Ergebnisse von Grossversuchen an hochbelasteten Belebtschlammanlagen und Tropfkörpern

Von K. WUHRMANN

(Mitteilung aus der Eidgenössischen Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich)

Eingegangen am 16. März 1953¹⁾

INHALTSVERZEICHNIS

Vorbemerkung	2
Einleitung	3
<i>I. Teil: Grundlagen der Versuche</i>	
A. Problemstellung	4
B. Versuchsanlagen	6
1. Belebtschlammanlage	7
2. Künstlich belüfteter Tropfkörper	11
C. Betrieb der Versuchsanlagen	14
1. Rohwasser	14
2. Durchführung der Versuche	19
3. Probenahme	20
a) Sammelproben während 24 h	20
b) Einzelproben	21
c) Voraussetzung für die Vergleichbarkeit von Proben	22
4. Untersuchungsmethoden	24
a) Betriebstechnische Untersuchungen	25
b) Prüfung der Reinigungsleistung einer Anlage	25
<i>II. Teil: Durchgeführte Versuche, Betriebsbeobachtungen und Analysenergebnisse</i>	
A. Versuche mit dem Belebtschlammverfahren	27
B. Versuche mit dem künstlich belüfteten Tropfkörper	28
C. Bemerkungen zu den Tabellen 9 bis 17.	48
<i>III. Teil: Auswertung der Beobachtungen</i>	
A. Bemerkungen zum Betriebe der Versuchsanlagen und den Verfahren im allgemeinen	49
1. Beobachtungen beim Belebtschlammverfahren	49
a) Belüftung und Schlammkonzentration im Belüftungsbecken	49
b) Wartung der Belebtschlammanlage	56

¹⁾ Manuskript abgeschlossen im Oktober 1952.

c) Bürstenbelüftung	58
d) Zusätze zum Belebtschlamm	60
2. Beobachtungen am künstlich belüfteten Tropfkörper	61
B. Entfernung von Stoffen mit biochemischem Sauerstoffbedarf	62
1. Allgemeines	62
2. Belebtschlammverfahren	64
3. Künstlich belüfteter Tropfkörper	71
C. Umsatz der Stickstoffverbindungen	76
1. Umwandlung der Stickstoffverbindungen	76
2. Elimination des Stickstoffs	79
3. Stickstoffbilanz der Reinigungsanlagen	81
D. Phosphorelimination	83
E. Schlammproduktion und Schlammzusammensetzung	85
1. Überschußschlammengen	85
2. Schlammzusammensetzung	88
<i>IV. Teil: Schlussbemerkungen und Zusammenfassung</i>	
Zusammenfassung	91
Literaturverzeichnis	92

VORBEMERKUNG

Die nachfolgende Übersicht enthält die Messungen und Beobachtungen, welche die Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz in den letzten Jahren auf den Versuchsanlagen des Instituts bei der biologischen Reinigung vorgeklärten städtischen Abwassers in systematischen Experimenten von technischem Maßstab sammelte. Die Arbeiten wurden anfänglich unter der Leitung der Herren Prof. Dr. E. MEYER-PETER und Prof. Dr. W. VON GONZENBACH, später unter derjenigen von Herrn Dr. U. A. CORTI gemeinsam von der biologischen (K. WUHRMANN, H. WOKER), chemischen (F. ZEHENDER, H. KUISEL) und technischen (A. KROPP, W. ZIEGLER) Abteilung der Anstalt durchgeführt. Über die einzelnen Versuchsserien ist bisher nichts ausführlich veröffentlicht worden; ihre Ergebnisse wurden nur in internen Berichten niedergelegt oder gelangten in speziellen Rapporten an einzelne Interessenten.

Da die Arbeiten für die uns zunächst am meisten interessierenden Fragestellungen abgeschlossen sind, erfolgt nun eine Zusammenstellung der bisherigen Ergebnisse, die einerseits den gegenwärtigen Stand der Erfahrungen umreissen und gleichzeitig als Basis für die weiteren experimentellen Untersuchungen dienen soll.

An die Erstellung und Erweiterung der Versuchsanlagen wurden im Laufe der Zeit von Kantonen, Gemeinden, der Stiftung zur Förderung schweizerischer Volkswirtschaft durch wissenschaftliche Forschung und vom Jubiläumsfonds der ETH. namhafte Beiträge geleistet. Wir möchten auch an dieser Stelle allen Beteiligten für die Unterstützung unserer Arbeiten bestens danken.

Es liegt uns ferner daran, allen Mitarbeitern der Anstalt in den Laboratorien und auf der Versuchsanlage unseren speziellen Dank für die gewissenhafte Durchführung der umfangreichen Versuchsprogramme auszusprechen. Ihre Arbeit und insbesondere diejenige unseres Mechanikers, Herrn *Friedrich*, der die Versuchsanlagen beaufsichtigte, bildet die Grundlage der nun vorliegenden Ergebnisse.

EINLEITUNG

Es ist das Hauptziel dieses Berichtes, die in vielen Versuchen ermittelten Einzelergebnisse unter dem einheitlichen Gesichtspunkt weniger, uns für die praktische Verwirklichung des Gewässerschutzes bedeutsam erscheinender Fragen auszuwerten. Experimente, die aus dem einen oder andern Grund keinen Beitrag an die diskutierten Probleme liefern können, bleiben unerwähnt. Insbesondere konzentriert sich die Darstellung auf die beiden Verfahren: Belebtschlamm und künstlich belüfteter Tropfkörper. Eine Reihe anderer biologischer Reinigungssysteme und Systemkombinationen, die wir gelegentlich in kürzeren Versuchsperioden prüften, werden nicht beschrieben, da die Beobachtungen mindestens vorläufig nicht von praktischem Interesse sind.

Naturgemäss erfolgten unsere Versuche vor allem im Hinblick auf die Abwasserreinigung in Anlagen kleiner oder mittlerer Grösse, wie sie für schweizerische Verhältnisse in erster Linie benötigt werden. Auch die gegenüber bisheriger Praxis relativ hohen Belastungen ergaben sich aus den schweizerischen Gegebenheiten.

Der vorliegende Bericht will nicht nur Rechenschaft über die ausgeführten Arbeiten ablegen, sondern zugleich einige Erfahrungen vermitteln, die einem Projektverfasser oder einer Gemeindebehörde das Vertrauen in die Leistungsfähigkeit und sichere Betriebsweise hochbelasteter Abwasserreinigungsanlagen erwecken sollen.

Die *Fragestellungen* (vgl. unten) für alle Versuche waren grundsätzlich nur *verfahrenstechnischer* und *vergleichend-wirtschaftlicher* Art. *Konstruktive* Probleme wurden nicht – oder nur beiläufig bezüglich Details – studiert, und die einmal errichteten Versuchsanlagen blieben deshalb praktisch unverändert für alle Experimente (vgl. Abschnitt I, 4). In bezug auf die technische Gestaltung der Anlagen sind deshalb alle Versuche der Belebtschlamm- und Tropfkörpergruppe streng untereinander vergleichbar.

Im Laufe der Zeit wurde auf Grund der Erfahrungen die Versuchstechnik ständig verbessert und vor allem durch präzisere Fragestellungen und eine entsprechende Untersuchungsmethodik die Ausbeute der Experimente vergrössert. Dementsprechend besitzen die in den letzten sechs Jahren ausgeführten Versuchsserien im Hinblick auf das Ziel dieses Berichtes wesentlich grössere Bedeutung als die früheren. Die mit den ersten Versuchen geleistete Vorarbeit war natürlich unentbehrlich für die später erzielten Ergebnisse.

Der vorliegende Bericht enthält im ersten Teil eine kurze Darstellung der Grundlagen, welche als Ausgangspunkt für die Versuche und die speziellen Fragestellungen dienten. Ferner ist dort die Versuchstechnik beschrieben. Im II. Teil geben wir an Hand tabellarischer Zusammenstellungen die ermittelten Beobachtungen in den einzelnen Experimenten (soweit sie für diesen Bericht berücksichtigt werden) auszugsweise (Mittelwerte) bekannt. Im III. Teil möchten wir an Hand des Zahlenmaterials einige der zur Zeit wichtigsten Fragen bei der Anwendung der Ergebnisse für die Technik des Gewässerschutzes beantworten.

ERSTER TEIL

GRUNDLAGEN DER VERSUCHE

A. Problemstellung

Als Ausgangspunkt für die Versuche wurde im Jahre 1936 die Aufgabe gestellt, eine Abwasserreinigungsmethode zu suchen, die bezüglich ihrer Reinigungswirkung zwischen den Ergebnissen der rein mechanischen Klärung und der «biologischen Vollreinigung» (schwachbelastete Tropfkörper oder Belebtschlammssysteme) liegen sollte. Man sagte sich mit Recht, dass viele Gemeinden in der Schweiz relativ wasserreiche Vorfluter für ihre zukünftigen Abwasseranlagen besitzen und somit eine «Vollreinigung» der Abwässer unnötig sei. Bei der Abwasserreinigung mittels Tropfkörpern war schon vor diesem Zeitpunkt eine Entwicklung zu hohen Belastungen eingetreten (sogenannte Hochleistungstropfkörper, Tropfkörper mit Rezirkulation usw.). Auch bei Belebtschlammanlagen hat man schon seit Bekanntwerden des Verfahrens nach immer höheren Belastungen gestrebt, wenn auch ohne bleibenden Erfolg. So zitiert CHASE (1944) Versuche in Houston (Texas) aus dem Jahre 1924, wo mit 1 h Belüftungszeit ein Reinigungseffekt von 94% – gemessen am Bsb₅ – erreicht worden sein soll. Die von BUSWELL und Mitarbeitern (1928) veröffentlichten Versuche mit belüfteten Tauchkörperanlagen wurden ebenfalls mit Belüftungszeiten von nur 1,5 h ausgeführt (gegenüber den damals üblichen Belüftungszeiten von 4 bis ~ 10 h). Die Versuche in Birmingham (WHITEHEAD, 1925) führten dann allmählich zur Auffassung, dass Belebtschlammanlagen mit hoher Belastung nur bei zusätzlicher Wiederbelüftung («Reaktivierung») des Rücklaufschlammes möglich seien, eine Behauptung, die bis in die neueste Zeit immer wieder

geäußert wird (PIPE und FARMER, 1937; SIERP, 1934; BABBIT, 1947; ULLRICH und SMITH, 1951, u.a.m.). Im Auslande erfolgte erstmals eine Abweichung von dieser Auffassung, und die konsequente Durchführung von Versuchen in technischem Maßstab mit hochbelasteten Belebtschlammanlagen durch SETTER (1944). Die Ergebnisse dieser Arbeiten sind aber von unserem Standpunkte aus als wenig befriedigend zu beurteilen (vgl. Abschnitt III, B 2). Laboratoriumsexperimente mit hohen Belastungen (OKUN, 1949; SMITH, 1952) zeigten, dass genau wie bei unseren Anlagen, auch ohne Schlamm-«Reaktivierung», ausgezeichnete Resultate zu erwarten sind.

Das Studium hochbelasteter Belebtschlammanlagen wurde uns mit dem Bau einer Versuchsanlage im Jahre 1937 ermöglicht und führte zu den nun vorliegenden Ergebnissen. Der Bereich der seither untersuchten Raumbelastungen im Vergleich mit den im Auslande üblichen Dimensionierungsgrundlagen von Belebtschlammanlagen geht am besten aus der Darstellung in Abbildung 1 hervor, in der wir die in verschiedenen Grossanlagen üblichen hydraulischen Raumbelastungen und Rohwasserkonzentrationen miteinander in Beziehung gesetzt haben, wobei als Unter-

Abb. 1. Untersuchter Belastungsbereich bei den Belebtschlammversuchen im Vergleich mit den Betriebsdaten amerikanischer Abwasserreinigungsanlagen mit Belebtschlammssystem. Ordinate: Konzentration des Zuflusses zu den Belüftungsbecken (mg BSB₅/l) im Tagesmittel. Abszisse: Hydraulische Raumbelastung der Belüftungsbecken (m³/m³ · Tag).

lage die Zusammenstellung von STANLEY (1949) diene. Die Betriebsgrundlagen der Anlage Jamaica in New York wurden besonders hervorgehoben, da sie in der Literatur bereits als typisch für Teilreinigungsanlagen zitiert werden. Aus der Darstellung geht sofort hervor, dass wir unsere Versuche in einem Belastungsgebiet durchführten, das (mindestens in grösseren Anlagen) noch nicht bearbeitet wurde.

Es war selbstverständlich, dass – in Anbetracht der für den Betrieb von Tropfkörpern vielerorts günstigen topographischen Verhältnisse in der Schweiz – auch den hochbelasteten Tropfkörpern Aufmerksamkeit geschenkt werden musste. Die Versuchsanlage wurde deshalb 1944 mit der Errichtung von drei Filterbeeten und zugehörigen Nachklärbecken erweitert. Die damit ausgeführten Versuche hielten sich aber in beschränktem Rahmen, und einzig der geschlossene, künstlich belüftete Körper erfuhr eine genauere Prüfung und wird in diesem Bericht berücksichtigt.

Wir können die unseren Experimenten zugrunde liegenden Hauptfragen wie folgt formulieren:

1. Ist es möglich, eine Belebtschlammanlage ohne spezielle Wiederbelüftung des Rücklaufschlammes mit viel kürzerer Belüftungszeit zu betreiben, als dies bis heute üblich ist?
2. Sind die Leistungen einer solchen Anlage für einen wirksamen Schutz der Vorfluter genügend, und welches sind im besonderen die Bedingungen, um eine möglichst hohe Leistung des Systems zu erzielen?
3. In welchem Verhältnis stehen die Leistungen hochbelasteter Belebtschlammanlagen und künstlich belüfteter Tropfkörper zueinander, und wo liegt im speziellen die Grenze der Leistungsfähigkeit des letzteren Systems im Hinblick auf eine genügende Qualität des Abflusses?

Neben diesen Grundfragen wurden eine grössere Zahl von Einzelproblemen studiert, die in Abschnitt III dargestellt sind.

B. Versuchsanlagen

Alle nachstehend beschriebenen Experimente wurden mit den Versuchsanlagen ausgeführt, die das Institut im Laufe der Jahre innerhalb des Areals der Kläranlage Werdhölzli der Stadt Zürich errichtete. Dieser Standort, dessen Benützung dem grossen Entgegenkommen der Stadt Zürich zu verdanken war, ermöglichte das Experimentieren mit Abwasser, das direkt aus der Anlage der Stadt gepumpt werden konnte, so dass wir

Versuchsanlage Werdhölzli

Abb. 2. Halbschematische Darstellung der Anordnung der Versuchsanlagen der EAWAG. im Areal der Kläranlage Werdhölzli der Stadt Zürich.

keine eigenen Vorklärungsbecken zu errichten hatten. Die Gesamtdisposition der benützten Anlagenteile der Versuchsstation ist aus Abbildung 2 ersichtlich.

I. BELEBTSCHLAMMANLAGE

Die 1937/38 errichtete Belebtschlammanlage, die unter der Leitung von Prof. Dr. E. MEYER-PETER und unter Beratung von Ing. KESSENER (damals Direktor des Niederländischen Reichsinstitutes für Abwasserreinigung) von Ing. A. KROPF errichtet wurde, umfasst folgende, für unsere weiteren Ausführungen wichtigen Teile (für eine eingehende Beschreibung vgl. KROPF, 1940):

Zwei baulich identische Einzelanlagen, die vollständig unabhängig voneinander betrieben werden können und somit streng vergleichbare Parallelversuche gestatten.

Jede Anlage besteht aus einer *Belüftungskammer* der Bauart KESSENER (vgl. Schema und Übersichtphoto der Abbildungen 3, 4 und 5) von 190 m³ Inhalt, die mittels Querwänden in fünf Abteile zu je rund 38 m³ gegliedert ist. Die einzelnen Abteile können gesamthaft oder einzeln (nach Verschluss der Verbindungslücken) betrieben werden. Die Experimente mit kurzen Belüftungszeiten wurden nur mit einer oder zwei Kammern

Schnitt A-A

Abb. 3b. Grundriss und Schnitt der Belebtschlammanlagen und der zugehörigen Nachklärbecken.

führt. In diesem Falle erfolgte der Abfluss aus dem Becken mit einem Tauchrohr aus etwa halber Beckentiefe.

Der *Rücklaufschlamm* wird aus der Trichterspitze der Nachklärbecken mit Wasserüberdruck in einen zwischen Belüftungs- und Nachklärbecken angeordneten Kasten gefördert, von dort mittels Schöpfkrädern über die Spiegelhöhe der Belüftungsbecken gehoben und in Rinnen, die sich zwischen den beiden Belüftungsbecken befinden, in die letztern zurückgeleitet. Der Zufluss des Rücklaufschlammes erfolgt damit auf der dem

Abb. 4. Überblick über die Belebtschlammanlagen. Vorne die Nachklärbecken, hinten die beiden mehrteiligen Belüftungskammern. Rechts aussen: Südliche Hälfte der Emscherbrunnen der städtischen Anlage.

Rohwassereinlauf gegenüberliegenden Beckenseite. In den letzten Versuchen wurden Rücklaufschlamm und Rohwasser vor dem Eintritt in die Belüftungskammern miteinander vermischt.

Die Messung und Dosierung der Rücklaufschlammmenge wird am Austritt der Rücklaufschlammleitung in den Schöpfkradkasten mittels kalibriertem Schieber vorgenommen.

Rücklaufschlammförderung und Antrieb der Bürstenwalzen erfolgt für jede Anlage von einem zwischen Belüftungs- und Nachklärbecken angeordneten Elektromotor mit Reduktionsgetriebe aus.

Der *Überschußschlamm* wurde bei allen beschriebenen Versuchen aus der Rücklaufschlammleitung abgezapft. Seine Messung erfolgte anfänglich mittels Kippmulden und Zählwerk, später mittels Messüberfällen.

Die in jedem einzelnen Versuch verwendeten Einrichtungen sind im übrigen in Tabelle 9 angegeben.

Die Anlage bewährte sich im Laufe der 14jährigen Versuchszeit im allgemeinen in technischer Hinsicht sehr gut. Die Grösse der Nachklärbecken erwies sich allerdings als begrenzender Faktor für die Experimente, weil ihr beschränkter Inhalt dazu zwang, bei hohen Raumbelastungen nur eine einzige Kammer der Belüftungsbecken zu verwenden, um im Nachklärbecken noch eine genügende Aufenthaltszeit zu erhalten. Die Gefahr

Abb. 5. Detailansicht von zwei Belüftungsabteilungen der nördlichen Belüftungskammer (in Betrieb). Links hinten die Schöpfkörper zur Rücklaufschlammhebung.

von Kurzschlüssen in diesen verkleinerten Belüftungsbecken wurde damit sehr gross.

2. KÜNSTLICH BELÜFTETER TROPFKÖRPER

Im Jahre 1944 wurden drei Tropfkörper mit zugehörigen Nachklärbecken errichtet, von denen an dieser Stelle nur der geschlossene, künstlich belüftete beschrieben wird (Abb. 6).

Der aus Eisenbeton errichtete, kreiszylinderförmige Tropfkörpermantel von 5,5 m lichtigem Durchmesser ist oben mittels einer aufbetonierten Kuppel geschlossen. Die Sohle des Körpers besteht aus parallelen Abflussrinnen, die in einen zentralen, nach aussen führenden Kanal münden. Über jeder Seitenrinne ist ein Luftloch angeordnet, durch welches die von oben her durch das Filterbeet gepresste Luft ausströmen kann. Über dem Dränagesystem des Tropfkörperbodens ist mittels Formsteinen eine durchlässige Sohle errichtet, auf welche die Tropfkörperfüllung aufgeschichtet ist. Die Belüftung wird mittels eines Ventilators, der im Zenith der Kuppelüberdeckung eingebaut ist, vorgenommen. Die Dosierung der

Luft erfolgte anfänglich durch Verstellen des «Kaminhutes» des Ventilators und mittels Pitotrohrmessung im Saugrohr. Später wurde diese Einrichtung durch ein regulierbares Gebläse mit vorgeschaltetem Venturikanal zur Luftmengenmessung ersetzt (Serien VIII bis X)¹⁾.

Abb. 6. Ansicht der drei Versuchstropfkörper. Im Vordergrund der gedeckte, künstlich belüftete Filter mit Ventilator, links Nachklärbecken.

Die Beschickung des Körpers erfolgte durch einen sechsarmigen Drehsprenger; die Wassermenge wurde am Tropfkörperauslauf mit einem Registrierpegel gemessen.

Als *Nachklärbecken* wurde ein Trichterbecken mit quadratischem Grundriss gewählt. Der Zufluss erfolgt durch einen zentralen Beruhigungskasten, der Abfluss über einen Eternitzackenüberfall am Beckenrande. Totalinhalt des Nachklärbeckens = 47 m^3 , davon nutzbarer Absetzraum $\sim 38 \text{ m}^3$ (restliches Volumen = ruhender Schlamm in der Trichterspitze). Beckenoberfläche = 20 m^2 , Länge der Überlaufkante = $\sim 18 \text{ m}$.

Der Überschußschlamm wird mittels Wasserüberdruck aus dem Nachklärbecken in einen geeichten Meßschacht gefördert und verlässt von dort unsere Anlage.

¹⁾ Diese Belüftungsanordnung wurde mit Unterstützung der Eidgenössischen Stiftung zur Förderung schweizerischer Volkswirtschaft durch wissenschaftliche Forschung finanziert. Wir möchten der Stiftung auch an dieser Stelle für ihren Beitrag nochmals bestens danken.

Die Füllung des Tropfkörpers wurde mit einem Gemisch von Lava-schlacken und Kupolofenschlacken folgender Körnungen vorgenommen:

	Höhe	Körnung
Stützsicht	0,4 m	80–150 mm
Mittlere Schicht	2,6 m	20– 40 mm
Verteilschicht	0,5 m	40– 80 mm
Totale Füllhöhe	3,5 m	
Totaler Inhalt des Füllmaterials		~ 80 m ³

Alle Tropfkörper- und Belebtschlammanlagen werden von einer gemeinsamen Pumpstation aus mit Abwasser gespiesen, das im Ablaufkanal der städtischen Absetzbecken gefasst wird (vgl. Abb.2). Es standen stets so viele Pumpen zur Verfügung, dass jede Versuchseinheit völlig unabhängig von den andern betrieben werden konnte. Das Pumpenhaus dient gleichzeitig auch als Laboratorium für die jeweils an Ort und Stelle vorgenommenen Untersuchungen.

Die Belebtschlamm- und Tropfkörperanlage waren beide sowohl als Experimentier- wie auch als Demonstrationsanlagen entworfen worden. Bei den Versuchsanordnungen musste deshalb mancher Kompromiss geschlossen werden. Andererseits können wir die Dimensionen beider Installationen als genügend gross betrachten, um die damit gemachten Erfahrungen ohne Einschränkungen auf ähnliche oder grössere Bauwerke der Praxis übertragen zu können (soweit es sich um analoge Abwasser-verhältnisse handelt!). Zur Illustration geben wir die Einwohnergleichwerte für die Abwassermengen an, die wir bei den häufigsten Versuchen behandelten (Tabelle 1).

Tabelle 1

Behandelte Abwassermengen in Einwohnergleichwerten bei den häufigsten Versuchsanordnungen

	Belebtschlammanlage				Künstlich belüfteter Tropfkörper			
	Angenommene spezifische Abwassermenge (l/E·Tag)				Angenommene spezifische Abwassermenge (l/E·Tag)			
	200	450	200	450	200	450	200	450
Verwendeter Belüftungsraum (m ³)	77	77	38,5	38,5	80	80	80	80
Hydraulische Raumbelastung R_h (m ³ /m ³ ·Tag)	10	10	22	22	5	5	8	8
Einwohnergleichwert der behandelten Abwassermenge	3900	1750	4000	1900	1950	875	3120	1400

C. Betrieb der Versuchsanlagen

I. ROHWASSER

In allen nachfolgend geschilderten Versuchen wird als «Rohwasser» (RW) der Abfluss der südlichen Hälfte der städtischen Kläranlage benützt. Diese Absetzanlage wurde von MÜLLER (1929) eingehend beschrieben. Sie besteht im wesentlichen aus Sandfang, automatisch gereinigtem Rechen, erstem flachem Absetzbecken mit automatischer Schlammräumung und anschliessendem, längsdurchflossenem Absetzbecken mit abgetrenntem Schlammraum (Travisbecken). Der letztere wird lediglich als Sammel- und Stapelraum benützt; der Schlamm wird regelmässig in besondere Faulkammern zur Weiterverarbeitung gepumpt. Der Abfluss aller Absetzbecken einer Anlagehälfte fällt in einen gemeinsamen Kanal über, aus welchem wir für unsere Anlage das vorgereinigte Rohwasser entnehmen. Mit Hilfe einer scharf ausgeprägten und jeden Morgen auftretenden Spitzenkonzentration der Chloride im städtischen Abwasser haben wir mehrmals die wirkliche Durchflusszeit durch die städtische Vorklärung (südlicher Teil) bestimmt und um 9 Uhr Werte von 40–45 min gefunden. Bei Trockenwetter liegt der Abwasserzufluss um diese Zeit etwas über dem Tagesmittel. Für einzelne Versuche mit dem künstlich belüfteten Tropfkörper wurde jeweils bei einem städtischen Becken die Aufenthaltszeit durch Drosselung des Zuflusses verlängert, um eine bessere Vorklärung zu erhalten. Der Einfluss dieser Massnahme erwies sich jedoch als gering, wie dies Mittelwerte aus einer längeren Bestimmungsreihe (Serie X, TK) in Tabelle 2 zeigen.

Das Abwasser der Stadt Zürich, wie es für die Versuche verwendet werden musste, ist relativ wenig konzentriert und lässt sich gut mit den Verhältnissen vergleichen, wie sie in den grossen Städten der USA. vorliegen. Es erweist sich damit als bedeutend «dünner» als beispielsweise die durchschnittlichen städtischen Abwässer in Deutschland oder England.

Da die ersten in diesem Bericht berücksichtigten Versuche in die Zeit strengster Lebensmittelrationierung in den letzten Kriegsjahren fielen, besass das zur Verfügung stehende Abwasser eine besonders geringe Konzentration (Serien V, VI, VII). Speziell die Kennzahlen Bsb_5 und $KMnO_4$ -Verbrauch widerspiegeln deutlich den Zusammenhang zwischen Ernährungsgewohnheiten und Abwasserkonzentration in den Kriegsjahren. Die eingehenden Untersuchungen in der letzten Zeit konnten dagegen mit Abwasser durchgeführt werden, dessen Konzentration als normal für

Tabelle 2

Einfluss der Aufenthaltszeit in den städtischen Vorklärbecken auf die Qualität des Beckenabflusses

(Tagesmittel aus Serie X, TK)

	Aufenthaltszeit (Rechen bis Beckenabfluss, gemessen an Chloridspitze) bei Trockenwetter um 9 Uhr	
	~ 40 min	~ 85 min
Trübung, nephelometrisch (Millimeter Galvanometeraussschlag)	60,5	56,5
Trockenrückstand (mg/l)	549	535
Glühverlust (mg/l)	222	220
Schwebestoffe (mg/l)	151	139
Oxydierbarkeit (mg/l)	340	322
Bsb ₅ (mg O/l)	139	130
Gesamtstickstoff (mg N/l)	23,6	25,0
Gesamtphosphor (mg P/l)	2,9	2,8
Organischer Kohlenstoff (mg C/l)	82,1	81,9

Gemeinden mit hoher spezifischer Abwassermenge bezeichnet werden kann.

Die tägliche Schwankung von Abwassermenge und -konzentration in der Kläranlage Werdhölzli der Stadt Zürich spielte für die Durchführung der Experimente und speziell die Technik der Probenahme (vgl. nächsten Abschnitt) eine grosse Rolle. Zahlreiche Auswertungen von Abflusskurven bei Trockenwetter (Limnigraph am städtischen Hauptsammelkanal) ergaben:

- Das tägliche Maximum des Zuflusses zur Kläranlage tritt im allgemeinen in zwei Gipfeln zwischen 12 und 14 Uhr auf; das Minimum zwischen 2 und 6 Uhr.
- Der mittlere tägliche Abfluss beträgt $\sim 1,5\text{--}1,6 \text{ m}^3/\text{s}$, die täglichen Minima und Maxima bei Trockenwetter weichen $\sim 30\text{--}40\%$ vom Tagesmittelwert ab.
- Das Verhältnis zwischen Minimal- und Maximalabfluss ist bei Trockenwetter rund 1:2.

Wir haben mehrfach auch die Konzentrationsschwankung des Abwassers durch stündliche oder zweistündliche Probenahme am Abfluss der Vorklärbecken (= Zufluss zur Versuchsanlage) festgehalten. Als Beispiel geben wir die Diagramme der Abbildung 8. Darin sind die pro Zeiteinheit aus der städtischen Anlage abfliessenden Schmutzstoffmengen an zwei

Stichtagen mit Trockenwetterabfluss in der städtischen Kanalisation aufgetragen. Es ergibt sich, dass das Maximum des Abflusses von Stickstoffverbindungen rund 2–3 h früher auftritt als das Maximum des Bsb₅. Die Kurve für den Phosphor folgt mehr oder weniger derjenigen des Stickstoffs. Es ist auffallend, dass – abgesehen von Details – die zeitliche Verteilung der Schmutzstoffkonzentration und der Einzelkomponenten sehr regelmässig erfolgt und in weit auseinanderliegenden Kontrollen immer mehr oder weniger gleichartig befunden wurde.

Das in den Versuchen verarbeitete Rohwasser lässt sich im weitem noch durch die in Tabelle 3 als Beispiele zusammengestellten *Verhältniszahlen zwischen Bsb₅ und Gesamtstickstoff* bzw. organischem C und Gesamtstickstoff sowie des gegenseitigen Verhältnisses der Stickstoffkomponenten charakterisieren. Vergleichsweise haben wir die entsprechenden Ziffern einiger ausländischer Anlagen eingetragen. Im Hinblick auf die späteren Ausführungen ist zu bemerken, dass die Abwassereigenschaften in einigen amerikanischen Städten weitgehende Ähnlichkeiten mit den unsern aufweisen (vgl. Beispiele in Tabelle 3). Im übrigen wird im Abschnitt III die Bedeutung der angeführten Verhältniszahlen zu diskutieren sein.

Besonders wichtig ist die Verteilung der Schmutzstoffe auf *gelöste und ungelöste Anteile im Rohwasser* nach Durchfluss der städtischen Kläranlage. In Tabelle 4 geben wir Analysen (Tagesmittelpuben) des Rohwassers an, wie es in unsere Anlage gepumpt wurde, sowie vom selben Rohwasser nach Filtration durch Membranfilter (Sterilfiltration). Es ist sofort er-

Tabelle 3
Verhältniszahlen von Rohwasserkomponenten

	Werdhölzli, Abfluss städtische Anlage		Chicago SW	Chicago N	Jackson, Michigan
	1949	1950			
Bsb ₅ : Gesamtstickstoff	4,9:1 ÷ 4,5:1	5,8:1	6,2:1	6:1	6,6:1
Organischer Kohlenstoff: Gesamtstickstoff	2:1 ÷ 1,7:1	3,3:1			
<i>Stickstoffkomponenten:</i>					
Organischer Stickstoff in Prozent des Gesamtstickstoffs	28,3 ÷ 29,1	42,2	59	49	40
NH ₄ -N in Prozent des Gesamtstickstoffs . .	65 ÷ 67	65	41	51	60
(NO ₂ + NO ₃)-N in Prozent des Gesamtstickstoffs	4,7 ÷ 5,9	2,8	0	0	0

Tabelle 4

*Anteil der Schwebestoffe an den Komponenten des Rohwassers im Abfluss
der städtischen Anlage (Herbst 1950)*

	Abfluss städtische Anlage	Nach Steril- filtration	In Schwebestoffen festgelegt
Schwebestoffe (mg/l)	120	0	—
KMnO ₄ -Verbrauch (mg/l)	314	133	57,6%
Organischer Stickstoff (mg N/l)	8,82	4,72	46,5%
Gesamtphosphor (mg P/l)	1,99	0,91	54,3%
Organischer Kohlenstoff (Sommer 1950) (mg C/l)	82,1	20,9	74,6%

sichtlich, dass ein beträchtlicher Teil des Schmutzstoffgehaltes in suspendierter Form im Rohwasser enthalten ist, speziell hohe Anteile entfallen auf den organischen Kohlenstoff in den Schwebestoffen. Im allgemeinen bewegte sich der Gehalt an Schwebestoffen in unserem Rohwasser um 100–120 mg/l (vgl. Analysen in Tabelle 11).

Unsere Versuchseinrichtungen erlaubten nicht, den täglichen Gang der Abflussmenge des Abwassers in der städtischen Kläranlage auf die Experimente exakt zu übertragen, und diese Variable war auch im allgemeinen bei der Versuchsdurchführung nicht erwünscht. In vielen Experimenten wurde als Ersatz für den natürlichen Wechsel des Rohwasserzuflusses ein vereinfachtes Schema der Tagesschwankungen bei der Beschickung der Versuchsanlagen durchgeführt, oder es wurde der Einfachheit halber mit konstanter Wassermenge gearbeitet. Man kann sich fragen, wie weit durch diese vereinfachte Beschickung der Versuchsanlagen ihre Belastung mit Schmutzstoffen im Vergleiche mit normalen Gemeindeanlagen beeinflusst wird. Wir prüfen dies wie folgt:

Wir nehmen als Beispiel für einen «Normaltag» bezüglich Abwasser- und Schmutzstoffmenge im Abfluss der städtischen Kläranlage die Beobachtungen vom 19. und 20. Januar 1949 (Abb. 7) und rechnen diese Ziffern für einen Tagesmittelabfluss von 1 m³/s um. In Abbildung 8 haben wir mit dem gleichen Maßstab (Tagesmittel = 1 m³/s) die Zuflussmenge zu unsern Anlagen in den einzelnen Versuchsserien aufgezeichnet. Desgleichen wurden die entsprechend der wechselnden Abwassermenge deformierten Kurven für den Schmutzstoffzufluss eingetragen. Es ergibt sich aus der Darstellung ohne weiteres, dass zum Beispiel eine über 24 h gleichmässige Beschickung die Maxima und Minima in den Schmutzstoff-

mengen etwas ausgleicht, während besonders die zweistufige Beschickung viel höhere Spitzenbelastungen mit sich bringt, als dies bei einer Gemeindeanlage der Fall sein würde (Serie BS IX, X und TK IX und X). Ganz extreme Bedingungen ergeben sich bei noch grösserem Verhältnis zwischen Tages- und Nachtzufuss (BS V_6 und V_5 bzw. TK V_5 und V_6 , VIII₄ und VIII₆). Integriert man aber die Kurven für die einzelnen Schmutz-

Abb. 7. Abflusskurven für Schmutzwasser, suspendierte Stoffe, Bsb₅, Gesamtstickstoff und -phosphor aus den südlichen Klärbecken der städtischen Kläranlage Werdhölzli, Zürich. Die Kurven vom 19./20. Januar 1949 betrachten wir für spätere Berechnungen als typisch für einen «Normaltag».

Ordinaten: Wasser- bzw. Stoffmengen in m³/s bzw. g/s. Abszisse: Tagesstunden.

Abb. 8. Abwasser- und Schmutzstoffzufluss zu den Versuchsanlagen bei verschiedenen Experimenten im Vergleich mit der natürlichen Tageskurve im Abflusskanal der städtischen Kläranlage bei Trockenwetter.

Ordinaten: Relative Abwassermenge (l/s) und Schmutzstoffmenge (g/s), wenn der Tagesmittelabfluss zu 1 m³/s angenommen wird. Abszisse: Tagesstunden.

stoffkennzahlen über 24 h, so sind die Tagessummen bei den einzelnen schematischen Beschickungsarten nur unwesentlich verschieden vom effektiven Schmutzstoffabfluss der städtischen Kanalisation innerhalb des gleichen Zeitraums. *Wir sind deshalb der Auffassung, dass trotz der Vereinfachung in der Beschickungsweise unserer Versuchsanlagen die gewonnenen Resultate ohne Einschränkung auch gültig sind für Anlagen, denen das Abwasser gemäss einer natürlichen Abflusskurve der Gemeindekanalisation zufliesst.*

2. DURCHFÜHRUNG DER VERSUCHE

Grundsätzlich wurde bei allen Experimenten eine mindestens mehrwöchige Beobachtungsperiode eingehalten und die Anlagen in dieser Zeit gemäss einem vorbestimmten Schema bezüglich aller Betriebsdaten *ohne jede Änderung* betrieben. Innerhalb dieser Versuchsperiode erfolgte die in jedem einzelnen Fall als notwendig erachtete Anzahl von Probenahmen. Ein tägliches Betriebsprotokoll, das alle wichtigen technischen Angaben über den Gang der Versuchsanlagen enthielt, diente zur Überwachung der Experimente.

Im allgemeinen wurden die *Belebtschlammanlagen* für jede Versuchsphase neu «eingefahren». Dabei hat sich folgendes Schema bewährt:

- a) Füllen der Belüftungsbecken mit Rohwasser und Belüftung während 48 h.
- b) Nach 48 h Beginn des Rohwasserdurchflusses, wobei innerhalb zirka 10 Tagen in gleichmässiger Steigerung die Vollbelastung erreicht wird. Die Rücklaufschlammmenge wird von Anfang an auf der für den Vollbetrieb geplanten Höhe gehalten.
- c) Der Ablass von Überschussschlamm beginnt erst, wenn die Schlammkonzentration im Belüftungsbecken die gewünschte Höhe erreicht hat.
- d) Nach Ablauf der zirka zwölf-tägigen Einlaufperiode wurde die Anlage vor Beginn der Untersuchungen noch während rund 10 Tagen sich selbst überlassen. Es zeigte sich, dass nach etwa 15 Tagen (vom Beginn des Einfahrens an gerechnet) keine Änderungen mehr in den Anlagenleistungen eintraten.

Beim *künstlich belüfteten Tropfkörper* erfolgte das Einfahren innerhalb desselben Zeitraumes durch regelmässige tägliche Steigerung des Abwasserdurchflusses. Alle nachfolgenden Analysen beziehen sich aber auf Beobachtungsperioden, bei denen der Tropfkörper schon vorher mehrere Wochen lang in Betrieb war und nur noch die gewünschte Versuchsbelastung genau eingestellt werden musste.

Vor und während der Beobachtungsperioden wurden auf den Anlagen die normalerweise notwendigen Reinigungsarbeiten vorgenommen. Im übrigen beschränkte sich die Wartung auf die Kontrolle der in den Versuchsprogrammen vorgeschriebenen Betriebsdaten und die Durchführung der gewünschten Messungen. Der Umfang der letzteren war naturgemäss wesentlich grösser, als dies für den Betrieb einer Gemeindekläranlage notwendig ist, und wir möchten deshalb mit Nachdruck darauf hinweisen, dass die von uns regelmässig vorgenommenen Messungen zur rein betriebsmässigen Überwachung einer Gemeindeanlage entbehrlich sind (vgl. auch Abschnitt III, A 1).

Obschon grösstes Gewicht darauf gelegt wurde, zwischen den einzelnen Versuchsabschnitten nur diejenigen Variablen der Betriebsführung zu wechseln, deren Einfluss untersucht werden sollte, war es doch nicht zu vermeiden, dass gleichzeitig auch eine Reihe anderer Faktoren von Abschnitt zu Abschnitt änderten (mittlere Rohwasserkonzentration, mittlere Schlammkonzentration, Temperatur des Abwassers usw.). Wie sich jedoch im III. Teil zeigen wird, sind die damit in die Mittelwerte ganzer Versuchsserien hineingetragenen Streuungen geringer als die durch die *täglichen* Schwankungen der Rohwasserkonzentration ohnehin bedingte Variabilität, so dass der Einfluss der jeweils geprüften Faktoren doch zum Ausdruck gebracht werden konnte.

3. PROBENAHEME

Die Erhebung von Proben des Rohwassers und der Anlagenabflüsse, welche bezüglich der Fragestellung eines Versuches oder eines Analysenzieles repräsentativ sind, ist ein auch heute noch unbefriedigend gelöstes Problem. An Hand vieler Untersuchungen, die speziell im Hinblick auf die Probenahmetechnik auf unseren Versuchsanlagen ausgeführt wurden, hat ZEHENDER (1948) die grundlegenden Forderungen formuliert. Wir greifen hier die bei den Experimenten berücksichtigten, wichtigsten Punkte nochmals heraus und verweisen im übrigen auf diese Arbeit.

Je nach Fragestellung wurden folgende Probenahmemethoden verwendet:

a) *Sammelproben während 24 h: Für die Messung des Gesamtumsatzes einer Abwasserkomponente während 24 h (Reinigungs- und Eliminationseffekte, Stickstoffbilanz usw.).*

Zur Aufsammlung dieser Proben wurde das Abwasser von der Probenahmestelle aus in ein genau horizontal aufgestelltes Überfallgefäss geleitet. Eine kleine Menge des Überlaufes gelangte in einen grossen Sammelbehälter, der Rest in die Kanalisation. Der Inhalt des Sammelgefässes

reichte aus, um einen kontinuierlichen Zufluss der Probewassermenge während 24–48 h aufzufangen. Für die Analysen wurde aus dem Gefäß nach gründlichem Umrühren die benötigte Wassermenge erhoben. Diese Vorrichtung bewährte sich sehr gut (Verstopfungen können nicht eintreten, weil eine relativ grosse Wassermenge in das Überfallgefäß eingeleitet werden kann). Die Methode besitzt aber den Nachteil, dass das aufgefangene Abwasser je nach Dauer der Sammelperiode längere Zeit steht, bevor es zur Analyse gelangt. Wir haben die dabei unvermeidlich eintretenden Veränderungen in Kauf genommen, da wir andererseits dank dieser einfachen Probenahmetechnik relativ häufig Tagesbilanzen untersuchen konnten. Eine Aufteilung der 24stündigen Probenahme zum Beispiel in 4- oder 6stündige Einzelperioden, die ebenfalls denkbar wäre, hätte eine untragbare Vervielfachung der Untersuchungsarbeit verursacht, ohne einen entsprechenden Gewinn an Präzision der Messungen zu erbringen, wie dies an zahlreichen Kontrollen festgestellt wurde (vgl. ZEHENDER, 1948). Weitere in Anlehnung an unsere Arbeiten durchgeführte Untersuchungen über die Erhebung von Proben in Kläranlagen erfolgten durch JAEGERs und Mitarbeiter (1951), der unsere Auffassungen bestätigt. Bei Versuchen mit wechselndem Abwasserzufluss zu den Anlagen (Serie X usw.) wurden die Sammelproben für die Perioden mit verschiedener Anlagenbelastung getrennt voneinander erhoben und für die Analysen im Verhältnis der Beschickungsmenge miteinander gemischt.

b) *Einzelproben: Zur vergleichenden Untersuchung der Qualität von Abflüssen aus parallel betriebenen Anlagen (meistens zweimal täglich erhoben).*

Da die täglichen Konzentrationsschwankungen im Abfluss einer biologischen Reinigungsanlage sehr viel geringer sind als im ungereinigten Abwasser (vgl. Abb. 9), ist diese Methode innerhalb eines begrenzten Kreises von Problemstellungen zulässig. Die Abbildung 9 zeigt aber, dass es ausgeschlossen ist, zum Beispiel mittels Einzelproben den Reinigungseffekt einer Anlage bestimmen zu wollen, es sei denn, man erhebe sie während 24 h in kurzen Zeitabständen.

Die Versuche von Serie XII und XIII wurden lediglich mit zwei täglichen Einzelproben untersucht, da es sich dabei nur um die Kontrolle des *Verhaltens* einer Anlage bei verschiedenen Bedingungen, nicht aber um die Feststellung der Reinigungsleistung handelte. Einzelproben sind ferner unumgänglich, wenn beispielsweise das Verhalten bestimmter, leicht zersetzbarer Substanzen des Rohwassers bei der Abwasserreinigung verfolgt werden soll (Serie XII: Phenol).

Abb. 9. Beispiel des täglichen Konzentrationsganges des Bsb_5 , des Gesamtstickstoffs und des organischen Stickstoffs im Zu- und Abfluss der Belebtschlammanlage.

Raumbelastung $R_h = 10 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$.

Ordinaten: Konzentration des Bsb_5 (mg O/l) bzw. Stickstoffs (mg N/l). Abszisse: Tagesstunden.

Die Probenahmen (Einzel- und Sammelproben) erfolgten jeweils während einer ganzen Versuchsreihe immer an denselben Punkten der Anlagen, und die Verarbeitung der Proben wurde sofort vorgenommen.

c) *Voraussetzung für die Vergleichbarkeit von Proben aus Anlagenzu- und abfluss ist ihre zeitliche Korrespondenz.*

Die Erfahrung zeigte, dass die rechnerisch ermittelten Durchflusszeiten durch eine Anlage mit der Wirklichkeit oft sehr wenig übereinstimmen. Die Messung der «effektiven» Durchflusszeit durch eine Kläranlage (bei praktischem Betrieb mit Schmutzwasser) ist recht schwierig. Insbesondere fallen jene Messmethoden weg, die darauf beruhen, eine bestimmte Menge einer in den Anlagenzulauf gegebenen Markierungssubstanz am Anlagenablauf wieder quantitativ zu erfassen. Alle Markierungsstoffe werden mehr oder weniger stark von Schlamm absorbiert und sinken in Klärbecken zu Boden. Die Definition der Durchflusszeit mittels der Lage des Schwerpunktes der Durchflussfläche einer Markierungssubstanz, wie sie von MÜLLER-NEUHAUS (1952) beschrieben wird, konnte deshalb nicht angewendet werden. Auf Grund unserer praktischen Beobachtungen definieren wir die *effektive Durchflusszeit* durch unsere Becken mit der *zeitlichen Verschiebung eines leicht erkennbaren Referenzpunktes auf der Durchflusskurve einer (natürlicherweise) im Abwasser vorhandenen Substanz*. Als sehr geeignet hat sich die Chloridkonzentration erwiesen. Als Referenzpunkte verwendeten wir

entweder den Fuss oder das Maximum der jeden Morgen im Rohwasser auftretenden Chloridspitze.

Die bei verschiedenen Betriebsweisen der Belebtschlammanlage vorhandenen Abweichungen aus rechnerischen und wirklichen Durchflusszeiten sind in Tabelle 5 zusammengestellt, wobei die «theoretische Auf-

Tabelle 5

*Theoretische und beobachtete Durchflusszeiten der Versuchsanlagen
bei verschiedenen Raumbelastungen*

Serie	V_{BB} ¹⁾	V_{NKB} ²⁾	Q_{RW}	Q_{RS}	Durchflusszeit gemessen			Durchflusszeit theoretisch			Messung mittels
	m ³	m ³	l/s	l/s	t_{BB} min	t_{NKB} min	t_{tot} min	t_{BB} min	t_{NKB} min	t_{tot} min	
II VII	77 77	70 70	19 15	8,8 8,0	45 60	45 75	90 135	46 56	61 78	107 134	natürlicher Chloridspitze im Rohwasser Boraxzusatz natürlicher Chloridspitze im Rohwasser
XI VII	38,5 192	70 70	10 8	5,2 3	20 180	90 180	110 360	42 291	116 146	158 437	
1) Belüftungsbecken. 2) Nachklärbecken.											

enthaltszeit» in den Belüftungskammern sich als Quotient aus Kammer-
volumen und gesamtem Wasserdurchsatz ($RW + RS$) und bei den Nach-
klärbecken aus dem Volumen des mutmasslich durchflossenen Absetz-
raumes und dem Rohwasserdurchsatz berechnet. Die schlechte Überein-
stimmung zwischen theoretischer und «wirklicher» Durchflusszeit
schreiben wir Kurzschlußströmungen in den Becken zu, die hauptsächlich
wegen der geringen Distanzen zwischen Beckenzufluss und -abfluss relativ
leicht möglich waren, wie dies zahlreiche Färbeversuche zeigten. Durch
bauliche Massnahmen wurde nach Möglichkeit versucht, die Verhältnisse
zu verbessern. Man muss jedoch bei allen kleineren Anlagen offenbar in
Kauf nehmen, dass die wirklichen Aufenthaltszeiten in den verschiedenen
Becken oft beträchtlich kürzer sein werden, als dies aus der Berechnung
hervorgeht.

In den Tabellen 10 und 14 haben wir die *theoretischen* Aufenthaltszeiten
eingetragen, um die spätern Vergleiche mit ausländischen Anlagen durch-
führen zu können.

Auf Grund der gemessenen Durchflusszeiten wurden der Beginn und das Ende der Probenahmeperioden in Rohwasser und Abfluss zeitlich so gestaffelt, dass die erhobenen Wasserproben miteinander übereinstimmen. Als *Kontrolle* für die Vergleichbarkeit von Rohwasser- und Abflusssammelproben diente der *Chloridgehalt*, da dieser an den Umsetzungen in der Anlage nicht beteiligt ist. Wir haben in Tabelle 6 von drei Versuchsabschnitten aus Serien mit konstanter bzw. wechselnder Beschickung die Chloridkonzentrationen korrespondierender Sammelproben statistisch verglichen, um zu zeigen, dass die verwendeten Probenahmemethoden zutreffende Resultate erzielten. Die Differenz im Chloridgehalt der Sammelproben von Anlagenzu- und -abfluss ist in keinem der drei Beispiele statistisch gesichert. Damit ist auch gezeigt, dass mit unserer Definition der effektiven Durchflusszeit durch unsere Becken keine groben Fehler begangen werden.

Tabelle 6

Vergleich der Chloridgehalte im Rohwasser und Anlagenabfluss bei Tagesmittel-Probenabnahmen

Versuchsabschnitt	Beschickung	Chloridgehalt der Tagesmittelproben, Abschnittmittel				
		Rohwasser		Abfluss NKB		Unterschied zwischen Rohwasser und Abfluss mg/l
		mg/l	Streuung ¹⁾ mg/l	mg/l	Streuung ¹⁾ mg/l	
V ₂	konstant	55	± 10,1	53	± 9	2
V ₅	wechselnd 4:1	47	± 11,5	49	± 9,6	-2
V ₆	wechselnd 5:1	56	± 10,5	55	± 11,0	1
¹⁾ Streuung = Streuung zwischen den Tagesmitteln innerhalb der Versuchsabschnitte.						

4. UNTERSUCHUNGSMETHODEN

Je nach Problemstellung in den einzelnen Versuchsserien wurden mehr oder weniger weitgehende Beobachtungen und Messungen an den Versuchsanlagen vorgenommen. Der im allgemeinen sehr grosse Zeitaufwand für die eingehende Kontrolle mehrerer gleichzeitig laufender Experimente bedingte häufig eine Beschränkung der Untersuchungen auf das gemäss Fragestellung absolut notwendige Minimum.

Wir unterscheiden *betriebstechnische Messungen* und *Beobachtungen* sowie Methoden zur Messung der *Reinigungsleistung* der Versuchsanlagen.

a) *Betriebstechnische Untersuchungen*

Wir fassen darunter die Beobachtungen zusammen, die einerseits notwendig sind, um eine Versuchsanlage gemäss den im Versuchsprogramm vorgeschriebenen Bedingungen zu führen, und anderseits das Verhalten einer Anlage im Laufe längerer Perioden zu kontrollieren. Die wichtigsten Beobachtungen und Methoden sind in Tabelle 7 zusammengefasst. Die

Tabelle 7
Betriebstechnische Untersuchungen

Schlammvolumen im Belebungsbecken und Rücklaufschlamm:	Absetzversuch mit 1 l Schlamm im Imhoff-Glas. Massgebende Ablesung nach 30 min
Schlammgehalt	Wägung des Trockenrückstandes von 25 cm ³ (teilweise 100 cm ³) nach Trocknung bei 105° C
Durchsichtigkeit im Nachklärbecken .	Secchi-Scheibe
Sauerstoffgehalt im Belüftungs- bzw. Nachklärbecken	Nach WINKLER unter Zusatz von Natriumazid

betriebstechnischen Untersuchungen erfolgten meistens täglich oder dann in kurzen Abständen, und zwar auch ausserhalb der eigentlichen Analysenperioden, so dass die Kontinuität der Versuchsbedingungen während der ganzen Versuchsdauer gewährleistet war.

b) *Prüfung der Reinigungsleistung einer Anlage*

Wir fassen unter diesem Titel alle Untersuchungen zusammen, die am rohen und gereinigten Abwasser angestellt wurden. Je nach Versuchsprogramm gestalteten sich die Analysen mehr oder weniger umfangreich. In zahlreichen Versuchen prüften wir beispielsweise in erster Linie die Stickstoffelimination und legten dabei auf andere analytische Kennzahlen des Abwassers weniger Wert. Dagegen wurde speziell zu Anfang der Experimente das Augenmerk mehr auf allgemeine Masszahlen für die organische Verunreinigung der Abwässer geworfen (Bsb₅, KMnO₄-Verbrauch).

Die verwendete Analysenmethodik ist stichwortartig in Tabelle 8 aufgeführt. Zahlreiche Methoden wurden im Laufe der Jahre verbessert oder durch andere ersetzt, um die Präzision der Messungen zu erhöhen. Spe-

Tabelle 8
Analysenmethoden

pH	Potentiometrisch mit Glaselektrode. Alle Werte bezogen auf 20° C
Leitfähigkeit	Elektrische Widerstandsmessung mit Philippsgerät «Philoskop». Alle Werte bezogen auf 20° C
Schwebestoffe	Gooch-Tiegelmethode mit Zellulosematte oder als Differenz des Trockenrückstandes einer unfiltrierten und steril filtrierten Probe
Trockenrückstand	Nach Eindampfen von 100 cm ³ Wasser bei 105° C
Glühverlust	Glühen des Trockenrückstandes bei 600° C
Oxydierbarkeit	Nach KUBEL-THIEMANN (Standard-Methods 1947)
Bsb ₅	Verdünnungsmethode mit zehrungsfreiem Leitungswasser ohne Salzzusatz, Bebrütung 5 Tage bei 20° C
Organischer Stickstoff	Nach KJELDAHL, abzüglich NH ₄ -Stickstoff
Ammonium	Kolorimetrisch nach NESSLER oder titrimetrisch nach Destillation mit Boraxpuffer pH 9,0
Nitrat	Nach SCHERINGA (mit Sulfosalizylsäure)
Nitrit	Nach BUJWID (mit Indol)
Aminosäure-N	Nach VAN SLYKE und Mitarbeitern (1941) (im Schlamm: nach Hydrolyse desselben in 20prozentiger H ₂ SO ₄ während 18 h bei Siedetemperatur)
Organischer Kohlenstoff	Nach VAN SLYKE und Mitarbeitern (1940): Eindampfen der Wasserproben bei pH 10 und Ansäuern des Rückstandes unmittelbar vor Analyse
Kalium (im Schlamm)	Flammenspektrographisch im Kjeldahl-Aufschluss
Chloride	Nach MOHR
Schlammatmung	Mikromanometrisch bei 25° C und pH 7,5–7,6 nach einmaliger Waschung des Schlammes in Leitungswasser
Saprophytische Bakterien	Verdünnungsmethode. Agar 22° C. Zählung nach 120 h
<i>Bacterium coli</i>	Verdünnungsmethode. Endoagar 37° C. Zählung nach 24 h
Phosphat	«Molybdänblau»-Methode (im zentrifugierten Wasser bestimmt)
Gesamtphosphor	Phosphat in der nicht zentrifugierten, aber veraschten Probe bestimmt

zielle Schwierigkeiten waren stets bei der Bestimmung der Schwebestoffe zu überwinden, so dass die in Tabelle II aufgeführten Ziffern mit etwelchen Vorbehalten zu versehen sind.

Wir möchten grundsätzlich nochmals festhalten, dass die vorstehend geschilderten Untersuchungen auf keinen Fall als unentbehrlich für die praktische Führung einer Reinigungsanlage (Belebtschlamm- oder Tropfkörperverfahren) betrachtet werden dürfen. Die grosse Zahl der von uns vorgenommenen Beobachtungen diene den experimentellen Zielen. Über die zur Betriebsführung notwendigen Untersuchungen werden wir uns dagegen in einem besonderen Abschnitt (III, A I) verbreiten.

ZWEITER TEIL

DURCHGEFÜHRTE VERSUCHE, BETRIEBSBEOBACHTUNGEN
UND ANALYSENERGEBNISSE

Wir haben die Messungen und Analysen – soweit sie für Aussenstehende von Interesse sein könnten – von allen Versuchen, die wir im III. Teil besprechen möchten, in den Tabellen 9 bis 17 zusammengefasst.

Zu ihrer Erläuterung geben wir in kurzen Zügen eine summarische Darstellung der den einzelnen Versuchsserien zugrunde liegenden Fragestellungen.

A. Versuche mit dem Belebtschlammverfahren

Nachdem auf Grund von Versuchsserien früherer Jahre (die hier nicht weiter behandelt werden) feststand, dass das Belebtschlammverfahren günstige Ergebnisse auch bei hohen Belastungen zeitigen kann, wurden in Serie V systematisch verschiedene Belastungsstufen untersucht. Die aus diesem Experiment gewonnenen Erfahrungen waren jedoch äusserst beschränkt, da sie sich auf die Zeit grösster Lebensmittelknappheit bezogen, während der das städtische Abwasser nur eine geringe Konzentration aufwies. Im Laufe späterer Versuche bei ähnlichen Raumbelastungen (Serien IX bis XIII) konnten die Erfahrungen mit Abwasser normaler Konzentration ergänzt werden. Eine spezielle Untersuchung über die zweistufige, biologische Abwasserreinigung mittels hintereinandergeschalteter Belebtschlamm- und Tropfkörperanlage erfolgte in den Serien VI und VII. Wir werden jedoch lediglich die Ergebnisse der Belebtschlammstufe darstellen. In den Serien VI, VII und IX wurde jeweils als absoluter Vergleichsmassstab für die Versuche mit hochbelasteten Anlagen eine mit konventioneller Belastung betriebene Vollreinigungsanlage geprüft.

Zu Beginn der Arbeiten herrschte die Auffassung, ein reibungsloser Betrieb einer *hochbelasteten* Belebtschlammanlage sei nur möglich unter Anwendung eines *Asbestzusatzes* in die Belüftungsbecken. Im Laufe der ersten Versuche hatte sich die Praxis einer Asbestbeimischung von *1 mg auf 1 l Rohwasser* ausgebildet. Alle Versuchsabschnitte mit der Bezeichnung «a» in den Tabellen 9 bis 13 sind mit diesem Asbestzusatz ausgeführt worden. Ausnahme: in Serie Xa₂₀ erfolgte eine Asbestdosis von *20 mg/l*. Im Gegensatz dazu sind alle Versuchsabschnitte, bei denen keine Asbestzusätze verwendet wurden, mit «o» bezeichnet. Schon bald nach Durchführung der Serie V

erhob sich das Bedürfnis, die Frage der Bedeutung des Asbestes genauer abzuklären. Die Serie X planten wir speziell im Hinblick auf dieses Problem und führten sie in zwei Belastungsstufen durch. Gleichzeitig verwirklichten wir in dieser Serie den Wunsch nach möglichst weitgehender Untersuchung sowohl der Stickstoffbilanz als auch des Abbaues organischer Verbindungen im allgemeinen.

Serie XII diente speziell der Abklärung des Einflusses geringer Mengen eines phenolhaltigen industriellen Abwassers auf eine Belebtschlamm-anlage. Die verschiedenen Abschnitte dieser Serie betrachten wir zusammengefasst. Da es sich neben der Verfolgung des Phenols bei der Abwasserreinigung im übrigen nur um die Kontrolle des Verhaltens der Anlage und die vergleichsweise Prüfung der Abflussqualität in verschiedenen Betriebsphasen handelte, wurden nur Einzelproben untersucht, die keine bilanzmässigen Schlüsse gestatten. Das gleiche gilt für die Versuche in Serie XIII, in denen speziell das Verhalten einer mittelmässig belasteten Anlage gegenüber sehr schwach vorgeklärtem Rohwasser studiert wurde. Gleichzeitig erfolgte in dieser Serie auch die vergleichsmässige Prüfung zweier hochbelasteter Anlagen.

B. Versuche mit dem künstlich belüfteten Tropfkörper

Die ersten Experimente (Serie V) wurden im Sinne von Vergleichsversuchen mit andern Tropfkörpersystemen (hier nicht näher besprochen) und hochbelasteten Belebtschlammanlagen mit dem Ziele durchgeführt, einen allgemeinen Überblick über die Leistungsfähigkeit des künstlich belüfteten Tropfkörpers bei verschiedenen Belastungen zu gewinnen. Wie wir dies bereits bei der entsprechenden Serie des Belebtschlammverfahrens schilderten, ergaben die Versuche nur beschränkte Informationen (sehr stark verdünntes Abwasser). Bei günstigeren Verhältnissen verfolgten wir in Serie VIII bei zwei Belastungsstufen speziell die *Elimination von Stickstoffverbindungen*. Die Serien IX und X dienten in erster Linie dazu, nochmals mittels eingehender Messungen die Abbauleistung des Tropfkörpers zu bestimmen, wobei wir in Serie X die Raumbelastung bis zur Höhe von $12 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ steigerten.

Der vor Beginn der Serie VIII eingebaute neue Ventilator ermöglichte in den Versuchen Serie VIII bis X eine genauere Messung des Luftdurchsatzes durch den Körper, als dies in Serie V der Fall war.

(StA = Kläranlage der Stadt Zürich; S = Schöpfgrad; ZP = Zentrifugalpumpe, Bauart Egger)

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)						VI (1946)			VII (1946/47)		IX (1948)		
Abschnitte	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a ₁	a ₃	o	a ₁	o	a ₁	a ₂	o
Raumbelastung m ³ /m ³ · Tag (Belüftungsbecken)	13,0	16,2	22,7	22,7	15,9	28,0	17,0	16,9	4,1	17,0	4,8	11,2	15,8	2,7
Vorklärung m ³	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA
Belüftungsraum . . . m ³	77	77	77	77	77	77	77	77	192	77	144	77	77	192
Nachklärraum (inkl. Schlammraum) . m ³ ¹⁾	77	77	144	144	144	144	77	77	77	77	77	77	77	77
Oberfläche m ²	30	30	60	60	60	60	30	30	30	30	30	30	30	30
Rücklaufschlamm- förderung	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S
Belüftung:														
Bürste: Eintauchtiefe cm							8,5	7,0	7,0	8,0	6,0	8,35	9,31	6,8
Tourenzahl . . . U./min							160	140	150	150	147	168,8	168,8	140
Bürstenlänge m	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	13,75	5,5	11,0	5,5	5,5	13,75
kWh/1000 m ³ Rohwasser ²⁾	16,8	13,3	13,1	13,1	18,6	12,6	19,8	13,3	89	16,9	47,3	32,6	26,6	81
Versuchsserie und Versuchsjahr	X (1949, 1950)						XI (1949)		XII (1951)	XIII (1951)				
Abschnitte	o ₁	a ₁	a ₂ ²⁾	o ₂	a ₃	o ₃	o ₁	o ₂	o	o ₁	o ₂	o ₁ ^k	o ₂ ^k	o ₃
Raumbelastung m ³ /m ³ · Tag (Belüftungsbecken)	10,1	10,1	10,1	22,0	22,0	22,0	22,4	22,4	10,0	20,0	20,0	10,0	10,0	10,0
Vorklärung m ³	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	StA	12,5	12,5	StA
Belüftungsraum . . . m ³	77	77	77	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5
Nachklärraum (inkl. Schlammraum) . m ³ ¹⁾	77	77	77	77	77	77	77	77	77	77	77	77	77	77
Oberfläche m ²	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Rücklaufschlamm- förderung	S	S	S	S	S	S	ZP	ZP	S	ZP	ZP	ZP	ZP	ZP
Belüftung:														
Bürste: Eintauchtiefe cm	8,75 8,1	8,75	8,1	8,9	8,9	8,9	8,5	8,0	8,0	9	9	9	9	9
Tourenzahl . . . U./min	178	178	178	178	178	178	170,7	178	178	178	178	178	178	178
Bürstenlänge m	5,5	5,5	5,5	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75
kWh/1000 m ³ Roh- wasser ²⁾	41,5 38,2	41,5	38,2	19,6	19,6	19,6			38	21,5	21,5	43	43	43

¹⁾ Absetzraum ~ 70 m³/Becken ²⁾ Nettolistung der Bürste inkl. Lagerverluste, *exkl.* Getriebeverluste.

Tabelle 10

Versuche mit Belebtschlammverfahren. Effektive Betriebsdaten (Abschnittsmittel)

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)						VI (1946)			VII (1946/47)		IX (1948)		
Abschnitte	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a ₁	a ₃	o	a ₁	o	a ₁	a ₂	o
Raumbelastung m ³ /m ³ ·Tag (Belüftungsbecken)	13,0	16,2	22,7	22,7	15,9	28,0	17,0	16,9	4,1	17,0	4,8	11,2	15,8	2,7
Vorklärung, 24-h-Mittel bei Trockenwetter min	~ 40	~ 40	~ 40	~ 50	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40
Wassermenge zur Belüftung:														
Total Q m ³ /Tag	1000	1250	1750	1750	1226	2160	1309	1301	705 ¹⁾	1309	690	864	1210	518
Tag m ³						6-24 h 2026						7-18 h 556	7-18 h 760	7-18 h 326
Tag l/s	11,6	14,5	20,2	20,2	variabel max. 20,8	31,3	15,1	15	8,2	15	8	14	19,2	8,2
Nacht m ³						24-6 h 134						18-7 h 328	18-7 h 450	18-7 h 192
Nacht l/s	11,6	14,5	20,2	20,2	variabel min. 5,2 max. 4:1	6,2	15,1	15	8,2	15	8	7	9,6	4,1
Tageszufluss:Nachtzufuss . .	1:1	1:1	1:1	1:1		5,05:1	1:1	1:1	1:1	1:1	1:1	2:1	2:1	2:1
Belüftungszeit inklusive Rücklaufschlamm:														
Tag min	59	41	28	28			56	56	300	56	220	56	40	227
Nacht min	59	41	28	28			56	56	300	56	220	99	73	397
Belüftungszeit, Rohwasser allein:														
Tag min	111	88	63	63	min. 62	41	85	85	390	85	300	91	67	392
Nacht min	111	88	63	63	max. 246	207	85	85	390	85	300	182	134	784

K. Wubmann

Hydrol.

Nachklärung (theoretisch):															
Tag min	101	80	116	116	min. 112	74	77	77	142	77	146	83	61	142	
Nacht min	101	80	116	116	max. 448	376	77	77	142	77	146	166	122	284	
Nachklärbecken, Oberflächen- belastung, Tagesmittel . . m/h	1,39	1,74	1,21	1,21	0,85	1,5	1,82	1,81	0,98	1,82	0,96	1,20	1,68	0,72	
Rücklaufschlamm:															
Tag %	86,4	69	69	69			53	53	30	53	37	64	68	74	
Nacht %	86,4	69	69	69			53	53	30	53	37	86	83	97	
24-h-Mittel (Abschnittsmittel) . . . %	86,4	69	69	69	83	64	53	53	30	53	37	76	76	87	
Asbestzusatz mg/l Rohwasser	1	1	1	1	1	1	1	1	—	1	—	1	1	—	
Konzentration des Beleb- schlammes, Belüftungsbecken (Abschnittsmittel) . . . mg/l		2600	2390	1790	1730	2150	2900	3300	1310	2840	1170	3930	3530	2830	
Konzentration des Rücklauf- schlammes (Abschnittsmittel) mg/l		6350	5770	4290	3760	5440	6500	8500	4100	8130	4220	10000	8300	6120	
Sauerstoff im Belüftungsbecken (Abschnittsmittel) . . . mg/l							3,9 ²⁾	2,0 ²⁾				2,9 ²⁾	2,2 ²⁾	3,4 ²⁾	

¹⁾ Mittelwert.

²⁾ Messung um 8 Uhr.

Tabelle 10 (Fortsetzung)

Versuchsserie und Versuchsjahr	X (1949, 1950)						XI (1949)		XII (1951)	XIII (1951)				
Abschnitte	o_1	a_1	a_2^{20}	o_2	a_3	o_3	o_1	o_2	o	o_1	o_2	o_1^k	o_2^k	o_3
Raumbelastung $m^3/m^3 \cdot Tag$ (Belüftungsbecken)	10,1	10,1	10,1	22,0	22,0	22,0	22,4	22,4	10,0	20,0	20,0	10,0	10,0	10,0
Vorklärung, 24-h-Mittel bei Trockenwetter min	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 45	~ 45	~ 20	~ 10	~ 45
Wassermenge zur Belüftung:														
Total Q m^3/Tag	780	780	780	846	846	846	864	864	385	780	780	385	385	385
Uhr 8-16.30	8-16.30	8-16.30	8-16.30	8-16.30	8-16.30	8-16.30								
Tag m^3	390	390	390	422	422	422								
Nacht l/s	12,7	12,7	12,7	13,8	13,8	13,8	10	10	4,5	9	9	4,5	4,5	4,5
Uhr 16.30-8	16.30-8	16.30-8	16.30-8	16.30-8	16.30-8	16.30-8								
Tag m^3	390	390	390	424	424	424								
Nacht l/s	7,0	7,0	7,0	7,6	7,6	7,6	10	10	4,5	9	9	4,5	4,5	4,5
Tageszufluss: Nachtzufuss . .	1,83:1	1,83:1	1,83:1	1,83:1	1,83:1	1,83:1	1:1	1:1	1:1	1:1	1:1	1:1	1:1	1:1
Belüftungszeit inklusive Rücklaufschlamm:														
Tag min	61 64	60	62	34	34	34	42	42	75	43	43	75	75	75
Nacht min	95 103	96	100	50	50	50	42	42	75	43	43	75	75	75
Belüftungszeit, Rohwasser allein:														
Tag min	101 101	101	101	46	46	46	64	64	144	71	71	144	144	144
Nacht min	184 184	184	184	84	84	84	64	64	144	71	71	144	144	144

Nachklärung (theoretisch):															
Tag min	92 92	92	92	84	84	84	116	116	260	130	130	260	260	260	
Nacht min	162 162	162	162	153	153	153	116	116	260	130	130	260	260	260	
Nachklärbecken, Oberflächen- belastung, Tagesmittel . m/h	1,08	1,08	1,08	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	0,53	1,08	1,08	0,53	0,53	0,53	
Rücklaufschlamm:															
Tag %	65 58	68	64	36	36	36	52	52	89	66,6	66,6	89	89	89	
Nacht %	92 81	91	84	66	66	66	52	52	89	66,6	66,6	89	89	89	
24-h-Mittel (Abschnittsmittel) . . . %	82,5 73	83	77	55	55	55	52	52	89	66,6	66,6	89	89	89	
Asbestzusatz mg/l Rohwasser	—	1	20	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Konzentration des Beleb- schlammes, Belüftungsbecken (Abschnittsmittel) . . . mg/l	3100 3200	3440	3360	3570	3460		3760	3460	3260	3590	3740	4370	3290	3150	
Konzentration des Rücklauf- schlammes (Abschnittsmittel) mg/l	7340 7200	7170	7340	8600	8380		8070	10000	6000	7140	6800	7160	6140	5520	
Sauerstoff im Belüftungsbecken (Abschnittsmittel) . . . mg/l	3,8 ³⁾ 3,9	4,0 ³⁾	4,4 ³⁾	1,67 ⁴⁾ 0,29	1,78 ⁴⁾ 0,30		2,5 ⁵⁾ 0,7	3,2 ⁶⁾ 0,9	3,8 ⁷⁾ 2,3	2,4 ⁷⁾ 0,9	2,7 ⁷⁾ 1,1	3,0 ⁷⁾ 1,4	3,3 ⁷⁾ 1,5	3,9 ⁷⁾ 1,5	

3) Messung um 10 h.

4) Messung um 7 bzw. 13 h.

5) Messung um 7 bzw. 10 h.

6) Messung um 8 bzw. 12 h.

7) Messung um 7 bzw. 13 h.

Tabelle 11

Versuche mit Belebtschlammverfahren, Analysenresultate (Abschnittsmittel)

(RW = Rohwasser (vorgeklärt); A = Nachklärbecken-Abfluss)

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)												VI (1946)	
Abschnitte	a ₁		a ₂		a ₃		a ₄		a ₅		a ₆		a ₁	
Raumbelastung m ³ /m ³ ·Tag (Belüftungsbecken)	13,0		16,2		22,7		22,7		15,9		28,0		17,0	
	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A
Rohwassertemperatur 7 oder 8 Uhr	11,4		8,8		12		15,9		17		15,5		10	
pH ¹⁾	7,9	7,8	8,1	8,0	7,9	8,1	7,8	8,2	7,8	8,0	7,7	7,8		
El. Leitfähigkeit ¹⁾ , cm ⁻¹ Ω ⁻¹ ·10 ⁻⁶			720	740	720	730	670	650	630	630	700	700		
Oxydierbarkeit . mg KMnO ₄ /l	178	55	224	76	200	77	176	66	151	62	220	104	257	93
Bsb ₅ mg O/l	55	8	75	14	69	19	55	13	55	13	69	16	79	13
NH ₄ ⁺ mg N/l	16,5	16,2	23	19	24	21	21	18	16	15	19	19	19	17
(NO ₃ ⁻ + NO ₂ ⁻) mg N/l	2,0	2,8	2,8	3,4	0,7	0,7	0,4	0,7	0,5	1,0	0,5	0,5	1,9	1,0
Sauerstoff im Abfluss . mg O/l														0,6
Keimzahl, Agar 22° C 10 ⁶ /cm ³	0,27	0,022	0,27	0,034	1,83	0,2	0,33	0,06	1,18	0,61	3,34	0,32	5,1	2,1
<i>Bacterium coli</i> , Endoagar 1000/cm ³													58	7

¹⁾ In Serie V₁–V₆: Einzelproben um 10 Uhr. ²⁾ Nur gelöster PO₄^{'''}-P.

Tabelle 11 (Fortsetzung)

Versuchsserie und Versuchsjahr	VI (1946)				VII (1946/47)				IX (1948)					
	a ₃		o		a ₁		o		a ₁		a ₂		o	
	16,9		4,1		17,0		4,8		11,2		15,8		2,7	
Abschnitte														
Raumbelastung m ³ /m ³ ·Tag (Belüftungsbecken)														
Rohwassertemperatur	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A
7 oder 8 Uhr	15		16						15,4		15,8		15,6	
El. Leitfähigkeit ¹⁾ , cm ⁻¹ Ω ⁻¹ ·10 ⁻⁶					653	641	622	665						
Trockenrückstand mg/l									543	408	610	430	543	435
Glühverlust desselben . . mg/l									321	248	250	130	610	468
Schwebestoffe mg/l									61	10	97	13	321	238
Oxydierbarkeit . mg KMnO ₄ /l	263	95	256	74	345	107	343	115					250	163
Bsb ₅ mg O/l	72	15	78	8	69	13	72	13					61	8
Gesamtstickstoff mg N/l	32,6	20,9	32,7	16,4	25,0	19,4	25,8	21,8					97	11
Organischer Stickstoff . mg N/l	8,3	0,4	8,3	0,6	7,8	3,4	8,0	3,0	23,6	12,9	23,7	13,7	123	8
NH ₄ ⁺ mg N/l	22,8	19,3	22,8	7,1	15,5	15,1	15,1	14,8	150				150	8
(NO ₃ ' + NO ₂ ') mg N/l	1,5	1,0	1,6	8,7	1,7	0,9	2,7	4,0	23,7	23,7	23,7	12,1	23,6	12,1
Gesamtphosphor mg P/l					1,5 ²⁾	1,1 ²⁾	1,4 ²⁾	1,4 ²⁾	10,9	2,4	7,2	1,6	10,9	1,4
Aminosäure-Stickstoff . mg N/l									12,3	9,5	16,0	11,7	7,2	0,7
Sauerstoff im Abfluss . . mg O/l		1,0		7,3		1,56		7,2	12,3	9,5	16,0	11,7	12,3	2,4
Keimzahl, Agar 22° C 10 ⁶ /cm ³	5,1	2,1	5,1	1,9					0,4	1,0	0,4	0,4	16,0	3,5
<i>Bacterium coli</i> , Endoagar									0,4	1,0	0,4	0,4	0,4	8,3
1000/cm ³	84	6,7	71	8,7					0,44	0,09	3,53	1,39	0,4	10,7
													3,53	2,84
													1,13	1,01
													0,44	0,13

Tabelle 11 (Fortsetzung)

Versuchsserie und Versuchsjahr	X (1949, 1950)												XI (1949)	
Abschnitte	o ₁		a ₁		a ₂ ²⁰		o ₂		a ₃		o ₃		o ₁	
Raumbelastung m ³ /m ³ .Tag (Belüftungsbecken)	10,1		10,1		10,1		22,0		22,0		22,0		22,4	
Rohwassertemperatur	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A
7 oder 8 Uhr	10,1		10,1		9,8		14,1		14,1				14,7	
pH ¹⁾	9,8						7,6	7,85	7,6	7,85	7,5	7,7		
El. Leitfähigkeit ¹⁾ , cm ⁻¹ Ω ⁻¹ · 10 ⁻⁸							571	541	571	547	537	498		
Trockenrückstand mg/l	651	444	651	466	622	418	549	419	549	419	384	339	600	460
	622	422												
Glühverlust desselben mg/l	270	116	270	153	238	114	222	140	222	137	139	115	280	170
	238	113												
Schwebestoffe mg/l	78	14	78	22	75	8	151	35	151	47	96	24	91	9
Oxydierbarkeit mg KMnO ₄ /l	75	7					340	126	340	120	262	79		
Bsb ₅ mg O/l	167	16	167	16	142	11	139	25	139	24	115	32	140	26
	142	10												
Gesamtstickstoff mg N/l	34,0	22,2	34,0	21,4	31,8	18,7	23,6	17,2	23,6	17,5	20,2	13,1	32,4	20,8
	31,8	19,4												
Organischer Stickstoff mg N/l	9,9	2,1	9,9	1,4	9,0	0,7	7,6	2,4	7,6	3,1	7,1	2,96	12,4	1,6
	9,0	1,0												
NH ₄ ⁺ mg N/l	22,1	18,3	22,1	18,4	21,3	17,0	15,4	14,2	15,4	13,7	12,8	9,74	19,2	19,0
	21,3	17,4												
(NO ₃ ⁻ + NO ₂ ⁻) mg N/l	2,0	1,8	2,0	1,6	1,5	1,0	0,65	0,67	0,65	0,67	0,30	0,42	0,8	0,2
	1,5	1,0												
Gesamtphosphor mg P/l	2,75	1,54	2,75	1,64	2,51	1,39	2,93	1,57	2,93	1,66	2,95	1,67		
	2,51	1,34												
Organischer Kohlenstoff	67,3	16,2	67,3	14,8	53,2	10,8	82,1	28,8	82,1	28,2				
unfiltriert mg C/l	53,2	11,6												
filtriert mg C/l	37,7	13,9	37,7	11,2	29,3	9,2	20,9	12,1	20,9	11,3				
	29,3	9,9												
Aminosäure-Stickstoff mg N/l	0,48	0,09	0,48	0,14	0,47	0,15								
	0,47	0,15												
Sauerstoff im Abfluss mg O/l		0,9		0,6		1,0								
		0,6												
Keimzahl, Agar 22°C 10 ⁶ /cm ³	9,4	0,6	9,4	0,9	19,5	1,1	6,2	4,4	6,2	5,1				
<i>Bacterium coli</i> Endoagar	19,5	0,65												
1000/cm ³	77	9,5	77	10,5	85	8	32	20	32	18				
	85	4												

Tabelle 11 (Fortsetzung)

Versuchsserie und Versuchsjahr	XI (1949)		XII (1951)		XIII (1951)									
	o ₂		o		o ₁		o ₂		o ₁ ^k		o ₂ ^k		o ₃	
	22,4		10,0		20,0		20,0		10,0		10,0		10,0	
Raumbelastung m ³ /m ³ .Tag (Belüftungsbecken)	RW	A	RW ³⁾	A ³⁾	RW ⁴⁾	A ⁴⁾	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A
Rohwassertemperatur 7 oder 8 Uhr	11,0		~ 14		15,5		14,7		15,5		15,6		14,7	
pH ¹⁾														
El. Leitfähigkeit ¹⁾ cm ⁻¹ Ω ⁻¹ ·10 ⁻⁶														
Trockenrückstand mg/l	580	453			299	308	332	336	306	334	363	356	328	308
					476	377	539	389	437	357	538	400	562	348
Glühverlust desselben . . mg/l	254	154			105	98	206	225	109	101	109	117	129	83
					189	114	324	274	157	121	200	115	233	119
Schwebestoffe mg/l	95	29			33	~1	23	10	56	<1	71	~2	43	26
					114	~1	123	10	198	<5	195	~3	139	22
Oxydierbarkeit . mg KMnO ₄ /l	688	152	106	50	93	51	83	50	129	48	170	54	86	41
			415	62	337	84	374	81	426	68	545	77	365	50
Bsb ₅ mg O/l	144	31	34	8	29	17	26	13	42	12	57	15	25	10
			159	11	124	23	144	20	178	19	230	30	127	13
Gesamtstickstoff mg N/l	29,6	19,6	11,6	15,1	9,0	12,1	13,0	15,6						
			40,0	22,3	32,3	17,2	38,0	20,5						
Organischer Stickstoff .mg N/l	8,8	2,4	4,0	1,8	3,4	3,0	6,0	4,1	6,1	1,7	5,2	1,8	8,0	3,1
			17,8	2,1	13,2	3,2	15,2	3,8	14,7	2,4	11,8	2,6	18,2	2,9
NH ₄ ⁺ mg N/l	18,3	16,1	5,2	11,8	4,2	8,6	4,7	10,3	6,8	3,3	9,9	7,1	4,5	6,1
			20,4	14,8	17,9	13,5	21,2	16,0	17,0	7,9	23,3	13,0	19,2	8,9
(NO ₃ ' + NO ₂ ') mg N/l	2,5	1,1	2,4	1,5	1,4	0,5	2,3	1,2	1,4	5,6	1,9	2,8	2,2	3,8
			1,8	1,4	1,2	0,5	1,6	0,7	1,0	3,8	1,1	1,3	1,8	3,9
Gesamtphosphor mg P/l														
Organischer Kohlenstoff unfiltriert mg C/l														
filtriert mg C/l														
Aminosäure-Stickstoff .mg N/l														
Sauerstoff im Abfluss . . mg O/l		0,8		1,2		1,0		1,3		1,3		1,7		1,5
				0,7		0,7		0,6		1,2		1,2		1,2
Keimzahl, Agar 22° C . 10 ⁶ /cm ³ <i>Bacterium coli</i> Endoagar 1000/cm ³														

1) In Serie V₁-V₆: Einzelproben um 10 Uhr. 2) Nur gelöster PO₄'-P. 3) Einzelprobenahme um: RW 7 Uhr, 10 Uhr; A 10.30 Uhr, 13.30 Uhr.

4) Ganze Serie XII Einzelprobenahme um: RW 7 Uhr, 10 Uhr; A 10.30 Uhr, 13.30 Uhr.

Tabelle 12

Versuche mit Belebtschlammverfahren, Raumbelastung, Abbauleistung, Reinigungseffekt (Abschnittsmittel)

(Für die Serien XII und XIII sind keine Berechnungen möglich, da nur Einzelproben analysiert wurden)

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)						VI (1946)			VII (1946/47)	
Abschnitte:	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a ₁	a ₃	o	a ₁	o
Raumbelastung m ³ /m ³ ·Tag (Belüftungsbecken)	13,0	16,2	22,7	22,7	15,9	28,0	17,0	16,9	4,1	17,0	4,8
Bsb ₅ :											
Raumbelastung . . kg/m ³ ·Tag	0,72	1,21	1,57	1,25	0,87	1,93	1,34	1,22	0,27	1,17	0,26
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag	0,61	1,00	1,12	0,92	0,68	1,47	1,12	0,97	0,24	0,95	0,21
Reinigungseffekt %	85	82	71	74	78	76	84	80	89	81	81
KMnO ₄ :											
Raumbelastung . . kg/m ³ ·Tag	2,32	3,61	4,55	4,0	2,40	6,16	4,37	4,45	0,89	5,86	1,19
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag	1,63	2,41	2,80	2,48	1,42	3,26	2,79	2,84	0,63	4,04	0,78
Reinigungseffekt %	70	67	61	62	59	53	64	64	71	69	66
Gesamtstickstoff:											
Raumbelastung . . . kg/m ³ ·Tag								0,552	0,116	0,425	0,092
Eliminationsleistung kg/m ³ ·Tag								0,198	0,059	0,105	0,014?
Eliminationseffekt %								36	51	25	15?
Organischer Stickstoff:											
Raumbelastung . . . kg/m ³ ·Tag								0,140	0,029	0,132	0,029
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag								0,133	0,026	0,074	0,018
Reinigungseffekt %								95	90	56	62
Organischer Kohlenstoff ¹⁾ :											
Raumbelastung . . . kg/m ³ ·Tag											
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag											
Reinigungseffekt %											
Phosphor:											
Raumbelastung . . . kg/m ³ ·Tag											
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag											
Reinigungseffekt %											
1) Analyse im unfiltrierten Wasser											

Tabelle 12 (Fortsetzung)

Versuchsserie und Versuchsjahr	IX (1948)			X (1949, 1950)						XI (1949)	
Abschnitte	a ₁	a ₂	o	o ₁	a ₁	a ₂ ²⁰	o ₂	a ₃	o ₃	o ₁	o ₂
Raumbelastung m ³ /m ³ ·Tag (Belüftungsbecken)	11,2	15,8	2,7	10,1	10,1	10,1	22,0	22,0	22,0	22,4	22,4
Bsb ₅ :											
Raumbelastung . . kg/m ³ ·Tag	1,38	2,36	0,37	1,69 1,44	1,69 —	— 1,44	3,06	3,06	2,53	3,14	3,23
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag	1,23	1,95	0,35	1,53 1,34	1,53 —	— 1,27	2,51	2,53	1,83	2,56	2,54
Reinigungseffekt%	89	83	94	91 93	91 —	— 88	82	83	72	82	79
KMnO ₄ :											
Raumbelastung . . kg/m ³ ·Tag							7,48	7,48	5,76		5,82
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag							4,71	4,84	4,02		4,05
Reinigungseffekt%							63	65	70		70
Gesamtstickstoff:											
Raumbelastung . . kg/m ³ ·Tag	0,264	0,373	0,063	0,35 0,322	0,35 —	— 0,322	0,52	0,52	0,444	0,725	0,664
Eliminationsleistung kg/m ³ ·Tag	0,119	0,157	0,027	0,12 0,12	0,13 —	— 0,132	0,14	0,14	0,156	0,237	0,225
Eliminationseffekt%	45	42	43	35 37	37 —	— 41	27	27	35	33	34
Organischer Stickstoff:											
Raumbelastung . . kg/m ³ ·Tag	0,122	0,113	0,024	0,10 0,091	0,10 —	— 0,091	0,167	0,167	0,156	0,276	0,197
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag	0,095	0,088	0,022	0,077 0,080	0,086 —	— 0,083	0,113	0,099	0,091	0,240	0,144
Reinigungseffekt%	78	78	92	77 88	86 —	— 91	68	59	58	87	73
Organischer Kohlenstoff ¹⁾ :											
Raumbelastung . . kg/m ³ ·Tag				0,682 0,539	0,682 —	— 0,539	1,805	1,805			
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag				0,517 0,422	0,532 —	— 0,429	1,170	1,183			
Reinigungseffekt%				76 78	78 —	— 79	65	65			
Phosphor:											
Raumbelastung . . kg/m ³ ·Tag				0,028 0,025	0,028 —	— 0,025	0,0645	0,0645	0,065		
Abbauleistung . . . kg/m ³ ·Tag				0,012 0,012	0,011 —	— 0,011	0,0296	0,0277	0,028		
Reinigungseffekt%				43 46	41 —	— 44	46	43	43		

Tabelle 13

Versuche mit Belebtschlammverfahren, Schlammigenschaften, Schlammproduktion und Schlammzusammensetzung (Abschnittsmittel)

(ÜS = Überschußschlamm; Bel.-B = Belüftungsbecken; RS = Rücklaufschlamm; RW = Rohwasser; TS = Trockenschlamm)

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)						VI (1946)			VII (1946/47)		IX (1948)		
Abschnitte	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a ₁	a ₃	o	a ₁	o	a ₁	a ₂	o
Raumbelastung m ³ /m ³ · Tag (Belüftungsbecken)	13,0	16,2	22,7	22,7	15,9	28,0	17,0	16,9	4,1	17,0	4,8	11,2	15,8	2,7
<i>Schlammigenschaften:</i>														
Volumen nach 30 min absetzen Bel.-B. cm ³ /l		328	344	317	358	314	234	239	108			374	376	179
Volumen nach 30 min absetzen RS cm ³ /l		810	800	770	730	810	852	802	546	810	491	825	840	450
Index 30 min . Bel.-B. cm ³ /g		126	144	177	207	146	90	79	86			89	116	62
Index 30 min . . . RS cm ³ /g		127	138	179	194	149	150	104	133	102	120	84	106	76
<i>Schlammproduktion (ÜS):</i>														
Volumen m ³ /Tag		19,9	24,3	25	16,1	22,9	17,6	12,4	15,5	16	18	8,2	13,3	6,6
Trockensubstanz . . . kg/Tag		126,6	140,1	107,1	60,5	124,5	135	97	55,7	112,1	63,7	82	107,9	40,3
Spezifisches Volumen l/m ³ RW		15,9	13,9	14,3	13,6	10,6	13,4	9,5	22	12,2	26,1	9,5	11	12,7
l/kg Bsb ₅ -Abbau		258	282	353	308	202	204	166	337	219	596	87	89	98
Spez. Trockensubstanz g/m ³ RW		101	80	61	49	58	103	75	79	86	104	95	89	78
kg/kg Bsb ₅ -Abbau		1,64	1,62	1,51	1,15	1,10	1,57	1,30	1,51	1,53	2,11	0,87	0,72	0,60
kg organ./kg Bsb ₅ -Abbau . .		1,09	1,1	1,02	0,8	0,78	1,12	0,81	0,87	1,04	1,43	0,55	0,44	0,37
<i>Schlammzusammensetzung (ÜS):</i>														
Trockensubstanz mg/l		6350	5770	4290	3760	5440	6500	8500	4100	8130	4220	10000	8300	6120
Wassergehalt, % bez.														
Naßschlamm		99,37	99,43	99,57	99,62	99,46	99,35	99,15	99,59	99,19	99,58	99,0	99,17	99,39
Asche, Gew.-% bez.														
Trockenschlamm		33,5	32,3	32,1	30,6	28,8	29	37,5	42,3	31,6	32,3	37,0	38,8	38,8
Gesamtstickstoff % N											6,35	4,73	5,0	5,5
Organischer Kohlenstoff . . . % C											20,4	40,81	35,4	17,16
Phosphor % P											1,58	1,49	1,34	1,38
Kalium % K											0,40	0,37	0,50	0,53
Aminosäure-Stickstoff (Hydrolysat) ²⁾ % N											4,06	2,54	3,47	4,65

Tabelle 13 (Fortsetzung)

Versuchsserie und Versuchsjahr	X (1949, 1950)						XI (1949)		XII (1951)	XIII (1951)				
Abschnitte	o_1	a_1	a_2^{20}	o_2	a_3	o_3	o_1	o_2	o	o_1	o_2	o_1^k	o_2^k	o_3
Raumbelastung $m^3/m^3 \cdot \text{Tag}$ (Belüftungsbecken)	10,1	10,1	10,1	22,0	22,0	22,0	22,4	22,4	10,0	20,0	20,0	10,0	10,0	10,0
<i>Schlammigenschaften:</i>														
Volumen nach 30 min absetzen Bel.-B. cm^3/l	294 433	362	559	270	273		478	332	810	570	610	359	454	825
Volumen nach 30 min absetzen RS cm^3/l	803 873	870	915	864	860		924	941	940	840	830	736	779	931
Index 30 min Bel.-B. cm^3/g	87 135	105	163	76	79		128	94	248	160	162	82	138	262
Index 30 min . . . RS cm^3/g	110 120	115	126	101	103		110	91	156	118	122	102	129	168
Sauerstoffaufnahme bei 25° C (mikromanometr. mg O/g TS · h)	20,0	18,0 ¹⁾	21	24,5	23,2				15,6		22,4 ¹⁾		22,8 ¹⁾	
<i>Schlammproduktion (ÜS):</i>														
Volumen m^3/Tag	9,7 10,6	11,1	13,3	10,4	10,1		11,3	10,5				6	5,8	3,4
Trockensubstanz . . . kg/Tag	71,5 78,8	72,5	99,3	84,3	79,0		91,2	112,5				43	35,6	18,8
Spezifisches Volumen l/m^3 RW	12,4 13,5	14,2	17,1	12,3	11,9		13,1	12,1				15,5	15,1	8,8
l/kg Bsb ₅ -Abbau	82 103	94	136	108	104		115	107						
Spez. Trockensubstanz g/m^3 RW	92 101	93	127	100	93		106	130				111	93	49
kg/kg Bsb ₅ -Abbau	0,61 0,76	0,62	1,02	0,87	0,81		0,93	1,15						
kg organ./kg Bsb ₅ -Abbau . .	0,45 0,56	0,46	0,67	0,62	0,56		0,60	0,81						
¹⁾ Einzelwerte ²⁾ Hydrolyse: in 20prozentiger H_2SO_4 , Kochen am Rückflusskühler während 18 h.														

Tabelle 13 (Fortsetzung)

Versuchsserie und Versuchsjahr	X (1949, 1950)					XI (1949)		XII (1951)	XIII (1951)					Vorklär- schlamm Sammel- probe 1949	Schweb- stoffe in Rohwasser, Sammel- probe 1949
Abschnitte	o_1	a_1	a_2^{20}	o_2	a_3	o_1	o_2	o	o_1	o_2	o_1^k	o_2^k	o_3		
Raumbelastung $m^3/m^3 \cdot Tag$ (Belüftungsbecken)	10,1	10,1	10,1	22,0	22,0	22,4	22,4	10,0	20,0	20,0	10,0	10,0	10,0		
<i>Schlammzusammensetzung</i> (ÜS):															
Trockensubstanz . mg/l	7340	7170	7340	8600	8380	8070	10000	6000	7140	6800	7160	6140	5520		
Wassergehalt, % bez.	7200														
Naßschlamm	99,27	99,28	99,27	99,14	99,16	99,19	99,0	99,4	99,29	99,32	99,28	99,39	99,45		
Asche, Gew.-% bez.	99,28														
Trockenschlamm . . .	26,2	25,0	34,3	28,3	30,6	34,9	29,8				34,2	31,4	28,7	37,7	38,94
	26,0														
Gesamtstickstoff . % N	6,25	6,47	5,40	6,18	6,07	5,95	6,69							2,2	3,71
	6,04														
Organischer Kohlenstoff	31,50	27,5	24,4	41,2	40,8	26,2	33,2							29,62	34,5
% C	32,9														
Phosphor % P	1,60	1,59	1,67	1,32	1,37	1,41	1,49							0,35	1,36
	1,29														
Kalium % K	0,53	0,58	0,50	0,36	0,35	0,46	0,54							0,30	0,40
Aminosäure-Stickstoff	0,51														
(Hydrolysat) ²⁾ . % N	3,99	3,19	3,01	3,56	3,04	2,03	3,25							1,37	1,13
	4,32														
¹⁾ Einzelwerte. ²⁾ Hydrolyse: in 20prozentiger H_2SO_4 , Kochen am Rückflusskühler während 18 h.															

Tabelle 14

Versuche mit künstlich belüftetem Tropfkörper, Versuchseinrichtungen und effektive Betriebsdaten

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)						VIII (1947, 1948)				IX (1948)		X (1950)
Abschnitte	1	2	3	4	5	6	1	2	4	6	1	2	
Raumbelastung m ³ /m ³ · Tag (Belüftungsraum)	4,9	6,2	8,7	10,0	7,3	12,9	7,0	7,0	9,7	9,7	5,0	10,0	12,0
Oberflächenbelastung (Belüftungsraum) m/Tag	14,6	21,8	30,4	35,0	25,6	45,1	24,5	24,5	34,0	34,0	17,5	35,0	42,0
Vorklärung: Trockenwetter-Tagesmittel min	~ 40	~ 40	~ 40	~ 50	~ 50	~ 50	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 40	~ 85
Tropfkörper: Volumen m ³	68	68	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
Oberfläche m ²	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23
Nachklärbecken: Volumen m ³	47	47	47	47	47	47	47	47	47	47	47	47	47
Oberfläche m ²	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Rohwassermenge: Tag l/s	3,9	5,8	8,1	9,32	max. = 10 min. = 2,5	6-24 h 15 24-6 h 3	6,5	6,5	6-18 h 15 18-6 h 3	6-18 h 15 18-6 h 3	7-18 h 6,3 18-7 h 3,2	7-18 h 12,7 18-7 h 6,3	8-16 30 h 15,7 16.30-8h 8,6
Nacht l/s	3,9	5,8	8,1	9,32									
Variation Tagesmenge:Nacht- menge	1:1	1:1	1:1	1:1	variabel max. 4:1	5:1	1:1	1:1	5:1	5:1	2:1	2:1	1,83:1
Rohwassermenge . . m ³ /Tag	336	500	700	805	590	1038	562	562	778	778	400	800	960
Künstliche Belüftung, 24-h- Mittel . . m ³ Luft/m ³ RW	85	40	22	32	38	29	30	50	50	50	46	46	? ²⁾
Überdruck mm H ₂ O					2	5		10	15	45-135	6	10	> 140
Nachklärbecken: Durchflussmenge: Tag l/s	3,9	5,8	6,5 ¹⁾	6,5	max. ¹⁾ 6,5 min. 2,5	6,5	6,5	6,5	6,5 ¹⁾	6,5 ¹⁾	6,3	6,3 ¹⁾	6,5 ¹⁾
Nacht l/s	3,9	5,8	6,5	6,5		3,0	6,5	6,5	1,3	1,3	3,2	3,2	3,5
Oberflächenbelastung: Tag m/Tag	16,8	25	28	28	28	28	28	28	28	28	27	27	28
Nacht m/Tag	16,8	25	28	28	10,8	13	28	28	5,6	5,6	13,8	13,8	15
Theoretische Aufenthaltszeit: Tag min	200	135	120	120	min. 120	120	120	120	120	120	124	124 ¹⁾	120 ¹⁾
Nacht min	200	135	120	120	max. 313	260	120	120	600	600	248	248	220

¹⁾ Nur ein Teil des TK-Abflusses durch Nachklärbecken. ²⁾ Ventilator auf maximaler Leistung (~ 450 l/s).

Tabelle 15

Versuche mit künstlich belüftetem Tropfkörper, Analyseergebnisse (Abschnittsmittelwerte)

(RW = Rohwasser; A = Abfluss-Nachklärbecken)

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)											
Abschnitte	1		2		3		4		5		6	
Raumbelastung m ³ /m ³ · Tag (Belüftungsraum)	4,9		6,2		8,7		10,0		7,3		12,9	
Oberflächenbelastung (Belüftungsraum) m/Tag	14,6		21,8		30,4		35,0		25,6		45,1	
	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A
Rohwassertemperatur 7 oder 8 Uhr	11,4		8,8		12,0		15,9		17,0		15,5	
pH			8,1	7,9	7,9	8,0	7,8	7,9	7,8	7,8	7,7	7,7
El. Leitfähigkeit, cm ⁻¹ Ω ⁻¹ · 10 ⁻⁶			720	730	720	740	670	630	630	590	710	680
Trockenrückstand mg/l												
Glühverlust desselben . . mg/l												
Schwebstoffe mg/l												
Oxydierbarkeit mg KMnO ₄ /l	178	56	224	75	200	86	176	76	139	65	213	108
Bsb ₅ mg O/l	55	10	75	14	69	38	55	25	62	22	67	21
Organischer Stickstoff mg N/l												
NH ₄ mg N/l	16,5	3,5	23	15	24	17	21	11	16	4	17	11
(NO ₂ + NO ₃) mg N/l	2,0	15,6	2,8	7,9	0,7	8,8	0,4	10,6	0,5	14	1,1	8,2
Gesamtstickstoff (Mittelwert) mg N/l												
Organischer Kohlenstoff mg C/l												
Gesamtphosphor mg P/l												
Sauerstoff ¹⁾ (7 und 10 Uhr) mg O/l												
Keimzahl, Agar/22° C 10 ⁶ /cm ³	4,4	0,4	5,8	0,4	11,6	0,7	9,6	0,6	16,1	0,8	10	0,7
Escherichia coli, Endoagar, 1000/cm ³												

K. Wührmann

Hydrol.

Tabelle 15 (Fortsetzung)

Versuchsserie und Versuchsjahr	VIII (1947, 1948)								IX (1948)				X (1950)	
Abschnitte	1		2		4		6		1		2			
Raumbelastung m ³ /m ³ ·Tag (Belüftungsraum)	7,0		7,0		9,7		9,7		5,0		10,0		12,0	
Oberflächenbelastung (Belüftungsraum) m/Tag	24,5		24,5		34,0		34,0		17,5		35,0		42,0	
Rohwassertemperatur	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A	RW	A
7 oder 8 Uhr	16,0		14,2		11,2		9,6		15,4		15,8		14,1	
pH	7,6	7,7	7,9	7,9	7,9	7,9							7,65	7,7
El. Leitfähigkeit, cm ⁻¹ Ω ⁻¹ ·10 ⁻⁶													568	552
Trockenrückstand . . . mg/l									543	437			535	447
Glühverlust desselben . mg/l									222	195			220	160
Schwebestoffe mg/l									61	13			139	47
Oxydierbarkeit mg KMnO ₄ /l	405	175	380	145	520	185							322	165
Bsb ₅ mg O/l	145	49	153	48	220	65			123	20	150	47	130	59
Organischer Stickstoff mg N/l	16,7	8,2	15,7	5,2	16,0	5,8	10,3	4,7	10,9	2,1	7,22	3,28	8,7	4,8
NH ₄ mg N/l	14,2	4,2	16,4	7,5	16,7	14,0	13,1	9,7	12,3	4,7	16,1	10,9	15,4	15,0
(NO ₂ + NO ₃) mg N/l	1,0	9,4	0,8	9,2	1,5	3,7	2,2	3,4	0,4	5,9	0,4	3,7	0,63	0,6
Gesamtstickstoff (Mittelwert)														
mg N/l	31,9	21,8	32,9	21,9	34,2	23,5	25,6	17,8	23,6	12,7	23,7	17,9	24,7	20,4
Organischer Kohlenstoff mg C/l													81,9	40,3
Gesamtphosphor . . . mg P/l											3,53	2,63	2,82	2,32
Sauerstoff ¹⁾ (7 und 10 Uhr)														
mg O/l	2,2	7,0	2,8	7,0	5,1	7,0				7,4		6,9		4,7
Keimzahl, Agar/22° C 10 ⁶ /cm ³													12,4	8,8
<i>Escherichia coli</i> , Endoagar,													47	39
1000/cm ³														

¹⁾ Alle Sauerstoffgehalte gemessen im Abfluss des Tropfkörpers (vor Nachklärung).

Tabelle 16

Versuche mit künstlich belüftetem Tropfkörper, Reinigungs- bzw. Eliminationseffekte und Leistungen

(Alle Werte gerundet)

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)						VIII (1947, 1948)				IX (1948)		X (1950)
Abschnitte	1	2	3	4	5	6	1	2	4	6	1	2	
Raumbelastung m ³ /m ³ ·Tag (Belüftungsraum)	4,9	6,2	8,7	10,0	7,3	12,9	7,0	7,0	9,7	9,7	5,0	10,0	12,0
Oberflächenbelastung (Belüftungsraum) m/Tag	14,6	21,8	30,4	35,0	25,6	45,1	24,5	24,5	34,0	34,0	17,5	35,0	42,0
Bsb ₅ :													
Raumbelastung kg/m ³ ·Tag	0,27	0,46	0,60	0,55	0,45	0,86	1,01	1,07	2,13		0,61	1,50	1,56
Abbauleistung kg/m ³ ·Tag	0,21	0,37	0,26	0,30	0,31	0,60	0,67	0,70	1,41		0,51	1,03	0,85
Reinigungseffekt %	80	80	44	54	68	69	66	65	66		84	69	55
KMnO ₄ :													
Raumbelastung kg/m ³ ·Tag	0,87	1,39	1,74	1,76	1,01	2,75	2,84	2,66	5,05				3,87
Abbauleistung kg/m ³ ·Tag	0,58	0,89	0,96	0,99	0,54	1,38	1,59	1,62	3,18				1,88
Reinigungseffekt %	67	64	55	56	53	50	56	61	63				49
Gesamtstickstoff:													
Raumbelastung kg/m ³ ·Tag							0,22	0,23	0,33	0,25	0,118	0,237	0,297
Eliminationsleistung kg/m ³ ·Tag							0,067	0,077	0,105	0,071	0,054	0,058	0,052
Eliminationseffekt %							30,4	33,4	31,3	28,6	46	25	17
Organischer Stickstoff:													
Raumbelastung kg/m ³ ·Tag							0,117	0,11	0,15	0,10	0,054	0,072	0,104
Abbauleistung kg/m ³ ·Tag							0,059	0,073	0,097	0,052	0,044	0,039	0,047
Reinigungseffekt %							50,6	66,4	62,6	52,2	81	55	45

Tabelle 17

Versuche mit künstlich belüftetem Tropfkörper, Schlammproduktion und Schlammzusammensetzung

(Eingeklammerte Werte = starke Schlammretention im Körper; RW = Rohwasser; TS = Trockenschlamm; alle Werte gerundet)

Versuchsserie und Versuchsjahr	V (1944, 1945)						VIII (1947, 1948)				IX (1948)		X (1950)
Abschnitte	1	2	3	4	5	6	1	2	4	6	1	2	
Raumbelastung m ³ /m ³ ·Tag (Belüftungsraum)	4,9	6,2	8,7	10,0	7,3	12,9	7,0	7,0	9,7	9,7	5,0	10,0	12,0
Oberflächenbelastung (Belüftungsraum) m/Tag	14,6	21,8	30,4	35,0	25,6	45,1	24,5	24,5	34,0	34,0	17,5	35,0	42,0
<i>Produktion</i>													
Volumen m ³ /Tag		1,32	1,39	0,96	1,05	1,18	1,17	1,15	2,35	2,09	0,86	(0,71)	(0,86)
Trockensubstanz kg/Tag . .		21,2	26,9	14,5	11,1	18,1	21,1	15,0	42,9	43,1	27,1	(16,7)	(21,6)
l/m ³ RW		2,64	2,0	1,19	1,78	1,13	2,09	2,06	3,02	2,69	2,15	(0,88)	(0,89)
g TS/m ³ RW		42,5	38,4	18,0	18,8	17,4	37,5	26,7	55,1	55,4	67,4	(20,9)	(22,5)
l/kg Bsb ₅ -Abbau		44,6	67,0	40,0	42,4	19,7	17,5	15,7	15,6		20,9	(8,5)	(12,5)
kg TS/kg Bsb ₅ -Abbau . . .		0,72	1,29	0,61	0,45	0,38	0,31	0,20	0,28		0,61	(0,20)	(0,32)
<i>Zusammensetzung</i>													
Trockensubstanz . . . g/l		16,0	19,5	15,0	10,7	15,4	18,0	13,0	18,2	20,6	26,2	20,8	25,2
Wassergehalt %		98,4	98,05	98,5	98,93	98,46	98,2	98,7	98,18	97,94	97,38	97,92	97,48
Asche %		44,4	48,0	44,8	41,5	39,7	37,0	37,0	35,9	39,7	47,9	38,98	33,1
Gesamtstickstoff . . . % N								3,66	3,99	3,47	3,2	3,3	4,79
Aminosäurestickstoff (Hydrolysat) . . . % N											2,66	2,16	2,88
Organischer Kohlenstoff % C									34,6		20,16	23,97	47,6
Phosphor % P								0,68	0,81	0,99	1,14	1,20	1,24
Kalium % K											0,43	0,41	0,31
<i>Absetzeigenschaften</i>													
Volumen nach 30 min cm ³ /l		593	605	765	578	616	785	680	500	635	757	787	944
Index 30 min cm ³ /g		37 ¹⁾	31 ¹⁾	51 ¹⁾	54 ¹⁾	40 ¹⁾	46	49	29	33	31	37	37

¹⁾ Berechnet aus Mittelwerten für Volumen nach 30 min und Trockenschlamm.

Bezüglich der Abwasserkonzentration können alle Versuchsserien seit 1947 (Serie VIII) als massgebend für zürcherische Verhältnisse betrachtet werden, denn wir beobachteten seit diesem Zeitpunkte keine irgendwie ins Gewicht fallenden Veränderungen in Konzentration oder Zusammensetzung des Rohwassers mehr.

C. Bemerkungen zu den Tabellen 9 bis 17

Wir haben sämtliche uns für die genaue Umschreibung der Versuchsanordnungen und Versuchsergebnisse notwendig erscheinenden Zahlenangaben in den Tabellen 9 bis 17 zusammengefasst. Die Messungen wurden so gruppiert, dass Daten über Versuchseinrichtungen, Anlagenbetrieb, Analysenwerte usw. für alle Experimente auf der gleichen Tabelle gefunden werden können.

Die Angaben in den Tabellen stellen im allgemeinen *Mittelwerte* der in den einzelnen Versuchsabschnitten gewonnenen *Einzelbeobachtungen* dar. In der Regel wurden *abgeleitete* Zahlen, wie Reinigungseffekte, spezifische Schlammproduktionsmengen usw., aus den entsprechenden Abschnittsmittelwerten und nicht aus den Einzelbeobachtungen berechnet. In Anbetracht der in jedem Abschnittsmittelwert enthaltenen zahlreichen Einzelbeobachtungen ist dieses Verfahren statistisch erlaubt.

Aus Platzgründen wurde darauf verzichtet, die Streuungen der einzelnen Messwerte anzugeben. Soweit dies für die weitere Diskussion von Bedeutung ist, wird in den späteren Abschnitten darauf eingetreten. Wir möchten an dieser Stelle nochmals darauf aufmerksam machen, dass zum Beispiel Vergleiche zwischen einzelnen Versuchen erst nach sorgfältiger statistischer Beurteilung der Messungen vorgenommen werden können. Die zeitlichen Streuungen in der Zusammensetzung des Abwassers oder auch in einzelnen Betriebsdaten von Reinigungsanlagen sind so gross, dass auch Mittelwerten aus sehr zahlreichen Messungen eine beträchtliche Variabilität anhaftet, die bei einer vergleichenden Beurteilung unter allen Umständen zu berücksichtigen ist.

DRITTER TEIL

AUSWERTUNG DER BEOBACHTUNGEN

Nachfolgend möchten wir die Ergebnisse der Versuche mit hochbelasteten Belebtschlammanlagen und künstlich belüfteten Tropfkörpern in der Weise zusammenfassend betrachten, dass bezüglich einzelner, uns wichtig erscheinender Fragen möglichst nach *stetigen Beziehungen zwischen den Belastungen der Anlagen und den Ergebnissen* hinsichtlich Abwasserreinigung, Schlammproduktion usw. gesucht wird. Wir belegen die Ausführungen mit entsprechenden Auszügen aus den früher genannten Tabellen bzw. statistischen Auswertungen der Einzelmessungen aus sämtlichen Versuchen. Soweit dies von Interesse ist, ziehen wir zum Vergleiche Erfahrungen von ausländischen Abwasserreinigungsanlagen heran, von denen uns genügend zuverlässige Analysenresultate zur Verfügung stehen.

A. Bemerkungen zum Betriebe der Versuchsanlagen und den Verfahren im allgemeinen

Wir haben bereits festgestellt, dass die Dimensionen der Versuchsanlagen unseres Erachtens gross genug sind, um die Beobachtungen bezüglich Leistungsfähigkeit verallgemeinern zu können. Dasselbe gilt auch für die Erfahrungen rein betriebsmässiger Art, wenn auch in dieser Hinsicht eine gewisse Einschränkung zu machen ist, weil das von uns verarbeitete Abwasser von sehr gleichmässiger und für die Reinigung von relativ günstiger Zusammensetzung war. Betriebsstörungen, die zum Beispiel ihre Ursache in Konzentrationsstössen spezieller industrieller Abwässer haben könnten, waren bei unsern Experimenten nicht zu befürchten. Gelegentliche, mehr oder weniger grosse Übertritte von Mineralöl aus der städtischen Kläranlage waren das einzige Störungsmoment für die Versuche. Irgendwelche bedeutsameren Folgen solcher «Verölungen» traten jedoch im Laufe der vielen Jahre weder bei den Belebtschlamm- noch bei den Tropfkörperversuchen auf.

I. BEOBACHTUNGEN BEIM BELEBTSCHLAMMVERFAHREN

a) *Belüftung und Schlammkonzentration im Belüftungsbecken*

Es ist leicht einzusehen, dass eine Belebtschlammanlage dann die grösste Reinigungsleistung zeigen muss, wenn sie mit der höchsten Schlammkonzentration im Belüftungsbecken betrieben wird, die mit der vor-

handenen Belüftungseinrichtung in genügender Weise mit Sauerstoff versorgt werden kann. In Experimenten, über die in einer anderen Arbeit berichtet werden wird, konnten wir zeigen, dass die normale Atmungsintensität (Sauerstoffaufnahme) des Belebtschlammes aufrechterhalten bleibt, auch wenn der Sauerstoffgehalt im Schlammgemisch weniger als 1 mg O/l beträgt. Auf diese betriebstechnisch wichtige Tatsache machte schon VIEHL

Abb. 10. Sauerstoffaufnahmekurven in einem Abteil einer Belüftungskammer, Inhalt = 38,5 m³, 2,75 m Bürstenlänge, 178 U./min und 9 cm Eintauchtiefe der Bürsten. Eisensulfatverfahren.

Ordinate: Sauerstoffgehalt des Wassers (mg O/l). Abszisse: Belüftungszeit (min).

(1940) aufmerksam. Sie gilt aber nur unter der Voraussetzung, dass mittels genügender Turbulenz dafür gesorgt ist, die Oberflächen der einzelnen Schlammflocken im Sauerstoffgleichgewicht mit der umgebenden Lösung zu halten. Begrenzender Faktor für die Schlammatmung in einer Belebtschlammanlage ist somit nicht in erster Linie die Sauerstoffspannung im Belüftungsbecken, sondern vor allem die Intensität der Durchmischung des Belebtschlammgemisches, solange die Sauerstoffeintragung durch die Belüftungseinrichtung und die Sauerstoffzehrung des Schlammes einander mindestens das Gleichgewicht halten.

KESSENER (1932) hat das *Sauerstoffaufnahmevermögen* einer Anlage definiert als diejenige Sauerstoffmenge, welche pro Kubikmeter Beckeninhalt

in einer Stunde bei 10° C Wassertemperatur und 760 mm Luftdruck in Lösung gebracht wird, wenn der Sauerstoffgehalt des Wassers 0 mg/l beträgt. Wir haben die Sauerstoffaufnahme in unseren Belüftungsbecken bei Bürstenbelüftung mit der von KESSENER angegebenen Eisensulfatmethode ebenfalls bestimmt. Nachstehend geben wir die Überlegungen bekannt, die sich auf Grund dieser Messungen anstellen lassen. Wir gehen beispielsweise von der Sauerstoffaufnahme unserer Belüftungsbecken aus, die sich bei der am häufigsten verwendeten Betriebsweise mit 9 cm Eintauchtiefe der Bürsten und einer Tourenzahl von 178 U./min ergibt. Unter diesen Bedingungen erhielt man an drei Stellen in einer Belüftungskammer (unter Oberfläche, in halber Beckentiefe und am Beckenboden) die Sauerstoffaufnahmekurven nach Abbildung 10. Diese Kurven lassen sich bekanntlich durch die Gleichung der monomolekularen Umsetzung ausdrücken

$$\frac{dc}{d\tau} = K \cdot \frac{c_s - c_o}{c_s - c_\tau}, \quad (1)$$

worin:

c Sauerstoffkonzentration im Wasser,

τ Zeit,

c_s Sättigungskonzentration des Sauerstoffs im Wasser bei gegebener Temperatur und Luftdruck (mg O/l),

c_o Sauerstoffkonzentration im Wasser zur Zeit τ_o (mg O/l),

c_τ Sauerstoffkonzentration im Wasser zur Zeit τ (mg O/l),

K Sauerstoffaufnahmekoeffizient,

das heisst die Geschwindigkeit der Sauerstoffaufnahme im Becken zu einer bestimmten Zeit τ ist dem in jenem Zeitpunkt herrschenden Sättigungsdefizit des Sauerstoffs proportional. K wird nach Integration zwischen den Grenzen τ_o und τ zu

$$K = \ln \frac{c_s - c_o}{c_s - c_\tau} \cdot \frac{1}{\tau - \tau_o}. \quad (2)$$

Aus den Kurven in Abbildung 11 lassen sich folgende Werte für K ermitteln, wenn τ in Stunden gemessen wird:

Unter Beckenoberfläche	$K_{15,6^\circ}$	2,916 h ⁻¹
Halbe Beckentiefe.		2,883
Beckenboden		2,762
Mittelwert		2,854 h ⁻¹

Die Sauerstoffaufnahme W des Belüftungsbeckens ergibt sich nun zu

$$W = K c_s \text{ g O/m}^3 \cdot \text{h}. \quad (3)$$

Die Grösse von W ist direkt proportional zu c_s und damit stark von der Wassertemperatur und dem Luftdruck abhängig. Aber auch der Koeffi-

zient K bedarf einer Korrektur, wenn seine unter bestimmten Temperaturbedingungen ermittelten Werte für andere Wassertemperaturen verwendet werden sollen. PASVEER (1949, 1950) hat in seinen eingehenden Untersuchungen über die Sauerstoffaufnahme von Wasser bei künstlicher Belüftung abgeleitet, dass K als Produkt von zwei Faktoren aufgefasst werden kann, nämlich:

$$K = 2 \sqrt{\frac{k}{\pi}} \times \frac{q}{v} \sqrt{\frac{1}{\tau'}} \quad (4)$$

Diffusionsfaktor Oberflächenfaktor

worin:

- k Diffusionskonstante für Sauerstoff in Wasser [cm^2/h],
 q/v hypothetische Kontaktfläche Luft-Wasser pro Volumeneinheit Wasser zu einem bestimmten Zeitpunkt [cm^{-1}],
 τ' hypothetische Dauer des Bestandes der relativen Kontaktfläche q/v [h],
 K Sauerstoffaufnahmekoeffizient [h^{-1}].

Für eine gegebene Belüftungseinrichtung ist bei unveränderlichem Betrieb der Oberflächenfaktor $(q/v) \sqrt{1/\tau'}$ unabhängig von der Temperatur konstant. Dagegen ist die Diffusionskonstante k temperaturabhängig. Unter Berücksichtigung der Viskosität des Wassers bei verschiedenen Temperaturen und auf Grund des von EINSTEIN und VON SMOLUCHOVSKI berechneten Wertes für

$$k_{10^\circ} = 1,06 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$$

lässt sich k für einige Temperaturen wie folgt berechnen:

Tabelle 18

Diffusionskonstanten von Sauerstoff in Wasser bei verschiedenen Temperaturen

Temperatur °C	k_t cm^2/s	k_t cm^2/h
5	$0,896 \cdot 10^{-5}$	0,03225
10	$1,06 \cdot 10^{-5}$	0,0382
15	$1,235 \cdot 10^{-5}$	0,0445
20	$1,428 \cdot 10^{-5}$	0,0514
25	$1,631 \cdot 10^{-5}$	0,0588

An Hand des experimentell bestimmten Wertes für $K = 2,854 \text{ h}^{-1}$ bei $15,6^\circ \text{ C}$ in unserer Versuchsanlage und dem « Diffusionsfaktor » bei $15,6^\circ \text{ C}$ von

$$2 \sqrt{\frac{k_{15,6^\circ}}{\pi}} = 0,242$$

findet man aus Gleichung (4) den temperaturunabhängigen «Oberflächenfaktor»

$$\frac{q}{v} \sqrt{\frac{1}{\tau'}} = \frac{K_{15,6^\circ}}{2 \sqrt{\frac{k_{15,6^\circ}}{\pi}}} = \frac{2,854}{0,242} = 11,79_3 \text{ cm}^{-1} \text{ h}^{-1/2}.$$

Mit Hilfe der für verschiedene Temperaturen berechneten Werte von k_t (Tabelle 18) lassen sich nun die Sauerstoffaufnahmekoeffizienten K_t bei denselben Temperaturen wie folgt berechnen:

$$K_t = 2 \sqrt{\frac{k_t}{\pi}} \cdot 11,79_3 \text{ h}^{-1},$$

wobei man nachfolgende Grössen erhält:

Temperatur °C	$K_t \text{ h}^{-1}$
5	2,387
10	2,599
15	2,809
20	3,014
25	3,224

Man findet somit für das Sauerstoffaufnahmevermögen W_t bei verschiedenen Temperaturen gemäss Gleichung (3) folgende Werte, wenn man die entsprechenden Sauerstoffsättigungen c_s für den mittleren Luftdruck von 728 mm auf unserer Versuchsanlage zugrunde legt:

Tabelle 19

*Sauerstoffaufnahmevermögen des Belüftungsbeckens bei 178 U./min
mit 9 cm Eintauchtiefe der Bürsten*

Wassertemperatur °C	$c_s^{1)}$ mg O/l	K_t h^{-1}	W_t $\text{g O/m}^3 \cdot \text{h}$
5	12,19	2,387	29,2
10	10,77	2,599	28,0
15	9,56	2,809	26,9
20	8,66	3,014	26,1
25	7,83	3,224	25,2

1) Unter Berücksichtigung der Wasserdampfspannung bei t° und 728 mm Luftdruck.

Sofern nun auch die Sauerstoffaufnahme eines Belebtschlammgemisches im Belüftungsbecken bekannt ist, lässt sich ohne weiteres feststellen, welche maximalen Schlammgehalte in der Anlage gehalten werden dürfen, damit gerade Gleichgewicht zwischen Sauerstoffversorgung und Sauerstoffzehrung gewährleistet ist. Die Sauerstoffmenge, die mit dem zu-

fließenden Abwasser in das Belüftungsbecken eingebracht wird, kann bei dieser Berechnung vernachlässigt werden, da sie relativ gering ist (sie wirkt gewissermaßen als «stille Reserve»).

Die Sauerstoffzehrung Q des Belebtschlammes wurde in einer Reihe von Versuchsserien laufend mikromanometrisch bei 25° C bestimmt (vgl. Tabelle 13). Die Temperaturabhängigkeit der Schlammatmung wurde ebenfalls untersucht und soll in einer speziellen Arbeit später genauer dargestellt werden. Wir verwenden an dieser Stelle lediglich den gefundenen mittleren Temperaturkoeffizienten der Sauerstoffaufnahme des Schlammes, der auf Grund der Beobachtungen vorläufig wie folgt ausgedrückt werden soll:

$$\alpha = \frac{\log Q_{t_1} - \log Q_{t_2}}{t_1 - t_2} \quad [^{\circ}\text{C}^{-1}]$$

worin Q_{t_1} und Q_{t_2} auf die Einheit bezogen sind, und ferner bedeuten:

α Temperaturkoeffizient der Schlammatmung $[^{\circ}\text{C}^{-1}]$
 Q_{t_1} Q_{t_2} Schlammatmung bei den Temperaturen t_1 und t_2 ,
 mg O/g Trockensubstanz und Stunde,
 t_1, t_2 Temperatur, °C.

Die vorstehende empirische Beziehung stimmt nicht mit der Gleichung von VAN T'HOFF und ARRHENIUS überein, wird aber den Beobachtungen besser gerecht. α kann für die Grundatmung von üblichem Belebtschlamm zu 0,031 bis 0,0315 angenommen werden. SAWYER und Mitarbeiter (1939) haben eine etwas andere empirische Formulierung für die Temperaturabhängigkeit der Schlammatmung bei ihren Versuchen gefunden, doch ergibt ihr Temperaturkoeffizient der Atmung Werte analoger Grösse wie bei unseren Experimenten, obschon sie Schlämme aus Vollreinigungsanlagen mit bedeutend geringerer absoluter Sauerstoffaufnahme untersucht haben

Tabelle 20

*Temperaturabhängigkeit des Sauerstoffverbrauches von Belebtschlämmen
verschiedener Grundatmung*

Temperatur °C	Sauerstoffzehrung des Schlammes mg O/g · h		
	Grundatmung (25° C)		
	15	20	25
5	3,60	4,80	6,0
10	5,15	6,85	8,57
15	7,35	9,80	12,2
20	10,6	14,15	17,7
25	15,0	20,0	25,0

als wir (8–12 mg O/g · h bei 25° C), und sie eine andere Methode der Messung der Schlammattung verwendeten. Für die *Grundattung* von Schlämmen, die zwischen 15 und 25 mg O/g · h bei 25° C beträgt, ergeben sich bei verschiedenen Temperaturen die Werte der Tabelle 20.

Aus diesen Daten kann nun berechnet werden, welche maximale Schlammkonzentration bei verschiedenen Schlammigenschaften und Abwassertemperaturen in unserer Anlage gestattet sind, damit Sauerstoffaufnahme und -zehrung im Gleichgewicht stehen. Voraussetzung ist die Belüftung bei einer Tourenzahl der Bürsten von 178 U./min und mit der Eintauchtiefe von 9 cm. Diese *zulässige Schlammkonzentration* ergibt sich nämlich einfach aus

$$C_{max} = \frac{W_t}{Q_t},$$

wenn Q_t in mg O/g · h bei t° gemessen wird. In Abbildung 11 sind für vorstehend genannte Grössen der Schlammattung (welche die bisher beobachteten Atmungsintensitäten einschliessen) die in unserer Anlage im Maximum zulässigen Schlammkonzentrationen in Funktion der Abwassertemperatur aufgetragen. In dem bei uns üblichen Temperaturbereich von ~ 9 bis 16,5° C bewegen sich diese Konzentrationen zwischen rund 2000 mg/l (höchste Abwassertemperatur und höchste Schlammattung)

Abb. 11. Zusammenhang zwischen Sauerstoffaufnahmevermögen, Temperatur und zulässigem Schlammgehalt in unserer Versuchsanlage. Ordinate: Zulässige Schlammkonzentration im Belüftungsbecken (mg Trockensubstanz/l) bzw. Sauerstoffaufnahmevermögen der Anlage (g O/m³ · h). Abszisse: Temperatur (° C).

Abb. 12. Nettokraftverbrauch der Bürsten in Funktion von Eintauchtiefe und Tourenzahl. Ordinate: Kraftverbrauch (W). Abszisse: Tourenzahl (U./min). Parameter: Eintauchtiefe (cm).

und rund 5000–6000 mg/l (bei niedrigster Temperatur und Atmungsintensität).

Prüft man die in den Tabellen 10, 11 und 13 enthaltenen Angaben über die in den einzelnen Versuchsabschnitten effektiv beobachteten Schlammkonzentrationen, Atmungsgrössen und Abwassertemperaturen, so stellt man sofort fest, dass gelegentlich beträchtliche Überschreitungen der mittleren Schlammkonzentration über das zulässige Maximum vorgekommen sind, ohne dass sich dabei allerdings besondere Betriebsschwierigkeiten gezeigt hätten. Man darf nämlich nicht vergessen, dass sowohl die Schlammkonzentration wie auch die Schlammatmung innerhalb eines Tages starken Schwankungen unterworfen sind (periodisches Ablassen des Überschussschlammes, Wechsel der Belastung des Schlammes mit Schmutzstoffen), und ferner eine zusätzliche Belüftung besonders während der Nacht durch den Sauerstoffgehalt des Abwassers (die vorstehend als «stille Reserve» bezeichnet wurde) eintritt. Wir haben denn auch regelmässig beobachtet, dass frühmorgens ein Sauerstoffüberschuss in den Belüftungsbecken vorhanden war, der im Laufe des Tages allmählich verschwand, um sich während der Nacht erneut wieder einzustellen.

b) *Wartung der Belebtschlammanlage*

Wir haben in Abschnitt I, C 2, bereits das *Einfahren* der Belebtschlammanlage geschildert. Der *Dauerbetrieb* gestaltete sich nachher in allen Versuchen äusserst einfach, indem sich – entgegen der allgemein verbreiteten Auffassung – *nur eine geringe Wartung als notwendig erwies*. Auf Grund unserer Erfahrungen möchten wir ausdrücklich feststellen, dass die häufig geäusserte Behauptung, wonach hochbelastete Belebtschlammanlagen schwierig zu bedienen seien und häufig zu Störungen Anlass geben sollen, keineswegs zutrifft. Dies gilt mindestens für so lange, als ein normales städtisches Abwasser zu reinigen ist. *Es besteht kein Unterschied zwischen dem Betrieb einer hochbelasteten und einer schwachbelasteten Anlage.*

Da die Reinigungsleistung bei gegebener Raumbelastung R_h ¹⁾ und R_b ²⁾ in erster Linie vom optimalen Schlammgehalt im Belüftungsbecken abhängig ist, kommt diesem Faktor betriebsmässig grosse Bedeutung zu. Die Bestimmung des Sauerstoffaufnahmevermögens der Belüftungsbecken bietet nun auf Grund der Ausführungen im vorherigen Abschnitt die sicherste Grundlage für die Erstellung einer Betriebsvorschrift bezüglich

¹⁾ R_h = hydraulische Raumbelastung, $m^3/m^3 \cdot \text{Tag}$.

²⁾ R_b = Belastung mit Bsb, $kg/m^3 \cdot \text{Tag}$.

der einzuhaltenden Belebtschlammkonzentration. Würde noch die Schlammatmung und die Schlammkonzentration im Belüftungsbecken ständig verfolgt, so könnte damit theoretisch eine Anlage dauernd auf optimaler Leistung gehalten werden. Diese Messungen kommen aber zum mindesten auf Kleinanlagen nicht in Frage und sind auch gar nicht notwendig. An ihre Stelle tritt vorteilhafterweise eine Kontrolle des Sauerstoffgehaltes, zum Beispiel im Nachklärbecken. Lässt sich nämlich dort gerade noch Sauerstoff nachweisen ($\sim 0,2-0,5$ mg O/l), so ist man sicher, dass das Belüftungsbecken eine genügende Sauerstoffversorgung aufweist. Die Regulierung des Schlammgehaltes ist dann mit der Dosierung des Rücklaufschlammes und des Überschußschlammes leicht möglich. Die Erfahrungen zeigen, dass die Einhaltung der zulässigen Schlammkonzentration nach einiger Zeit auch von ungeschultem Personal ohne weiteres beherrscht wird, wenn folgende Beobachtungen ein- bis dreimal wöchentlich angestellt werden:

- a) Absetzversuch mit Belebtschlamm aus den Belüftungsbecken im Imhoff-Glas;
- b) qualitative Beurteilung des Sauerstoffgehaltes im Nachklärbecken (Ansatz einer O₂-Bestimmung nach WINKLER und qualitative Beurteilung der Bräunung des Niederschlages in der O₂-Flasche);
- c) subjektive Beurteilung der Flockung, Farbe und Absetzgeschwindigkeit des Schlammes im Imhoff-Glas.

In Grossanlagen, die sich naturgemäss träger verhalten als unser Kleinbetrieb, werden die qualitativen Beobachtungen vorteilhaft durch quantitative Messungen der Schlammkonzentration und des Sauerstoffgehaltes ergänzt.

Es ist eine Selbstverständlichkeit, dass zu den normalen Wartungsarbeiten die *Reinhaltung* der Anlagen gehört, die sich auf das regelmässige Abbürsten von Überlaufkanten, Abflussrinnen, offenen Schlammkanälen usw. erstrecken muss.

Bezüglich der *Rücklaufschlammmenge* sind wir der Auffassung, dass es sich in kleineren Anlagen nicht lohnt, komplizierte Dosierungswechsel zwischen Tages- und Nachtbetrieb vorzunehmen. Es wird mit Vorteil eine *konstante Fördermenge* eingestellt, die sich nach den Ergebnissen der Beobachtungen betreffend Schlammgehalt richtet und *im allgemeinen selten geändert* werden muss. Das Rücklaufschlammverhältnis ist bei hochbelasteten Anlagen etwas höher anzusetzen (40–60%) als bei schwachbelasteten (30 bis 50%). In zahlreichen Versuchen hatten wir mit noch höheren Rück-

laufmengen zu arbeiten, doch rührte dies ausschliesslich von den hydraulischen Voraussetzungen auf unserer Anlage her (Erzielung genügender Schlammgeschwindigkeiten in den Leitungen, um Verstopfungen zu vermeiden). Der Rücklaufschlamm bietet im übrigen die Möglichkeit, Perioden mit verhältnismässig schlechten Absetzeigenschaften des Schlammes zu überwinden, indem das Rücklaufverhältnis erhöht wird. Voraussetzung dazu ist allerdings das Vorhandensein einer Reservepumpe.

Die Menge des mindestens alle zwei Tage abzulassenden *Überschussschlammes* ergibt sich aus der Erfahrung und kann überdies grössenordnungsmässig auf Grund der Angaben in Abschnitt III, E 1, abgeschätzt werden. Wir möchten darauf hinweisen, dass es wichtig ist, den Überschussschlamm *langsam zu entfernen*, um eine möglichst hohe Konzentration für das gesamte abgelassene Volumen zu erreichen. Dies gilt sowohl für den direkten Überschussschlammablass aus dem Nachklärbecken wie auch für den Fall einer Abzapfung aus den Rücklaufschlammleitungen. Bei Kleinanlagen hat sich der Ablass am Nachmittag, das heisst nach Verarbeitung der höchsten Schmutzstoffmenge in der Anlage, als günstig erwiesen. Bei grösseren Anlagen (über 3000 EW-Gleichwerte) ist ein kontinuierlicher Überschussschlammabfluss (zum Beispiel zu einem Eindickungsbecken) empfehlenswert.

c) Bürstenbelüftung

Die Bürstenbelüftung oder andere rein mechanische Belüftungseinrichtungen besitzen den grossen Vorteil, dass die einmal bestimmte Leistung bezüglich Sauerstoffeintragung in das Belebtschlammgemisch konstant bleibt und damit eine sichere Grundlage für die Betriebsweise einer Anlage bietet. Bei Druckluftbelüftung aus Filterplatten ist immer mit allmählicher Verstopfung der Diffusoren und damit einem abnehmenden Sauerstoffaufnahmevermögen der Belüftungskammern zu rechnen. Dieser Nachteil kann lediglich mittels der «grossblasigen» Belüftung aus offenen Rohren umgangen werden. Die Bürstenbelüftung hat sich auch wirtschaftlich als vorteilhaft erwiesen, denn auf unserer Anlage ist gemäss Tabelle 10 und Abbildung 12 mit folgendem Kraftverbrauch zu rechnen:

5,5 m Bürstenlänge pro 77 m³ Beckeninhalt

Kraftverbrauch der Bürsten bei 178 U./min	
und 9 cm Eintauchtiefe	= 1,48 kW
Sauerstoffaufnahmevermögen bei 10° C und	
728 mm Luftdruck	= 28,30 g O/m ³ ·h
bzw. für das ganze Becken 77·28,3	= 2180,00 g O/h
entsprechend 1,48 kWh für 2180 g O/h oder	= <u>0,68 W/g O</u>

Vergrössert man die Bürstenlänge pro Kubikmeter Beckeninhalt, so kann naturgemäss die Sauerstoffaufnahme des Systems wesentlich erhöht werden, so dass auch die Belastbarkeit der Becken mit Schmutzstoffen zunimmt. Dabei erniedrigt sich gleichzeitig der Kraftverbrauch pro Gramm aufgenommenen Sauerstoffs im gleichen Verhältnis. Wie dies PASVEER (1951) gezeigt hat, ist es deshalb ausserordentlich lohnend, die Bürstenbelüftung noch weiter zu vervollkommen. Da von den meisten in Betrieb stehenden Belebtschlammanlagen keine Angaben über das Sauerstoffaufnahmevermögen bekannt sind, kann ein Betriebskostenvergleich der Belüftungseinrichtung mit unseren Versuchen nur auf der Grundlage des Energieverbrauchs (für die Belüftung) pro Kilogramm Bsb_5 -Abbau erfolgen. Nimmt man gemäss IMHOFF-FAIR überschlagsmässig für die Druckluftbelüftung $17,8 \text{ Wh/m}^3$ Luft (entsprechend $1000 \text{ cuft/min} = 4 \text{ hP}$) an, so lässt sich folgende Tabelle erstellen, die wir auf Angaben von IMHOFF (S. 162) stützen:

Tabelle 21

*Energieverbrauch der Bürstenbelüftung und Druckluftbelüftung
pro Kilogramm Bsb_5 -Abbau*

Bürstenbelüftung				Druckluftbelüftung			
Versuch	R_b	$\frac{\text{kWh}}{\text{kg } Bsb_5}$	$\eta \%$	Anlage	R_b	$\frac{\text{kWh}}{\text{kg } Bsb_5}$	$\eta \%$
Serie X_1	1,4–1,7	0,27–0,29	91–93	New York, W. I.	1,08	0,42	94
Serie IX_2	2,36	0,21	83	New York, Bow.B.	0,8–1,3	0,54	90
Serie X_2	3,06	0,17	82–83	New York, Jamaica	1,6	0,39	75
Serie IX_0	0,37	0,62	94	USA., Mittelzahlen	0,48	0,89	90–95

Wir haben absichtlich nur die höchstbelasteten amerikanischen Anlagen zum Vergleiche ausgewählt. Man erkennt sofort den beträchtlich niedrigeren Energieverbrauch unserer Versuchsanlage gegenüber den Druckluftbelüftern. Auch RIDENOUR und HENDERSON (1936, 1937), die bei strenger Parallelführung zwei Versuchsanlagen mit Druckluft- bzw. Bürstenbelüftung untersuchten, haben gezeigt, dass die letztere bei gleicher Reinigungsleistung merklich geringere Jahreskosten verursachte als die Druckluftanlage. Es wäre zweifellos wünschenswert, wenn solche Vergleiche an modernen, hochbelasteten Anlagen wiederholt werden könnten.

Als wesentlicher *Nachteil der Bürstenbelüftung* sind die heute noch auftretenden Schwierigkeiten bei der Konstruktion und Materialauswahl zu nennen, sobald Bürsten für hohe Dauerbelastungen (hohe Tourenzahl,

grosse Eintauchtiefe) zu konstruieren sind. Dieses Problem ist zur Zeit noch unbefriedigend gelöst, doch könnte vorderhand ein Ausweg gefunden werden, indem die Bürstenlänge pro Kubikmeter Beckeninhalt vergrößert und dafür die Belastung der Bürsten herabgesetzt würde.

d) Zusätze zum Belebtschlamm

In Serie X wurde erstmals der Einfluss des *Asbestzusatzes*, den wir in früheren Versuchen bei hohen Raumbelastungen stets angewendet hatten, systematisch untersucht. Hierzu diente ein Parallelversuch mit zwei Anlagen unter vollständig identischen Bedingungen, wobei die eine mit der bis anhin üblichen Asbestdosierung betrieben wurde (1 mg/l Rohwasser), während die andere keinen Zusatz erhielt. In einem Unterabschnitt dieser Serie wurde dann auch die 20fache Dosierungsmenge mit der Dosierung 0 verglichen. Einige Schlammabsetzkurven aus dem 2. Teil der Serie X (hohe Belastung) sind für die beiden Parallelanlagen in Abbildung 13 dargestellt.

Abb. 13. Absetzkurven des Belebtschlammgemisches aus den Belüftungsbecken zweier Parallelanlagen mit und ohne Asbestzusatz (1 mg/l).
 Ordinaten: Schlammvolumen im Imhoff-Glas (cm^3/l). Abszissen: Absetzzeit (min). — Anlage mit Asbestzusatz, Anlage ohne Asbestzusatz.

Die Diagramme und die Angaben in den Tabellen 9 bis 13 zeigen ohne weiteres, dass weder der Asbestzusatz von 1 mg/l Rohwasser noch von 20 mg/l Rohwasser die Leistung des Verfahrens gegenüber der Anlage ohne Asbestzusatz veränderte. *Die Identität der Parallelversuche blieb bis in die letzten Details erhalten.* Der Asbestzusatz von 20 mg/l wirkte sich auf die Dauer insofern ungünstig aus, als der Schlamm im Laufe des Versuches

immer voluminöser wurde, da der sperrige Asbest sein Zusammensacken im Nachklärbecken verhinderte.

Auf Grund des Experimentes in Serie X haben wir die Belebtschlammanlagen nie mehr mit Asbestzusatz betrieben. Die Resultate bei der Abwasserreinigung mit hohen Raumbelastungen blieben trotzdem unverändert im Rahmen der früheren Ergebnisse.

Von verschiedenen Autoren wurden Versuche mit anderen Zusätzen zum Belebtschlamm beschrieben (zum Beispiel JUNG, 1939: Eisenhydroxyd; NESMEJANOFF, 1935: Eisen- und Aluminiumsalze; HASELTINE, 1931: Kalziumhydroxyd; ELY, 1938: Lehm; MOHLMANN [mündliche Mitteilung]: Lehm, Diatomeenerde, Zellulosefasern usw.). Wie die meisten dieser Autoren kommen auch wir auf Grund diesbezüglicher Versuche zur Auffassung, dass mindestens bei der Reinigung normaler städtischer Abwässer solche Zusätze keine Verbesserung des Belebtschlammverfahrens mit sich bringen. Wir sind im Gegenteil sogar der Ansicht, dass *Zusätze anorganischer Art zum Belebtschlamm durchaus unerwünscht sind, da sie lediglich das Schlammvolumen und den Aschegehalt steigern*, was für die nachfolgende Weiterverarbeitung des Schlammes nur nachteilig ist.

2. BEOBACHTUNGEN AM KÜNSTLICH BELÜFTETEN TROPFKÖRPER

Beim Betriebe des Tropfkörpers haben wir bei kleinen Raumbelastungen ebenfalls keine Schwierigkeiten festgestellt. Die Wartung der Anlage konnte sich auf die Kontrolle des Luftdurchsatzes, die Reinigung verstopfter Düsen am Drehsprenger sowie das Ausbürsten von Kanälen, Überfällen usw. beschränken. Mit steigender Raumbelastung zeigte sich aber eine zunehmende Tendenz zur Verstopfung. Dieser konnte, entgegen anderslautenden Auffassungen, mittels Steigerung der Belüftungsintensität *nicht* begegnet werden, sondern nur mittels Unterbruch der Tropfkörperbeschickung. Diese Beobachtung stimmt mit den Angaben von PÖNNINGER (1935) überein. Auch von HUNTER und COCKBURN (1944) bzw. CAMERON und JAMIESON (1950) sind analoge Schwierigkeiten bei einem künstlich belüfteten Tropfkörper beschrieben, die mittels Veränderung der Belüftungsintensität in keiner Weise bekämpft werden konnten. In unseren Serien V und VIII wurde versucht, durch eine Verlängerung der Aufenthaltszeit in der Vorklärung ein so weit behandeltes Abwasser zu erzielen, dass eine Verstopfung des Tropfkörpers nicht mehr eintreten sollte (vgl. Abschnitt I, C 1). Wir erhielten aber nie den Eindruck, den Betrieb des Tropfkörpers damit wesentlich erleichtert zu haben. Wir weisen auch darauf hin, dass die

Verstopfung nicht in erster Linie wegen einer Akkumulierung primärer Schwebstoffe in den Interstizien der Tropfkörperfüllung entstand, sondern wegen der Ausbildung eines dichten Pilzrasens in der obersten Steinschicht, also derselben Erscheinung, wie sie auch von geschlossenen und offenen Tropfkörpern im Auslande beschrieben wird. Als Hauptursache für die Verstopfungen betrachten wir die zu feinkörnige oberste Tropfkörperschicht. Unseres Erachtens sollte für die oberste «Verteilschicht» von 30–50 cm Tiefe eine Körnung von mindestens 100–120 mm gewählt werden.

Ein weiteres Betriebsproblem ergab sich aus den häufigen Schlammretentionen, da bei den hohen Belastungen der kontinuierliche Schlammabbau innerhalb des Tropfkörpers offenbar nicht zur Entschlammung genügte. Längere Betriebsunterbrüche, die ohnehin zwischen den Versuchsserien eingeschaltet werden mussten, wurden jeweils dazu verwendet, um mittels Spülungen, Chlorung usw. den Körper wieder zu reinigen. Auf Grund der Literaturangaben (DEKEMA, HUNTER und Mitarbeiter, CAMERON und Mitarbeiter) schliessen wir, dass zu starke Schlammansammlungen zur Hauptsache auf eine übersetzte Belastung zurückzuführen sind, denn ausländische Betriebe mit Raumbelastungen von weniger als $0,5 \text{ kg Bsb}_5/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ scheinen diesen Schwierigkeiten nicht begegnet zu sein. Änderungen der Belüftungsintensität hatten keinen Einfluss auf die Schlammabgabe des Tropfkörpers.

Betrachtet man die Sauerstoffgehalte im Abfluss des Tropfkörpers bei den verschiedenen Raumbelastungen und Lüftungsintensitäten, die wir studiert haben, so stellt man fest, dass das Abwasser im Tropfkörperabfluss stets hohe Mengen Sauerstoff enthielt. Dies galt insbesondere auch dann, wenn die Verstopfung des Körpers so weit fortgeschritten war, dass wegen des hohen Durchtrittswiderstandes die künstliche Belüftung praktisch unterbunden war.

B. Entfernung von Stoffen mit biochemischem Sauerstoffbedarf

I. ALLGEMEINES

Für die Dimensionierung einer biologischen Reinigungsanlage wird eine stetige Beziehung benötigt, welche, ausgehend vom gewünschten Bsb_5 des Anlagenabflusses und der bekannten Konzentration des Anlagenzuflusses, die zulässige Belastung des Belüftungsraumes zu berechnen gestattet. Die Raumbelastung kann entweder bezüglich der durchgesetzten *Wassermenge* oder bezüglich der eingebrachten *Schmutzstoffmenge* pro Einheit Anlagenvolumen ausgedrückt werden. Nachfolgend bezeichnen wir

die beiden Raumbelastungen mit R_h (= hydraulische Raumbelastung, $\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$) und R_b (= Raumbelastung bezüglich Bsb_5 , $\text{kg Bsb}_5/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$). Beide Faktoren beeinflussen die Abbauleistung einer Anlage und damit die absolute Konzentration des Anlagenabflusses. Es muss erneut darauf hingewiesen werden, dass die übliche Berechnung von Reinigungseffekten (prozentualer Anteil der *entfernten* Schmutzstoffe, gemessen an den *zugeführten* Schmutzstoffen) ein sowohl für die Dimensionierung von Anlagen wie auch für die Praxis des Gewässerschutzes ganz untaugliches Mass darstellt, weil nur *absolute Werte* von Schmutzstoffkonzentrationen oder Wassermengen brauchbare Rechnungsgrundlagen liefern.

Die Erstellung von Beziehungen zwischen absoluten Konzentrationen, zum Beispiel des Bsb_5 in einem Anlagenabfluss und der Anlagenbelastung (R_h und R_b) stösst allgemein auf folgende Schwierigkeiten:

- a) Es muss ein weiter Spielraum von Raumbelastungen und Rohwasserkonzentrationen untersucht sein, und die Anlage muss sich während der Prüfung für jede Faktorenkombination im Beharrungszustand befinden. Die vorliegenden Untersuchungen an Belebtschlammanlagen und hochbelasteten Tropfkörpern genügen unseres Erachtens diesen Forderungen.
- b) Der Abfluss (Zufluss zur biologischen Stufe) einer mechanischen Kläranlage einer Gemeinde unterliegt sehr grossen Konzentrationsschwankungen, sowohl innerhalb eines Tages wie auch von Tag zu Tag. Die gesuchten, stetigen Beziehungen müssen für Mittelwerte gelten, in welchen diese Schwankungen berücksichtigt sind.
- c) Abwassertemperatur, Betriebsbedingungen der Reinigungsanlage und die täglichen Schwankungen der hydraulischen Raumbelastungen üben einen Einfluss auf die mittlere Qualität des Anlagenabflusses aus, der berücksichtigt werden muss.

Erste Voraussetzung für die Erstellung stetiger Beziehungen, wie sie von uns angestrebt werden, ist zunächst die Untersuchung von *Tagesmittelpuben*. Damit wird die Streuung, die durch die Konzentrationschwankungen innerhalb eines Tages entsteht, ausgeschaltet. Der Vergleich unserer Ergebnisse mit denjenigen ausländischer Anlagen wird speziell dadurch erschwert, dass sehr häufig nur Einzelproben untersucht werden, oder in vielen Fällen nicht angegeben ist, wie die untersuchten Proben gefasst worden sind. Die übrigen genannten Faktoren, welche das Verhältnis zwischen Rohwasserkonzentration und Abfluss beeinflussen, äussern sich:

- a) In der Streuung, die in Mittelwerten enthalten ist, welche innerhalb von Perioden gleichartigen Anlagebetriebes beobachtet werden (beispielsweise innerhalb von Perioden mit gleicher Abwassertemperatur);
- b) in Streuungen *zwischen* den Mittelwerten von Untersuchungsperioden mit einem oder mehreren voneinander abweichenden Betriebsfaktoren (zum Beispiel zwischen Winter- und Sommerperioden).

Wir haben bei der Auswertung unserer Beobachtungen mittels verschiedener statistischer Berechnungsverfahren den Einfluss der einzelnen Faktoren geprüft, um ihre Bedeutung für die Leistung einer biologischen Reinigungsanlage festzustellen, und gelangten zu nachfolgend beschriebenen Ergebnissen.

2. BELEBTSCHLAMMVERFAHREN

In erster Näherung ist die Konzentration des Anlagenabflusses, unter der Voraussetzung, dass immer mit denselben technischen Mitteln gearbeitet wird (Konstruktion des Belüftungsbeckens und Nachklärbeckens, Belüftungsart, Rohwasser gleichartiger Beschaffenheit bezüglich Mengenverhältnisse und Art der Schmutzstoffe), von folgenden Variablen abhängig:

hydraulische Raumbelastung und ihre Schwankung innerhalb eines Tages,
Konzentration des Rohwassers,
Konzentration des Belebtschlammgemisches im Belüftungsbecken,
Temperatur des Rohwassers,
Rücklaufschlammverhältnis und
Sauerstoffspannung im Belebtschlammgemisch (Belüftungsbecken).

Von diesen Variablen sind die ersten vier von besonderer Bedeutung und weisen innerhalb unserer Versuchsreihen die grössten Schwankungen auf. Wir haben zunächst von allen Versuchsabschnitten die Abschnittsmittelwerte dieser Faktoren den Abschnittsmittelwerten der Konzentration des Anlagenabflusses gegenübergestellt. Mittels des Verfahrens der Mehrfachkorrelation wurde untersucht, welche Abhängigkeit zwischen der Abflussqualität und diesen Variablen besteht. Wir treten hier nicht auf die langwierige Rechnung ein und stellen lediglich fest:

Betrachtet man die Abschnittsmittelwerte der Bsb_5 -Konzentration im Anlagenabfluss, so üben nur die *hydraulische Raumbelastung* und die *Rohwasserkonzentration* einen statistisch gesicherten Einfluss auf sie aus. Der Einfluss der Schlammkonzentration kommt nicht oder nur schwach gesichert zum Ausdruck (die Variabilität zwischen den Versuchen ist gering,

abgesehen von vereinzelten Experimenten mit niederen Konzentrationen). Eigenartigerweise liess sich auch der Temperatureinfluss bei gesamthafter Beurteilung der Mittelwerte aller Versuche nicht herauschälen, obschon die Schlammatmung wegen der zwischen den einzelnen Versuchsabschnitten bestehenden Differenzen der mittleren Rohwassertemperaturen beträchtliche Unterschiede aufweisen musste. Diese beiden Variablen – Abwassertemperatur und Schlammkonzentration im Belüftungsbecken – tragen deshalb nur zu den Streuungen innerhalb der Abschnittsmittelwerte bei, die auch noch von einer grossen Reihe anderer, zum Teil nicht einmal näher bekannter Beeinflussungen der Anlagen herrühren.

Auf Grund dieses Ergebnisses haben wir uns entschlossen, eine Beziehung zwischen Abflusskonzentration, Konzentration des Rohwassers und hydraulischer Raumbelastung R_h mittels einer Methode aufzusuchen, deren Ergebnis alle andern Streuungen automatisch impliziert. Eine nähere Ausscheidung des Einflusses besonderer Variablen (Temperatur, Schlammkonzentration) mittels geeigneter Streuungszzerlegung musste aufgegeben werden, da hierzu sogar unser umfangreiches Material nicht ausreichte.

Zunächst haben wir alle Versuche, die mit ähnlicher Raumbelastung ausgeführt wurden, in Gruppen zusammengefasst und erhalten:

- I. R_h bis 5 (im Mittel $\sim 4,0$) $\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$,
- II. R_h 10–11,2 (im Mittel 10,5) $\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$,
- III. R_h 15,8–17 (im Mittel 16,5) $\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$,
- IV. R_h 22–22,7 (im Mittel ~ 22) $\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$.

Sodann wurden sämtliche Einzelbeobachtungen der Rohwasserkonzentration bezüglich Bsb_5 in Klassen mit der Abstufung von 20 mg O/l aufgeteilt und diesen Klassen die entsprechenden Einzelmessungen der Abflusskonzentrationen gegenübergestellt. Es zeigt sich dann, dass innerhalb der Gruppen mit gleicher Raumbelastung eine *lineare Regression* zwischen der Konzentration des Rohwassers und des Abflusses besteht. Die Streuungen um die Regressionslinie enthalten sämtliche nichtberücksichtigten Variablen. Die Regressionskoeffizienten gelten allerdings nur für den Bereich der wirklich beobachteten Rohwasserkonzentrationen. Eine Fortsetzung der Regressionsgeraden speziell gegen niedrigere als die beobachteten Rohwasserkonzentrationen, ist nicht erlaubt, während eine Extrapolation gegen höhere Konzentrationen in beschränktem Umfange gestattet ist.

Auf Grund der gefundenen Regressionen lassen sich nun für verschiedene Rohwässer Kurven aufzeichnen, welche die Abhängigkeit der Ab-

flusskonzentration von der hydraulischen Raumbelastung darstellen (Abb. 14). In dieser Figur wurden die Schlammkonzentrationen, die in den einzelnen Experimenten im Belüftungsraum gehalten wurden, in einem besonderen Diagramm ebenfalls eingetragen. Diese letzteren Angaben zeigen nochmals, dass, abgesehen von wenigen Ausnahmen, im Belastungsbereich über $10 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ mit Schlammengen von 3000 mg/l und mehr

Abb. 14. Wahrscheinlichste Bsb_5 -Werte des Abflusses der Belebtschlammanlage in Funktion des Bsb_5 des zufließenden Rohwassers und der hydraulischen Raumbelastung.
 Ordinate: Bsb_5 im Abfluss (mg O/l). Abszisse: Hydraulische Raumbelastung ($\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$).
 Parameter: Bsb_5 im Rohwasser (mg O/l).
 Unterer Streifen: Mittlere Schlammgehalte im Belüftungsbecken bei den Experimenten, die als Grundlage für die Kurvenschar dienen.
 Ordinate: Schlammgehalt (mg Trockensubstanz/l). Abszisse: Hydraulische Raumbelastung ($\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$).

gearbeitet wurde. Wir schreiben die erzielten hohen Abbauleistungen in unseren Versuchen ausschliesslich dieser Verfahrenstechnik zu, oder, mit anderen Worten, unsere Kurvenzüge gelten nur dann, wenn die Anlage bei Belastungen von $R_h > 10 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ bzw. $R_b > 1,2$ bis $1,4 \text{ kg } Bsb_5/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ mit einer Belebtschlammkonzentration von mindestens 3000 mg/l betrieben wird.

Es zeigt sich, dass bis zu Raumbelastungen von $10 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ ein verhältnismässig geringer Einfluss der Rohwasserkonzentration auf die Abflussqualität auftritt und mit zunehmender Raumbelastung und zunehmender Rohwasserkonzentration der Bsb_5 des Abflusses ansteigt. Es ist bemerkenswert, dass bei Raumbelastungen von $\sim 22 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ und der Tagesmittelkonzentration von $180 \text{ mg Bsb}_5/\text{l}$ die Abflüsse im Mittel höchstens $30\text{--}32 \text{ mg Bsb}_5/\text{l}$ enthalten.

Unser Diagramm erhebt nicht Anspruch auf eine sehr hohe Genauigkeit, da zu viele Faktoren, die auf den Reinigungseffekt einer Belebtschlammanlage einwirken, nicht berücksichtigt werden konnten. Die Darstellung gibt lediglich die *wahrscheinlichste* Beziehung zwischen den Tagesmittelwerten des Bsb_5 von Zu- und Abfluss der Anlage an. Wir weisen ferner nochmals ausdrücklich darauf hin, dass sich die Kurvenschar auf *Tagesmittelwerten* aufbaut und nicht auf Durchschnitten ganzer Versuchsperioden. Immerhin ergibt eine Kontrolle sofort, dass sich auch die Durchschnittswerte ganzer Versuchsabschnitte für Rohwasser- und Abflusskonzentrationen mit befriedigender Genauigkeit in die Kurvenschar hineinpassen, denn der grössere Teil der gefundenen mittleren Bsb_5 -Werte der Anlagenabflüsse entspricht ziemlich genau den vom Diagramm geforderten Konzentrationen oder ist sogar zum Teil nicht unwesentlich niedriger.

Es ist schwierig, unsere Ergebnisse, die an einer Anlage unter praktischen Betriebsbedingungen und im technischen Maßstabe gewonnen wurden, mit Angaben anderer Autoren zu vergleichen, da die uns bekannten systematischen Reihenversuche mit dem Belebtschlammverfahren lediglich in Laboratoriumsanlagen erfolgten. GREELEY (1943) veröffentlichte eine Beziehung zwischen Belastung und Abbauleistung von Belebtschlammanlagen, die in Abbildung 15 eingetragen ist. In die gleiche Figur haben wir auch die von OKUN (1949) bei seinen Versuchen mit Belüftung mittels reinem Sauerstoff gefundene Funktion eingetragen. Die Darstellungsweise beider Autoren hat den Nachteil, dass die hydraulische Raumbelastung der Anlagen nur implizite zum Ausdruck kommt. Diese spielt aber schon für sich allein eine wichtige Rolle für das Endergebnis der Abbauleistung, wie wir dies in Abbildung 14 zeigen konnten. Um dennoch einen Vergleich zu ermöglichen, haben wir in Abbildung 15 die unseren Beobachtungen entsprechenden Beziehungen zwischen der Schmutzstoffbelastung R_b und der Abbauleistung für zwei Rohwasserkonzentrationen eingetragen (Grundlage: Kurven in Abb. 14). Ferner setzten wir die Einzelergebnisse von Mittelwerten aus denjenigen Ver-

suchsabschnitten ein, bei denen die Rohwasserkonzentration im Bereiche zwischen rund 110–180 mg Bsb₅/l lag. Es ergibt sich aus der Abbildung, dass unsere Experimente bedeutend höhere Abbauleistungen des Belebtschlammverfahrens aufweisen als nach GREELEY zu erwarten wären. Sie nähern sich zum Teil weitgehend den Ergebnissen von OKUN, die unter ganz anderen (vermutlich viel günstigeren) Bedingungen gewonnen wurden. Eine weitere Reihenuntersuchung mit verschiedenen Anlagenbelastungen stammt von SMITH (1952). Er hat seine Beobachtungen zusammen mit Betriebsergebnissen amerikanischer Grossanlagen gemäss

Abb. 15. Reinigungseffekte in Funktion der Raumbelastung mit Bsb₅ bei Belebtschlamm-anlagen nach GREELEY (1943), OKUN (1949) und bei unseren Versuchen. ○ = Mittelwerte unserer Versuche bei Rohwasserkonzentrationen zwischen 110 und 150 mg/l. Ordinate: Reinigungseffekt (%). Abszisse: Raumbelastung mit Bsb₅ (kg Bsb₅/m³ · Tag).

Abb. 16. Reinigungseffekt in Funktion von Raumbelastung mit Bsb₅, Schlammkonzentration im Belüftungsraum und Belüftungszeit bei Belebtschlamm-anlagen nach SMITH (1952) und bei unseren Versuchen. Ordinate: Reinigungseffekt (%). Abszisse: «Belastungsparameter» (vgl. Text).

einem Vorschlag von FAIR und THOMAS (1950) in Funktion eines «Belastungsparameters» ausgedrückt, der die Raumbelastung mit Bsb₅, die Schlammkonzentration im Belüftungsbecken und die hydraulische Raumbelastung (als Belüftungszeit) einschliesst. Der Belastungsparameter hat die Form:

$$X = \frac{R_b}{C_s \cdot t_B} \cdot 1000,$$

und für den Reinigungseffekt η wurde die Beziehung

$$\eta = \frac{100}{1 + 0,00266 (X + 45)^{0,88}}$$

gefunden.

Darin bedeutet:

- R_b Raumbelastung mit Bsb_5 , kg $Bsb_5/m^3 \cdot Tag$,
 C_s Schlammkonzentration im Belüftungsbecken, kg Trockensubstanz/ m^3 ,
 t_B Belüftungszeit (Rohwasser allein), h,
 X «Belastungsparameter»,
 η Reinigungseffekt in Prozent.

In Abbildung 16 ist die vorstehende Funktion aufgezeichnet, und zugleich wurden die entsprechenden Durchschnittswerte unserer Experimente eingetragen. Es zeigt sich zunächst, dass alle unsere Versuche wesentlich höhere Reinigungseffekte zeitigten, als dies der Funktion von SMITH entspricht. Ferner ergibt sich die interessante Tatsache, dass sich unsere Experimente deutlich in zwei Gruppen scheiden lassen:

1. Versuche, bei denen die Schlammkonzentration im Belüftungsbecken mindestens 3000 mg/l betrug. Die Leistungen der Anlagen lassen sich (mit einer Ausnahme) mit guter Annäherung durch eine Kurve verbinden, die für die höchsten Werte von X bis zu 35% höhere Reinigungseffekte aufzeigt, als sie in den Versuchen von SMITH beobachtet wurden.
2. Versuche mit geringen Schlammkonzentrationen. Die Ergebnisse dieser Gruppe fallen deutlich ab gegenüber den vorher geschilderten, sind aber immer noch besser als sie gemäss der Funktion von SMITH erwartet werden könnten.

Es ist an sich nicht überraschend, dass die von OKUN und SMITH auf Grund von Laboratoriumsexperimenten aufgestellten Beziehungen zwischen Belastung und Abbauleistung nicht mit unseren Ergebnissen übereinstimmen; hierzu ist die Maßstabsdifferenz zwischen den untersuchten Anlagen viel zu gross. Es wäre jedoch zu erwarten gewesen, dass die Modellversuche im kleinen Maßstab wie üblich zu günstigeren Resultaten führen würden als ein technischer Betrieb. Wie wir schon früher ausführten, möchten wir unsere relativ günstigen Betriebsergebnisse lediglich einer konsequenten Durchführung maximaler Belastungen unserer Belüftungsanlage mit Schlamm bzw. maximaler Belastungen des Schlammes mit Abwasser zuschreiben. Umgekehrt ergibt sich hieraus, dass die konventionelle Betriebsweise von Belebtschlammanlagen die Belastbarkeit des Verfahrens offenbar bei weitem nicht ausnützt. Dies gilt unseres Erachtens auch für die von IMHOFF in der Ausgabe 1951 des Taschenbuches angegebenen maximalen Raumbelastungen von 1,4 kg $Bsb_5/m^3 \cdot Tag$ für sogenannte Teilreinigung nach dem Belebtschlammverfahren. Wir sind der

Auffassung, dass auf Grund unserer Versuche diese Belastung ohne weiteres angewendet werden darf, wenn sogenannte «Vollreinigung» des Abwassers verlangt wird. Gemäss unserem Diagramm Abbildung 15 würde nämlich bei einem vorgeklärten Rohwasser mit dem Bsb_5 von 180 mg/l ein Abfluss mit 11–12 mg Bsb_5 /l zu erwarten sein. Bei einem Rohwasser mit 140 mg Bsb_5 /l würde die Konzentration des Abflusses um 10–11 mg Bsb_5 /l betragen. Derart weitgehende Abwasserbehandlungen ergeben nach unseren früheren Untersuchungen in Vorflutermodellen (WUHRMANN, 1951) Anlagenabflüsse, die praktisch kein Verdünnungswasser mehr in einer Vorflut benötigen, um Abwasserschäden zu verhindern.

Es ist bemerkenswert, dass unsere Versuche auch zu viel besseren Resultaten führten als diejenigen von SETTER (1944) in der Anlage Jamaica in New York. SETTER betrieb diese Anlage mit einem an primären Schwebestoffen sehr reichen Abwasser (keine Vorklärung!) bei einer Belastung von 0,6 bis 1,12 kg Bsb_5 /m³·Tag und erreichte Reinigungseffekte zwischen 66 und 77%. Dabei ist noch zu berücksichtigen, dass bei jenem Rohwasser ein wesentlicher Teil des Bsb_5 in primären, absetzbaren Schwebestoffen investiert war und somit die Belüftungsanlage kaum belastete. Wir sehen auf Grund unserer Erfahrungen die Ursache für diesen schlechten Wirkungsgrad der Jamaica-Anlage einzig in der viel zu geringen Konzentration des Belebtschlammes in den Belüftungsbecken (es wurden 500–800 mg Schlamm/l geführt), worauf wir schon früher aufmerksam machten (WUHRMANN, 1948).

In diesem Zusammenhang ist auch noch auf das von ULLRICH und SMITH (1951) veröffentlichte «Biosorption»-Verfahren hinzuweisen. Die beiden Autoren kehren zum Wiederbelüftungssystem für Belebtschlamm zurück, wobei lediglich eine kurze Kontaktzeit zwischen Rohwasser und Belebtschlamm erfolgt. Mit einem *nicht* vorgeklärten Rohwasser von der Konzentration 264 mg Bsb_5 /l (Mittelwert) erreichten sie einen Abfluss mit 20 mg Bsb_5 /l. Das verwendete Gesamtvolumen für die Wiederbelüftungskammer und die Mischkammer wurde mit einer Raumbelastung von rund 8 m³/m³·Tag ausgenützt. Unter diesen Umständen wären nach unseren Untersuchungen bei der üblichen Betriebsweise unserer Anlagen Abflüsse mit rund 13 mg Bsb_5 /l zu erwarten, wobei es allerdings sehr fraglich ist, ob eine so weitgehende Extrapolation vorgenommen werden kann. Wir möchten uns deshalb einer weitergehenden Beurteilung des «Biosorption»-Verfahrens enthalten, bis zusätzliche Erfahrungen und eingehende Vergleichsuntersuchungen vorliegen.

3. KÜNSTLICH BELÜFTETER TROPFKÖRPER

Beim künstlich belüfteten Tropfkörper sind die hauptsächlichsten Variablen, die bei gegebenem Bauwerk die Abflussqualität beeinflussen, wiederum die Rohwasserkonzentration, die hydraulische Raumbelastung und die Rohwassertemperatur.

Ferner ist die *Beschickungsweise* des Tropfkörpers, das heisst der tägliche oder periodische Wechsel der hydraulischen Raumbelastung auf Grund der Versuche von PÖNNINGER von grosser Bedeutung. Da die meisten der ausgewerteten Tropfkörperversuche mit wechselnder Beschickung (Maximum:Minimum = 2:1 bis 5:1) durchgeführt wurden, enthalten unsere nachfolgenden Ergebnisse bereits diese wichtige Betriebsvoraussetzung. Dagegen haben wir eindeutig festgestellt, dass die Menge *künstlich* zugeführter Luft *keine messbare Rolle spielt*, worauf wir noch zu sprechen kommen werden.

Mittels des gleichen statistischen Verfahrens wie bei der Auswertung der Belebtschlammversuche haben wir die Einzelmessungen des Bsb_5 am Tropfkörper miteinander in Beziehung gesetzt, wobei vier Raumbelastungsgruppen aus den Versuchen gebildet wurden. Diese Ergebnisse lassen wiederum stetige Beziehungen zwischen hydraulischer Raumbelastung und Abflussqualität bei verschiedenen Rohwasserkonzentrationen erkennen (Abb. 17). Als charakteristisches Merkmal der entstehenden Kurvenschar ist die *sprunghafte Verschlechterung des Abflusses der Tropfkörperanlage (inkl. Nachklärbecken) bei Raumbelastungen über $5 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ und Rohwasserkonzentrationen über $60 \text{ mg Bsb}_5/\text{l}$* hervorzuheben.

Wir haben aus der Untersuchung künstlich belüfteter Tropfkörper von PÖNNINGER (1938) die Funktion zwischen Raumbelastung und Abflussqualität ebenfalls in unsere Figur eingetragen, wobei diese Kurven für Rohwasser der mittleren Konzentration von schätzungsweise $\sim 300 \text{ mg Bsb}_5/\text{l}$ gelten (vgl. Figur 17 bei PÖNNINGER). Ferner wurde für diese Rohwasserkonzentration die Belastungsfunktion auf Grund einer Extrapolation *unserer* Regressionslinien berechnet und zum Vergleiche eingezeichnet. Es zeigt sich, dass die Kurven von PÖNNINGER den gleichen grundsätzlichen Verlauf besitzen wie unsere eigenen, der steile Aufstieg der Abflusskonzentration bei ihm jedoch schon bei geringeren Raumbelastungen eintritt, als dies auf Grund unserer Beobachtungen zu erwarten wäre. Diese Tatsache ist besonders deshalb bemerkenswert, weil in den Versuchen PÖNNINGERS der Tropfkörper täglich während einiger Stunden sowie periodisch während ganzer Tage nicht beschickt wurde, eine Betriebs-

massnahme, die PÖNNINGER als unerlässlich für eine gute Dauerleistung des Tropfkörpers betrachtet. In unseren Versuchen dagegen erfolgte die Abwasserzufuhr ununterbrochen während 24 h.

Da gelegentlich immer noch die Auffassung vertreten wird, dass künstlich belüftete Tropfkörper höhere Abbauleistungen erreichen könnten als gewöhnliche offene Filter, scheint es uns angezeigt, auf Grund unserer Erfahrungen und an Hand ausländischer Beobachtungen grundsätzlich die

Abb. 17. Wahrscheinlichste BSB₅-Werte des Abflusses des künstlich belüfteten Tropfkörpers in Funktion des BSB₅ des zufließenden Rohwassers und der hydraulischen Raumbelastung. Die Kurve für Rohwasser = 300 mg/l ist extrapoliert und den Werten von PÖNNINGER (1938) gegenübergestellt.

Ordinate: BSB₅ im Abfluss (mg O/l). Abszisse: Hydraulische Raumbelastung (m³/m²·Tag).
Parameter: BSB₅ im Rohwasser (mg O/l).

Frage zu prüfen, ob Belege für diesen Vorteil vorhanden sind. Im Hinblick auf die hohen zusätzlichen Kosten, welche die Überdeckung von Tropfkörpern (speziell bei grossen Durchmessern) verursacht, ist diese Frage in wirtschaftlicher Hinsicht bedeutungsvoll.

Geht man von einem Rohwasser bestimmter Konzentration und Temperatur aus, so hängt die Qualität des Tropfkörperabflusses (nach Nachklärung) in erster Linie von folgenden Faktoren ab:

- a) Von Art und Menge der abbauenden Organismenmasse, mit der das durchsickernde Abwasser in der Tropfkörperfüllung in Berührung kommt;
- b) von der Kontaktzeit zwischen Organismenfilm und Abwasser;
- c) von der Menge des wegen Kurzschlüssen unverändert den Tropfkörper durchlaufenden Rohwassers.

Vorausgesetzt ist dabei, dass Sauerstoff in den Hohlräumen der Tropfkörpermasse stets vorhanden ist. Die Höhe und der Körnungsgrad der Füllung sowie die Raumbelastung R_b sind in vorstehenden Bedingungen impliziert. TOMLINSON (1950) hat an Modellkörpern systematisch die Bedeutung der Raumbelastung R_b für die Abbauleistung bei gegebenem Tropfkörperaufbau untersucht und gelangt zu ganz ähnlichen Diagrammen, wie sie in Abbildung 18 für die Darstellung unserer Ergebnisse aufgestellt wurden. Seine Resultate sind allerdings wesentlich ungünstiger als die unsrigen, wenigstens soweit gleiche Bereiche von Raumbelastungen geprüft wurden. Dies ist jedoch auf die niedere Füllhöhe der Filterbeete zurückzuführen, die TOMLINSON zur Verfügung standen (1,8 m). Die Körnung des Füllmaterials war jedoch in der Hauptmasse ebenso fein wie bei unserm Filter. Aus dem Vergleich mit diesen Untersuchungen ergibt sich somit, dass *bei höherer Füllung zweifellos eine Verbesserung der Leistung bei einmaligem Abwasserdurchgang* erzielt wird. Eine gleichartige Beobachtung ergibt sich auch aus den Vergleichsversuchen von DEKEMA und MURRAY (1942), die Körper von der Füllhöhe 1,8 m und 3,6 m (letzterer mit künstlicher Belüftung) prüften. Dagegen haben die Versuche von TOMLINSON gezeigt, dass die Korngrösse des Füllmaterials wenigstens innerhalb des untersuchten Bereiches und bei den geprüften Belastungen keine erkennbare Rolle für das Ausmass der Reinigung spielt.

Die bei der Schaffung des künstlich belüfteten Tropfkörpers begleitende Idee, mittels grosser Füllhöhe eine Leistungssteigerung zu erreichen, hat sich somit als richtig erwiesen. Dass der dem System ebenfalls zugrunde gelegte Gedanke, mit kleiner Korngrösse des Füllmaterials die Abwasserreinigung zu verbessern, richtig ist, konnte dagegen nicht bewiesen werden (jedenfalls nicht bei Korngrössen zwischen 20 und 75 mm).

Damit erhebt sich die Frage: Ist es notwendig, hochgefüllte Tropfkörper künstlich zu belüften, um eine normale Tätigkeit seiner Biozöten zu gewährleisten? Wir haben unseren Tropfkörper nie bei längerem Unterbruch der künstlichen Belüftung untersucht. Immerhin konnten wir in keinem Versuche eine Abhängigkeit der Abbauleistung von der Intensität der künstlichen Belüftung nachweisen. Auch zeigte der Tropfkörperabfluss stets Sauerstoffgehalte von mindestens 4,5 mg O/l, unabhängig

vom Luftdurchsatz. Dagegen liegen von ausländischen Grossanlagen einige einwandfreie Vergleichsuntersuchungen vor, welche die gestellte Frage klar beantworten lassen. CAMERON und JAMIESON (1950) berichten über Untersuchungen, bei denen ein und derselbe Filter [Füllhöhe 5,4 m (!), Körnung der Hauptmasse 35/50 mm] mit und ohne künstliche Belüftung während langer Zeit betrieben wurde. Sie stellten keinerlei Vorteil der künstlichen Belüftung fest. VOSLOO und O'REILLY (1945) konnten zwei identisch gebaute und mit demselben Abwasser bei gleichen Raumbelastungen betriebene Tropfkörper von 3,6 m Füllhöhe und der Körnung 35/50 mm über mehrere Jahre vergleichen. Sie kommen zum Schluss, dass die künstliche Belüftung in der warmen Jahreszeit ohne Einfluss auf den Reinigungseffekt ist, im Winter dagegen nachteilig wirkt, weil eine fühlbare Abkühlung des durchrieselnden Abwassers eintreten soll. An Hand von Analysenresultaten, die als Stichproben von ROHDE (1951, 1952) von den Kläranlagen *Arnsberg* (künstlich belüftete Tropfkörper, $H = 4$ m), und *Hagen* (offene Tropfkörper, $H = 3,15$ m) veröffentlicht wurden, ergibt sich ebenfalls, dass kein Unterschied in der Leistung der beiden Anlagen besteht, der auf die künstliche Belüftung zurückgeführt werden könnte. Die Abbauleistungen beider Anlagen liegen übrigens teilweise erheblich über den Werten, die wir bei unseren Untersuchungen messen konnten (eine nähere Prüfung dieser Differenz ist uns leider nicht möglich, da ROHDE nur einige Einzelwerte angegeben hat). Auch den Angaben von BLUNK (1939) über die Kläranlage *Soest* sowie denen von HUSMANN und LANZ (1938) über einen kleinen Versuchstropfkörper der Stadt *Zürich* kann entnommen werden, dass die künstliche Belüftung ohne Einfluss auf die Reinigungsleistung der Körper war (die von HUSMANN beschriebene Abnahme der Nitrifikation nach Ausschalten der künstlichen Belüftung kann nicht als Abnahme der Tropfkörperleistung bezeichnet werden). Es ergibt sich somit eindeutig, dass die hohe Füllung eines Tropfkörpers (auch wenn ein feinkörniges Füllmaterial verwendet wird) eine künstliche Belüftung und damit eine luftdichte Filterüberdeckung *nicht* erfordert, und zwar weder zur Erhaltung eines gleichmässigen Betriebes (Verhinderung von Verstopfung) noch zur Leistungssteigerung. Wir stimmen damit ganz mit der Auffassung überein, die IMHOFF bereits 1949 darlegte. Auch zum Schutze gegen Insektenausflug scheint uns eine Überdeckung bei grösseren Anlagen, die einen relativ ausgeglichenen Abwasserzufluss besitzen und somit immer mit hoher R_h betrieben werden können, unnötig zu sein. Körper von 3 m Füllhöhe besitzen bei $R_h = 5 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ eine Oberflächenbelastung von 15 m/Tag, bei $R_h = 3 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ eine

solche von $9 \text{ m}^3/\text{Tag}$. Innerhalb des Bereiches einer Raumbelastung, wie wir sie bei mittleren Rohwasserkonzentrationen als zulässig betrachten, kommt man somit zu Oberflächenbelastungen, die einen Insektenausflug weitgehend verhindern, wie dies TOMLINSON (1945) und andere Beobachter deutlich nachweisen konnten. Anders liegen die Verhältnisse bei Kleinanlagen mit ihrem im allgemeinen sehr unregelmässigen Abwasserzufluss. In solchen Fällen scheint uns in unmittelbarer Nähe von Wohngebäuden eine Abdeckung von Tropfkörpern notwendig. Doch ist auch dann eine künstliche Belüftung mittels Ventilatoren entbehrlich, da vergitterte Öffnungen in der Überdeckung für einen genügenden Luftaustausch vollständig ausreichen. Man wird sich auch vielerorts fragen müssen, ob die mit hoher Tropfkörperfüllung erreichte Leistungssteigerung nicht vorteilhafterweise durch die Konstruktion von zwei niedrigeren Filtern, die hintereinandergeschaltet sind, erhalten wird. Die Untersuchungen der englischen Schule weisen klar darauf hin, dass diese sogenannte *Doppelfiltration* bessere Resultate zeitigt als ein einmaliger Tropfkörperdurchgang, da Kurzschlüsse, die einen wesentlichen Einfluss auf die Abflussqualität ausüben, damit stark vermindert werden. Es scheint auch, dass dieses System bessere Leistungen hervorbringt als die Tropfkörper mit Rückspülung. Strenge Vergleichsuntersuchungen über diese Frage wären zweifellos von grossem Interesse.

Es erübrigt sich, einen ausführlichen Vergleich unserer Ergebnisse an der Belebtschlamm- und Tropfkörperanlage bezüglich des Bsb_5 -Abbaues anzustellen, da die beiden Abbildungen 15 und 16 alle Angaben vermitteln. Es sei nur als Einzelheit herausgestellt, dass bei der zum Beispiel in Zürich vorhandenen mittleren Abwasserkonzentration von rund $140 \text{ mg Bsb}_5/\text{l}$ und bei Voraussetzung einer Abflusskonzentration der biologischen Stufe von $25 \text{ mg Bsb}_5/\text{l}$ der Tropfkörper mit einer hydraulischen Raumbelastung von $5\text{--}6 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$, eine Belebtschlammanlage dagegen mit rund $21 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ betrieben werden muss. Es steht also in diesem Falle gleichwertigen Abflüssen ein Verhältnis der Bauvolumina von rund $3,8:1$ für die biologische Stufe gegenüber (Nachklärbecken nicht eingerechnet). Berücksichtigt man noch die höheren Ansprüche eines Tropfkörperbetriebes an die Vorklärung des Rohwassers im Vergleich mit Belebtschlammanlagen, so fallen die benötigten Grössen der Anlageteile bei den beiden Verfahren noch mehr auseinander. Immerhin ist eine gewisse Kompensation zugunsten der Tropfkörper bei den Volumina der Faulräume zu erwarten, da die Schlammproduktion eines Filterbeetes gemäss Abschnitt III, E, wesentlich geringer als diejenige einer Belebtschlammanlage ist.

C. Umsatz der Stickstoffverbindungen

Es sind folgende Gesichtspunkte von praktischem Interesse, welche bezüglich der Stickstoffkomponenten beim Vergleich des Zu- bzw. Abflusses einer biologischen Reinigungsanlage diskutiert werden müssen:

1. Veränderung des Gehaltes an *organischen* Stickstoffverbindungen, die noch als Nähr- und Energiesubstrate für *beterotrophe* Organismen in Betracht kommen.
2. Veränderung des *Totalgehaltes* an N-Verbindungen bei der Abwasserreinigung (*N-Elimination*).
3. Veränderung der Mengenverhältnisse einzelner N-Komponenten bei der Abwasserreinigung.
4. Gesamt-N-Bilanz einer Abwasserreinigungsanlage.

Genauere, systematische Untersuchungen über den Stickstoffumsatz von biologischen Abwasserreinigungsanlagen technischer Dimensionen sind in der Literatur nicht zahlreich. Häufig werden in der Praxis nur das Ammonium, Nitrate und Nitrite regelmässig gemessen, da an Hand dieser Verbindungen die Arbeitsweise der Anlagen geprüft wird. Im Hinblick auf den Schutz der Gewässer vor Massenentwicklungen *beterotropher* Organismen ist jedoch der Gehalt der Abwässer an *organischen* Stickstoffverbindungen massgebend, und zur Beurteilung der Eutrophiegefahr muss die *Konzentration des Gesamtstickstoffes* (unabhängig von der Bindungsform) bekannt sein.

Aus den seit 1946 systematisch geprüften Stickstoffbilanzen unserer Versuchsanlagen haben wir versucht, einerseits über die Umwandlung der Stickstoffverbindungen bei der Abwasserreinigung und anderseits über die quantitativen Verhältnisse der *Stickstoffbindung* im Schlamm der Reinigungsanlagen Aufschluss zu erlangen.

I. UMWANDLUNG DER STICKSTOFFVERBINDUNGEN

Das zürcherische Abwasser (nach Vorklärung) ist dadurch gekennzeichnet, dass sein Gehalt an Gesamtstickstoff (rund 30 mg/l) stets zu rund 30–32% aus organischem, 65–68% aus Ammoniak- und 2–4% aus Nitrat- und Nitritstickstoff zusammengesetzt ist. Unter Ammoniakstickstoff reihen wir auch den im Rohwasser noch vorliegenden, unzersetzten Harnstoffstickstoff ein. Von diesen N-Verbindungen, das heisst zur Hauptsache vom organischen Stickstoff, sind rund 30% in den primären Schweben-

stoffen des abgesetzten Rohwassers gebunden, und die Sterilfiltration des unbehandelten Abwassers bringt deshalb von vornherein eine N-Elimination von rund 30% zustande.

Die Behandlung des Rohwassers in einer biologischen Reinigungsanlage soll neben den stickstoffhaltigen, festen Stoffen in erster Linie die *gelösten, organischen* N-Verbindungen aus dem Abwasser zum Verschwinden bringen. Je nach Betriebsweise kann auch der Ammoniakstickstoff zu Nitrat oxydiert werden, wie dies in Vollreinigungsanlagen vielfach noch üblich ist. Wir stellen, in Übereinstimmung mit andern Autoren, ausdrücklich fest, dass die letztere Reaktion für den Gewässerschutz unnötig ist und lediglich zu erhöhten Betriebskosten führt.

Bei allen Versuchen mit *hochbelasteten Belebungsanlagen* haben wir festgestellt, dass der Gehalt des Rohwassers an organischem Stickstoff in ähnlichem Umfange abnimmt wie der Bsb_5 , dass jedoch eine Nitrifizierung des Ammoniaks nicht eintritt. Bei den wenigen Versuchen mit schwachbelasteten Anlagen konnte dagegen mit abnehmender hydraulischer Raumbelastung und abnehmender Belastung mit N-Verbindungen eine zunehmende Nitrifizierung beobachtet werden.

Beim *künstlich belüfteten Tropfkörper* gestalten sich die Verhältnisse insofern anders, als nach unseren Beobachtungen bei denjenigen Raumbelastungen, die noch einen guten Bsb_5 -Abbau ergeben, stets eine beträchtliche Nitrifizierung eintritt, wobei aber im allgemeinen der *Abbau des organischen Stickstoffs in geringerem Umfange* erfolgt als der Bsb_5 -Abbau. Der Umsatz der N-Verbindungen gestattet übrigens einen gewissen Einblick in die Arbeitsweise des Tropfkörpers. So kann der hohe Nitratgehalt bei gleichzeitigen Anwesenheit verhältnismässig grosser Mengen Ammoniaks und organischen Stickstoffs im Abfluss nur bei Annahme von *Kurzschlüssen* verstanden werden, worauf schon VIEHL (1941) hingewiesen hat. Auf Grund der Beziehungen in Abbildung 19 schliessen wir, dass auch bei relativ geringen Raumbelastungen bereits Kurzschlüsse, sogar in einem hochgeschichteten Körper, auftreten können. Einen direkten Beweis für diese Schlussfolgerung liefern die Versuche von DEKEMA und MURRAY (1942) bzw. DEKEMA und KRIGE (1949), die zeigen konnten, dass mittels Hintereinanderschaltung von zwei hohen, künstlich belüfteten Tropfkörpern ein bedeutend besserer Wirkungsgrad erzielt werden kann als mit einem einzigen Filterbeet, gleiche Raumbelastungen der Systeme vorausgesetzt. Bei gleichem Rohwasser und vergleichbarer Qualität des Abflusses finden sie, dass bei sogenannter Doppelfiltration die Raumbelastung (R_b) etwa 40% höher gewählt werden darf. Wie dies bereits früher ausgesprochen

wurde, besteht deshalb nach unserer Auffassung der abnehmende Reinigungsgrad (Übergang von Vollreinigung zu Teilreinigung) bei steigender Raumbelastung eines Tropfkörpers zur Hauptsache einfach in einer Zunahme des Anteils unveränderten Rohwassers im Anlagenabfluss. Es scheint uns deshalb gärungsbiologisch prinzipiell unrichtig, bei Tropfkörpern mit einmaligem Abwasserdurchgang und hohen Belastungen von Teilreinigung zu sprechen.

Wir haben mittels statistischer Auswertung sämtlicher Einzelmessungen aus unseren Experimenten versucht, eine stetige Funktion zwischen der

Abb. 18. Prozentuale Veränderung des Gesamtstickstoffgehaltes und der Stickstoffanteile (organischer, Ammonium- und Nitrat- und Nitritstickstoff) bei biologischer Abwasserreinigung mittels: a) künstlich belüftetem Tropfkörper, b) Belebtschlammverfahren.

Ordinate: Prozentuale Stickstoffanteile, bezogen auf den Gesamtstickstoff im Rohwasser (= 100%). Abszissen: Reziproke und absolute Werte der hydraulischen Raumbelastung.

Raumbelastung und der Umwandlung der Stickstoffverbindungen bei den beiden Reinigungsverfahren aufzufinden. Die Vereinheitlichung des Materials wurde dadurch erreicht, dass der Anteil der einzelnen N-Komponenten in den Anlageabflüssen in Prozent des Gesamtstickstoffs im jeweiligen Rohwasser berechnet wurde. Die einzelnen Versuche werden wiederum in Gruppen mit ähnlicher Raumbelastung zusammengefasst. Die Mittelung der berechneten prozentualen Anteile der N-Komponenten am Gesamtstickstoff führt in Funktion der reziproken Werte der hydraulischen Raumbelastungen zu den Beziehungen von Abbildung 18a und

18 b. Die Kurven dieser Darstellungen sind natürlich mit grossen Streuungen behaftet. Sie bringen aber die Beobachtungen anlässlich der Experimente treffend zum Ausdruck. Vor allen Dingen fällt der grosse Unterschied im Abbau des organischen Stickstoffes beim Tropfkörper- und Belebtschlammverfahren ins Auge. Ferner zeigt sich in Übereinstimmung mit den eingangs erwähnten Beobachtungen, dass beim Tropfkörper die Nitrifizierung mit abnehmender Raumbelastung viel rascher zunimmt als bei den Belebtschlammanlagen, ohne dass aber eine entsprechende Reinigung des Abwassers bezüglich des organischen Stickstoffs zu beobachten wäre. Es ist auch auffallend, dass bei der kleinsten von uns beobachteten Belastung des Tropfkörpers ($R_h = 5 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$) der Abbau des organischen Stickstoffs in bedeutend geringerem Umfange erfolgt als beim analog belasteten Belebtschlammverfahren, denn im Tropfkörperabfluss sind noch 10% des ursprünglichen Gesamtstickstoffs in organischer Form vorhanden, beim Belebtschlammverfahren nur noch rund 3%.

2. ELIMINATION DES STICKSTOFFS

Grundsätzlich sind zwei Wege denkbar, um Stickstoffverbindungen aus dem Abwasser mittels biologischer Stoffwechselvorgänge zu entfernen:

1. *Fixierung* des Stickstoffs in Organismenssubstanz und Abtrennung derselben aus dem Abwasser («Inkarnation» des N) als Schlamm.
2. Überführung der Stickstoffverbindungen in elementaren Stickstoff mittels biologischer *Denitrifikation*.

Die erste Reaktion setzt voraus, dass den Organismen, die Stickstoffverbindungen resorbieren und in Körpersubstanz festlegen sollen, gleichzeitig der nötige Kohlenstoff für den Körperaufbau zur Verfügung steht. Es ist bekannt, dass Mikroorganismen zwischen 8 und 12% Stickstoff und rund 40% Kohlenstoff enthalten. Das heisst, dass für jedes Mol N, das festgelegt wird, 3–5 Mol C *gebunden* werden müssen. Es ist ferner zu veranschlagen, dass für 1 g C, das in Organismenssubstanz fixiert ist, ein Vielfaches davon für den Energiestoffwechsel der wachsenden Lebewesen benötigt wird. Dieser letztere Kohlenstoff geht in Form von Kohlensäure und anderen Dissimilationsprodukten wieder verloren und fällt für die Kohlenstoff-Stickstoff-Bilanz aus. Auf Grund der Analysen in Serie X, wo wir neben dem N auch den Gesamtgehalt an organischem C im Abwasser untersucht haben, ist ersichtlich, dass im normalen städtischen Abwasser ein C-N-Verhältnis von rund 2:1 bis 3:1 (Tabelle 3) besteht.

Es ist also ein sehr grosses Defizit an assimilierbaren C-Verbindungen vorhanden, so dass es nicht erstaunen muss, wenn der N-Elimination mittels Bindung in Organismenschlamm enge Grenzen gesetzt sind. Andererseits kann natürlich durch künstlichen Zusatz vergärbare C-Verbindungen ins Abwasser das C-N-Verhältnis günstiger gestaltet werden, was sofort zu entsprechend höheren N-Eliminationen führt (vgl. Hinweis von SAWYER, 1944).

Die *Denitrifikation* von Ammonium- und eventuell andern N-Verbindungen auf bakteriellem Wege ist in Abwasserreinigungsanlagen wohlbekannt und wurde im Zusammenhang mit dem Problem der Blähschlamm- bildung in Belebtschlammanlagen mehrfach beschrieben. Hingegen ist ihr Umfang beim *normalen* Gang der Abwasserreinigung mittels Belebtschlamm- oder Tropfkörperverfahren noch ganz unklar.

Aus unseren Versuchen geht zunächst hervor, dass bei beiden geprüften Systemen mehr oder weniger grosse Mengen Stickstoff aus dem Abwasser verschwinden. Die prozentuale Elimination (bezogen auf die Gesamtstickstoffmenge im Rohwasser) ist für die Versuchsgruppen mit ähnlicher Raumbelastung aus den Abbildungen 18 *a, b*, ersichtlich (oberste Kurven). Dieselbe beträgt beim *Belebtschlammverfahren* bei Raumbelastungen von rund $22 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ etwa 33% des im Rohwasser zugeführten Stickstoffs. Mit abnehmender Raumbelastung nimmt die N-Elimination zu und nähert sich in unsern Versuchen bei geringen Raumbelastungen einem Grenzwert von zirka 50%. Beim *künstlich belüfteten Tropfkörper* erreicht die Elimination bei Raumbelastungen von $\sim 5 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ gleichartige Werte wie beim Belebtschlammverfahren, nimmt aber mit steigender Raumbelastung rasch ab.

In ausländischen Anlagen, von denen wir vor allem die Messungen von MOHLMANN an den schwachbelasteten Belebtschlammanlagen in Chicago zitieren wollen, ergeben sich N-Eliminationen von 30 bis maximal 45% (Tabelle 22). Wir haben deshalb den Eindruck, dass unsere hochbelasteten Belebtschlammanlagen relativ hohe Eliminationsleistungen zeigen (Tabelle 12).

Vergleichsangaben für den *künstlich belüfteten Tropfkörper* stehen uns von Anlagen aus der Praxis nicht zur Verfügung. Hingegen ist es interessant, die Angaben von LANZ (1937) beizuziehen, die seinerzeit an einem kleinen Versuchstropfkörper der Stadt Zürich im Werdhölzli gewonnen wurden. LANZ fand N-Eliminationen von höchstens 25% bei einer Raumbelastung von $4 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ und stellte ebenfalls den raschen Rückgang der Eliminationsleistung mit zunehmender Raumbelastung fest (Tabelle 23).

Tabelle 22

Stickstoffelimination bei amerikanischen Belebtschlammanlagen

Anlage	R_h	Gesamt-N Zufluss (vor- geklärt) mg N/l	Gesamt-N Abfluss (nach- geklärt) mg N/l	N-Elimination		Quelle
				mg N/l	% bez. Roh- wasser	
Chicago SW, 1946	2,62	20,7	11,2	9,5	46	Jahresbericht 1946
Chicago						
Calumet, 1946	3,7	19,9	14,2	5,7	28,6	Jahresbericht 1946
Chicago N, 1946	3,65	19,1	10,6	8,5	44,5	Jahresbericht 1946
Jackson, Mich., 1946	3,4	21,1	15,8	5,3	25	Jahresbericht 1946

Tabelle 23

Stickstoffelimination bei Tropfkörpern

Anlage	R_h	Gesamt-N Zufluss (vor- geklärt) mg N/l	Gesamt-N Abfluss (nach- geklärt) mg N/l	N-Elimination		Quelle
				mg N/l	% bez. Roh- wasser	
Versuchstropfkörper (künstlich belüftet)	4	33,3	25,1	8,2	24,6	Dissertation LANZ (1938)
	6	34,6	28,2	6,4	18,5	
der Stadt Zürich	8	25,8	23,0	2,8	11,3	
1935/36	10	22,6	18,5	4,1	22,2	
Aurora, Ill., 1946 (offene Tropfkörper)	?	24,0	16,7	7,3	30,4	S.W.J. 1947

3. STICKSTOFFBILANZ DER REINIGUNGSANLAGEN

ZEHENDER hat bereits 1949 darauf hingewiesen, dass ein Einblick in den N-Umsatz von Reinigungsanlagen nur an Hand von vollständigen Stickstoffbilanzen gewonnen werden kann und belegte an Beispielen aus früheren Versuchen auf unsern Anlagen, in welchem Umfange der Stickstoff beispielsweise mit dem Überschussschlamm eliminiert wird. In Tabelle 24 geben wir eine gesamthafte Zusammenstellung von N-Bilanzen

derjenigen Experimente wieder, für die unseres Erachtens genügend genaue Unterlagen bestehen. Insbesondere verweisen wir auf die letzte Kolonne dieser Tabelle, in welcher die entstehenden *Stickstoffdefizite* berechnet sind, wenn man den *Gesamtzufluss* dieses Elementes in eine biologische Anlage und den *Gesamtabfluss* (N im Anlagenabfluss + N im abgelassenen Überschussschlamm) einander gegenüberstellt. Wegen der aus verschiedenen Gründen ziemlich grossen Schwankungen in den täglichen Überschussschlammengen können diese Berechnungen nur an Hand von Abschnittsmittelwerten vorgenommen werden.

Es zeigte sich, dass beim *Belebtschlammverfahren* regelmässige N-Defizite in der Grössenordnung von 20 bis 30% auftreten. Ferner ist ersichtlich, dass diese Defizite einen Zusammenhang mit dem Umfang der Sauerstoffversorgung im Belüftungsraum der Anlagen aufzuweisen scheinen. Obschon diese N-Bilanzen nicht sehr genau sein können, müssen wir die Defizite als reell betrachten, da die Fehler der Messgrössen, die den Berechnungen zugrunde liegen, *zufällig* verteilt sind, die Defizite dagegen *systematisch* auftreten.

Wir sind nicht in der Lage, auf Grund entsprechender Versuche heute schon die Ursache der N-Defizite erklären zu können. Der Schluss liegt jedoch nahe, dass sie auf Grund von Denitrifikationsvorgängen bei der Abwasserreinigung zustande kommen. Es ist weiteren Untersuchungen vorbehalten, Klarheit in diese Fragen zu bringen. Es ist denkbar, eventuell auf diesem Wege die N-Elimination zu erhöhen, die ja gemäss unseren vorhergehenden Ausführungen mittels Schlammabbildung bei städtischem Abwasser gewisse Grenzen nicht übersteigen kann.

Auch beim *Tropfkörper* treten hohe Defizite auf, wobei eine deutliche Abhängigkeit zwischen der Raumbelastung und der Grösse der N-Verluste zu bestehen scheint. Da mit abnehmender Raumbelastung die Nitrifizierung im Tropfkörper zunimmt, könnte man auch einen Zusammenhang zwischen Nitrifizierung und Denitrifizierung vermuten. Eine genauere Aussage ist zur Zeit leider nicht möglich, da die Defizitwerte bei den Tropfkörperversuchen sehr viel ungenauer sind als bei den Belebtschlammversuchen, denn die genaue Schlammproduktion einer Tropfkörperanlage ist innerhalb relativ kurzer Beobachtungsperioden wegen der Retention schwierig zu erfassen. Aus diesen Gründen müssen wir darauf verzichten, weitergehende Schlüsse aus unseren Beobachtungen zu ziehen. Wir glauben aber, dass auf Grund unserer Experimente beim Tropfkörper die eventuelle Denitrifikation nicht höher veranschlagt werden darf als beim Belebtschlammverfahren.

Tabelle 24

Stickstoffbilanzen der Reinigungsanlagen in einzelnen Versuchsabschnitten

(Eingeklammerte Ziffern: Wegen Schlammretentionen innerhalb der Analysenperiode sind diese Defizitwerte wahrscheinlich zu hoch)

Versuch	N-Zufluss (Rohwasser)	N-Abfluss			Bilanzwert	
		NB ¹⁾ Abfluss	Überschuß- schlamm	Total		Prozent des
	kg N/Tag	kg N/Tag	kg N/Tag	kg N/Tag	kg N/Tag	Zuflusses
I. Belebtschlammversuche						
IX a ₁	20,39	11,14	3,87	15,01	- 5,38	- 26
IX a ₂	28,67	16,57	5,39	21,96	- 6,71	- 23
IX o	12,25	6,99	2,21	9,20	- 3,05	- 25
X o ₁	26,52	17,31	4,46	21,77	- 4,75	- 18
X o ₁	24,80	15,13	4,76	19,89	- 4,91	- 20
X a ₁	26,51	16,69	4,69	21,38	- 5,14	- 19
X a ₂	24,80	14,58	5,36	19,94	- 4,86	- 20
X o ₂	19,96	14,55	5,21	19,76	- 0,20	- 1
X a ₃	19,96	14,80	4,79	19,59	- 0,37	- 2
XI o ₁	27,99	17,97	5,43	23,40	- 4,59	- 16
XI o ₂	25,57	16,93	7,53	24,46	- 1,11	- 4
II. Tropfkörperversuche						
VIII 2	18,5	12,3	0,55	12,85	- 5,65	- 30
VIII 4	26,6	18,3	1,71	20,11	- 6,49	- 25
VIII 6	19,92	13,85	1,49	15,34	- 4,58	- 23
IX	9,4	5,1	(0,8)	(5,9)	(- 3,5)	(- 37)
IX 2	19,0	14,3	(0,5)	(14,8)	(- 4,2)	(- 22)
X	24,7	19,6	(1,0)	(20,6)	(- 4,1)	(- 16,5)
1) NB = Nachklärbecken.						

D. Phosphorelimination

Leider wurde die Untersuchung der Phosphorbilanz bei unsern Experimenten erst relativ spät in regelmässiger Weise aufgenommen, so dass uns über die Phosphorelimination heute weniger Unterlagen zur Verfügung stehen als beim Stickstoff.

Zunächst ist festzustellen, dass der Phosphor mengenmässig bei den biologischen Umsetzungen in einer Reinigungsanlage nur in geringem Umfange beteiligt ist, da der P-Gehalt und der P-Bedarf der Flora in den Reinigungskörpern klein ist.

Aus den Untersuchungen der letzten Jahre zeigt sich, dass das abgesetzte Rohwasser von Zürich bei normaler Konzentration im Durchschnitt rund

2–3 mg P/l enthält; davon sind rund 50% in den Schwebestoffen gebunden. Aus Tabelle 11 geht hervor, dass bei der Reinigung mit dem *Belebtschlammverfahren* zwischen 30 und 50% des Gesamtposphors aus dem Rohwasser verschwindet. Eine Abhängigkeit der P-Elimination von der Raumbelastung ist nicht nachzuweisen.

Beim *Tropfkörperverfahren* stehen uns nur Analysenergebnisse aus Versuchen mit hohen Raumbelastungen (Serien IX₂ und X) zur Verfügung, in welchen 25 bzw. 18% P-Elimination gemessen wurden. Es ist anzunehmen, dass bei niedrigeren Tropfkörperbelastungen die P-Elimination eher *geringer* ausfallen muss, da dann die vermehrt einsetzende Selbstverzehrung des Schlammes den aus dem Abwasser aufgenommenen Phosphor teilweise wieder freisetzt.

Anlässlich einer speziellen Untersuchung, bei der beim Belebtschlammverfahren Tagesmittelproben des Rohwassers und des Anlagenabflusses vor der Analyse mittels Sterilfiltration (durch Membranfilter) von sämtlichen Schwebestoffen befreit wurden, versuchten wir einen ersten Einblick in den Phosphorumsatz bei der Abwasserreinigung zu gewinnen. Die Anlage arbeitete damals mit einer Raumbelastung von $22 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$ (November 1950). In Tabelle 25 sind die Phosphormittelwerte aus drei innerhalb von 10 Tagen gefassten Proben enthalten. Gleichzeitig haben wir die aus den Differenzen der Trockenrückstände in den filtrierten und unfiltrierten Abwasserproben sich ergebenden Schwebestoffgehalte in die Tabelle eingetragen. Es ergibt sich aus dieser Untersuchung, dass die Phosphorelimination, gemessen an den *unfiltrierten* Proben, 37,7% betrug, währenddem durch die *Filtration* des Rohwassers 54,5% Phosphor zurückgehalten wird. Die P-Elimination war also geringer, als dies dem Phosphorgehalt in den Schwebestoffen des Rohwassers entsprach. Andererseits lässt sich berechnen, dass der P-Gehalt der Schwebestoffe des Rohwassers lediglich 0,8%, dagegen derjenige des Belebtschlammes (gleichbedeutend mit den Schwebestoffen des Anlageabflusses) 2,3% beträgt. *Es erfolgt somit ein weitgehender Umbau der P-Verbindungen im Laufe der Abwasserreinigung*, wobei aber ein Teil des in Schwebestoffen des Rohwassers gebundenen Phosphors in Lösung geht. Wir schliessen aus unseren Beobachtungen, dass eine Erhöhung der P-Elimination bei der Abwasserreinigung nur möglich erscheint, wenn noch wesentlich mehr Schlamm-trockenstoffe aus den Anlagen abgeschieden werden können, als dies heute der Fall ist. Diese Bedingung ist aber ähnlich wie bei der Stickstoffelimination an den Gehalt assimilierbaren Kohlenstoffes im Rohwasser gebunden. Über die Phosphorelimination in Tropfkörper- und Belebtschlammanlagen geben

Tabelle 25

Phosphorgehalt des gereinigten und ungereinigten Abwassers sowie der Schwebestoffe

	Rohwasser	Abfluss des Nachklärbeckens
<i>Schwebestoffe</i> mg/l	133	36
<i>Phosphor</i>		
vor Filtration mg/l	1,99	1,21
nach Filtration mg/l	0,91	0,68
in Schwebestoffen	0,9%	2,3%
<i>Phosphorelimination</i>		
durch Filtration allein	54,5%	
durch biologische Reinigung (bez. auf unfiltrierte Proben)		37,7%

JENKINS und LOCKETT (1943) Prozentangaben, die mit unseren Beobachtungen weitgehend übereinstimmen. Sie schätzen, dass mittels Abwasserreinigung 46–60% des vom Abwasser transportierten Phosphors aus dem Schlamm zurückgewonnen werden könnten (Vorklärung inbegriffen).

E. Schlammproduktion und Schlammzusammensetzung

I. ÜBERSCHUSSSCHLAMMENGEN

Die in den Tabellen 13 und 17 zusammengestellten, mittleren absoluten und spezifischen Mengen produzierten Überschussschlammes beim Tropfkörper- bzw. Belebtschlammverfahren lassen keine gesetzmässige Abhängigkeit von den Betriebsdaten der Anlagen in den einzelnen Versuchsabschnitten erkennen. Man findet ziemlich gleichförmig, dass beim *Belebtschlammverfahren* rund 80–120 g Trockensubstanz pro Kubikmeter Abwasser anfallen. Bei den *Tropfkörperversuchen* sind diese Ziffern *zwei- bis dreimal geringer*, wie dies nicht anders zu erwarten ist, da ja der Schlamm im Tropfkörper selbst weitgehend abgebaut wird. Leider stehen uns speziell für die höheren Tropfkörperbelastungen keine zuverlässigen Zahlen zur Verfügung, da in jenen Experimenten starke Schlammretentionen innerhalb der Analysenperioden stattfanden.

Betrachtet man statt der Gesamtmenge produzierter Schlamm-trockensubstanz nur den Anteil der organischen Komponente (Glühverlust), so lässt sich beim *Belebtschlammverfahren* immerhin feststellen, dass ein gewisser Zusammenhang zwischen der Produktion organischer Substanz

und der Raumbelastung mit Bsb_5 (R_b) besteht. In Abbildung 19 haben wir die pro Kubikmeter Belüftungsraum anfallende organische Substanz im Überschußschlamm in Funktion der Raumbelastung R_b eingetragen. Man kann durch das Feld der Einzelpunkte im Sinne einer allgemeinen Richtlinie eine Gerade legen, die zum Ausdruck bringt, dass in erster Annäherung der organische Anteil des Überschußschlammes proportional

Abb. 19. Schlammproduktion in Funktion der Raumbelastung mit Bsb_5 beim Belebtschlammverfahren.

Ordinate: Organische Substanz in der täglichen Überschußschlammmenge (kg organische Substanz/m³ Belüftungsraum · Tag). Abszisse: R_b (kg Bsb_5 /m³ · Tag).

zu R_b ist. Als Proportionalitätsfaktor kann ein Wert von $\sim 0,6$ angesetzt werden. Es ist in Erinnerung zu rufen, dass diese Ziffer gültig ist für Rohwasser mit einem Schwebestoffgehalt von 90–150 mg/l.

Die grosse Streuung der Werte für die Überschußschlammproduktion ist an sich nicht erstaunlich, da die letztere von einer grossen Zahl von Variablen abhängig ist. HEUKELEKIAN (1951) hat versucht, auf Grund von Laboratoriumsexperimenten eine gesetzmässige Abhängigkeit zwischen der Überschußschlammproduktion, der Raumbelastung mit Bsb_5 und der Konzentration des Belebtschlammes im Belüftungsbecken aufzustellen. Eine entsprechende Auswertung unserer Messungen zeigte, dass diese Beziehung für unsere Versuche in keiner Weise gilt.

In Anlehnung an die Beobachtung bei Tropfkörpern könnte man vermuten, dass ein wesentlicher Faktor, der die Menge produzierter organischer Substanz bestimmt, die Zeit ist, während welcher der Belebtschlamm

in der Anlage verweilt. Tatsächlich kann man in Laboratoriumsversuchen feststellen, dass bei fortgesetzter Belüftung von Belebtschlamm eine äusserst intensive Selbstverzehrung stattfindet. GOULD (1942) hat als Mass für die Aufenthaltszeit eines Belebtschlammes in einer Anlage den Begriff des sogenannten *Schlammalters* eingeführt, den er definiert als Verhältnis der Gewichte der Schwebestoffe im Belüftungsraum S_B (kg/m^3) und der

Abb. 20. Schlammproduktion in Funktion des Schlammalters beim Belebtschlammverfahren. Ordinate: Organische Substanz in der täglichen Überschusschlammmenge (kg organische Substanz/ $\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$). Abszisse: Schlammalter in Tagen.

täglich mit dem Rohwasser zugeführten Schwebestoffe S_R ($\text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$). Unter Einführung des Schlammalters lässt sich in grober Annäherung feststellen, dass die vermutete Selbstverzehrung von Schlamm beim Belebtschlammverfahren ähnlich wie beim Tropfkörper eintritt und dann die Schlammproduktion abnimmt, sobald das Schlammalter ansteigt (Abb. 20). Wie bei unserer ersten Beziehung (Abb. 19) handelt es sich aber auch hier nur um einen approximativen Zusammenhang.

Von besonderer Wichtigkeit für die Praxis sind die Ziffern für das *spezifische Volumen* des gebildeten Überschusschlammes. Unsere Untersuchungen bestätigen in dieser Hinsicht die allgemein bekannte Grund-

zahl, dass pro Kubikmeter Rohwasser beim *Belebtschlammverfahren* mit 12 bis 16 l Naßschlamm zu rechnen ist. Im Hinblick auf die Weiterbehandlung des Überschussschlammes ist deshalb die *nachträgliche Eindickung* in speziellen Installationen unumgänglich, wobei wir in Anbetracht der grossen O-Zehrung des Schlammes und aus andern Gründen zur Auffassung kommen, dass eine *Rückleitung des Überschussschlammes in die Vorklärbecken nicht vorteilhaft* ist, sondern spezielle Schlammverdickungsbecken vorzuziehen sind.

Beim *Tropfkörper* ergeben sich *spezifische Schlammengen* von 2–3 l/m³ Rohwasser in denjenigen Versuchsabschnitten, bei denen die Entschlammung des Filterbeetes als normal beurteilt werden konnte. Diese Ziffer stimmt mit den konventionellen Angaben für hochbelastete Tropfkörper überein (IMHOFF, *Taschenbuch der Stadtentwässerung* [1951]: 2,7 l/m³ · Tag).

2. SCHLAMMZUSAMMENSETZUNG

In den Serien IX, X und XI der *Belebtschlammversuche* wurde die Zusammensetzung des Überschussschlammes genauer untersucht. Bezüglich der Ergebnisse verweisen wir auf Tabelle 13 und möchten nur auf folgende interessante Punkte hinweisen:

Die beträchtlichen Schwankungen im *Aschengehalt* des Schlammes zwischen einem Minimum von 25% und einem Maximum von 42% konnten wir bis jetzt nicht in irgendeinen Zusammenhang mit der Betriebsweise der Anlagen stellen. Wohl weisen die Schlämme der Vollreinigungsanlagen im allgemeinen höhere Aschengehalte auf, was mit einer gewissen Selbstverzehrung bei den niederen Raumbelastungen in Zusammenhang gebracht werden könnte. Hierfür sprechen auch die prozentualen Gehalte an organischem Kohlenstoff. Es bestehen aber auch zahlreiche Ausnahmen von dieser Regel, und wir müssen feststellen, dass wir noch nicht in der Lage sind, die Faktoren genauer zu umschreiben, welche bestimmte Schlammzusammensetzungen bedingen. Insbesondere gilt dies auch für die Stickstoff-, Phosphor- und Kaliumgehalte, die im Hinblick auf die Schlammverwertung (zum Beispiel als Dünger) von besonderem Interesse sind. Immerhin ist bemerkenswert, dass der Belebtschlamm in zahlreichen Experimenten im Mittel bis zu über 6,5% Stickstoff enthielt, was dem Gehalt eines hochwertigen organischen Düngemittels entspricht. Insbesondere ist auch eine Gegenüberstellung der Belebtschlammzusammensetzung mit dem Vorklärschlamm bzw. der Schwebestoffe im abgesetzten Rohwasser beachtenswert, die zeigt, dass der *Belebtschlamm grundsätzlich*

von den Feststoffen verschieden ist, die vom rohen Abwasser transportiert werden, oder mit andern Worten, dass ein weitgehender Stoffumbau im Laufe der Abwasserreinigung stattfindet. Der deutlichste Hinweis dafür ergibt sich wohl aus den Ziffern für den *Aminosäurestickstoff* in den Schlammhydrolysaten (Belebtschlamm 2–4%, Rohschlamm 1,1–1,4%).

In Serie Xa₂²⁰ machte sich der Zusatz von 20 mg/l *Asbest* zum Belebtschlammverfahren in einer Erhöhung des Aschegehaltes bzw. Erniedrigung der organischen Schlammkomponenten deutlich bemerkbar, wenn man zum Vergleich die Zusammensetzung der Schlämme in den Parallelversuchen heranzieht. Der früher übliche Asbestzusatz von 1 mg/l verursachte jedoch keine genauer erkennbare Veränderung des Schlamm-*aufbaues*.

Naturgemäss ist die Zusammensetzung des Überschussschlammes aus dem *künstlich belüfteten Tropfkörper* vom Belebtschlamm verschieden, da er ja innerhalb des Filters bereits erheblichen Umsetzungen unterworfen ist. Gesamthaft betrachtet, stellte sich in allen Versuchen der N-Gehalt niedriger als beim Überschussbelebtschlamm.

Es wäre zweifellos von Interesse, unsere Messungen bezüglich Schlammproduktion und Schlammzusammensetzung noch nach weiteren betriebstechnischen und biochemischen Gesichtspunkten auszuwerten, doch scheint uns dies erst angezeigt zu sein, wenn auf Grund von speziellen, noch anzustellenden Versuchen die Zusammenhänge schärfer herausgeschält sind, die als Leitfaden für detaillierte Auswertungsarbeiten dienen können.

VIERTER TEIL

SCHLUSSBEMERKUNGEN UND ZUSAMMENFASSUNG

Wir haben in den vorstehenden Kapiteln die wichtigsten Ergebnisse unserer Versuche unter Weglassung einer grossen Zahl von Einzelheiten zusammengefasst, um vor allem die für die Praxis wichtigen, grundlegenden Resultate besser hervortreten zu lassen. Insbesondere haben wir unsere ausgedehnten Untersuchungen über die biologischen Verhältnisse in den geprüften Reinigungssystemen nicht erwähnt. Es zeigte sich nämlich, dass weder beim Tropfkörper- noch beim Belebtschlammverfahren spezielle, nicht schon bekannte Zusammenhänge zwischen Betriebsweise und Schlamm**biozönose** gefunden werden konnten. Naturgemäss erwiesen sich unsere hochbelasteten Belebtschlämme bei den stets niedrigen Sauer-

stoffspannungen in den Belüftungsbecken immer relativ arm an identifizierbaren Organismen (Protozoen). Kleinste Flagellaten, die nicht mehr untersucht wurden, fanden sich dagegen oft in grösserer Zahl. Die Ziliatenfauna nahm mit zunehmender Verbesserung der Sauerstoffverhältnisse im Schlamm stets an Zahl zu, wie dies aus zahlreichen Beobachtungen bekannt ist. Die Bedeutung der Ziliaten für die Klarheit der Anlagenabflüsse, wie sie von BARKER (1949) und mit dem demonstrativen Experiment von SUDGEN und LLOYD (1950) herausgestellt wurde, liess sich in mehreren Versuchen bestätigen. Unsere Schlämme enthielten neben der Hauptmasse von Zoogloen stets eine geringe Menge von Scheidenbakterien (meist *Cladotrix dichotoma*). Die gleichmässige Zusammensetzung des Abwassers führte jedoch nie zu einer derartigen Zunahme dieser Organismen, dass Schlammindizes entstanden, wie sie bei eigentlichem Blähschlamm zu beobachten sind.

Wie sich im Laufe der Versuche zeigte, ist das Belebtschlammverfahren für die Reinigung von städtischem Abwasser dem Tropfkörpersystem hinsichtlich spezifischem Bauvolumenbedarf der Reinigungskörper stark überlegen. Dies mag erstaunlich sein, wenn man berücksichtigt, dass in einem Tropfkörper pro Kubikmeter Füllmaterial nach TOMLINSON (1950) zwischen 4500–10000 g Schlamm vorhanden sind (abhängig von der Belastung), während in einem Belüftungsbecken bisher 3000–3500 g/m³ Höchstwerte darstellten. Aus diesen Zahlen sollte sich doch eigentlich eine grössere Leistungsfähigkeit der Tropfkörper ergeben als beim Belebtschlammssystem, denn die Abbauleistung eines biologischen Verfahrens ist in erster Linie von der Masse der beteiligten Gärungsorganismen abhängig (die Artenzusammensetzung, die ebenfalls wesentlich erscheint, ist weitgehend vom Chemismus des Abwassers sowie von den in der Anlage geschaffenen physikalischen Bedingungen beherrscht und damit nicht ohne weiteres einer Lenkung zugänglich). Wenn sich nun die Abbauleistung einer Belebtschlammanlage dennoch als grösser erweist, so hat man daraus zu schliessen, dass in Tropfkörpern (von Durchflusskurzschlüssen soll abgesehen sein) nur ein verhältnismässig kleiner Teil der Organismenmasse direkt an der Umsetzung der Abwasserstoffe beteiligt ist. In Anbetracht der im Vergleich zu Belebtschlamm geringen Oberflächenentwicklung eines Tropfkörperassens ist dies leicht einzusehen. Ein grosser Anteil des Dissimilationsvermögens der Biomasse eines Tropfkörpers wird ferner zum Abbau der zugeführten Schlammstoffe sowie der sekundär gebildeten Organismen verbraucht. Hieraus erklärt sich auch die Tatsache, dass Abwasser, die zu einem Belebtschlamm mit technisch schwierig zu bewälti-

genden Eigenschaften (hoher Index) führen, von einem Tropfkörper verarbeitet werden können, weil die Organismen der ersten Abbaustufen (die bei gleichem Rohwasser identisch sind mit denjenigen im Belebtschlammssystem) einer weiteren Umsetzung verfallen, bevor sie ins Nachklärbecken gelangen. Es ist deshalb verständlich, dass zur Reinigung von Abwässern, die spezielle gärungsbiologische Voraussetzungen bieten, Tropfkörper beim gegenwärtigen Stand der Erfahrungen günstiger sein können als Belebtschlammanlagen. Auch sind sie für Kleinanlagen (weniger als 1000 angeschlossene Einwohnergleichwerte) wegen ihrer einfachen Betriebsführung zweifellos sehr vorteilhaft. Zur Reinigung der Abwässer grösserer Gemeinden erweist sich aber das Belebtschlammverfahren zur Zeit als das weitaus leistungsfähigste.

ZUSAMMENFASSUNG

1. In Versuchsanlagen technischer Dimensionen wurde die Abwasserreinigung mit dem Belebtschlammverfahren und mit dem künstlich belüfteten Tropfkörper systematisch untersucht, um vor allem bezüglich der maximalen Leistungsfähigkeit der Systeme Aufschluss zu erhalten. Ferner wurde nach stetigen Beziehungen zwischen Belastung und Qualität des Abflusses gesucht, um Dimensionierungsgrundlagen für hochbelastete Anlagen zu schaffen.
2. Es ist möglich, sowohl für das Belebtschlammverfahren wie für den künstlich belüfteten Tropfkörper innerhalb gewisser Genauigkeitsgrenzen stetige Funktionen zwischen der Raumbelastung mit Abwasser bzw. Bsb_5 und der *Abflussqualität bezüglich Bsb_5* aufzustellen, die für die Dimensionierung von Reinigungsanlagen gute Unterlagen bieten (Abwasser mit überwiegend städtischem Charakter und heute gebräuchliche technische Einrichtungen vorausgesetzt).
3. Es ist möglich, auch über die *Entfernung eutrophierender Abwasserstoffe* (Phosphor, Stickstoff) ziemlich gute Voraussagen für die beiden Reinigungssysteme bei verschiedenen Raumbelastungen zu machen.
4. Die vielen Versuche gestatten die Angabe gutbelegter Mittelwerte über die spezifische Überschussschlammproduktion der beiden Verfahren. Für Belebtschlammanlagen konnte eine approximative Funktion für die spezifische Überschussschlammmenge (bezogen auf Belüftungsraum) angegeben werden, unter Voraussetzung einer bekannten Raumbelastung mit Bsb_5 und einer Schwebestoffkonzentration im Rohwasser von 90 bis 150 mg/l.

5. Hochbelastete Belebtschlammanlagen lassen sich ohne jeden künstlichen Zusatz mit Sicherheit und einwandfreiem Ergebnis betreiben.
6. Auf Grund unserer Versuche kommen wir zur Auffassung, dass bei Anwendung des Tropfkörperverfahrens mit *einmaligem* Abwasserdurchgang nur geringe Raumbelastungen ($R_b < 0,8 \text{ kg Bsb}_5/\text{m}^3 \cdot \text{Tag}$) angewendet werden können, damit Abflüsse erzielt werden, die den Interessen des Gewässerschutzes genügen (auch wenn die Tropfkörper Höhen bis zu 3,5 m aufweisen). Die künstliche Belüftung übt auf die Abflussqualität keinen erkennbaren Einfluss aus und ist auch bei hochgeschichteter Körperfüllung betriebstechnisch nicht notwendig. Die Überdeckung der Tropfkörper gestattet allerdings, eine eventuelle Fliegenplage sicher zu verhindern, doch ist dies auch mittels geeigneter Betriebsweise bei offenen Körpern weitgehend möglich.
7. Setzt man eine gleichartige Qualität des Abflusses bezüglich Bsb_5 bzw. Gehalt an organischem und Gesamtstickstoff voraus, so erweist sich der untersuchte, künstlich belüftete Tropfkörper bezüglich Belastungsfähigkeit mit Abwasser und Schmutzstoffen dem Belebtschlammverfahren als stark unterlegen (Abb. 14 und 17).
8. Bezüglich der Zusammenhänge zwischen den Reinigungsleistungen unserer Versuchsanlagen, der Qualität der erzielten Abflüsse und der Auswirkung der gereinigten Abwässer in fließenden Vorflutern verweisen wir im übrigen auf die früheren Arbeiten aus unserem Institute (WUHRMANN, 1951a, b).

LITERATURVERZEICHNIS

- BABBIT, H. E., *Sewerage and Sewage Treatment* (J. Wiley, New York 1947).
 BARKER, A. N., J. Proc. Inst. Sew. Purif. 1949, 7.
 BLUNK, H., Gesundheitsing. 62, 323, 338 (1939).
 BUSWELL, A. M., SHIVE, R. A., und NEAVE, S. L., Water Survey, Bull. Nr. 25 (1928).
 CAMERON, W. M., und JAMIESON, A. R., J. Proc. Inst. Sew. Purif. 1950, 417.
 CHASE, E. S., S. W. J.¹⁾ 16, 878 (1944).
 DEKEMA, C. J., und MURRAY, K. A., Publ. Health (South Africa) 6, Nrn. 2 und 3 (1942).
 DEKEMA, C. J., und KRIGE, P. R., J. Proc. Inst. Sew. Purif. 1949, 91.
 ELY, H. M., Calif. Sew. Works J. 10, 17 (1938).
 FAIR, G. M., und THOMAS, H. A., J. Proc. Inst. Sew. Purif. 1950, 235.
 GOULD, R. H., Municipal Sanit. 10, 185 (1939); S. W. J. 14, 70 (1942).
 GREELEY, S. A., S. W. J. 15, 1062 (1943).
 HASELTINE, T. R., S. W. J. 10, 1017 (1938).

¹⁾ S. W. J. = Sewage Works Journal.

- HEUKELEKIAN, H., Sew. Ind. Wastes 23, 945 (1951).
- HUNTER, A., und COCKBURN, T., J. Proc. Inst. Sew. Purif. 1944, 12.
- HUSMANN, W., und LANZ, T., Gesundheitsing. 61, 231 (1938).
- IMHOFF, K., Schweiz. Bauztg. 67, Nr. 18 (1949); *Taschenbuch der Stadtentwässerung*, 14. Aufl. (Oldenbourg, München 1951).
- JAEGERS, K., und NIEMITZ, W., Gesundheitsing. 72, 83 (1951).
- JENKINS, S. H., und LOCKETT, W. T., Nature 151, 306 (1943).
- JUNG, H., Gesundheitsing. 69, 306 (1948).
- KESSENER, H. J., Rijksinstituut voor Zuivering van Afvalwater, Jaarverslag 1932, S. 52.
- KROPE, A., Strasse und Verkehr Nr. 7 (1940).
- LANZ, T. E., Dissertation ETH. (Zürich 1937).
- MÜLLER, J., Sonderdruck Schweiz. Z. Strassenwesen (Solothurn 1929).
- MÜLLER-NEUHAUS, G., Wasserwirtschaft 43, 7 (1952).
- NESMEJANOFF, Gesundheitsing. 58, 471 (1935).
- OKUN, D. A., S. W. J. 21, 763 (1949).
- PASVEER, J. A., Commissie Afvalwaterzuivering T.N.O. Mitt. Nr. 1 (1949); Mitt. Nr. 2 (1950); Mitt. Nr. 8 (1951).
- PIPE, F. E., und FARMER, J. E., Surveyor 91, 437 (1937).
- PÖNNINGER, R., Beiheft 18 zu: Gesundheitsing. (1938).
- RIDENOUR, G. M., und HENDERSON, C. N., S. W. J. 8, 766, 924 (1936); 9, 41 (1937).
- ROHDE, H., Städtehygiene 1951, Nr. 9; Wasserwirtschaft 42, 195 (1952).
- RUCHHOFF, C. C., und MOORE, A., Publ. Health. Rep. 55, 393 (1940).
- SAWYER, C. N., und STARR, N. M., S. W. J. 11, 51 (1939).
- SAWYER, C. N., und ROHLICH, G. A., S. W. J. 11, 946 (1939).
- SAWYER, C. N., S. W. J. 16, 925 (1944).
- SETTER, L. R., und EDWARDS, G. P., S. W. J. 15, 629 (1943); 16, 278 (1944).
- SETTER, L. R., CARPENTIER, W. T., und WINSLOW, G. C., S. W. J. 17, 669 (1945).
- SIERP, F., in: *Die Stadtentwässerung in Deutschland* (G. Fischer, Jena 1934).
- SUDGEN, B., und LLOYD, L. L., J. Proc. Inst. Sew. Purif. 1950, 16.
- VAN SLYKE, D. D., und FOLCH, J., J. Biol. Chem. 136, 509 (1940).
- VAN SLYKE, D. D., McFADYEN, D. A., und HAMILTON, P. B., J. Biol. Chem. 150, 231 (1943).
- SMITH, D. B., Sew. Ind. Wastes 24, 1077 (1950).
- Standard Methods for the Examination of Water and Sewage* (Am. Publ. Health Ass., New York 1946).
- STANLEY, W. E., S. W. J. 21, 625 (1949).
- TOMLINSON, T. G., J. Proc. Inst. Sew. Purif. 1945, 140; 1950, 338.
- ULLRICH, A. H., und SMITH, M. W., Sew. Ind. Wastes 23, 1248 (1951).
- VIEHL, K., Z. Hyg., Inf.-Krankh. 122, 533 (1940); Gesundheitsing. 64, 369 (1941).
- VOSLOO, P. B. B., und O'REILLY, T. P., J. Proc. Inst. Sew. Purif. 1945, 160.
- WHITEHEAD, H. C., Surveyor 68, 449 (1925).
- WUHRMANN, K., VSA. Verbandsber. Nr. 14/2 (1949); Gesundheitsing. 72, 253, (1951a); Strasse und Verkehr 37 (1951b); Verh. Int. Ver. theor. angew. Limnol. 10, 580 (1949).
- ZEHENDER, F., Schweiz. Z. Hydrol. 10, 4 (1948); Verh. Int. Ver. theor. angew. Limnol. 10, 597 (1949).