



Teichkläranlage Pürgg-Trautenfels

Diplomarbeit, vorgelegt zur Erlangung des akademischen Grades eines
Diplomingenieurs der Studienrichtung Bauingenieurwesen von

Manfred Semmler

verfasst am Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau

Betreuer: Univ.-Prof. DDipl.-Ing. Dr. techn. Harald Kainz
Mitbetreuender Assistent: Univ. Ass. Dipl.-Ing. Franz Gundacker

Graz, im Juni 2002

Ich erkläre an Eides Statt, dass die vorliegende Arbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einem Beurteiler oder einer Beurteilerin) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, im Juni 2002

An dieser Stelle möchte ich bei all jenen Personen bedanken, die zum Gelingen dieser Diplomarbeit beigetragen haben.

Ein besonderer Dank gilt meinem Betreuer Univ.-Prof. DDipl.-Ing. Dr. techn. Harald Kainz und meinem mitbetreuenden Assistenten Univ. Ass. Dipl.-Ing. Franz Gundacker, sowie allen Mitgliedern des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau.

Weiters möchte ich mich beim zuständigen Klärwärter Hans Peter Graichen für die fachkundige Unterstützung und gute Zusammenarbeit bedanken.

Besonders bedanken möchte ich mich bei meinen Eltern und meiner „Godi Pepi“, die mir das Studium ermöglicht haben, und mich während meines Studiums in jeglicher Hinsicht unterstützt haben.

Kurzfassung

Die Kläranlage Pürgg -Trautenfels wurde als Teichkläranlage ausgeführt und 1997 in Betrieb genommen. Nach kurzer Einlaufzeit wurde festgestellt, dass dieser Anlagentyp nicht den Anforderungen der 1. Abwasser-Emissionsverordnung (AEV) entspricht. Auf Grund der ungünstigen klimatischen Verhältnisse frieren im Winter die Belebungssteiche zu, und die Mikroorganismen reduzieren bzw. stellen ihre Tätigkeit ein. In dieser Arbeit wurden Untersuchungen angestellt, um auf die Funktionalität der einzelnen Anlageteile schließen zu können. Mittels Durchlaufmessungen konnte festgestellt werden, dass die Anlage im Sommer sehr gut nitrifiziert, aber im Frühjahr die Nitrifikation verzögert einsetzt. Die Abwassertemperatur von 12°C wird zwar schon Mitte April erreicht, die Nitrifikation setzt aber erst 1,5 Monate später ein. In Belebungssteichen wurden Schlammproben gezogen, um Aufschlüsse über Durchmischung, Sauerstoffeintrag und Schlammabsetzungen zu erhalten. Auf Grund der nicht zufriedenstellenden Umwälzung der Anlage setzt sich bereits Schlamm im Belebungssteich II ab. Der Nachklärteich ist nach einer Betriebszeit von 5 Jahren bereits halbvoll, und weist ein schlechtes Absetzverhalten auf. Die Algenbildung im Schönungssteich stellt bei diesem Anlagentyp ein großes Problem dar. Daher wurden CSB- und BSB₅-Ablaufproben auch membranfiltriert bestimmt. Durch diese Art der Analytik konnte ein vorgeschalteter Bodenfilter simuliert werden, und die Ablaufwerte befanden sich alle im Bereich der 1. AEV.

Abstract

The waste water treatment Pürgg-Trautenfels was designed as a lagooning and put into operation in 1997. But the effluent parameter COD and NH₄-N were higher than the regulative parameters. Due to the unfavourable climatic conditions the lagooning freeze up in winter and the micro organisms reduced or stopped activity. In this diploma thesis analysis were made to proof the functionality of the lagooning. Measurements showed, that the lagooning in summer nitrificated very well, in spring the nitrification starts later than the water temperature increased. The temperature of 12°C is already reached in April, the nitrification starts 1,5 months later. Sludge samples taken in the ponds to get information about circulation and sludge settling. Due to the overload sludge settling starts in pond II. The secondary settling pond is already half filled after an operating time of only five years, and the sludge has a bad settling behaviour. Alga in pond III is a problem. Therefore COD and BOD₅ effluent samples were analysed membrane filtered. By this way of analysing a vertical soil filtration was simulated, and the regulative parameters could be reached.

Inhaltsverzeichnis

1. EINLEITUNG	6
2. GRUNDLAGEN DER ABWASSERREINIGUNG.....	7
2.1. Mechanische Reinigung	8
2.1.1. Rechen	8
2.1.2. Siebe.....	9
2.1.3. Sandfang	11
2.1.3.1. Belüfteter Sandfang	12
2.1.3.2. Rundsandfang	13
2.1.4. Absetzbecken	13
2.1.4.1. Rechteckbecken	14
2.1.4.2. Rundbecken	15
2.1.4.3. Trichterbecken	16
2.2. Biologische Reinigung.....	18
2.2.1. Allgemeines	18
2.2.2. Abbau von Kohlenstoffverbindungen	18
2.2.3. Biologische Elimination des Stickstoffs	19
2.2.4. Nitrifikation	20
2.2.5. Denitrifikation	24
2.3. Chemische Abwasserbehandlung	29
2.3.1. Allgemeines	29

3.	ABWASSERBEHANDLUNG IN TEICHANLAGEN	30
3.1.	Allgemeines	30
3.2.	Grundlagen	30
3.3.	Abwasserteiche	32
3.3.1.	Absetzteiche	32
3.3.2.	Unbelüftete Abwasserteiche	34
3.3.3.	Belüftete Abwasserteiche	35
3.3.4.	Schönungsteiche	37
3.3.5.	Vor- und Nachteile von Teichanlagen	37
3.4.	Belüftungseinrichtungen	38
3.4.1.	Allgemeines	38
3.4.2.	Belüftungssysteme in Abwasserteichen.....	39
3.4.2.1.	Linienbelüftung	39
3.4.2.2.	Kettenbelüftung.....	40
3.4.2.3.	Tauch und Strahlbelüftung.....	41
3.4.2.4.	Oberflächenbelüftung	41
4.	ALLGEMEINE BESCHREIBUNG DER TEICHKLÄRANLAGE PÜRGG- TRAUTENFELS	43
4.1.	Variantenuntersuchung	43
4.1.1.	Pumpwerk.....	44
4.1.2.	Kläranlage.....	45
4.1.3.	Vorfluter	45
4.2.	Bemessungswassermengen	47

4.2.1. Entwässerungsverfahren	47
4.2.2. Bemessungswassermengen für den Schmutz-wasserkanal.....	47
4.3. Anlagenteile der Kläranlage	48
4.3.1. Betriebsgebäude.....	48
4.3.2. Abwasserteiche	51
4.3.3. Nitrifikationsbecken.....	54
4.3.4. Nachklärteich	55
4.3.5. Schönungsteich	57
4.4. Bemessung	59
4.4.1. Bemessungsgrundlagen	59
4.4.2. Anlagenteile	60
5. ERFASSUNG DES IST-ZUSTANDES DER TKA PÜRGG-TRAUTENFELS.....	61
5.1. Allgemeines	61
5.2. Durchläufe.....	62
5.3. Analytik	64
5.3.1. Abfiltrierbare Stoffe	64
5.3.2. Biochemischer Sauerstoffbedarf BSB ₅	65
5.3.3. Chemischer Sauerstoffbedarf CSB	66
5.3.4. Ammoniumstickstoff NH ₄ -N	67
5.3.5. Nitrat Stickstoff NO ₃ -N	68
5.3.6. Phosphat PO ₄ -P.....	68
5.3.7. pH-Wert	68

5.3.8. Temperatur	69
5.3.9. Sauerstoffgehalt O ₂	69
5.3.10. Trockensubstanz.....	70
5.3.11. Elektrische Leitfähigkeit.....	71
5.4. Analysen	72
5.4.1. Abfiltrierbare Stoffe	72
5.4.2. Biochemischer Sauerstoffbedarf BSB ₅	74
5.4.3. Chemischer Sauerstoffbedarf CSB	74
5.4.3.1. Berechnung	78
5.4.4. Ammonium- Stickstoff NH ₄ -N, Nitrat NO ₃ -N, Nitrit NO ₂ -N	82
5.4.4.1. Ammoniumstickstoff NH ₄ -N	82
5.4.4.2. Nitrat NO ₃ -N; Nitrit NO ₂ -N.....	82
5.4.5. pH-Wert	85
5.4.6. Phosphat PO ₄ -P.....	87
5.4.7. Temperatur	88
5.4.8. Leitfähigkeit.....	89
5.5. Profilmessung im Belebungssteich I und Belebungssteich II.....	90
5.5.1. Belebungssteich I	91
5.5.1.1. Trockensubstanz:	92
5.5.1.2. Sauerstoffgehalt O ₂ :	93
5.5.1.3. Temperatur:	95
5.5.2. Belebungssteich II	96
5.5.2.1. Trockensubstanz:	96

5.5.2.2. Sauerstoffgehalt O ₂ :	98
5.5.2.3. Temperatur:	99
5.5.3. Schlammspiegelmessung Nachklärteich	99
5.5.4. Jahresbetrieb	101
5.5.4.1. Kohlenstoffparameter CSB-BSB ₅	101
5.5.4.2. Stickstoffparameter	101
5.5.4.3. Belastung der Anlage	101
6. ZUSAMMENFASSUNG UND ERGEBNIS	106
7. VERZEICHNISSE	108
7.1. Literatur	108
7.2. Abbildungsverzeichnis	111
7.3. Tabellenverzeichnis	115

1. **Einleitung**

„Schützt die Umwelt und zurück zur Natur“ ist ein häufig verwendeter Ausdruck in der heutigen Gesellschaft. Speziell die Abwasserbeseitigung mit anschließender Abwasserreinigung stellt eines der wichtigsten Aufgabengebiete des Umweltschutzes dar. Es ist daher notwendig die Anforderungen an die Abwassertechnik gemäß dem Stand der Technik zukünftig umzusetzen.

In Österreich wurden zu Beginn der neunziger Jahre viele Kläranlagen bis zu 5000 EGW als Teichanlagen errichtet. Viele Gemeinden entschieden sich für diesen Anlagentyp und gegen eine technische Anlage, weil sie Vorteile im Betrieb sahen. Vor allem aber der geringere maschinelle und bauliche Aufwand, die niedrigeren Betriebskosten und der geringe Wartungsaufwand waren für die Entscheidung maßgebend.

Nach der Einlaufzeit dieser Teichanlagen wurde aber festgestellt, dass ein Großteil der Anlagen der vom Gesetz geforderten Reinigungsleistung nicht entspricht. Durch die auftretenden Probleme sind viele nachträgliche Einbauten getätigt worden. Die geringeren Investitionskosten in der Anschaffung der Anlage wurden durch „Nachrüstungen“ wieder kompensiert.

Auf Grund der teilweise ungünstigen klimatischen Verhältnisse frieren speziell im Winter viele Belebungssteiche zu. Die Mikroorganismen reduzieren ihre Aktivität bei tiefen Temperaturen bzw. stellen diese ein und es kann keine Nitrifikation aufrechterhalten werden. Weiters findet man häufig im Ablauf vieler Teichkläranlagen zu hohe Gehalte an abfiltrierbaren Stoffen, die wiederum zu einem Anstieg des CSB (chemischer Sauerstoffbedarf) führen. Auch die Belüftung und Durchmischung in Belebungssteichen erweist sich oft als nicht zufrieden stellend, und so kommt es bereits in den Belebungssteichen zu Schlammabsetzungen.

Dies sind einige maßgebende Gründe warum viele Anlagen die gesetzlich geforderten Grenzwerte der 1. Emissionsverordnung nicht einhalten können. Die Betreiber sind jetzt aufgefordert Maßnahmen, die oft mit hohen Kosten verbunden sind, zu ergreifen, um den geforderten Reinigungserfolg zu erreichen.

Meine Arbeit beschäftigt sich im speziellen mit der Untersuchung der Teichkläranlage Pürgg-Trautenfels, und den damit verbundenen Problemen. Es wurden Ursachen untersucht, warum die Teichkläranlage nicht zufrieden stellend funktioniert, und als Folge daraus Verbesserungsvorschläge und Maßnahmen getroffen.

2. Grundlagen der Abwasserreinigung

Unter Abwasser versteht man nach der Definition der DIN 4045 „Durch Gebrauch verändertes abfließendes Wasser und jedes in die Kanalisation gelangendes Wasser“. [16] [Klaus Mudrack, Sabine Kunst 1994]

Die Aufgabe einer Kläranlage ist es, die im Abwasser enthaltenen Stoffe, die für den Vorfluter schädlich sind, aus dem Abwasser zu entfernen, oder in Stoffe umzuwandeln, die für den Vorfluter unschädlich sind. In Kläranlagen herrschen Bedingungen, die Selbstreinigungsprozesse eines Gewässers räumlich konzentriert und gerafft ablaufen lassen.

Die absetzbaren Stoffe werden in der mechanischen Reinigungsstufe durch Rechen, Absetzbecken und Sandfang entfernt. Die Elimination fein suspendierter, kolloidal gelöster Stoffe ist auf diesem Weg nicht möglich. Diese lassen sich durch Mikroorganismen biologisch abbauen oder chemisch in partikuläre Stoffe umwandeln.

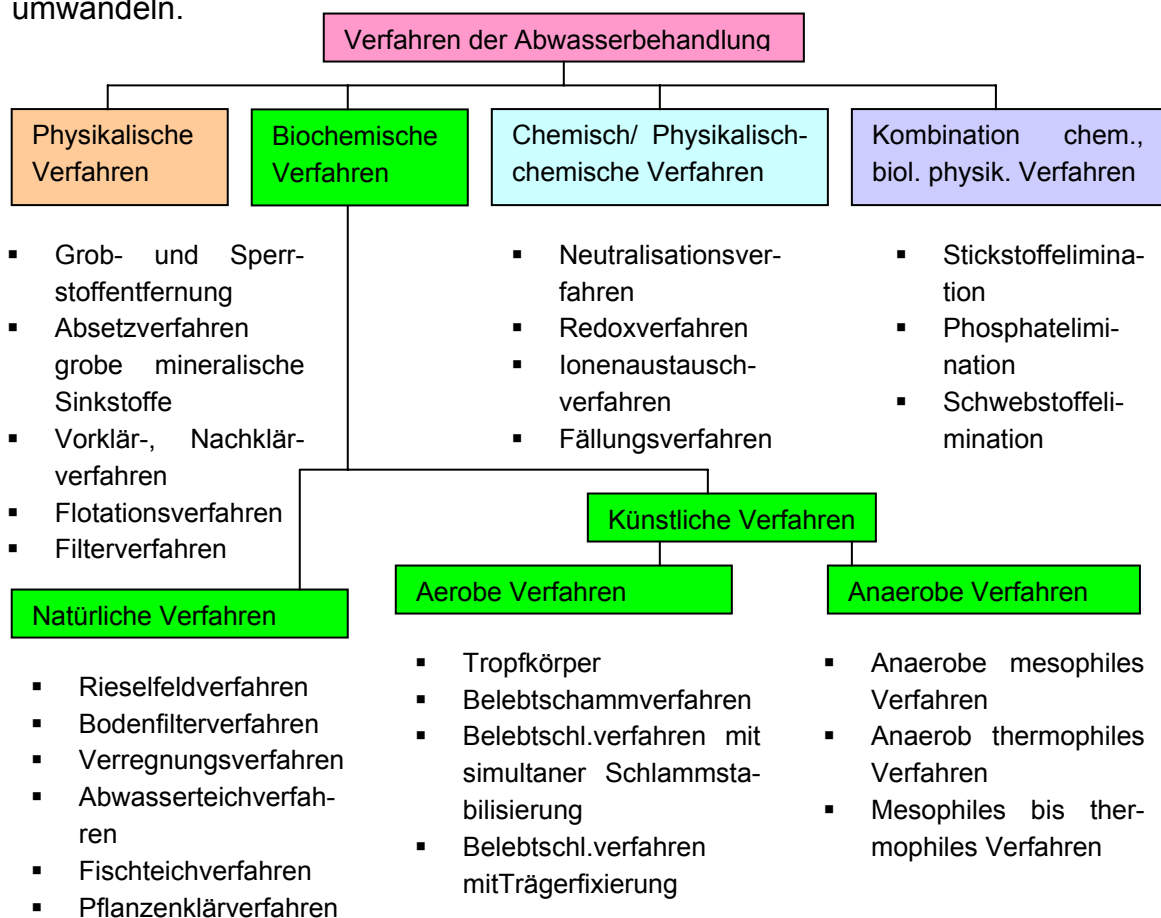


Abbildung 2–1: Verfahren der Abwasserbehandlung [7] [Werner; 1989]

2.1. Mechanische Reinigung

Die mechanische Reinigung wird überwiegend zur Vorreinigung vor der biologischen Stufe eingesetzt. Sie setzt sich aus folgenden Teilschritten zusammen:

- Rechen (Grob - und Feinrechen), Siebe
- Sandfang
- Absetzbecken (Vorklärbecken)

Im Rahmen der mechanischen Abwasserbehandlung kommen für kommunales Abwasser im wesentlichen zwei Verfahren zur Anwendung. So wird zum einen der Fließquerschnitt des Wassers durch künstliche Einbauten in zahlreich kleine Querschnitte zerlegt, zum anderen wird eine möglichst beruhigte und laminare Strömung erzeugt, dadurch kommt es mit Hilfe der Schwerkraft zur Trennung der ungelösten Abwasserinhaltsstoffe. Die mechanische Reinigungsstufe gewährleistet die Rückhaltung der festen Stoffe, sowie andere grobdisperse Schwemm- und Schwebstoffe, die im Abwasser vorhanden sind. Durch diese Maßnahmen werden die anschließenden Klärprozesse und vor allem die biologische Stufe entlastet. [17] [Pöppinghaus K., Fresenius W., Schneider W.;1994]

2.1.1. Rechen

Zur Grobstoffentfernung werden Rechenanlagen mit unterschiedlichem Abstand der Gitterstäbe eingesetzt. Die Rechenstäbe sollen eine lichte Stabweite von etwa 20 – 30 cm haben.

Ein Notumlauf mit einem einfachen, von Hand zu reinigenden Stabrechen (Stababstand etwa 100 mm) ist erforderlich, damit es bei Ausfall der automatisch ein- und ausschaltenden Räumvorrichtungen nicht zu einem unzulässigen Rückstau im Kanal kommt. Um die Betriebssicherheit bei Frost aufrecht zu erhalten, ist ein winterfester Überbau ratsam. [1] [Ernst & Sohn; 1985]

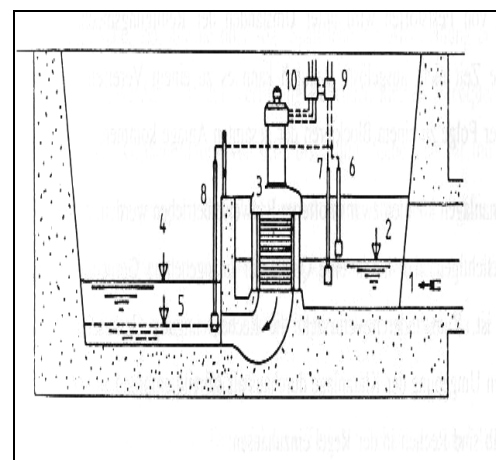


Abbildung 2-2: Schema eines Rechens [17] [Pöppinghaus K., Fresenius W., Schneider W.;1994]

Nach DIN 19 569 Teil 2 werden Rechenanlagen folgendermaßen eingeteilt:

Nach Art des Rechenrostes:

- Stabrechen
- Bogenrechen

Oder nach der Spaltweite e des Rechenrostes

- Schutzrechen $e = 200 \text{ mm bis } 60 \text{ mm}$
- Grobrechen $e = 100 \text{ mm bis } 20 \text{ mm}$
- Feinrechen $e = 20 \text{ mm bis } 8 \text{ mm}$
- Feinstrechen $e < 8 \text{ mm}$

☞ Standard heute : $e = 6 - 8 \text{ mm}$

2.1.2. Siebe

Da es in den letzten Jahren zunehmend zu einer Steigerung an Feststoffen mit Anteilen aus Kunststoffen und Faservliesen im Abwasser kam, entwickelte sich daraus eine Verringerung der Spaltweiten in den Rechenanlagen. Als Grundlage für diese Entwicklung gelten die gesetzlichen Vorgaben und technischen Anforderungen bei der Entsorgung der Reststoffe. Auch Feinstrechen mit Stababständen $< 8 \text{ mm}$ stellen keine Garantie für ausreichenden Schutz gegen Störungen in den maschinellen Einrichtungen, z.B. Pumpen, der nachfolgenden Behandlungsstufen dar.

All diese Gründe führten dazu, dass die schon seit längerer Zeit in der Industrie eingesetzten Siebanlagen nun auch in der kommunalen Abwasserbehandlung in modifizierter Bauweise eingesetzt werden.

Die Einteilung der Siebanlagen erfolgt gemäß DIN 19569 Teil 2 nach den Merkmalen der technischen Ausrüstung,

nach der Größe der Sieböffnung e (Spaltweite, Siebloch, Maschenweite oder äquivalente Maschenweite) in

- Grobsiebe $e \geq 1 \text{ mm}$
- Feinsiebe $e < 1 \text{ mm}$
- Mikrosiebe $e \leq 0,05 \text{ mm}$

nach der Art des Siebkörpers in

- Bogensiebe
- Siebtrommeln
- Siebbänder
- Siebschnecken

nach dem konstruktiven Aufbau der Siebfläche in

- Spaltsiebe
- Lochsiebe
- Siebgewebe

Nach der Art des Einbaus

- In einem Gerinne
- Unabhängig von einem Gerinne

Die Bemessung der Siebe hängt von den jeweiligen Einsatzbedingungen ab. Daher ist es ratsam folgende Kriterien zu ermitteln und diese dann der Auslegung zu Grunde zu legen. (DIN 19569 Teil 2)

- Maximaler Zufluss
- Maximale Menge der abzusiebenden Feststoffe
- Beschaffenheit der abzusiebenden Stoffe
- Art und Herkunft der abzusiebenden Stoffe

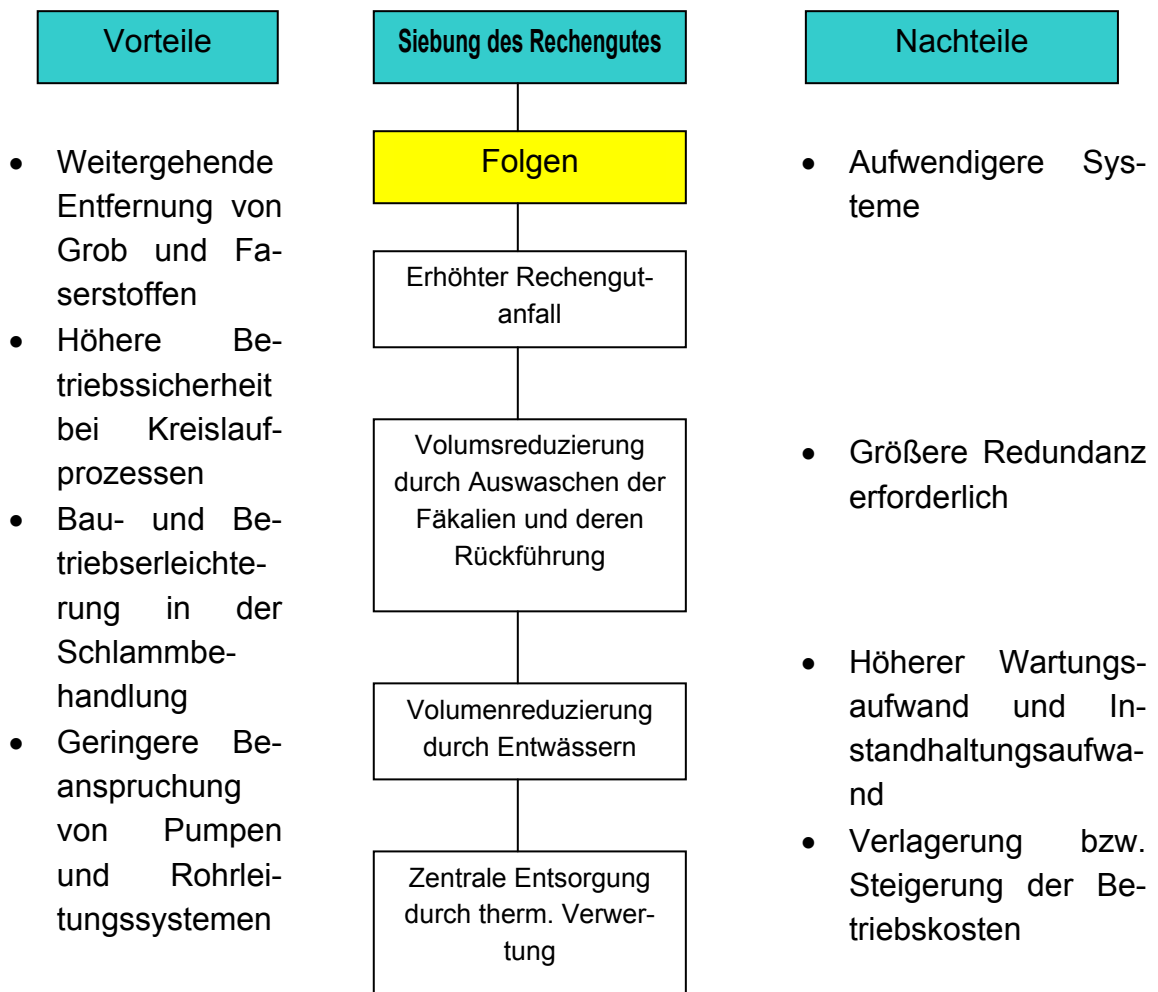


Abbildung 2–3: Rechengutsiebung – Folgen, Vor – und Nachteile [4] [Ernst & Sohn; 1985]

2.1.3. Sandfang

Sandfänge haben den Zweck alle gröberen und feineren Sandteilchen, aber auch andere körnige Stoffe wie Asche, Geschiebe und Geröllmassen, die besonders bei Regenfällen in die Kanalisation gelangen, auszuscheiden. Erreicht wird das Ziel durch Verringerung der Fließgeschwindigkeit des Abwassers auf ca. $v = 0,3 \text{ m/s}$.

Die Einteilung der Sandfänge erfolgt nach Art der Betriebsweise und Konstruktion in

- Belüfteter Sandfang
- Langsandfang [nicht mehr Stand der Technik]
- Rundsandfang [nicht mehr Stand der Technik]

Die Abscheidewirkung von Sandfängen ist abhängig von:

- Fließgeschwindigkeit
- Sinkgeschwindigkeit und
- Durchströmung

2.1.3.1. **Belüfteter Sandfang**

Der belüftete Sandfang ist wesentlich breiter und tiefer als der Langsandfang, daher ist die horizontale Fließgeschwindigkeit des Abwassers deutlich kleiner als 0,3 m/s. An der Längswand wird über die gesamte Länge des Sandfanges Luft eingeblasen, damit es zu keinen Ablagerungen von fäulnisfähigen, feineren Schlamstoffen kommt.

Durch das Einblasen der Luft entsteht eine spiralförmige Wasserwalze. Es wird soviel Luft bereitgestellt, dass die Umdrehungsgeschwindigkeit der Walze groß genug ist, um die fäulnisfähigen Wasserstoffe weiterzuführen.

Der abgesetzte Sand wird während des Betriebes wie beim Landsandfang geräumt und hauptsächlich bei größeren Anlagentypen eingesetzt. Besonders vorteilhaft gilt die Tatsache, dass er sich gegenüber schwankenden Zuflüssen als unempfindlich erweist.

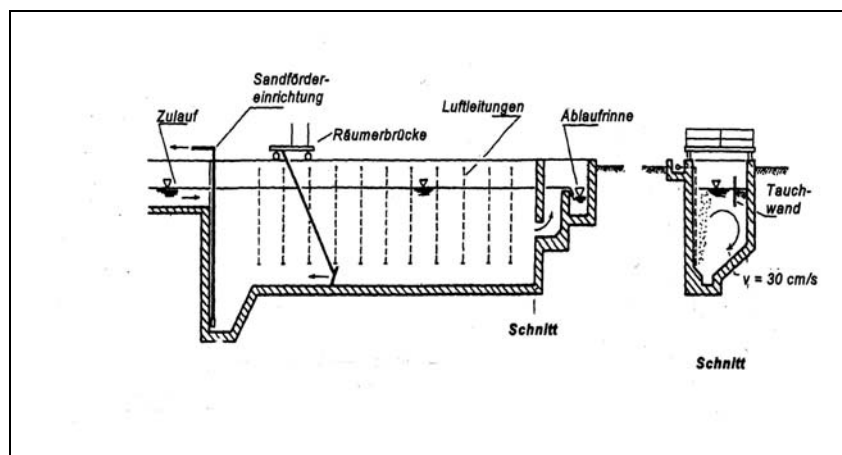


Abbildung 2–4: Belüfteter Sandfang [2] [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

2.1.3.2. Rundsandfang

Das Abwasser wird tangential in einen flachen Trichter geleitet und durchströmt ihn horizontal. (Abb. 2-5). Durch die rund geleitete Strömung entsteht jedoch ähnlich wie bei Flusskrümmungen eine Querströmung, die außen abwärts gerichtet ist und Sinkstoffe mit abwärts nimmt. Der Sand wird in den inneren Trichterbereich angeschwemmt und kann von dort durch Druckluftheber gefördert werden.

Vor der Sandförderung können durch Druckluft und Abwasser die Ablagerungen gelockert und organische, flockige Bestandteile entfernt werden. Rundsandfänge werden vor Pumpstationen oder in Kläranlagen verwendet. [15] [Hosang, Bischof; 1984]

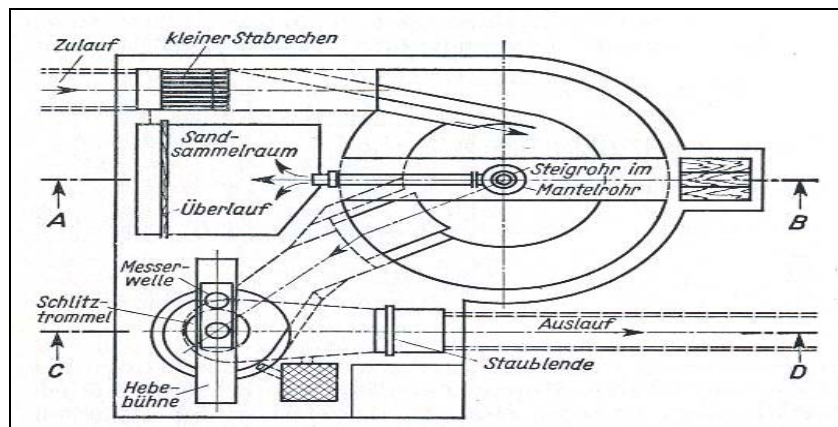


Abbildung 2-5: Rundsandfang [15] [Hosang, Bischof; 1984]

2.1.4. Absetzbecken

Die Absetztechnik stellt die wirtschaftlichste und einfachste Art zur Abtrennung fester Stoffe im Abwasser dar. Im Absetzbecken finden verschiedenste Prozesse, wie Sedimentation der Feststoffe, Eindickprozesse, Flockungsvorgänge und das Sammeln des abgesetzten Materials, statt.

Absetzbecken werden sowohl als Vorklärbecken als auch als Nachklärbecken eingesetzt. Im Vorklärbecken werden die im Abwasser enthaltenen absetzbaren Stoffe, die nachfolgende Anlagenteile gefährden können, aus dem Abwasser entfernt.

Als Nachklärbecken liegt ihre Aufgabe darin, den belebten Schlamm zurückzuhalten bzw. den aus Tropfkörpern oder Tauchkörpern angespülten Schlamm abzuscheiden. Nachklärbecken bei Belebungsanlagen sind ein untrennbarer Teil der Anlage.

Das Absetzverhalten der Inhaltsstoffe in Vorklärbecken und in Nachklärbecken von Tropf- und Tauchkörpern unterscheidet sich von jenem des belebten Schlammes in Nachklärbecken von Belebungsanlagen deutlich. [3] [Krois H.; 1994]

Es werden hauptsächlich vier Arten von Absetzbecken unterschieden:

- Rechteckbecken
- Rundbecken
- Trichterbecken
- Zweistöckige Becken

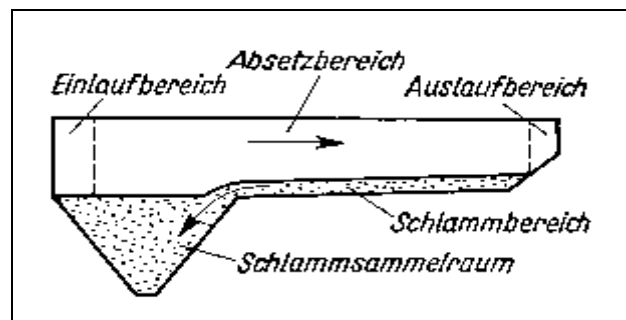


Abbildung 2–6: Absetzbecken schematisch [15] [Hosang, Bischof; 1984]

2.1.4.1. Rechteckbecken

Das Abwasser durchfließt langsam und gleichmäßig das Rechteckbecken, so dass sich die absetzbaren Stoffe an der Beckensohle abscheiden. Durch eine Tauchwand werden die Schwimmstoffe, die zur Wasseroberfläche schwimmen, vor dem Beckenablauf zurückgehalten.

Der abgesetzte Schlamm wird von einem Räumchild, das an einer Brücke befestigt der Beckenwand entlangfährt, in den Schlammsumpf gefördert.

Meist sind die Rechteckbecken längsdurchströmt, sie können aber auch querdurchströmt ausgebildet werden.

Entsprechend dem Fließvorgang lässt sich der Absetzvorgang in vier Zonen aufteilen:

- Einlaufzone
- Trenn- und Absetzzone
- Auslaufzone
- Schlammzone (Schlammabeseitigung)

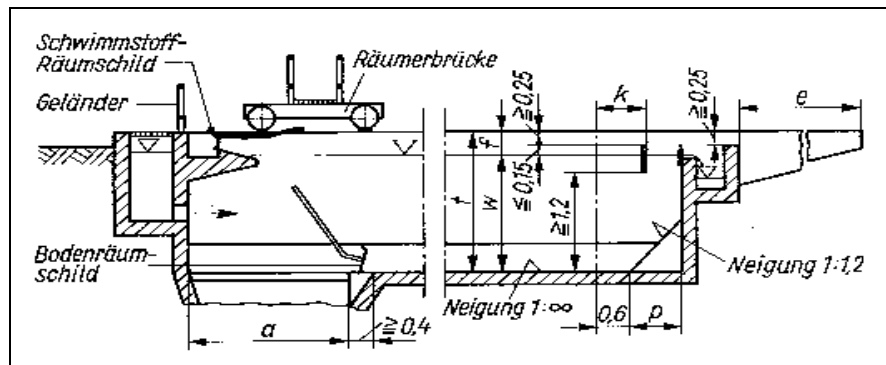


Abbildung 2–7: Schema Rechteckbecken [15] [Hosang, Bischof; 1984]

2.1.4.2. Rundbecken

Rundbecken sind in der Abwassertechnik am häufigsten verbreitet und haben sich aus dem Längsbecken entwickelt, indem man den Längsschnitt um die senkrechte Achse der Einlaufwand rotieren ließ. [17] [Pöppinghaus K., Fresenius W., Schneider W.; 1994]

Bei Rundbecken wird das Abwasser in der Beckenmitte eingeleitet, und fließt danach gleichmäßig nach allen Richtungen zum Beckenrand hin ab. Im äußeren Teil des Beckens befinden sich rundum laufende Ablaufrinnen.

Der sich abscheidende Schlamm wird ähnlich dem Rechteckbecken durch eine maschinelle Räumvorrichtung mit einer fahrenden Brücke zu einem Schlammsumpf in Beckenmitte geschoben. [3] [Krois H.; 1994]

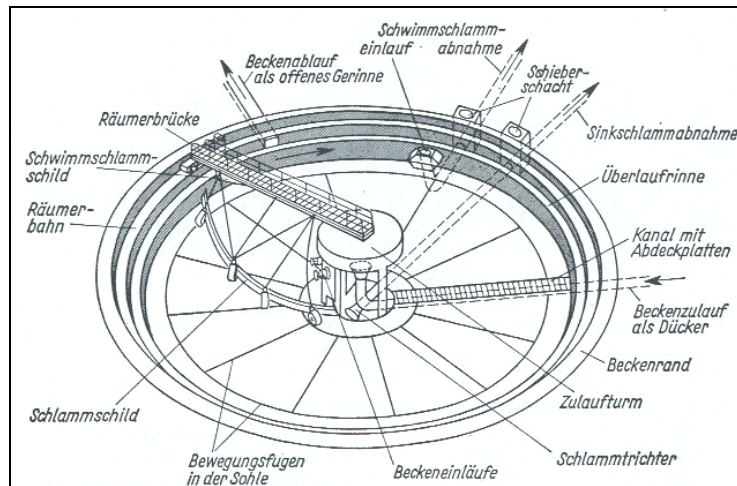


Abbildung 2–8: Grundriss Rundbecken [15] [Hosang, Bischof; 1984]

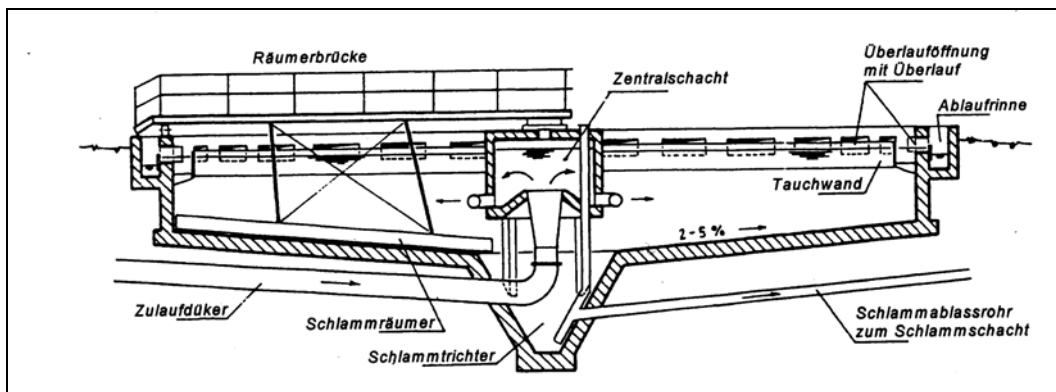


Abbildung 2–9: Schnitt Rundbecken [2] [Renner,Kauch, Schribertschnig; 1998]

2.1.4.3. Trichterbecken

Im Gegensatz zum Rechteck- und Rundbecken kann beim Trichterbecken auf eine Schlammräumung verzichtet werden, da die Sohle so stark geneigt ist, dass der Schlamm selbständig zur Spitze des Trichterbeckens gelangt.

Das Abwasser gelangt über ein Einlaufbauwerk zur Beckenmitte, strömt nach unten und durchströmt bei aufsteigender Wasserbewegung das Becken senkrecht. Auf Grund der aufsteigenden Wasserbewegung binden sich kleinere Flocken an größere an, die eine größere Sinkgeschwindigkeit als die Einzelflocken besitzen.

Durch diesen Umstand wird die Absetzwirkung begünstigt. Nachteilig erweist sich aber die große Beckentiefe. Die Neigung der Beckenwände beträgt um 60° .

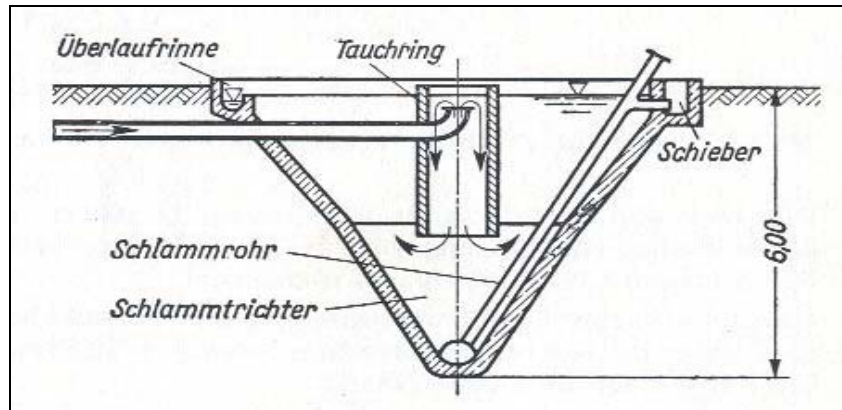


Abbildung 2–10: Trichterbecken schematisch [15] [Hosang, Bischof; 1984]

Die Abscheidewirkung in Absetzbecken wird im Wesentlichen beeinflusst von:

- Durchflusszeit
- Sinkgeschwindigkeit
- Durchströmung
- Fließgeschwindigkeit

Die Durchströmung ist abhängig von

- Einlaufgestaltung
- Verhältnis Beckenlänge zur Tiefe
- Ablaufgestaltung

Die Räumung erfolgt durch Schilde und Sauger, oder durch Ketten und Bänder.

[15] [Hosang, Bischof; 1984]

2.2. Biologische Reinigung

2.2.1. Allgemeines

Häusliches, gewerbliches und industrielles Abwasser enthält viele Substanzen in ungelöster und gelöster Form, die von Mikroorganismen durch die Stoffwechselprozesse aus dem Abwasser entfernt werden.

Die Umwandlung dieser Substanzen kann im sauerstoffhaltigen (aeroben) oder im sauerstofffreien (anaeroben) Milieu stattfinden. Die eigentlichen Schrittmacher der Abwasserreinigung sind die Bakterien; für sie stellen die Abwässer mit organischen und anorganischen, biologisch abbaubaren Inhaltsstoffen Nährlösungen dar, in denen sie sich entwickeln und vermehren. [17] [Pöppinghaus K., Fresenius W., Schneider W.: 1994]

Um eine zufriedenstellende biologische Reinigung zu erzielen sind folgende Voraussetzungen notwendig:

- Ausreichende Sauerstoffmenge
- Ausreichende Nahrungsmenge (Substrat)
- Keine Bakteriengifte
- Günstige Lebensbedingungen, wie Temperatur, Feuchtigkeit, pH-Wert

2.2.2. Abbau von Kohlenstoffverbindungen

Bei der biologischen Abwasserreinigung dienen die im Abwasser enthaltenen Schmutzstoffe (Kohlenstoffverbindungen) den Mikroorganismen als Nahrung. Die organischen Schmutzstoffe verwandeln sich dabei bei guter Sauerstoffzufuhr teils in anorganische Endprodukte wie zum Beispiel Wasser und Kohlendioxid, und zum Teil werden sie als Baustoffe für eigenen Zellaufbau verwendet. Je nach Menge des Nahrungsangebotes wachsen und vermehren sich die Mikroorganismen. Bei Nahrungsmangel veratmen sich die Mikroorganismen unter Verminderung der Zellsubstanz selbst.

Der Sauerstoff wird im aeroben Milieu in gelöster, molekularer Form als O₂, im anoxischen Milieu in gebundener Form als Nitrat oder Nitrit bereitgestellt. [3] [Krois H.; 1994]

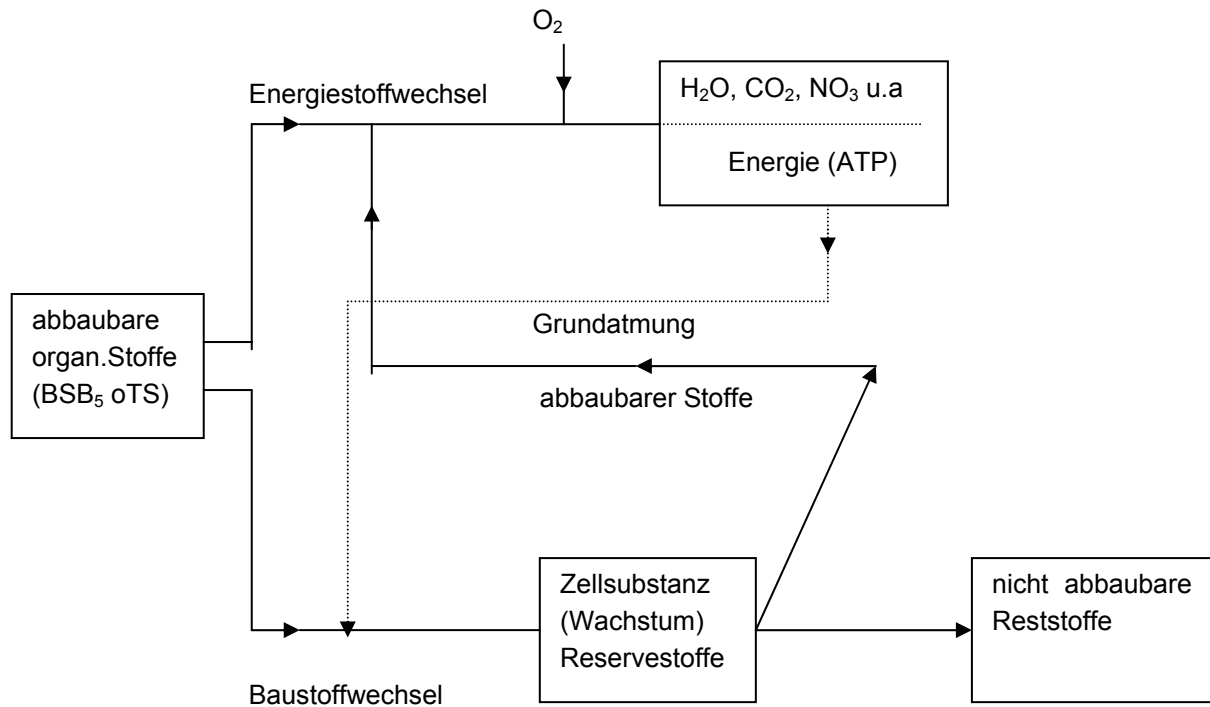


Abbildung 2-11: Schema der Stoffwechselprozesse bei der aeroben Schlammstabilisierung [29] [Ernst & Sohn; 1996]

2.2.3. Biologische Elimination des Stickstoffs

Der organische Stickstoff im kommunalen Abwasser stammt überwiegend von menschlichen und tierischen Ausscheidungen. Der als Harnstoff in den organischen Inhaltsstoffen des Abwassers gebundene Stickstoff durchläuft bereits im Kanalnetz und Vorklärbecken biochemische Prozesse, die zur Bildung von Ammoniumverbindungen beitragen.

Im Zulauf zum biologischen Anlagenteil wird er bis zu 90 % als Ammonium vorgefunden. Bei der biologischen Stickstoffelimination wird der Ammoniumstickstoff (NH₄-N) in zwei Verfahrensstufen zunächst zu Nitrat oxidiert, um neue Zellsubstanz aufbauen zu können (Nitrifikation).

Danach wird er zum elementaren Stickstoff reduziert (Denitrifikation), der als Gas entweicht. [1] [Ernst & Sohn; 1985]

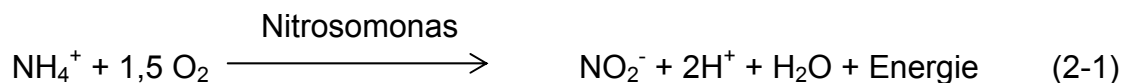
2.2.4. Nitrifikation

Die biologische Nitrifikation läuft in einem zweistufigen aeroben Prozess der biochemischen Oxidation von Ammonium über Nitrit zu Nitrat ab. Für jeden Teilprozess der Nitritation und der Nitratation sind immer zwei unterschiedliche Bakteriengruppen nämlich Nitrosomonas (Ammoniumoxidier) und Nitrobacter (Nitritoxidier) verantwortlich. Diese sind in der Biozönose der kommunalen biologischen Abwasserreinigung nur unter bestimmten Randbedingungen vorhanden und tätig. [11] [Weimin Shen; 1994]

Die zugehörigen biochemischen Reaktionen lassen sich wie folgt angeben:

In der ersten Stufe oxidieren die Bakterien der Gattung Nitrosomonas Ammonium zu Nitrit nach der Gleichung

- Nitritation:



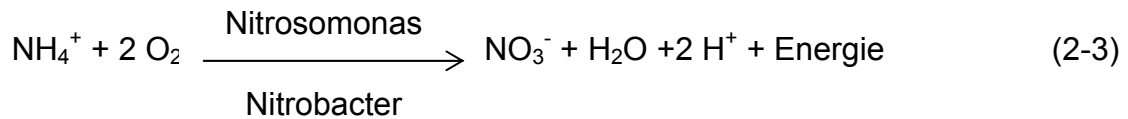
und danach oxidieren die Nitrobacter Nitrit zu Nitrat nach der Gleichung

- Nitratation:



Beide Vorgänge verlaufen gleichzeitig, das heißt, das von Nitrosomonas erzeugte Nitrit wird sofort von Nitrobacter zu Nitrat oxidiert, und das ist der Grund warum im Endablauf gut nitrifizierender Anlagen kein Nitritgehalt mehr nachweisbar ist, sollte dies trotzdem der Fall sein, dann ist das ein Hinweis für unvollkommene Nitrifikation.

- Als Gesamtreaktion erhält man:



Diese Bakteriengruppen sind nur unter bestimmten Randbedingungen in der Biozönose der biologischen Abwasserreinigung tätig. Ammonium muss als Substrat zur Verfügung stehen, ein hoher Sauerstoffgehalt und ein ausreichend hohes Schlammalter sollten gegeben sein, um einen zufriedenstellenden Umwandlungsprozess zu erzielen.

Als Schlammalter wird in biologischer Hinsicht die mittlere Verweilzeit der Gesamtheit der biologischen Organismen im System bezeichnet. Das Schlammalter t_{TS} ergibt sich als Quotient aus der vorhandenen Gesamtheit des biologischen Schlammes und der Schlammzuwachsmenge, die als Überschussschlammmenge abgezogen wird. Das heißt, die Generationszeit der Mikroorganismen muss größer als das durchschnittliche Schlammalter sein.

Das Schlammalter ist somit auf das Wachstum belebter Schlämme bezogen, gewissermaßen der reziproke Wert der auf Bakterien bezogenen Wachstumsraten μ . Daraus folgt, dass der Kehrwert der Wachstumsrate $1/\mu$ als Mindestschlammalter für die Nitrifikation empfohlen wird. [8] [Dieter Wartchow; 1988]

Einen weiteren wichtigen Parameter für die Nitrifikation stellt der pH-Wert dar. Für ideale Vorraussetzungen bei Nitrifikation sollte dieser im Bereich von pH 7 und pH 8 liegen.

Stoffwechsel und Wachstum der autotrophen nitrifizierenden Bakterien sind in diesem Bereich optimal, da im sauren Bereich salpetrige Säure und im alkalischen Bereich Ammonium toxisch auf Nitrobacter wirkt.

Nitrifizierende Bakterien vermehren sich in Abhängigkeit von der Temperatur mit Teilungszeiten von mindestens 10 bis 30 Stunden wesentlich langsamer als die Kohlenstoffabbauer. Daher nehmen sie ihre Tätigkeit erst auf, wenn die kohlenstoffhaltigen Verbindungen bereits weitgehend abgebaut sind und auch die Oxidation von Schlammteilchen infolge des Mangels an gelösten kohlenstoffhaltigen Nährstoffen bei guter Sauerstoffversorgung bereits im Gang ist.

Die Nitrifikation ist also zum einen vom Schlammalter und damit von der BSB₅-Schlammbelastung (B_{TS}) abhängig, zum anderen im erheblich höheren Maße

als der Kohlenstoffabbau, von der Temperatur. [17] [Pöppinghaus, Fresenius, Schneider; 1994]

Die Wachstumsrate der Nitrifikanten ist stärker temperaturabhängig als die der heterotrophen Bakterien. Laut Weimin Shen liegt ihre ideale Temperatur bei 30 °C. Im Rahmen der Abwasserreinigung hat das Abwasser im Allgemeinen eine Temperatur zwischen 10 und 20 °C. Unter diesen Umständen ist für die Nitrifikation nur eine Wachstumsrate von 20 – 30 % der maximalen Wachstumsrate zu erwarten. [11] [Shen W. 1994]

Tabelle 2–1: Wachstumsraten der Nitrifikanten in Abhängigkeit von der Temperatur [16] [Mudrack, Kunst; 1994]

Temperatur °C	Nitrosomonas		Nitrobacter		Mindestschlammalter d
	1/d	h	1/d	h	
10	0,29	82,8	0,58	41,7	3,44
20	0,76	31,6	1,04	23,1	1,32
30	1,97	12,2	1,87	12,8	0,53

Um eine weitgehende Nitrifikation zu erreichen, ist es notwendig, dass das Schlammalter etwa das 2 bis 3–fache der Generationszeit der Nitrifikanten beträgt.

Wertet man unter diesen Voraussetzungen die in Tabelle 2-1 zusammengefassten Generationszeiten und die daraus resultierenden Mindestschlammalter aus (Abbildung 2-12) so kann man erkennen, dass bei +15 °C Wassertemperatur und einem Faktor x 3 das Schlammalter ca. 6 Tage betragen müsste, um eine weitgehende Nitrifikation zu erreichen.

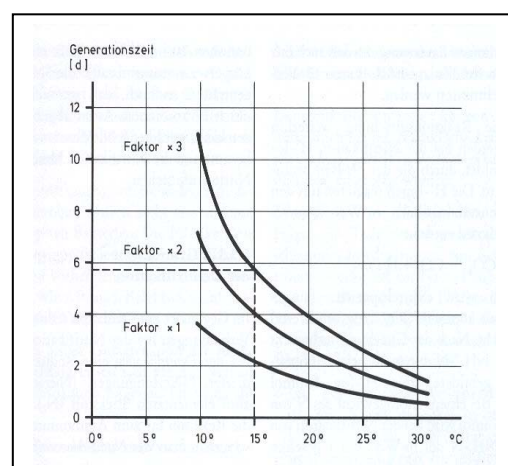


Abbildung 2–12: Generationszeit von der Temperatur [16] [Mudrack, Kunst; 1994]

Um eine ganzjährige Nitrifikation zu gewährleisten, müssen auch Abwassertemperaturen um $+10^{\circ}\text{C}$ berücksichtigt werden. Je nach Größe der Kläranlage sind daher Schlammalter von 8 – 10 Tagen notwendig. [16] [Arbeitsblatt ATV A 131, Imhoff 1993]. Zum Unterschied bei Teichkläranlagen muss Nitrifikation ab $+8^{\circ}\text{C}$ gewährleistet sein.

Das Schlammalter hängt direkt von der BSB_5 – Schlammbelastung ab, daher ist eine Abhängigkeit der Nitrifikation von der Schlammbelastung gegeben.

Laut *Mudrack, Kunst* muss man für die Praxis folgende Schlüsse ziehen:

- Um eine Nitrifikation beim Belebungsverfahren durchzuführen, muss man das Schlammalter dem langsamen Wachstum der Nitrifikanten anpassen.
- Von einem bestimmten Schlammalter bzw. der daraus resultierenden Belastung an, tritt zwangsläufig Nitrifikation ein.
- Die Nitrifikation kann in einer Belebungsanlage auch nur zeitweise auftreten. Dies ist durch Belastungs- und Temperaturschwankungen erklärbar.

Für den Betrieb der Kläranlage ist es aus folgenden Gründen notwendig zu wissen, ob Nitrifikation ständig oder teilweise auftritt:

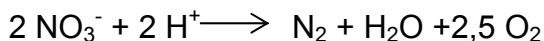
- Der zur Nitrifikation erforderliche Sauerstoffbedarf muss gedeckt sein.
- Der pH – Wert im Belebungsbecken kann absinken.
- Im Nachklärbecken können durch Denitrifikationserscheinungen Schwierigkeiten durch Schlammauftrieb entstehen [16] [Mudrack, Kunst; 1994].

2.2.5. Denitrifikation

Unter Denitrifikation versteht man die mikrobielle Reduktion von Nitrat über Nitrit zum gasförmigen Stickstoff. Als Grundvoraussetzung für Denitrifikation gelten folgende Punkte:

- Es darf kein freier Sauerstoff, sondern nur Nitrat als Sauerstoffspender vorhanden sein, da andernfalls die Organismen bevorzugt den freien Sauerstoff für die Atmung heranziehen; man bezeichnet ein Milieu ohne freien gelösten Sauerstoff, aber Vorkommen von Nitrat als „anoxisch“.
- Mikroorganismen müssen in hoher Konzentration vorhanden sein.
- Es muss ein hoher Sauerstoffbedarf gegeben sein, d.h., Mikroorganismen und Nitrat müssen mit abbaubaren Schmutzstoffen mit möglichst hoher Konzentration in Kontakt gebracht werden; ein besonders gut wirkendes Vorklärbecken, in dem ein beträchtlicher Teil der Schmutzstoffe des Rohabwassers abgeschieden wird, ist demnach für die Denitrifikation ungünstig. [2] [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

Der Vorgang lässt sich mit folgender Gleichung beschreiben:



Während die Nitrifikation nur von Nitrifikanten durchgeführt werden kann, ist eine große Anzahl von Bakterien des belebten Schlammes in der Lage an Stelle des freien gelösten Sauerstoff Nitrat als Sauerstoffquelle zu verwenden.

Die denitrifizierenden Mikroorganismen unterscheiden sich daher im aeroben Milieu nicht von anderen heterotrophen Bakterien. Die Fähigkeit zur Nitrat-Atmung ist jedoch bei vielen Bakterien-Arten vorhanden, das heißt artenreiche Biozöosen, wie Belebtschlamm enthalten Denitrifikanten. [16] [Mudrack, Kunst; 1994]

Mit einer gezielten Denitrifikation kann erreicht werden:

- Entfernung der Stickstoffverbindungen über 70 %
- Verminderung des Energieaufwandes durch Verwendung von Nitratsauerstoff für die Oxidationsvorgänge

Die Denitrifikation kann auch im Nachklärbecken unerwünscht vor sich gehen, insbesondere dann, wenn in nitrifizierenden Anlagen aus verschiedenen Gründen (z.B. kurzzeitige Überlastungen) der Abbau der organischen Kohlenstoffverbindungen zeitweise nicht im üblichen Umfang gelingt. [17] [Pöppinghaus K., Frensenius W., Schneider W.; 1994]

Denitrifikation im Nachklärbecken hat zur Folge, dass Teile des abgesetzten Belebtschlammes aufschwimmen und eine Schwimmschlammdecke auf der Nachklärung bilden. Dies kann zum Abtreiben des Belebtschlammes aus der Nachklärung führen. Diese unerwünschte Reaktion tritt ein, wenn folgende Voraussetzungen erfüllt sind.

- Im Belebtschlamm-Abwasser-Gemisch, das vom Belebungsbecken in das Nachklärbecken fließt, muss Nitrat enthalten sein, das in der Regel erst im Belebungsbecken durch Nitrifikation gebildet wird. Damit wird deutlich, dass die Denitrifikation von einer vorhergehenden Nitrifikation abhängig ist bzw. durch diese limitiert werden kann.
- Im abgesetzten Schlamm müssen sich anoxische Verhältnisse einstellen, was meist nach ca. 10 Minuten der Fall ist.
- Dem Belebtschlamm müssen H-Donatoren in Form von gelösten (BSB_5), adsorbierenden Schmutzstoffen oder endogene Substrate zur Verfügung stehen.
- Die Verweilzeit des Schlammes im Nachklärbecken muss ausreichen, um die zum Aufschwimmen notwendigen Stickstoffgas-Mengen zu entwickeln. [16] [Mudrack, Kunst; 1994]

Denitrifikation ist nur in Kombination mit Nitrifikation möglich. Die heute gebräuchlichsten Kombinationsverfahren sind nachfolgend kurz beschrieben.

Beim Betrieb mit **simultaner Denitrifikation** muss die Belüftung so geregelt werden, dass für die Nitrifikation genug Sauerstoff und für die Denitrifikation wenig bis kein Sauerstoff zur Verfügung steht. Dies kann durch punktuelle Belüftung durch Schaffung sauerstoffarmer Zonen im Belebungsbecken erreicht werden. Als wirksamste Lösung erweist sich die zeitliche Folge von Belüftungsphasen zur Nitratbildung und von Phasen ohne oder mit schwacher Belüftung zur Stickstoffelimination. [15] [Hosang, Bischof; 1984]

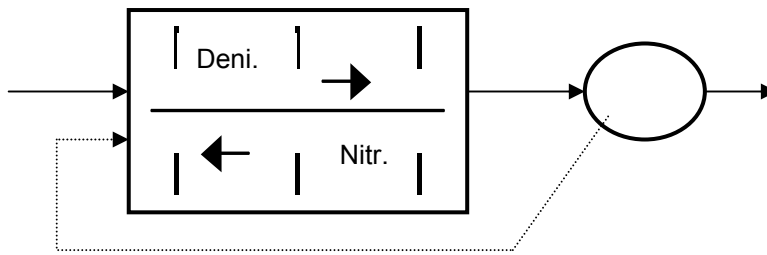


Abbildung 2–13: Schema simultane Denitrifikation [ATV – A 131; 2000]

Die **vorgeschaltete Denitrifikation** funktioniert am besten, wenn nitrathaltiger belebter Schlamm aus dem Nitrifikationsbecken mit dem zufließenden Abwasser im vorgeschalteten, unbelüfteten Denitrifikationsbecken gemischt wird. Im Nitrifikationsteil der Anlage sollte der Sauerstoffgehalt 2 mg/l nicht übersteigen, da sonst zuviel Sauerstoff über den Kreislauf in das Denitrifikationsbecken gelangt. [1] [Ernst & Sohn; 1985]

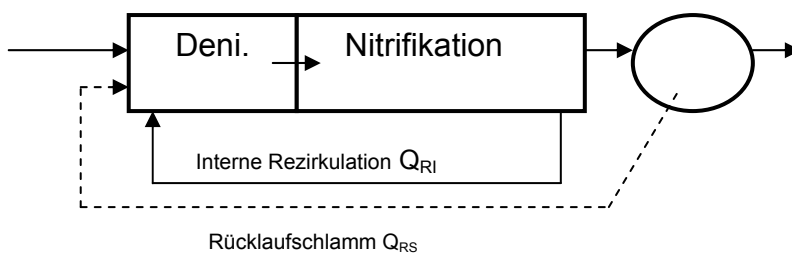


Abbildung 2–14: Schema vorgeschaltete Denitrifikation [ATV A – 131; 2000]

Beim Belevungsverfahren mit **nachgeschalteter Denitrifikation** muss das Abwasser im Belebungsbecken vollständig nitrifiziert werden. Danach wird im unbelüfteten Denitrifikationsbecken das gebildete Nitrat durch die endogene Atmung des belebten Schlammes entfernt. [1] [Ernst & Sohn; 1985] Der Sauerstoffverbrauch ist nach abgeschlossener Nitrifikation nur gering und die Denitrifikation erweist sich als unvollständig. (siehe Abb.2-15)

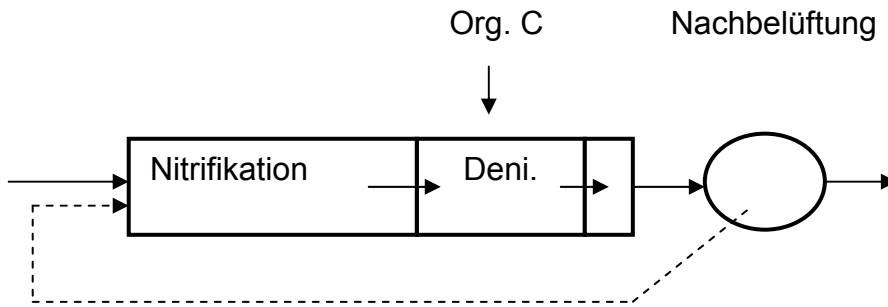


Abbildung 2–15: Schema Nachgeschaltete Denitrifikation [ATV – A 131; 2000]

Belebungsanlagen mit **alternierender Denitrifikation** bestehen aus zwei Belebungsbecken, die alternierend mit Abwasser beschickt und belüftet werden. Der Prozess besteht aus vier Phasen. In der 1. Phase wird im Belebungsbecken I denitrifiziert, während Becken II belüftet wird (Nitrifikation). Die 1. Phase ist abgeschlossen, wenn im Becken I das Nitrat entfernt ist. In der zweiten Phase werden beide Becken nicht belüftet. In der dritten Phase wird Becken II als Denitrifikationsbecken benutzt und zwar in derselben Art wie Becken I während der 1. Phase. Der Belüftungszyklus ist durch eine Übergangsphase 4 abgeschlossen, in der ähnlich wie in der zweiten Phase beide Becken belüftet werden. [1] [Ernst & Sohn; 1985]

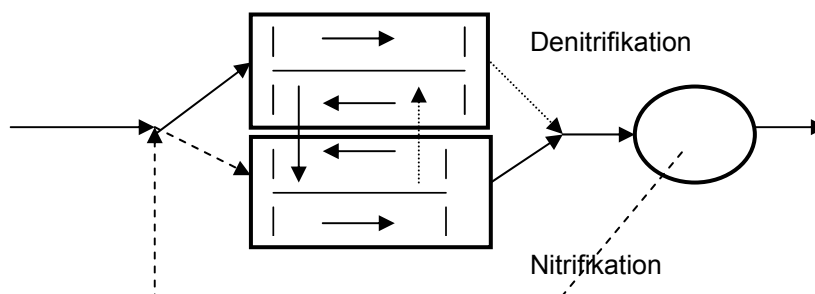


Abbildung 2–16: Schema alternierende Denitrifikation [ATV A – 131; 2000]

Bei Anlagen mit **Kaskadendenitrifikation** werden zwei oder mehr Belebungsbecken, jedes mit vorgeschalteter oder simultaner Denitrifikation, nacheinander durchflossen. Das Abwasser wird aufgeteilt und jeweils dem Denitrifikationsbecken zugeführt. Hierdurch entfällt in der Regel die interne Rezirkulation. Hohe Sauerstoffgehalte am Übergang vom Nitrifikationsbecken in das folgende Denitrifikationsbecken beeinträchtigen die Denitrifikation. Das Verfahren ist hin-

sichtlich der Stickstoffelimination der vorgeschalteten Denitrifikation gleichwertig. [20] [ATV A-131; 2000]

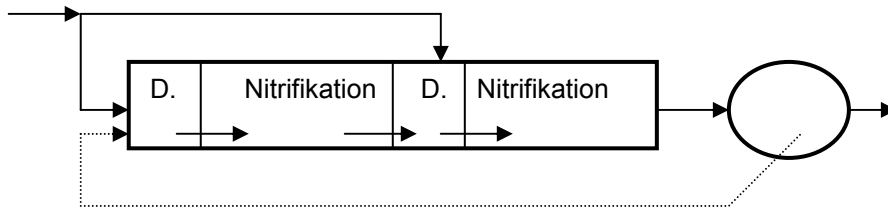


Abbildung 2–17: Schema Kaskadendenitrifikation [ATV A – 131; 2000]

Bei Belebungsanlagen mit **intermittierender Denitrifikation** wechseln in einem Becken zeitlich die Nitrifikations- und die Denitrifikationsphasen. Die Phasendauer kann mit einer Zeitschaltung vorgegeben oder durch eine Regelung, z.B. nach dem Nitratgehalt, dem Ammoniumgehalt oder dem Sauerstoffverbrauch eingestellt werden. Hohe Sauerstoffgehalte am Ende der Nitrifikationsphasen beeinträchtigen die Denitrifikation. Die Becken für intermittierende Denitrifikation sind als totale Mischbecken ausgeführt.

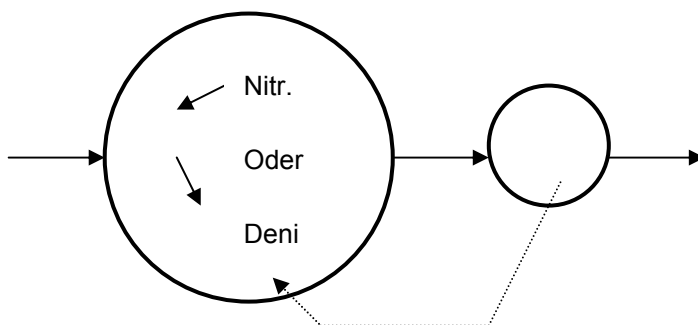


Abbildung 2–18: Intermittierende Denitrifikation [ATV A – 131]

Laut der 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser (Mai 1996) gilt für Stickstoffelimination eine Bemessungstemperatur von $T = 12 \text{ °C}$, das heißt, dass bei Absinken der Temperatur unter 12 °C , die Stickstoffelimination gesetzlich nicht gefordert ist. [21] [ATV A-201; 1986]

2.3. Chemische Abwasserbehandlung

2.3.1. Allgemeines

Abwasser enthält einige Substanzen, die in der biologischen Reinigungsstufe von den Bakterien nicht abgebaut werden können, und zum Teil auch erst freigesetzt werden. Zu diesen Substanzen zählt man Phosphate und andere düngende Substanzen. [25] [<http://www.hh.schule.de/gyle/umwelt/lanlage/bio.htm>]

Diese Stoffe werden zwar zum Teil von den Bakterien aufgenommen und damit aus dem Abwasser entfernt, doch bei der Abbautätigkeit der organisch abbaubaren Stoffe werden sie auch erst freigesetzt. Beim Abbau von Eiweißen entstehen zum Beispiel Stickstoff- und Phosphatverbindungen.

Unter den chemischen Verfahren versteht man bei der Abwasserbehandlung im Wesentlichen Methoden, die auf rein chemischen oder physikalisch-chemischen Reaktionen beruhen. Die chemischen Verfahren werden in der Abwasserbehandlung für folgende Effekte genutzt:

- Neutralisation fester Stoffe, die durch einfache mechanische Klärung nicht entfernt werden können.
- Ausscheidung kolloider, meistens organischer Stoffe und einiger gelöster anorganischer Stoffe
- Beseitigung der Restmengen an Fetten und Ölen.
- Verbesserung des Kläreffektes von Flotations- und Filteranlagen.
- Durch Verwendung von Chlor und Chlorsauerstoffverbindungen erzielbare Wirkungen, wie

Desinfektion, Bekämpfung von Algenwachstum, Frischerhaltung des Wassers, Entgiftung, Geruchsverhinderung, Entfärbung, Oxidation und Fliegenlarvenbekämpfung bei Tropfkörpern. [17] [Pöppinghaus K., Fresenius W., Schneider W.; 1994]

Näher wird in dieser Arbeit auf die chemische Reinigung nicht eingegangen, da sie bei der Teichanlage Pürgg Trautenfels nicht zur Anwendung kommt.

3. Abwasserbehandlung in Teichanlagen

3.1. Allgemeines

Die Abwasserbehandlung in Teichanlagen ist keine Errungenschaft der Neuzeit, sondern seit Jahrtausenden bekannt und wurde in der Vergangenheit vielfältig eingesetzt.

Im Gegensatz zu den Belebungs- und Tropfkörperverfahren, bei denen die biologische Reinigung auf kleinem Raum konzentriert ist, laufen in den großräumigen Teichvolumina die natürlichen Selbstreinigungsprozesse zwar kontrolliert aber unbeeinflusst ab. Lediglich der Sauerstoffeintrag und die damit verbundene Wasserumwälzung werden durch technische Maßnahmen beeinflusst. [16] [Mudrack, Kunst; 1994]

Abwasserteiche sind künstlich stehende Gewässer, die relativ flach sind und zur Reinigung des Abwassers eingesetzt werden. In Abwasserteichen finden unter kontrollierten Bedingungen biologische Abbauprozesse statt. Diese führen zum Abbau der organischen Abwasserinhaltsstoffe und zur teilweisen Eliminierung pathogener Keime. [22] [Wassergüte und Wasserwirtschaft TU München; 1995]

3.2. Grundlagen

Die Biozönose umfasst das gesamte Artenspektrum eines natürlichen Gewässers und ist nicht auf heterotrophe Organismen beschränkt. Am Reinigungsprozess sind beteiligt:

- Aerobe und anaerobe heterotrophe Mikroorganismen, die unter Sauerstoffverbrauch Substrat umsetzen
- Autotrophe Organismen wie Algen, Wasserpflanzen, Schilf, die dem Wasser anorganische Salze wie Phosphat, Nitrat entziehen
- Tierische Lebewesen wie Fische, Wasserflöhe oder Insektenlarven [16] [Mudrack, Kunst; 1994]

Die Art der Biozönose ist von den Faktoren Temperatur, Belichtung, Sauerstoff- und Nährstoffangebot wesentlich beeinflusst. In Abhängigkeit dieser Faktoren kann die Biozönose über das Jahr betrachtet einem mehrfachen Wechsel unter-

liegen. Durch lange Verweilzeiten der Aufwuchsorganismen können sich auch langsam wachsende Organismen mit langen Generationszeiten entwickeln.

Je nach Jahreszeit stellen sich Verhältnisse ein, die bestimmten Organismen besonders günstige Wachstumsbedingungen bieten und Massenentwicklungen auslösen.

Die natürliche Sauerstoffversorgung erfolgt entweder durch physikalische oder biologische Prozesse. Die physikalische O_2 -Aufnahme erfolgt aus der Luft, und hängt wesentlich von der Temperatur des Wassers ab. Je kälter das Wasser ist, desto mehr Sauerstoff kann aufgenommen werden. Bedingt durch das Sättigungsdefizit von Wasser bei tiefen Temperaturen, wie zum Beispiel im Winter, kann wesentlich mehr O_2 aufgenommen werden. Die biologische O_2 -Produktion im Sommer kompensiert das „Sauerstoffdefizit“ wieder. Durch die Photosynthese der Grünpflanzen wird reiner Sauerstoff an das Wasser abgegeben. Da die Sättigungskonzentration des reinen Sauerstoffes wesentlich größer als die der Luft ist, kann daher eine Übersättigung eintreten. Die Menge des entwickelten Sauerstoffs hängt sehr stark von der Sonneneinstrahlung ab. Daher ist die biogene Belüftung (Produktion von Sauerstoff während der Assimilation grüner Wasserpflanzen) nur während des Tages möglich. [16] [Mudrack, Kunst; 1994]

Autotrophe Organismen verbrauchen wiederum Sauerstoff und tragen in der Dunkelheit zur Sauerstoffzerrung bei. Aus diesem Grund wechseln bei starker Algenbildung O_2 -Übersättigung am Tage mit starker O_2 -Zehrung in der Nacht ab.

Im Winter kann auf Grund von Eisdeckenbildung die Photosynthese in Folge von Lichtmangel unterbrochen werden. Die Abnahme der Stoffwechselgeschwindigkeit bzw. der Reinigungsleistung im Winter und die verminderte physikalische O_2 -Aufnahme im Sommer muss daher bei der Bemessung berücksichtigt werden. [16] [Mudrack, Kunst; 1994]

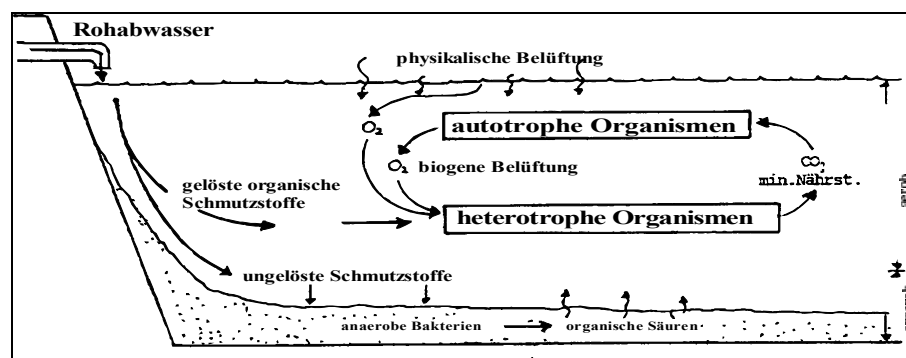


Abbildung 3–1: Mechanismen in einem Abwasserteich [22] [Wassergüte und Wasserwirtschaft TU München; 1995]

3.3. Abwasserteiche

Abwasserteiche lassen sich entsprechend dem ATV Arbeitsblatt A 201 1986 „Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichen für kommunales Abwasser“ in vier Gruppen einteilen.

- **Absetzteiche** (überwiegend anaerob) werden hauptsächlich zur Abscheidung der absetzbaren Stoffe des Rohabwassers eingesetzt.
- **Unbelüftete Abwasserteiche** dienen zur Verminderung der nicht absetzbaren und gelösten organischen Stoffe eines meist in Absetzteichen vorgereinigten Abwassers. Diese wurden im Allgemeinen vorwiegend bis zu einer Belastung mit 1000 EW verwendet.
- **Belüftete Abwasserteiche** dienen zur Verminderung der organischen Stoffe von rohem oder mechanisch vorgeklärtem Abwasser, wobei die Belastung meist zwischen 500 und 3000 EW liegt.
- **Schönungsteiche** werden zur Behandlung biologisch gereinigten Abwassers für eine weitere Qualitätsverbesserung und einen Konzentrationsausgleich verwendet.

Nach ATV A 201 [21] ist bei der Bemessung von Abwasserteichanlagen in der Regel von folgenden Richtwerten auszugehen:

Spezifische BSB₅-Fracht: 60 g/(E·d)

Schmutzwasseranfall: 150 l/(E·d)

3.3.1. Absetzteiche

Unter Absetzteichen versteht man Erdbecken mit oder ohne Sohl- und Böschungsbefestigung. Sie dienen zur Abscheidung der im Rohabwasser enthaltenen absetzbaren Stoffe und der Ausfällung des abgesetzten Schlammes. Diese Teiche sind vorwiegend anaerob und es kann zu Geruchsbelästigungen kommen. Im Allgemeinen wird bei diesem Teichtyp auf einen vorgeschalteten Rechen bzw. Sandfang verzichtet.

Der Kohlenstoffabbau bezogen auf BSB₅ ist relativ gering und beträgt zwischen 20 und 50 %. Im Winter ist die Reinigungsleistung noch um einiges schlechter.

Daher werden Absetzteiche als Vorstufe vor einer weiteren Reinigung eingesetzt.

Ein großer Vorteil dieser Teiche ist die Tatsache, dass sie sehr wartungsarm sind, und sich die regelmäßige Wartung überwiegend auf die Reinigung der Ein- und Auslaufbauwerke, sowie auf die Entfernung der Schwimmstoffe beschränkt.

Der anfallende Schlamm sollte mindestens einmal pro Jahr geräumt werden, wobei die anfallende Schlammmenge im ausgefaulten Zustand ca. $0,3 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{d})$ beträgt. Die Schlammräumung sollte im Spätsommer erfolgen, da in dieser Zeit der Schlamm am besten ausgefault und am leichtesten auf Wirtschaftsflächen unterzubringen ist. [17] [Pöppinghaus K., Fresenius W., Schneider W.; 1994]

Vor der Schlammräumung wird das überstehende Abwasser in einen anderen Teich gepumpt, oder der flüssige Schlamm kann durch eine entsprechende Umleitung durch Saugwagen der Kläranlage zugeführt werden.

Bemessungskriterien sind Aufenthaltszeit, Schlammanfall und Räumungshäufigkeit. Die Durchflusszeit des Abwassers sollte bei Trockenwetterzufluss mindestens einen Tag betragen. [14] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1986]

Folgende konstruktive Einzelheiten sind zu beachten:

- Böschungsneigung je nach Befestigung $\leq 1 : 1,5$
- Länge zu Breite an der Oberfläche $\geq 3 : 1$

Die Absetzteichtiefe wird in drei bis vier Zonen gegliedert:

- Freibord, von ca. 0,3 m
- Absetzteil von ca. 0,5 bis 1,5 m Tiefe
- Schlammzone, in der der Schlamm ausfault $\geq 1,5$ m tief
- Neutralzone (zwischen Absetzteil und der Schlammzone, wie bei Absetzbecken) von 0,3 – 0,5 m [17] [Pöppinghaus K., Fresenius W., Schneider W.; 1994]

Bei stark durchlässigem Untergrund ist die Sohle mit Kunststoffbahnen abzudichten. Sie sollte mit einem Gefälle zu einem Tiefpunkt versehen werden, um den Schlamm abpumpen zu können.

3.3.2. Unbelüftete Abwasserteiche

Dieser Teichtyp wird zur biologischen Reinigung der nicht abgesetzten und gelösten organischen Stoffe eines Absetzteiches oder mechanisch vorgereinigten Abwassers eingesetzt. Sie dienen sowohl der Abwasserreinigung als auch der Schlammbehandlung.

Der Sauerstoff wird in unbelüftete Abwasserteiche auf natürliche Weise über die Wasseroberfläche oder durch biogene Belüftung eingetragen und ist damit von klimatischen und meteorologischen Faktoren abhängig. Im unteren Bereich und im Bodenschlamm stellen sich anaerobe Verhältnisse ein. [14] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1986]

In der folgenden Tabelle sind einige Richtwerte der Sauerstoffaufnahme aufgelistet:

Tabelle 3–1: Sauerstoffaufnahme [22] [Wassergüte und Abfallwirtschaft TU München 1995]

Medium	g O ₂ / m ² ·d	Randbedingungen
Luft	1,2	20 °C; 20 % Sättigung, windstill
Photosynthese der Algen	6 bis 8	Sommer in Mitteleuropa
Photosynthese der Algen	2	Winter im Mitteleuropa

Da die Sauerstoffzufuhr von der Teichoberfläche abhängt, wird die mögliche Belastung auf die Oberfläche (g BSB₅/(m²·d) und nicht auf das Teichvolumen bezogen. Das Bemessungskriterium ist die Flächenbelastung.

Nach ATV 201 [21] ist der Teichinhalt in zwei oder drei gleich große Einheiten zu unterteilen, um die Durchflussverhältnisse und Reinigungsleistung zu begünstigen. Bei großen Teichen müssen die hydraulischen Verhältnisse für einen möglichst vollständigen Wasseraustausch, gegebenenfalls durch konstruktive Maßnahmen, wie Einbau von Leitdämmen oder -wänden, verbessert werden. Wegen der geringen Räumungshäufigkeit werden unbelüftete Teiche im Allgemeinen ohne Sohl- und Böschungsbefestigungen hergestellt.

Bei günstigen Geländebeziehungen sollten die Verbindung zwischen den Teichen als freie Abläufe ausgeführt werden. Unbelüftete Teiche haben den Vorteil, dass sie keine maschinellen Einrichtungen benötigen und daher auch nur geringe Wartungsarbeiten durchzuführen sind. Verbindungs- und Ablaufeinrich-

tungen sind wöchentlich zu kontrollieren und gegebenenfalls zu reinigen. Die Schlammablagerung sollte zumindest einmal jährlich durch Peilung festgestellt werden. Nachteilig erweist sich aber der große Platzbedarf und durch die Begrenzung der Wassertiefe eine unzureichende Nitrifikation, Denitrifikation und P-Elimination.

Unbelüftete Abwasserteiche sind nach A 201 Stand 1986 [21] mit $\geq 10 \text{ m}^2 / \text{EW}$ zu bemessen, wenn in der Stichprobe BSB_5 – Ablaufwerte unter 35 mg/l und CSB - Ablaufwerte unter 160 mg/l erreicht werden sollten. Sind BSB_5 - Ablaufwerte bis zu 45 mg/l in der Stichprobe und CSB – Ablaufwerte bis zu 180 mg/l zulässig, wird dieser Teichtyp mit $5 \text{ m}^2/\text{EW}$ bemessen. Die Durchflusszeit muss bei Trockenwetter mindestens 20 Tage betragen.

Die Teiche sind in der Regel sehr flach $1,0$ bis $1,5 \text{ m}$ tief ausgebildet, um die Umwälzung durch Windeinfluss bzw. die Photosynthese zu begünstigen.

3.3.3. Belüftete Abwasserteiche

Belüftete Abwasserteiche werden zur Verminderung der organischen Stoffe von rohem oder mechanisch vorgeklärtem Abwasser verwendet. Dieser Teichtyp wird als Erdbecken hergestellt, in das der Sauerstoff künstlich eingetragen wird. Dies ist auch der Grund, dass ein nicht so großer Flächenbedarf wie etwa bei unbelüfteten Teichen notwendig ist.

Belüftete Teiche werden in der Regel ohne mechanische Vorklärung gebaut, jedoch erweist sich eine Sedimentationszone zur Abscheidung von Sand und Grobstoffen als günstig. Im Allgemeinen werden zwei belüftete Teiche hintereinander angeordnet, danach folgt immer eine Nachklärzone oder ein getrennter Nachklärteich, aber keine Schlammrückführung.

Für die Reinigungsleistung sind die Kontaktzone Wasser- Bodenschlamm, der biologisch wirksame Aufwuchs und die freischwimmenden Bakterien und Mikroorganismen von großer Bedeutung.

Bei der Wahl der Belüftungseinrichtung muss berücksichtigt werden, dass Biomasse nicht nur als suspendierte Flocken im freien Wasserkörper enthalten ist, sondern auch zu einem wesentlichen Teil an der Grenzfläche Wasser/Bodenschlamm angesiedelt ist. Daher ist es Aufgabe der Belüfter, nicht nur den Sauerstoff einzutragen, sondern gleichzeitig auch für eine Umwälzung zu sorgen. Zur Belüftung werden im Allgemeinen die in der Abwassertechnik ver-

wendeten oder eigens für Teiche entwickelten Belüfter eingesetzt. Auf die Belüfterarten wird im nachfolgenden Kapitel noch kurz eingegangen

Laut ATV A 201 [21] können belüftete Teiche auf 2 Arten bemessen werden.

- nach der BSB₅- Raumbelastung von $B_R \leq 30 \text{ g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$
- nach der Flächenbelastung $B_A = B_R \cdot h$

Diese Beziehung gilt für übliche Wassertiefen von $h = 1,5\text{--}3,5 \text{ m}$ und wird als Bucksteeg'sche Beziehung bezeichnet. [14] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1986]

Auf Grund, der von den Belüftern ausgehenden Wasserbewegungen und um Wartungsarbeiten einfacher durchführen zu können, empfiehlt die ATV Böschungsneigungen von maximal 1:1,5.

Die Durchflusszeit muss mindestens fünf Tage betragen. Als Sauerstofflast sind mindestens 1,5 kg Sauerstoff je kg BSB₅ und für die Umwälzung eine Leistungsdichte von 1 bis 3 W/m³ anzusetzen.

Die Stickstoffelimination ist bei diesem Teichtyp gering, daher ist bei der geforderter Stickstoffoxidation eine Kombination von belüfterter Abwasserteich mit Festbetteinrichtungen (Flächenbedarf 15 m²/EW) erforderlich.

Ein Vorteil der belüfteten Teiche ist die quasi integrierte Schlammbehandlung, durch die der Schlamm weitgehend aerob stabilisiert wird. Der Schlammfall ist mit einer spezifischen Menge von ca. 0,1 l/(EW·d) relativ gering. Die Schlammräumung sollte in der Regel in Abständen von vier bis zehn Jahren erfolgen.

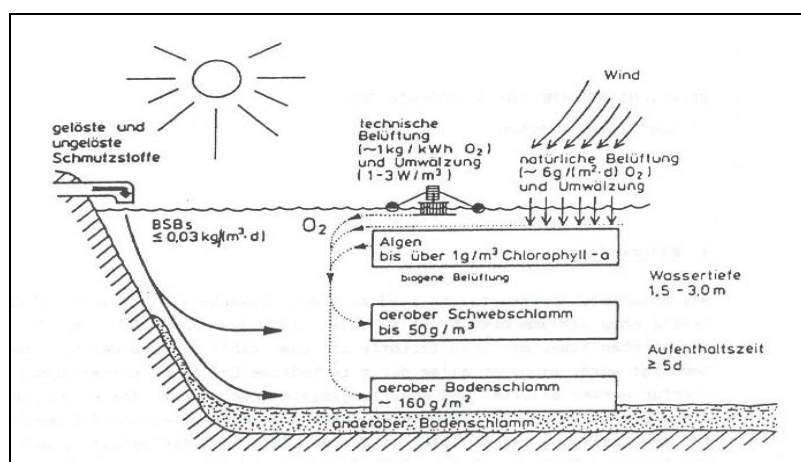


Abbildung 3–2: Funktionsschema in belüfteten Abwasserteichen [19] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1991]

3.3.4. Schönungsteiche

Schönungsteiche werden im Gegensatz zu den anderen vorgestellten Teichtypen immer mit biologisch gereinigtem Abwasser beschickt. Sie können im Allgemeinen gut in die Landschaft integriert werden und stellen quasi ein natürliches Biotop dar.

Sie sind ein einfaches Verfahren zur Ablaufverbesserung hinsichtlich Schwebstoffe, organische Restbelastung (BSB₅, CSB), Stickstoff, Phosphor und Krankheitskeime. Das Algenwachstum in der warmen Jahreszeit kann allerdings dazu führen, dass der Ablauf des Schönungsteiches beim BSB₅ und CSB eine schlechtere Beschaffenheit hat als sein Zulauf. [23] [\[http://www.aufgang.org/koch/homepage/study/kka-web/kka-all.html\]](http://www.aufgang.org/koch/homepage/study/kka-web/kka-all.html)

In der Regel werden sie als ein- oder mehrstufige, unbelüftete Teiche ausgeführt. Um eine Rücklösung von Phosphaten im abgesetzten Schlamm zu vermeiden, sollte der Teich bis in die Schlammoberfläche aerob sein. Der Wartungsaufwand für Schönungsteiche ist sehr gering. Der Schlammanfall hängt in erster Linie von Art und Leistung der vorangegangenen Reinigungsstufen ab. Im Allgemeinen ist der Schlammanfall jedoch sehr gering und beträgt nur wenige Zentimeter im Jahr. Daher ist mit einer Räumung alle fünf bis zehn Jahre zu rechnen, jedoch sollte jährlich das Ausmaß der Schlammablagerungen durch Peilung festgestellt werden.

Dieser Teichtyp wird im Allgemeinen mit einer Wassertiefe von 1 bis 2 m und einer Durchflusszeit von 1 bis 5 Tage bemessen. Als Bemessungskriterium wird die Durchflusszeit oder Aufenthaltszeit herangezogen.

Hinter dem Einlauf genügt im Allgemeinen eine Prallwand zur Strömungsverteilung. Der Ablauf kann relativ einfach gestaltet werden, entweder als Rohr oder eine kurze offene Rinne, in der Wasserprobeentnahme und Durchflussmessungen vorgenommen werden können.

3.3.5. Vor- und Nachteile von Teichanlagen

Die Abwasserreinigung in Abwasserteichen unterscheidet sich beträchtlich von jener der technischen Anlage. In der folgenden Zusammenstellung sind Vor-

und Nachteile des Teichverfahrens bzw. der Unterschied zur technischen Anlage dargestellt:

Vorteile

- Möglichkeit einer naturnahen Gestaltung
- Einfache kostensparende Bauweise
- Kleinerer bzw. geringerer maschineller Aufwand
- Neben regelmäßiger Kontrolle nur geringer Wartungsaufwand
- Schlammräumung in ein- bis mehrjährigen Abständen
- Großes Puffervolumen, Möglichkeit Regenwasser mitzubehandeln

Nachteile

- Durch jahreszeitlich und witterungsbedingte Veränderungen in der Reinigungsleistung
- Hoher Flächenbedarf
- Mögliche Geruchsemissionen bei Absetz- und unbelüfteten Teichen
- Stoffumwandlungsprozesse laufen unkontrollierter als bei einer technischen Anlage ab
- Je nach Umwälzung gibt es mögliche "Totzonen"
- Höherer Energiebedarf für Umwälzung

3.4. Belüftungseinrichtungen

3.4.1. Allgemeines

Beim Belebungsverfahren stehen zur Belüftung zahlreiche, verschiedenartige Belüftungssysteme zur Verfügung. Die Wahl, welches dieser Systeme eingesetzt wird, hängt von der Abwasserbeschaffenheit, den technischen und den wirtschaftlichen Bau- und Betriebsbedingungen der Belebungsanlage ab.

Die Sauerstoffversorgung der Mikroorganismen beim Belebtschlammverfahren kann durch zwei grundsätzlich verschieden Belüftungssysteme erreicht werden und zwar durch:

- Oberflächenbelüftung
- Druckluftbelüftung

In den letzten Jahren hat sich aber die Druckluftbelüftung immer mehr durchgesetzt, weil sie viele Nachteile der Oberflächenbelüftung vermeiden kann, und im Betrieb in Bezug auf Energieverbrauch günstiger einzusetzen ist.

3.4.2. Belüftungssysteme in Abwasserteichen

Nach ATV A 201 [21] werden belüftete Abwasserteiche als Teiche ohne Schlammrückführung definiert. Der Sauerstoff, der für den aeroben Abbau der Schmutzstoffe und die Stabilisierung des Schlammes benötigt wird, wird durch Lufteinblasen eingetragen. Die Belüftungssysteme haben nicht nur die Aufgabe Sauerstoff einzutragen, sondern auch den Teich umzuwälzen, um den Belebtschlamm in Schwebelage zu halten, damit es zu keinen unerwünschten Absetzungen kommt.

Nach Art der Belüftung lassen sich Belüftungssysteme unterscheiden in

- Druckluftbelüftung
- Oberflächenbelüftung
- Tauch- und Strahlbelüftung mit linien-, flächen- oder punktförmigen Lufteintrag

Nach Art der Umwälzung kann unterschieden werden, nach

- Vertikaler Umwälzung mit gerichteter Strömung
- Vertikaler Umwälzung ohne gerichteter Strömung
- Horizontaler Umwälzung mit gerichteter Strömung

3.4.2.1. Linienbelüftung

Bei der Linienbelüftung ist in der Mitte des rechteckigen Teiches quer zur Längsachse ein unten und oben offener Belüftungskasten aufgestellt. Das Abwasser strömt am Boden auf den Kasten zu, wird dort durch die Druckluftbelüftung mit Sauerstoff angereichert und strömt am oberen Ende des Kastens wieder aus.

Durch die ständige Strömung wird der Teich in Längsrichtung nach beiden Seiten ständig laminar umgewälzt. [19] [[Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1991]

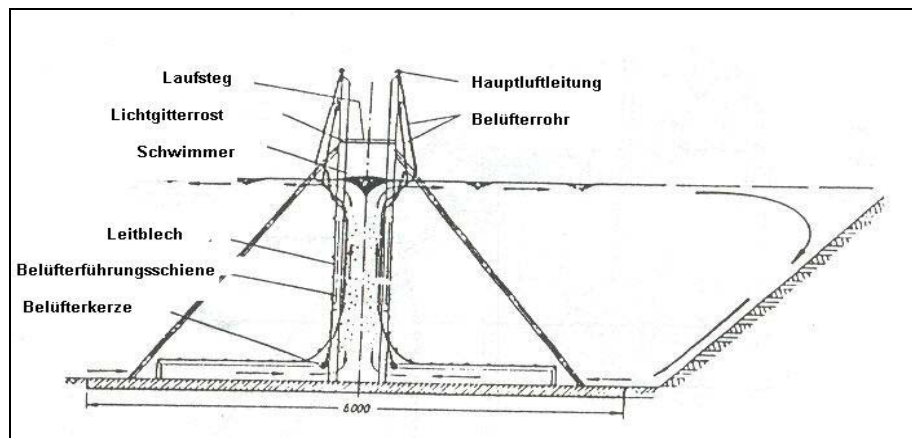


Abbildung 3–3: Linienbelüftung [19] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1991]

3.4.2.2. Kettenbelüftung

Bei diesem Belüftungstyp sind Kerzenbelüfter pendelnd an Schwimmkörper befestigt und waagrecht über der Beckensohle angeordnet. Die Schwimmer sind wie an einer Kette angereiht und durch Kunststoffschläuche verbunden, über die die Luft für die feinblasigen Druckluftbelüfter transportiert wird. Bei Beaufschlagung mit Druckluft steigen die Belüfterkerzen zu einer leichten Schräglage und die Ketten pendeln hin und her. Gleichzeitig erfolgt eine kontinuierliche Umwälzung und Durchmischung und die Belebtschlammflocken können in Schwebelage gehalten werden. Die Belüfterketten müssen in regelmäßigen Abständen an Verbindungsstellen zwischen Belüfter und Schläuchen auf Dichtheit kontrolliert werden.

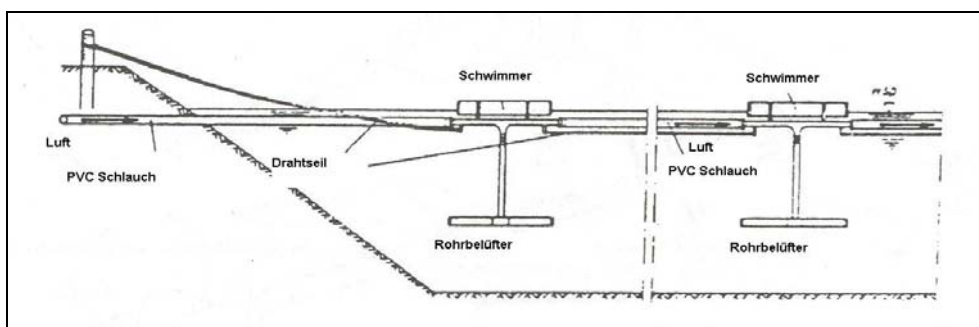


Abbildung 3–4: Kettenbelüfter [19] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1991]

3.4.2.3. Tauch und Strahlbelüftung

Mittels eingesetzten Belüftungsaggregaten wird das Wasser bei diesem System angesaugt, beschleunigt mit Druckluft durchmischt und danach wieder ausgestoßen. Das Abwasser wird auf diese Weise in alle Richtungen verteilt und trägt so zu einer flächenhaften Durchmischung bei. Wird das Wasser in eine bestimmte horizontale Richtung ausgestoßen, kommt es im Teich zu einer horizontal gerichteten Umlaufströmung.

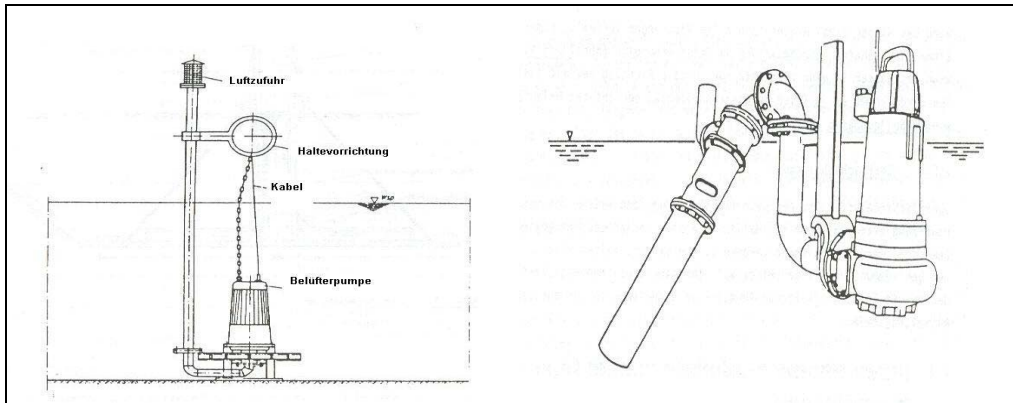


Abbildung 3–5: Tauchbelüfter; Strahlbelüfter [19] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1991]

3.4.2.4. Oberflächenbelüftung

Für diese Art der Belüftung werden Kreisel, die eine nicht gerichtete Umwälzung, oder Walzen, die eine gerichtete Umwälzung erzeugen, eingesetzt. Diese Belüftungsart verliert in letzter Zeit aber immer mehr an Bedeutung und wird nur in wenigen kommunalen Anlagen eingebaut. Ihr Haupteinsatzgebiet liegt bei Belüftung hochorganischer Abwässer in Stapelteichen aus der Lebensmittelindustrie. [19] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1991]

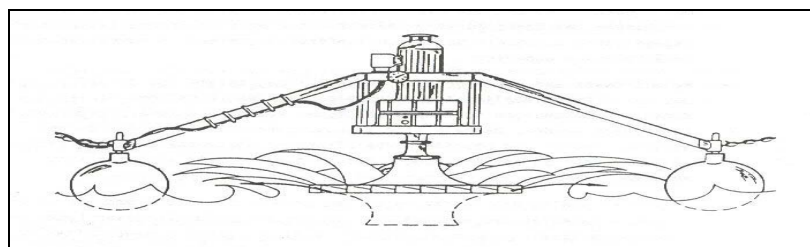


Abbildung 3–6: Kreiselbelüfter [19] [Verein zur Förderung des Instituts für Wasserversorgung, TU Darmstadt; 1991]

Tabelle 3–2: Zusammenstellung Bemessungswerte nach ATV A 201 Stand 1986

Kenngröße	Einheit	Absetzteich	Unbelüftete Teiche	Belüftete Teiche	Schönungsteiche
Spezifisches Volumen V_{EW}	m^3/E	$\geq 0,5$			
Spezifische Oberfläche A_{EW}	m^2/E				
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Für Ablauf - 35 mg/l BSB_5 -160 mg/l CSB 	m^2/E		≥ 10		
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Für Ablauf - 45 mg/l BSB_5 -180 mg/l CSB 	m^2/E		≥ 5		
bei Mitbehandlung von Regenwasser	m^2/E		Zuschlag bis zu 5		
für teilnitrifizierenden Ablauf	m^2/E		≥ 15	Zusätzliche Festbetteinrichtungen	
Raumbelastung B_R					
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Für Ablauf - 35 mg/l BSB_5 -160 mg/l CSB 	$g/(m^3 \cdot d)$			≤ 30	
oder					
Flächenbelastung B_A	$g/(m^2 \cdot d)$			$B_A = B_R \cdot h$	
Wassertiefe	m	$\geq 1,5$	1,0 bis 1,5	1,5 bis 3,5	1 bis 2
Sauerstofflast O_B	kg/kg			1,5	
Leistungsdichte W_R	W/m^3			1 bis 3	
Durchflusszeit bei Trockenwetter t_R	d	≥ 1	≥ 20	≥ 5	1 bis 5
Durchflusszeit der Nachklärung t_R	d			≥ 1	

4. Allgemeine Beschreibung der Teichklär- anlage Pürgg-Trautenfels

4.1. Variantenuntersuchung

Im Jahr 1983 wurde im Auftrag der Steiermärkischen Landesregierung eine abwasserwirtschaftliche Untersuchung für die Gemeinde Pürgg-Trautenfels durchgeführt.

Aus dieser Studie ergab sich als wirtschaftlichste Lösung die Zusammenfassung der Ortschaften Trautenfels, Letten, Unterburg, Untergrimming und Pürgg durch ein Schmutzwasserkanalnetz. Für die zentrale Reinigung der Abwässer standen 2 Möglichkeiten zur Auswahl, und zwar bot sich ein Anschluss an die bestehende Kanalisation Stainach oder eine eigene Kläranlage an.

Für einen Anschluss an die bestehende Kläranlage Stainach wären zwei Pumpwerke und ca. 1000 lfm Pumpleitung erforderlich. Weiters müssten ca. 2 km Transportleitung von Stainach mit 3 Pumpwerken mitbenützt werden. Auf Grund einer Untersuchung durch die Steiermärkische Landesregierung ergab sich gegenüber einer eigenen Anlage kein Unterschied in den Baukosten, jedoch einen wesentlichen Vorteil bei den Tilgungs- und Betriebskosten.

Inzwischen ist die ARA Stainach voll ausgelastet und müsste für die Aufnahme der Abwässer der Gemeinde Pürgg- Trautenfels erweitert und adaptiert werden (Stand 1990). Die Baukosten für eine Erweiterung belaufen sich auf ca. 4.000.000.- ATS und wären seitens der Gemeinde Pürgg-Trautenfels als Verursacher zu tragen. Dadurch ergibt sich ein wesentlicher und erheblicher Nachteil in den Baukosten in Gegenüberstellung zu einer eigenen Anlage. Zusätzlich müsste das Abwasser beim Anschluss an die ARA Stainach viermal gepumpt werden, was wiederum höhere Betriebskosten verursacht. [lt. Technischer Bericht Fritz]

Aus diesen Gründen war es wirtschaftlicher eine eigene Kläranlage für die Gemeinde Pürgg-Trautenfels zu errichten.

Als nächster Schritt wurden hinsichtlich des Reinigungssystems Kostenschätzungen für eine belüftete Teichkläranlage, für eine Einbeckenanlage und für eine Belebungsanlage durchgeführt. Hier ergab sich, dass die Kosten unter Berücksichtigung von entsprechenden Schlammstapfelräumen für eine Einbe-

ckenanlage um 400 000.- ATS und für eine Belebungsanlage um ca. 200 000.- ATS niedriger sind als für eine Teichkläranlage.

Die Gemeinde entschied sich trotz der geringfügig höheren Kosten für eine Teichkläranlage, weil es im Ennstal noch keine entsprechende Deponiemöglichkeit für Klärschlamm gab. Eine Anlage dieser Art reduziert die Überschussschlammmenge und gestattet eine langfristige Speicherung des Klärschlammes. In Hinblick auf das betrachtete Landschaftsschutzgebiet lässt sich dieser Anlagentyp besser in die Landschaft eingliedern.

4.1.1. Pumpwerk

Ein Zulaufpumpwerk ist auf Grundstück 459/4 KG Neuhaus errichtet und so situiert, dass der gesamte entwässerte Teil des Kanalisationsgebietes im freien Gefälle dorthin fließt. Vom Pumpwerk wird das ganze Abwasser zur Kläranlage gepumpt.

Der Pumpschacht wurde aus Stahlbeton mit einem lichten Durchmesser von 2,0 m, einer Wandstärke von 20 cm und einer Tiefe von 3,80 m hergestellt. Der Nutzinhalt des Pumpensumpfes beträgt 4,70 m³. Die Abdeckung des Schachtes erfolgte mit einer befahrbaren Stahlbetonplatte, die eine Einstiegsöffnung und 2 Montageöffnungen für die Pumpen aufweist. Im Schacht wurden zwei nassaufgestellte Tauchmotorpumpen mit einer Leistung von 5,1 l/s bei einer Förderhöhe von 6 m installiert. Eine der beiden Pumpen steht in Reserve und die Schaltung ist wasserstandsabhängig. Unmittelbar am Pumpwerk ist ein Steuerschrank angebracht, der alle elektrischen und steuertechnischen Einrichtungen beinhaltet. Die Pumpen können von der Kläranlagenwarte aus gesteuert werden, und die Pumpendaten werden über Steuerkabel, die gemeinsam mit der Druckrohrleitung mitverlegt wurden, übertragen.

Da die Kläranlage hochwasserfrei situiert wurde, muss das ganze Abwasser im Pumpwerk gesammelt, und von dort zur Reinigungsanlage gepumpt werden. Die Länge der Druckrohrleitung beträgt 190 m und die Abwässer werden 2,0 m über das Gelände hochgepumpt. Das anfallende Abwasser wird mit einem Pumpwerk vom Typ KRT 56-115/12 zur Anlage gepumpt.

4.1.2. Kläranlage

Die Teichkläranlage Trautenfels wurde auf dem Grundstück Nr. 453/2 KG errichtet. Die Fläche des Grundstückes beträgt ca. 8200 m², davon wurden 6200 m² in der 1. Ausbaustufe bebaut. Eigens zur Wasserversorgung am Kläranlagengelände wurde ein Nutzwasserbrunnen errichtet. Gemeinsam mit der Zuleitungsdruckleitung wurde ein Erdkabel für die Stromversorgung und ein Steuerkabel für das Pumpwerk verlegt.

Die Teichkläranlage Trautenfels befindet sich im Hochwasserabflussbereich der Enns. Das Gelände bzw. die Dammkrone der Teiche wurde daher um ca. 50 cm über HQ₁₀₀ auf Kote 644,5 angehoben und liegt damit ca. 2.0 m über dem derzeitigen Gelände, d.h. bei Hochwasser wird nur das Ablaufgerinne überflutet und der Schönungsteich geringfügig eingestaut. [24]

Die Teichkläranlage Trautenfels besteht aus folgenden Anlagenteilen:

- Kläranlagenbetriebsgebäude:
 - Rechenraum
 - Messstrecke
 - Schaltwarte
 - Labor
 - Abstellraum
 - Sanitäreinheit
 - Kompressorenraum für Gebläse

- Belüfteter Belebungssteich I
- Belüfteter Belebungssteich II
- Nitrifikationsbecken
- Nachklärteich
- Schönungsteich
- Ablaufmessschacht (Venturigerinne)
- Ableitungsgerinne

4.1.3. Vorfluter

Als Vorfluter für die Kläranlage dient der Große Grimmingbach. Hierbei handelt es sich um ein natürliches Gerinne, das im Kläranlagenbereich verbaut ist. Der Große Grimmingbach weist folgende Abflusswerte auf:

Einzugsgebiet E = = 98,9 km²

MQ = 2,01 m³/s

HQ₁₀₀ = 140 m³/s

MJNQ = 0,23 m³/s

NNQ = 0,05 m³/s

Im Bereich der Einleitungsstelle führt der Große Grimmingbach ein niederstes Niederwasser (NNQ) von 0,05 m³/s. Der Kleinstabfluss liegt bei 0,23 m³/s und der maximale Schmutzwasserabfluss aus der Kläranlage beträgt 6,4 l/s, sodass bei Eintreten von extremen Niederwasser sich eine Verdünnung von 1:8 ergibt.

Der Bach weist die Güteklasse II auf und verfügt über eine gute Durchlüftung und ein ausreichendes Gefälle. Im Kläranlagenbereich ist ein Begleitdamm vorgesehen. Das Abflussprofil gewährleistet eine schadlose Abfuhr des HQ₃₀. Das Kläranlagengelände liegt ca. 80 cm über dem Begleitdamm und ist so hochwasserfrei.



Abbildung 4–1: Großer Grimmingbach

4.2. Bemessungswassermengen

4.2.1. Entwässerungsverfahren

Für das gesamte Einzugsgebiet der Kläranlage wurde aus wirtschaftlichen und technischen Gründen das Trennsystem dem Mischsystem vorgezogen. Das anfallende Regenwasser versickert an Ort und Stelle, und das Oberflächenwasser kann hier auf sehr kurzen Weg den vorhandenen Bächen zugeleitet werden. Da das Regenwasser und Oberflächenwasser in der vorliegenden Gegend und Bebauung nicht sonderlich verschmutzt ist, muss keine gesonderte Reinigung vorgesehen werden. Wird das anfallende Regenwasser in die Kanalisation eingeleitet, bedeutet das einen wesentlich höheren Mehraufwand an den Kanalquerschnitt und an die Kläranlage selbst.

4.2.2. Bemessungswassermengen für den Schmutzwasserkanal

Nach technischem Bericht von Dipl.-Ing. Herbert Fritz aus dem Jahre 1990 wurden folgenden Anschlusswerte berechnet.

Tabelle 4–1: Darstellung der Einwohnergleichwerte

Ortsteil	Einwohner	Fremdenbetten	Objekte
Trautenfels	93	4	33
Letten	23	7	23
Untenburg	269	34	66
Pürgg	126	97	60
Untergrimming	119	30	38
Summe	661	172	220

Aus diesen erhobenen Daten erhält man 833 Einwohnergleichwerte. Unter der Berücksichtigung eines 50 % Zuwachses ergibt sich ein zukünftiger Anschlusswert von 1250 Einwohnergleichwerten.

Laut technischen Bericht von Dipl.-Ing. Fritz war zu diesem Zeitpunkt die Bevölkerungsentwicklung im gesamten Entwässerungsgebiet rückläufig und im Fremdenverkehr war nur eine sehr geringe Auslastung der Kapazität gegeben.

Aus diesem Grund wurde lediglich ein Zuwachs von 20 % auf den derzeitigen Einwohnerstand für die 1. Ausbaustufe der Kläranlage in Rechnung gestellt.

Die Abwasserreinigungsanlage wurde in der 1. Ausbaustufe mit 800 Einwohnergleichwerten bemessen. Unter der Berücksichtigung von einer spezifischen Schmutzfracht von 60 g BSB₅/EWG.d erhält man bei 800 EWG 48 kg BSB₅/d. Der spezifische Schmutzwasseranfall wird mit 200 l/EWG.d festgesetzt und ein Fremdwasserzuschlag von 100 % angenommen. Daraus erhält man eine Tageswassermenge von 320 m³/Tag und eine Schmutzwasserspitzte von 8 l/s je 1000 EGW.

Tabelle 4–2: Bevölkerungsentwicklung seit 1990

Jahr	Einwohner
1990	650
1997	680
2002	783

4.3. Anlagenteile der Kläranlage

4.3.1. Betriebsgebäude

Das Betriebsgebäude ist im westlichen Teil der Kläranlage situiert, erdgeschossig und in Massivbauweise ausgeführt.

Folgende Räume sind inkludiert:

- Aufenthaltsraum mit Büro
- Labor und Schaltschrank
- Sanitätseinheit Dusche, WC mit Handwaschbecken
- Werkstatt
- Gebläseraum für die Belüftung der Teiche und des Nitrifikationsbeckens
- Rechenraum und Schwimmstoffabscheider

Der Rechenraum beinhaltet ein Spiralsieb NSI der Firma Noggerath. Die Steuerung des Siebes ist wasserstandsabhängig. Das anfallende Rechengut wird in

einer Tonne gesammelt und von der Müllabfuhr zur nächstgelegenen Müllhygienisierungsanlage nach Liezen gebracht.



Abbildung 4–2: Siebschnecke Firma Noggerath

Um Reparaturen am Sieb vornehmen zu können wurde ein Umgehungsgerinne installiert, daher kann das Sieb außer Betrieb genommen werden. Unmittelbar nach dem Rechen ist ein Venturigerinne angeordnet, in dem die Zulaufmenge gemessen und über einen Schreiber auf die Warte übertragen wird. Weiters werden die Temperatur und der pH-Wert des Abwassers online übermittelt. Zusätzlich wird automatisch der Sauerstoffgehalt der beiden Belebungsbecken auf die Warte übertragen. Die Übertragung der Daten des Nitrifikationsbeckens ist auf Grund von Blitzschlag außer Betrieb.

Über einen PVC-Rohrkanal DN 200 wird das Abwasser nach der Messstrecke dem belüfteten Teich I zugeführt.

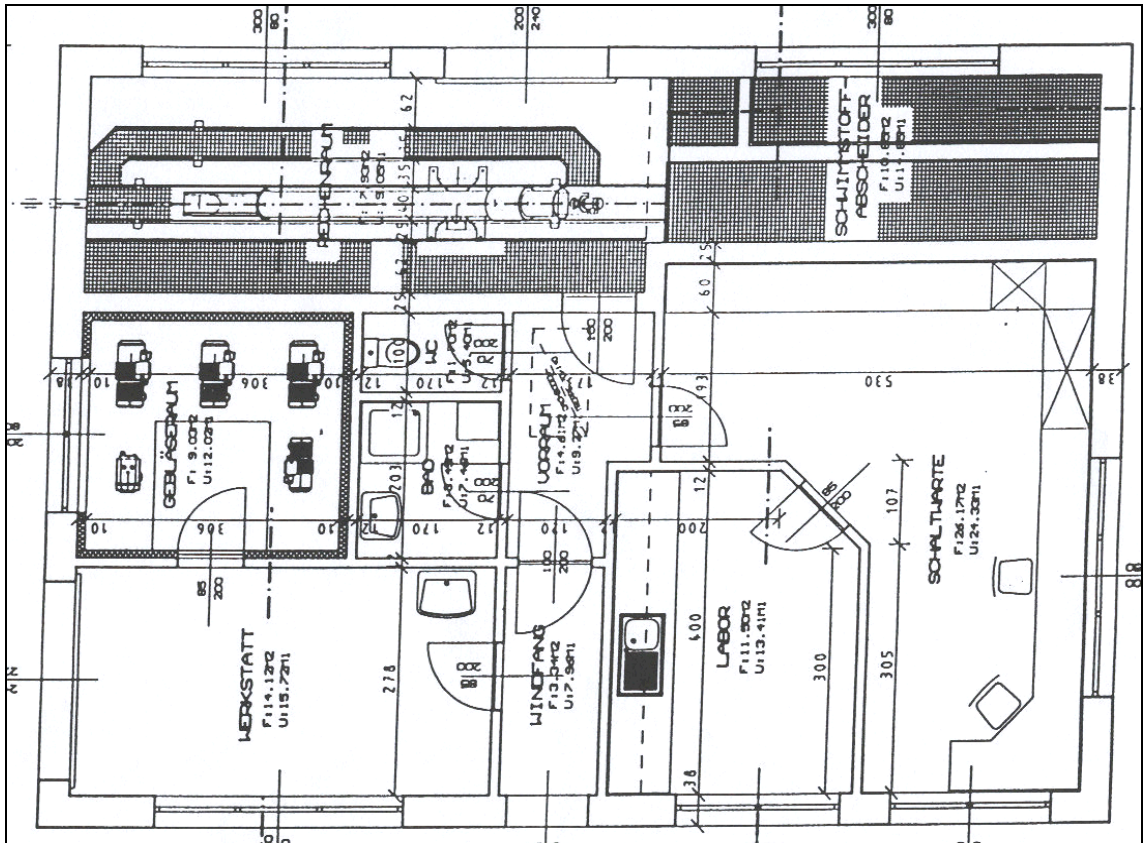


Abbildung 4-3: Grundriss des Betriebsgebäudes [24] [Fritz H. 1990]

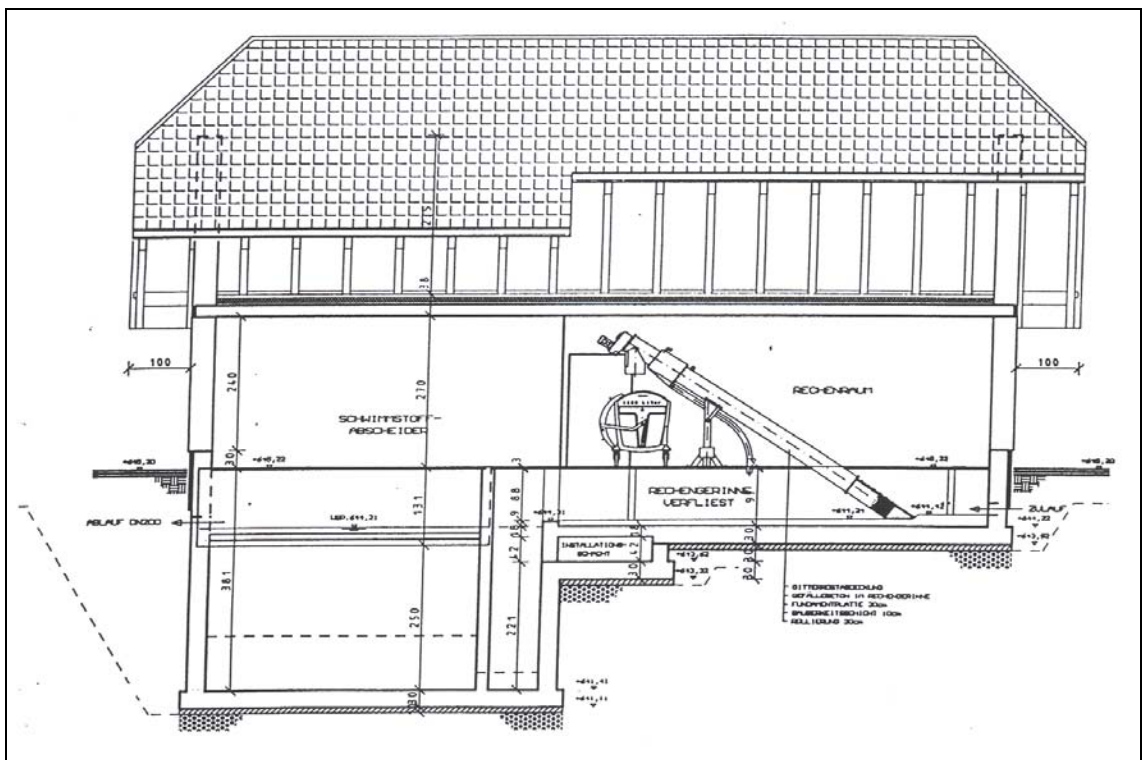


Abbildung 4-4: Schnitt Betriebsgebäudes [24] [Fritz H. 1990]

4.3.2. Abwasserteiche

Die für die biologische Reinigung erforderliche Belüftung des Abwassers erfolgt in zwei hintereinander geschalteten Teichen. Durch die zweistufige Anordnung der Belüftung werden einerseits ein größeres Puffervolumen, eine höhere Abbauleistung und eine gleichmäßigere Ablaufqualität erreicht, wobei sich in beiden Belüftungsteichen verschiedene Biozönosen ausbilden. [24] [Fritz H. 1990]

Außerdem kann durch die Aufteilung auf zwei Becken der Betrieb besser auf die wechselnde Belastung und auf die Zulaufschwankungen abgestimmt werden.

Zwischen den einzelnen Teichen sind Rohrüberläufe mit den erforderlichen Kontrollschächten und Umgehungsleitungen angeordnet. Die einzelnen Teiche können durch Einbau der Umgehungsleitung getrennt betrieben, oder außer Betrieb gesetzt werden

Die Teiche können parallel oder in Serie angefahren werden. Die beiden belüfteten Abwasserteiche weisen eine Böschungsneigung von 2: 3 auf und der Freibord beträgt 50 cm.

Tabelle 4–3: Abmessungen der belüfteten Abwasserteiche

Teich	Länge [m]	Tiefe [m]	Wasserfläche	Volumen [m ³]	Belüfterketten	Belüfterkerzen
1	31	2,50	465	801	3	18
2	31	2,50	465	801	2	12

Die Belüftung des Abwassers erfolgt mit Pendelbelüfter. Bei diesem Verfahren sind Kerzenbelüfter pendelnd an Schwimmkörper befestigt und waagrecht über die Teichsohle angeordnet. Die Schwimmer sind wie an einer Kette aufgereiht und durch Kunststoffschläuche verbunden, über die die Luft für die feinblasigen Druckluftbelüfter transportiert wird. Infolge der pendelnden Aufhängung der Belüfter und der Beweglichkeit der Schläuche kommt es im Betrieb zu einer ständigen Hin- und Herbewegung quer zur Kettenachse.

Dadurch kann der ganze Wasserkörper flächenhaft umgewälzt und belüftet werden. Die Belüfterkerzen bedürfen einer sorgfältigen Überwachung, damit die Verbindungsstellen zwischen den Belüftern und den Schläuchen nicht undicht wird. [1] [Ernst & Sohn; 1985]



Abbildung 4–5: Pendelbelüfter

Die Sohle und die Böschung des Teiches sind mit verschweißten Kunststoffdichtungsbahnen abgedichtet (Abbildung 4-6). Die Abdichtungsfolien sind zum Schutz gegen mechanische Schädigung nicht abgedeckt, da laut Dipl.-Ing. Fritz aus den belüfteten Teichen keine Schlammräumung erfolgt

Die Folie ist beim Übergang von der Sohle zur Böschung mit Sand bedeckt, um eine Auftriebssicherung zu gewährleisten. Die Dammkrone rund um den Teich mit einer Breite von 3,5 m ist für die Wartung und Pflegearbeiten befahrbar.

Im Einlaufbereich der Teiche ist eine Tauchwand installiert, durch die Schwimmstoffe zurückgehalten und abgeschöpft werden können. Vom ersten Belebungssteich führt ein Ablaufrohr aus PVC DN 200 zum Belebungssteich II.



Abbildung 4–6: Kunststoffdichtungsbahn



Abbildung 4–7: Belebungssteich I



Abbildung 4–8: Belebungssteich II

4.3.3. Nitrifikationsbecken

Nach dem zweiten Belebungssteich befindet sich das Nitrifikationsbecken. Dieses Becken ist aus Stahlbeton errichtet und weist eine Länge von 4,50 m, eine Breite von 4,00 m und eine Tiefe von 4,25 m auf. Der Ablaufkanal vom Teich II zum Nitrifikationsbecken besteht aus einem PVC-Rohr DN 200 und liegt 60 cm unter dem Wasserspiegel. Die Wandstärke beträgt 30 cm.

Das Nitrifikationsbecken ist mit Lärchenbohlen abgedeckt. Im Becken sind Festbettreaktoren aus Kunststoffelementen untergebracht, die als Bewuchsträger für die Nitrifikanten dienen. Zur Belüftung sind unterhalb der Festbetten 8 horizontal liegende feinblasige Belüfterkerzen angebracht, die von einem eigenen Gebläse, welches sich im Betriebsgebäude befindet, angespeist werden. Zur Belüftung wird ein Drehkolbengebläse verwendet.

Der Zulauf erfolgt über ein Tauchrohr, der Ablauf über eine Zahnschwelle. Vom Nitrifikationsbecken fließt das Abwasser durch eine Leitung aus einem PVC-Rohr DN 200 zum Nachklärteich.



Abbildung 4–9: Nitrifikationsbecken

4.3.4. Nachklärteich

Im Nachklärteich sollte der anfallende Schlamm abgesetzt werden. Dieser Anlagenteil dient zur Schlammspeicherung über mehrere Jahre hindurch. Die Schlammräumung sollte während des Betriebes mit einer Rücklaufschlamm-pumpe erfolgen, die aber seit Inbetriebnahme der Anlage noch nie eingesetzt wurde.

Der Nachklärteich ist mit einer Böschung von 2: 3 baulich ähnlich ausgeführt wie die beiden Belebungsteiche. Auch hier wurde eine verschweißte Kunststoff-folie zur Sohlabdichtung eingebaut. Jedoch ist die Dichtungsfolie zum Schutz gegen Beschädigung bei der Schlammräumung mit einer 30 cm starken Kies-schicht abgedeckt. Um die Abdichtung der Teiche kontrollieren zu können, ist im Bereich des Nachklärteiches ein Pegelrohr aus PVC DN 150 installiert, um die Lage des Grundwasserspiegels beobachten zu können, und um Rück-schlüsse auf die chemische Beschaffenheit des Grundwassers zu erhalten. Laut technischen Bericht von Dipl.-Ing. Fritz darf der Wasserspiegel in den Tei-chen keinesfalls unter dem Grundwasserspiegel des Pegelrohres liegen, da es ansonsten zu Auftriebskräften auf die Dichtungsfolien kommen kann und so die Funktionalität der Teiche nicht mehr gegeben ist.

Die Zuleitung des Teiches befindet sich ca. 60 cm unter der Wasseroberfläche, da so auch bei Zufrieren des Teiches der Zulauf gesichert ist.

Der Nachklärteich weist folgenden geometrischen Daten auf:

- Wasserspiegellänge 20,0 m
- Breite 11,50 m
- Tiefe 2,50 m
- Freibord 1,10 m
- Wasserfläche 240,0 m²
- Sohlfläche 52,8 m²

Nach diesen Angaben erhält man bei Trockenwetter 2,03 Tage Durchflusszeit bei einem mittleren Zufluss von 180 m³/d. Bei Regenwetter beträgt die Durchflusszeit 0,91 Tage bei einem mittleren Zufluss von 400 m³/d.

Laut technischen Bericht von Dipl.-Ing. Fritz sollte der Nachklärteich alle 10 Jahre geräumt werden.



Abbildung 4–10: Nachklärteich

4.3.5. Schönungsteich

Das biologisch gereinigte Abwasser wird wiederum über eine PVC-Rohrleitung DN 200, die 60 cm unter dem Wasserspiegel liegt, dem Schönungsteich zugeführt. Der Schönungsteich, der als unbelüfteter Teich ausgeführt ist sollte eine Nachreinigung bewirken.

Laut Technischen Bericht von Dipl.-Ing. Fritz sollte der Schönungsteich durch ein Umgehungsgerinne außer Betrieb genommen werden können, um eine Sekundärverschmutzung des Abwassers durch die Algenblüte im Sommer zu vermeiden. Bei der Bausausführung wurde dieses Umgehungsgerinne aber nicht berücksichtigt.

Der Schönungsteich weist folgende geometrischen Daten auf:

- Wasserfläche 500 m²
- Wassertiefe 0,80 m
- Freibord 1,30 m
- Böschung 2 : 3



Abbildung 4–11: Schönungsteich

Beim Ablauf des Schönungsteiches, der mit einer verschweißten Kunststoffolie zur Sohlabdichtung ausgeführt ist, befindet sich ein Ablauf- und Probeentnahmemessschacht, über dem das gereinigte Abwasser über ein 15 m langes Ablaufrohr PVC DN 200 dem Großen Grimmingbach zugeleitet wird. Der Ablaufkanal mündet unter dem Niederwasser in den Bach.

Der Ablaufmessschacht ist in Form eines Venturigerinnes ausgeführt, wo die Ablaufmengen gemessen und direkt auf die Schaltwarte des Betriebsgebäudes übertragen werden.

Das Venturigerinne bietet den Vorteil, dass kein wesentlicher Rückstau entsteht und keine Ablagerungen im Messstellenbereich entstehen



Abbildung 4–12: Ablaufmessschacht



Abbildung 4–13: Algenbildung Schönungsteich

4.4. Bemessung

Die 1. Ausbaustufe der Teichkläranlage Pürgg Trautenfels wurde auf Grundlage des ATV A 201 [21] bemessen.

4.4.1. Bemessungsgrundlagen

- Einwohnergleichwert: 800 EGW
- Schmutzfracht:
 - Spezifische Verschmutzung : 60 g BSB₅ /EWG.d
 - Tägliche Schmutzmenge: 800 * 0,06 = 48 kg BSB₅/d

- Schmutzwassermenge
 - Spezifische Schmutzwassermenge: 200 l/EWG.d
 - 800 * 0,2 160 m³/d
 - Fremdwasserzuschlag 100 % 160 m³/d

320 m³/d

- Stickstoff-Fracht:
 - Spezifische Stickstoffbelastung NH_4 11g/l
 - Tägliche Ammoniummenge: $160 \cdot 0,11 = 8,80 \text{ kg NH}_4\text{-N/d}$

4.4.2. Anlagenteile

- Belebungssteiche
 - Raumbelastung nach ATV – Regelblatt A 201

$B_R = 30 \text{ g BSB}_5/\text{m}^3\cdot\text{d}$

Erforderliches Teichvolumen: $48\,000 \text{ g}:30 = 1600 \text{ m}^3$

Gewählt: zwei belüftete Teiche mit je 800 m^3 :

Rechnerische Durchflusszeit: $800:320 = 2,5 \text{ Tage}$

Geometrische Daten Belebungssteiche siehe Tabelle 3.2

- Pendelbelüftung
 - Zulässige Ablaufkonzentration 20 mg/l BSB_5
 - Zulässige Ablauffracht: $0,020 \cdot 160 = 3,2 \text{ kg BSB}_5/\text{d}$
 - Abzubauen sind: $48 - 3,2 = 44,8 \text{ kg BSB}_5/\text{d}$
 - Erforderliche Reinigungsleistung: $44,8 : 48 = 93,3 \%$
 - OC-Load: $1,5 \text{ kg O}_2/\text{kg BSB}_5$
 - Sauerstoffbedarf $67,2 \text{ kg O}_2/\text{d}$
 - Luftbedarf:
 - Einblastiefe 2,2 m: $80 \text{ g O}_2/\text{m Einblastiefe}$
 - $(67,2 \cdot 1000)/(8,0 \cdot 2,20 \cdot 24) = 159 \text{ m}^3 \text{ Luft/h}$

5. Erfassung des Ist-Zustandes der TKA Pürgg-Trautenfels

5.1. Allgemeines

Für eine Erhebung der Funktion und Wirkungsweise der einzelnen Anlageteile der Teichkläranlage Pürgg-Trautenfels wurden folgende 3 Untersuchungen durchgeführt.

▪ **Untersuchung I:**

Datum: 29.08.2001 bis 30.08.2001

- Durchläufe
- Trockensubstanzbestimmung Belebungssteich I

▪ **Untersuchung II:**

Datum: 08.10.2001

- Durchlauf

▪ **Untersuchung III:**

Datum: 14.11.2001

- Durchlauf
- Trockensubstanzbestimmung Belebungssteich II
- Schlammspiegelmessung Nachklärteich

5.2. Durchläufe

Die Probeentnahme für die Durchläufe erfolgte an folgenden Stellen (siehe Abbildung 5-1):

- ① Zulauf beim Sandfang
- ② Ablauf Belebungssteich I
- ③ Ablauf Belebungssteich II
- ④ Ablauf Nitrifikationsbecken
- ⑤ Ablauf Nachklärteich
- ⑥ Ablauf Schönungssteich

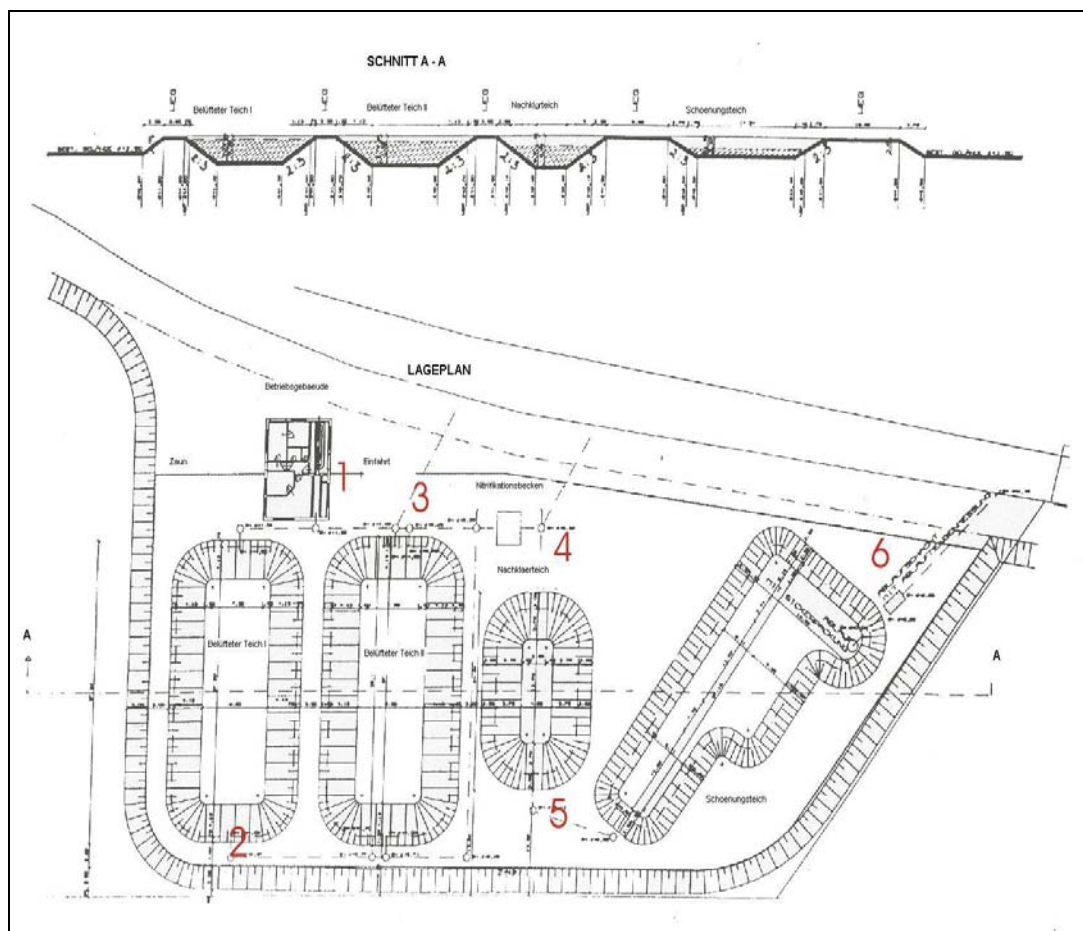


Abbildung 5-1: Lageplan der Teichkläranlage Pürgg Trautenfels

Bei der 1. Untersuchung wurden 3 Durchläufe gemessen, und zwar erfolgten die Probeentnahmen am 29.08.2001 um 16:00 Uhr, um 00:00 Uhr und am 30.08.2001 um 08:00 Uhr. Die Proben wurden mit einem Schöpfbecher gezogen und vor Ort durchmischt, um eine möglichst homogene Probe zu erhalten. Das Probenvolumen war ein Liter. Die Proben wurden danach sofort gekühlt, bzw. konserviert.

Bei der Probeentnahme wurden vor Ort an diesen Stellen die Parameter Temperatur, pH-Wert, Leitfähigkeit und O₂-Gehalt gemessen.

Am Labor für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau wurden tags darauf folgende Parameter ausgewertet:

- Abfiltrierbare Stoffe
- Chemischer Sauerstoffbedarf CSB
- Biochemischer Sauerstoffbedarf BSB₅
- Ammoniumstickstoff NH₄-N
- Nitrat NO₃-N, Nitrit NO₂-N
- Phosphat PO₄-P

Weiters wurde im Zulaufbereich am Beginn des Sand- und Fettfanges eine zeitproportionale 24-Stundenmischprobe genommen, bei der dieselben Parameter bestimmt wurden, wie bei den Stichproben. Während des Untersuchungszeitraumes herrschte Schönwetter, auch am Vortag der Messungen gab es keinen Niederschlag.

Bei der 2. Untersuchung wurde nur mehr ein Durchlauf gemessen. Die Proben wurden an folgenden Stellen gezogen:

- ① Zulauf beim Sandfang
- ④ Ablauf Nitrifikation
- ⑥ Ablauf Schönungsteich

Wie bei der ersten Untersuchung wurde im Zulaufbereich am Beginn des Sand- und Fettfanges eine zeitproportionale 24-Stundenmischprobe genommen. Am nächsten Tag wurden am Labor wieder dieselben Parameter wie bei Untersuchung I bestimmt.

Auch hier herrschte während des Untersuchungszeitraumes Schönwetter.

Die 3. Untersuchung unterschied sich wesentlich zu den vorhergegangenen Messungen. Die Probeentnahme erfolgte an folgenden Stellen:

- ① Zeitproportionale 24-Stundenmischprobe im Zulauf
- ⑥ Ablauf Schönungsteich

Während des Untersuchungszeitraumes gab es keinen Niederschlag und auch am Vortag war es niederschlagsfrei. Die Außentemperatur lag nahe dem Gefrierpunkt. Am Labor für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau wurden dieselben Parameter wie bei den vorangegangenen Messungen bestimmt.

5.3. Analytik

Die angegebenen Parameter werden wie in den folgenden Absätzen beschrieben, bestimmt.

5.3.1. Abfiltrierbare Stoffe

Bestimmt werden die abfiltrierbaren Stoffe durch Filtration der Abwasserprobe durch einen Papierfilter. Zur Bestimmung des Leergewichts müssen die Filter zuerst mit destilliertem Wasser gewaschen, im Trockenschrank (105°C) getrocknet (ca.30 min) und nach dem Abkühlen im Exsikkator gewogen werden. Das abzumessende Volumen der unmittelbar vorher homogenisierten Probe richtet sich nach der Art des Abwassers und kann zwischen 100 ml bei stark verschmutzten Zuläufen und bis zu über 250 ml im Ablauf reichen.

Für die Bestimmung sind spezielle Filtrationsgeräte erforderlich.

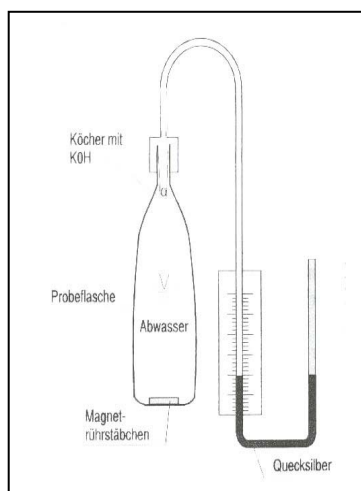
Der feuchte Filter mit Feststoffen wird im Trockenschrank bis zur Gewichtskonstanz getrocknet (ca. 15 min), im Exsikkator abgekühlt (30 min) und anschließend gewogen. Aus der Differenz Gewicht Filter plus Probe und dem Leergewicht des Filters ergeben sich die abfiltrierbaren Stoffe unter Berücksichtigung des eingesetzten Probevolumens. [3] [Krois H.; 1994]

5.3.2. Biochemischer Sauerstoffbedarf BSB₅

Beim Abbau (Oxidation) organischer Inhaltsstoffe durch Mikroorganismen wird Sauerstoff verbraucht (Biochemischer Sauerstoffbedarf BSB₅), und zwar in einer bestimmten Zeit umso mehr, je höher der Gehalt an biologisch abbaubaren Stoffen ist. Nach der heute geltenden Definition versteht man unter BSB₅ nur den Sauerstoffverbrauch für die Oxidation der Kohlenstoffverbindungen. Da die Menge des verbrauchten Sauerstoffs eine Funktion der Zeit und Temperatur ist, wurde eine Zehrendauer von 5 Tagen und einer Versuchstemperatur von 20°C festgelegt. Der BSB₅ ist das Maß für den Gehalt an biologisch abbaubaren Kohlenstoffverbindungen innerhalb von 5 Tagen bei einer Temperatur von 20°C von den Mikroorganismen für Kohlenstoffoxidation verbrauchten Sauerstoffs in mg/l. [DIN 4045] [2] [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

Für die Bestimmung des BSB₅ werden im Wesentlichen das Manometrische- und das Verdünnungsverfahren eingesetzt. Bei beiden Messmethoden spielt die Probenahme und –vorbereitung eine große Rolle. Besonders im Zulauf sollte es sich bei der untersuchten Probe um eine frische, homogenisierte Tagesmischprobe handeln, da die Belastung im Tagesverlauf starken Schwankungen unterworfen ist.

Die Bestimmung des BSB₅ erfolgt bei 20 °C und soll daher auf diese Temperatur gebracht werden. Während der Messung soll auf die Einhaltung der Bebrütungstemperatur besonders geachtet werden (Thermostat). Bei der Untersuchung der TKA Pürgg-Trautenfels wurde das manometrische Verfahren verwendet, welches im folgenden Absatz kurz beschrieben wird. [3] [Krois H.;1994]



Die BSB-Messgeräte beruhen auf einer Verminderung des Luftdrucks auf Grund des Sauerstoffverbrauchs. Die Druckminderung kann mit einem Quecksilbermanometer gemessen werden. (siehe Abbildung 5.2). Es wird eine bestimmte Probemenge mit Luft in das Messgefäß eingeschlossen. Das Abwasser wird durch Rühren gemischt, sodass der Sauerstoff aus der Luft, der zum Abbau der Kohlenstoffverbindungen notwendig ist, in die Flüssigkeit eingebracht wird.

Abbildung 5–2: Schema manometrische Methode [3] [Krois H.; 1994]

Beim Abbau der organischen Stoffe durch Mikroorganismen wird Sauerstoff verbraucht und Kohlendioxid gebildet. Das Kohlendioxid wird im Luftraum des Gefäßes durch Natrium- oder Kaliumhydroxid aufgenommen (adsorbiert). Im Messgefäß entsteht ein Unterdruck, der täglich abgelesen und graphisch festgehalten wird.

Im häuslichen Abwasser liegt der BSB₅ im Mittel zwischen 300 mg/l und 500 mg/l, er kann aber auch beträchtlich höher oder niedriger sein. Im Ablauf einer kommunalen Abwasserreinigungsanlage sind in Abhängigkeit von der Ausbaugröße Grenzwerte zwischen 15 mg/l und 25 mg/l sowie ein Eliminationswirkungsgrad von mindestens 95% gesetzlich vorgeschrieben. Die von einem Einwohner täglich in das Abwasser abgegebenen biologisch abbaubaren Schmutzstoffe als BSB₅-Fracht betragen im Mittel 60 g/E.d (spezifische BSB₅ - Fracht) [2]. [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

5.3.3. Chemischer Sauerstoffbedarf CSB

Der chemische Sauerstoffbedarf CSB ist die Sauerstoffmenge, die in einer Wasserprobe bei Einwirkung eines chemischen Oxidationsmittels unter genormten Reaktionsbedingungen für die chemische Oxidation der organischen Inhaltsstoffe verbraucht wird. Der CSB umfasst alle chemisch oxidierbaren Stoffe – auch biologisch nicht abbaubare – und hat eine ähnliche Aussagekraft wie der TOC (Gesamter organischer Kohlenstoff). Als Oxidationsmittel verwendet man Kaliumdichromat K₂Cr₂O₇. Die genaue Methodik der CSB- Bestimmung ist in ÖNORM M 6265 festgelegt.

Bei der Bestimmung des Chemischen Sauerstoffbedarfes werden mit einem starken Oxidationsmittel Kaliumdichromat so gut wie alle organischen Kohlenstoffverbindungen zu CO₂ und H₂O umgesetzt und die dazu benötigte Sauerstoffmenge bestimmt. Bei der normgemäßen Bestimmung wird ein genau abgemessenes Volumen der vorher gut durchmischten Wasserprobe mit konzentrierter Schwefelsäure und Kaliumdichromat unter Zusatz von Silber- und Quecksilbersalzen erhitzt. Der verbliebene Rest kann entweder chemisch durch Titration oder photometrisch bestimmt werden. [3] [Krois H.; 1994]

Ein hoher CSB-Wert und ein gleichzeitig niedriger BSB₅ -Wert deutet auf einen hohen Anteil biologisch nicht abbaubarer Stoffe hin. Im häuslichen Abwasser liegt der CSB in einem Bereich von 300 mg/l bis 600 mg/l. Das Verhältnis CSB:BSB₅ beträgt etwa 2:1 (spezifische CSB-Fracht 120 g/E.d). Ein wesentlich höheres CSB-BSB₅-Verhältnis im Zulauf deutet auf einen hohen Anteil biolo-

gisch nicht abbaubarer organischer Stoffe (Industrieabwässer) oder auf eine Hemmung des biologischen Abbaues durch Giftstoffe hin.

Im Ablauf einer kommunalen Abwasserreinigungsanlage betragen die gesetzlich vorgeschriebenen Grenzwerte für den CSB in Abhängigkeit von der Ausbaugröße 75 mg/l bis 90 mg/l und der Mindestwirkungsgrad 85%. [2] [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

5.3.4. Ammoniumstickstoff $\text{NH}_4\text{-N}$

Im häuslichen Abwasser stammt der Stickstoff vorwiegend aus dem in den menschlichen Ausscheidungen enthaltenen Eiweiß und Harnstoff. Der darin gebundene Stickstoff wird zum Großteil schon im Kanalnetz zu Ammonium (NH_4) hydrolysiert. Die Bestimmung des Ammoniumstickstoffs $\text{NH}_4\text{-N}$ erfolgt nach ÖNORM M 6242.

Zur Bestimmung von $\text{NH}_4\text{-N}$ wird die Probe mit Reagenzien versetzt, die das gesuchte Ion in eine stark gefärbte Verbindung überführen. Die Intensität der Farbe wird photometrisch bestimmt. (Abbildung 5-3: schematische Darstellung Photometer)

Der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Gehalt liegt im Rohabwasser bei 50 mg/l bis 80 mg/l. Im Ablauf kommunaler Abwasserreinigungsanlagen ist der $\text{NH}_4\text{-N}$ -Gehalt je nach Anlagengröße auf 5 mg/l bzw. 10 mg/l begrenzt [2]. [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

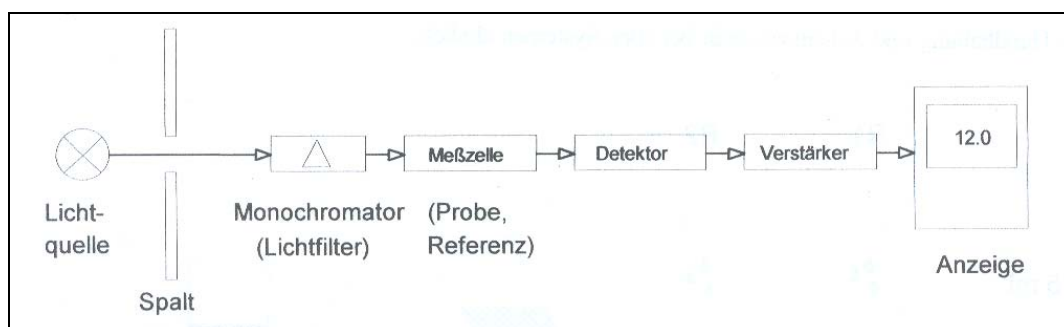


Abbildung 5-3: Schematische Darstellung eines Photometers [3] [Krois H.; 1994]

5.3.5. Nitrat Stickstoff $\text{NO}_3\text{-N}$

Durch Nitrifikanten wird in dafür ausgelegten Reinigungsanlagen Ammonium $\text{NH}_4\text{-N}$ zu Nitrat $\text{NO}_3\text{-N}$ oxidiert. Im häuslichen Abwasser ist der Nitratgehalt in der Regel nahezu Null und erreicht nur in Gebieten mit hohem Nitratgehalt im Trinkwasser oder durch die Einleitung nitrathaltiger betrieblicher Abwässer nennenswerte Konzentrationen. Im Ablauf kommunaler Abwasserreinigungsanlagen ist der Nitratgehalt zahlenmäßig nicht begrenzt, bei größeren Reinigungsanlagen ist jedoch eine Stickstoffelimination im Ausmaß von 70% gesetzlich vorgeschrieben. [2] [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

Die Methodik zur Bestimmung von $\text{NO}_3\text{-N}$ und $\text{NO}_2\text{-N}$ erfolgt nach der gleichen Messmethodik wie im vorigen Kapitel beschrieben. Diese Parameter werden ebenfalls photometrisch bestimmt.

5.3.6. Phosphat $\text{PO}_4\text{-P}$

Phosphor gelangt in organisch gebundener Form vor allem mit den menschlichen Ausscheidungen in das Abwasser. Der früher bedeutsam gewesene Eintrag von Polyphosphaten über die Waschmittel hat in den letzten Jahren abgenommen. Zum Teil schon im Kanalnetz, hauptsächlich aber im Verlauf der Abwasserreinigung erfolgt die Umwandlung in Ortho-Phosphat (PO_4). Der Phosphatgehalt im häuslichen Abwasser beträgt meist 10 mg/l bis 15 mg/l. Im Ablauf einer kommunalen Abwasserreinigungsanlage ist der Gehalt bei Gesamt-Phosphor auf 2,0 mg/l bzw. 1,0 mg/l begrenzt, der Mindestwirkungsgrad beträgt 85%. [2] [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

Die Bestimmung von $\text{PO}_4\text{-P}$ erfolgt photometrisch.

5.3.7. pH-Wert

Der pH-Wert gibt an, ob das Wasser sauer, neutral oder alkalisch (Lauge) ist. Stark saure oder stark alkalische Abwässer stören die biologischen Reinigungsvorgänge in der Abwasserreinigungsanlage. Die biologische Reinigung

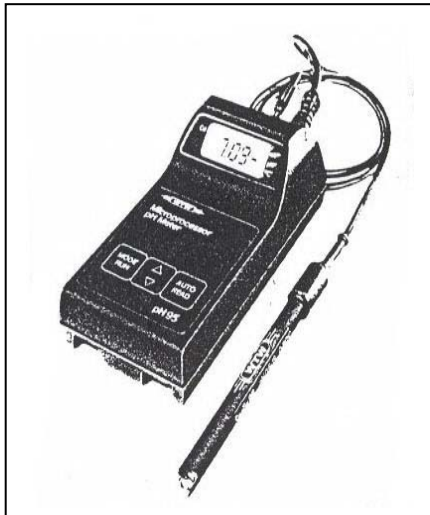


Abbildung 5–4: pH-Meter [26] [Kumpera F.; 1987]

verläuft am besten im pH- Bereich zwischen 6,8 und 8,0. Genaue pH-Werte (auf 0,1 pH-Einheiten) können mit einem pH-Meter gemessen werden. Diese Geräte sollten täglich mit Lösungen von bekannten pH-Werten (Pufferlösungen) kalibriert werden. Es ist darauf zu achten, dass die Glaselektrode nicht in Wasser sondern in einer speziellen Lösung (3 molare KCL-Lösung) aufbewahrt wird und nicht austrocknet, da sie sonst schnell unbrauchbar wird. [2] [Renner, Kauch, Schribertschnig; 1998]

5.3.8. Temperatur

Von der Temperatur ist im Wesentlichen die Aktivität und damit die Leistungsfähigkeit der Bakterien (vor allem der Nitrifikanten) abhängig. Daneben ist sie oft auch maßgebend für die Fahrweise der Anlage (je nach Temperatur sind 70% bzw. 60% Stickstoffentfernung oder (unter 8°C), nur Nitrifikation erforderlich). Je tiefer die Temperatur, desto langsamer ist im Allgemeinen die Aktivität aller Bakteriengruppen. Sinkt die Temperatur um 10°C, so braucht man näherungsweise das doppelte Schlammalter um die gleiche Reinigungsleistung zu erzielen, weil die Aktivität der Bakterien auf weniger als die Hälfte zurückgeht. Je höher das Schlammalter desto geringer ist der Einfluss der Temperatur auf die Reinigungsleistung. Die Temperatur kann mit Temperaturfühler, z.B. eines pH-Messgerätes gemessen werden, dabei muss der Messfühler ca. eine Minute in die Flüssigkeit eingetaucht werden, bevor abgelesen wird. [3] [Krois H.; 1994]

5.3.9. Sauerstoffgehalt O₂

Um beim Belebungsverfahren den gewünschten Reinigungserfolg zu erreichen, ist es wichtig, dass die Sauerstoffzufuhr im Belebungsbecken größer ist als der Sauerstoffverbrauch der Mikroorganismen. Ein Sauerstoffgehalt von 1,0 bis 2,5 mg O₂/l wird im Allgemeinen als ausreichend für biologische Prozesse angesehen. Ein Sauerstoffgehalt von mehr als 2,5 mg/l führt zu keinem besseren Reinigungsergebnis. Wird nämlich mehr Sauerstoff eingetragen als erforderlich, so steigen nur die Energiekosten, bei z.B. 4 mg/l wird 40% Energie zuviel ver-

braucht. Wird zu wenig Sauerstoff zugeführt, so kann es zu Störungen des biologischen Prozesses kommen, besonders empfindlich erweisen sich hier die nitrifizierenden Bakterien, die bei einem Sauerstoffgehalt von 0 mg/l den Stoffwechsel einstellen. Dies wird an einem Anstieg des Ammoniumgehaltes im Belebungsbecken bzw. im Ablauf ersichtlich.



Der Sauerstoffgehalt wird mittels elektrischen Sauerstoffmessgerätes ermittelt. Dieses Gerät besteht aus einer Messsonde (Messfühler, Messelektrode) und einem Anzeigegerät, an dem der Sauerstoffgehalt abgelesen wird. Es ist darauf zu achten, dass die Elektrode stets feucht gehalten wird.

Abbildung 5–5: Sauerstoffmessgerät [26] [Kumpera F.; 1987]

Vorraussetzung für eine richtige Messung ist eine entsprechende Kalibrierung der Sauerstoffsonde. Zur Messung hängt man die Elektrode in das Abwasser. Als besonders wichtig erweist sich die Tatsache, dass eine ausreichende Anströmgeschwindigkeit an der Elektrode erreicht wird. Wenn die Strömung nicht erreicht wird, muss die Elektrode mit der Hand bewegt werden. Nach einer Einstellzeit von ca. ½ Minute ist der Sauerstoffgehalt abzulesen. [3] [Krois H.; 1994]

5.3.10. Trockensubstanz

Zur Bestimmung der Schlamm-trockensubstanz im Belebungsbecken muss der Schlamm filtriert, getrocknet und gewogen werden. Zur Bestimmung benötigt man:

- 1 Messzylinder 100 ml
- 1 Trockenschrank (105°C)
- 1 Waage (Ablesbarkeit 0,01 g)
- 1 Exsikkator

Die Filter werden 2 Stunden bei 105°C im Trockenschrank getrocknet, danach 15 min im Exsikkator abgekühlt und schließlich rasch gewogen, um eine Feuchtigkeitsaufnahme aus der Luft zu vermeiden. Das so ermittelte Filtertrockengewicht wird im Filterbuch eingetragen.

Zur Filtration werden 100 ml gut durchmischter belebter Schlamm mit einem 100 ml Messzylinder abgemessen. Bei dieser Untersuchung wurden Rundfilter verwendet. Der gewogene Rundfilter wird auf eine gelochte Porzellanplatte (Nutsche) gesetzt und das Vakuum angelegt. Nach Anfeuchten des Filters wird der belebte Schlamm vorsichtig aufgebracht. Wenn das Wasser durchgetropft ist, lässt man den Filter mit Schlamm mehrere Stunden im Trockenschrank bei 105 °C bis zur Massenkonstanz trocknen.

Nach dem Abkühlen im Exsikkator wird der Filter mit Schlamm gewogen. Die Schlamm-trockensubstanz wird in g/l angegeben. Da für die Messung z.B. 100 ml (=1/10 l) Schlamm verwendet werden, wird die Differenz zwischen Filtergewicht mit Schlamm und Filtergewicht mit dem Faktor 10 multipliziert. [3] [Krois H.; 1994]

5.3.11. Elektrische Leitfähigkeit

Aus der Messung der elektrischen Leitfähigkeit eines Abwassers kann man auf den Gesamtsalzgehalt des Wassers schließen, wenn damit noch keine Information über die Art und die genaue Konzentration der Salze verbunden ist. Die elektrische Leitfähigkeit wird in Mikro-Siemens pro cm ($\mu\text{S}/\text{cm}$) oder auch in Milli-Siemens pro m (mS/m) angegeben. In Abwässern kommen Werte von 100 $\mu\text{S}/\text{cm}$ bis 10000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ vor. 100 $\mu\text{S}/\text{cm}$ ist auf einen sehr niedrigen Salzgehalt, 10000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ dagegen auf einen sehr hohen Salzgehalt zurückzuführen.



Die Messung erfolgt mit Hilfe eines speziellen Leitfähigkeitsmessgeräts. Dieses ist auf mehrere Messbereiche schaltbar und meist mit der Temperaturmessung gekoppelt.

Abbildung 5–6. Leitfähigkeitsmessgerät [26]
[Kumpera F.; 1987]

5.4. Analysen

Die folgenden Diagramme dienen der Veranschaulichung der Abbauleistung der Teichkläranlage Pürgg Trautenfels.

5.4.1. Abfiltrierbare Stoffe

Die Analyse der abfiltrierbaren Stoffe bei den 3 Untersuchungen hat die in Abbildung 5-7 dargestellten Ergebnisse gebracht.

Bei der 1. Untersuchung im August schwankt der Anteil der abfiltrierbaren Stoffe im Zulauf zwischen 16:00 nachmittags und 08:00 früh von 380 mg/l bis 260 mg/l. Besonders auffallend ist die Tatsache, dass es nach dem Belebungssteich II zur größten Abnahme der abfiltrierbaren Stoffe kommt. Im Ablauf streuen die Werte zwischen 48 mg/l und 43 mg/l. Vergleicht man die Ablaufwerte zwischen 16:00 Uhr und 00:00 Uhr fällt auf, dass nach dem Schönungssteich der Gehalt an abfiltrierbaren Stoffen höher ist als beim Ablauf der Nachklärung. Dies deutet darauf hin, dass bei Sonneneinstrahlung die Algenbildung im Schönungssteich eine große Rolle spielt und somit zu einer Verschlechterung der Qualität des Abwassers führt. Betrachtet man die Grafik in Abbildung 5-7 erkennt man, dass im Ablauf der Gehalt an abfiltrierbaren Stoffen bei der 3. Untersuchung am höchsten ist. Dies deutet darauf hin, dass nicht nur die Sonneneinstrahlung und die damit verbundene Algenbildung eine Rolle spielt, sondern man kann dadurch auch auf das Absetzverhalten im Nachklärteich Rückschlüsse ziehen. Der Absetzvorgang erweist sich als nicht zufriedenstellend, und daher kommt es zu einem Feststoffabtrieb in den Schönungssteich.

Dieser Umstand hat sich auch bei einer im November durchgeführten Schlammspiegelmessung bestätigt. Da der Nachklärteich bereits nach 5 Jahren Betriebszeit halbvoll ist, können sich die Feststoffe nicht mehr vollständig absetzen. Näher wird darauf in Kapitel 5.5.3 eingegangen.

Der Anteil an Feststoffen im Ablauf ist um ca. 40 % höher als bei den vorangegangenen Untersuchungen. Dieser Umstand wirkt sich auch negativ auf die Kohlenstoffparameter aus.

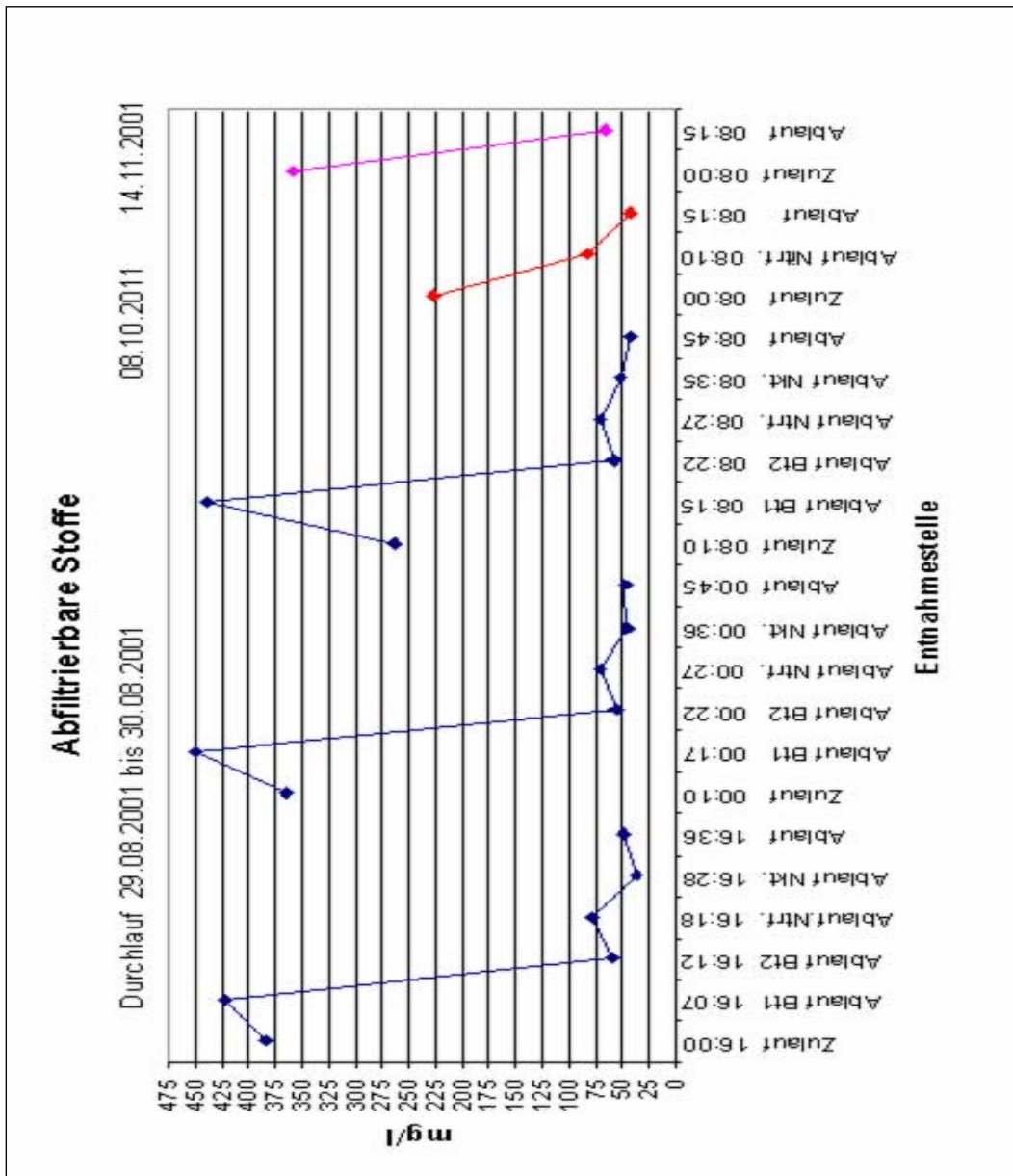


Abbildung 5–7: Grafische Auswertung Abfiltrierbare Stoffe

Tabelle 5–1: Analysewerte Abfiltrierbare Stoffe

Entnahmestellen	Bereich der abfiltrierbaren Stoffe [mg/l]
Zulauf	230 mg/l – 380 mg/l
Ablauf Belebungssteich I	420 mg/l – 450 mg/l
Ablauf Belebungssteich II	50 mg/l – 60mg/l
Ablauf Nitrifikation	70 mg/l – 80 mg/l
Ablauf Nachklärsteich	35 mg/l – 50 mg/l
Ablauf Schönungssteich	40 mg/l – 70 mg/l

5.4.2. Biochemischer Sauerstoffbedarf BSB₅

In Abbildung 5-8 sind die Parameter Biochemischer und Chemischer Sauerstoffbedarf der 3 Untersuchungen gegenübergestellt.

An allen 3 Versuchstagen wurde im Zulauf Stichproben und eine zeitproportionale 24-Stundenmischprobe gezogen. Die Stichproben des Ablaufes der 2. und 3. Versuchsreihe wurden sowohl homogenisiert als auch membranfiltriert bestimmt.

Der Biochemische Sauerstoffbedarf BSB₅ pendelt im Zulauf zwischen 180 mg/l und 430 mg/l.

Es lässt sich beobachten, dass während der 1. Messreihe im Belebungssteich I ein Großteil des BSB₅ abgebaut wird. Im Ablauf liegen die Werte im Bereich der 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser, wobei die Belastung in der Früh am geringsten ist. Auffallend wiederum ist die Verschlechterung der Ablaufwerte nach dem Schönungsteich um 16:00. Hier tritt wiederum dasselbe Phänomen wie bereits bei den abfiltrierbaren Stoffen besprochen wurde, in Erscheinung. [Analysewerte BSB₅ siehe Abb.: 5-8 bzw. Tab.:5-2]

Der Reinigungsgrad bei BSB₅ liegt bei allen 3 Untersuchungen im geforderten Bereich von 95%.

5.4.3. Chemischer Sauerstoffbedarf CSB

Die Analysewerte des chemischen Sauerstoffbedarfes streuen im Zulauf zwischen 435 mg/l und 940 mg/l. Das Verhältnis von CSB und BSB₅ im Zulauf liegt nicht bei allen Stichproben im Bereich von 2:1. (Dies weist auf einen hohen Anteil nicht abbaubarer organischer Stoffe hin. Die Ursache dafür ist aber bis dato noch unbekannt.) Die Ablaufwerte der 1. Untersuchung bleiben nur bei einem Durchlauf im Grenzbereich der 1. Emissionsverordnung.

Das Verhältnis von CSB:BSB₅ im Ablauf sollte annähernd 3:1 betragen, konnte aber bei keiner der 3 Messungen erreicht werden.

Aus Abbildung 5-8 wird ersichtlich, dass speziell bei der 3. Untersuchung ein überhöhter CSB Gehalt im Ablauf gemessen wurde. Die Konzentration des CSB liegt im Ablauf 60 % über der geforderten Grenze der 1. Emissionsverordnung. [Analysewerte CSB siehe Abb.: 5-8 bzw. Tab.:5-2]

Vergleicht man die Analysewerte der abfiltrierbaren Stoffe in Abbildung 5-7 mit jenen in Abbildung 5-8, lässt sich erkennen dass zwischen dem Gehalt an abfiltrierbaren Stoffen und dem Kohlenstoffparameter CSB ein unmittelbarer Zusammenhang besteht. Durch Zunahme des Feststoffanteils im Abwasser steigt auch die Konzentration des CSB Gehaltes.

Ein weiterer Grund für das nicht zufrieden stellende Ergebnis der 3. Untersuchung liegt im Absinken der Wassertemperatur auf 5°C. Dieses Ergebnis zeigt, dass bei Abnahme der Wassertemperatur nicht nur die Stickstoffelimination, sondern auch der Kohlenstoffabbau nicht mehr zufrieden stellend funktioniert, da die Mikroorganismen ihre Tätigkeit bei niedrigen Wassertemperaturen, wie in Kapitel 2 beschrieben, reduzieren bzw. einstellen.

Die Ablaufproben der 2. und 3. Versuchsreihe wurden zusätzlich membranfiltriert analysiert, und man konnte eine deutliche Absenkung des CSB Gehaltes beobachten. Durch diese Art der Analytik kann man einen vorgeschalteten Bodenfilter simulieren. Die Ablaufwerte der membranfiltrierten Proben entsprachen den Anforderungen der 1. Emissionsverordnung. Bei den nicht filtrierten Proben konnte ein Eliminationsgrad von mindestens 85% zwar nahezu eingehalten werden, die geforderten Grenzwerte konnten aber nicht erreicht werden.

Tabelle 5–2: Analysewerte CSB - BSB₅

Entnahmestellen	Bereich BSB ₅	Bereich CSB
Zulauf	180 mg/l – 430 mg/l	435 mg/l – 940 mg/l
Ablauf Belebungssteich I	100 mg/l – 120 mg/l	500 mg/l – 595 mg/l
Ablauf Belebungssteich II	20 mg/l – 35 mg/l	115 mg/l – 140 mg/l
Ablauf Nitrifikation	10 mg/l – 30 mg/l	100 mg/l – 140 mg/l
Ablauf Nachklärteich	5 mg/l – 30 mg/l	80 mg/l – 140 mg/l
Ablauf Schönungssteich	5 mg/l – 25 mg/l	85 mg/l – 130 mg/l

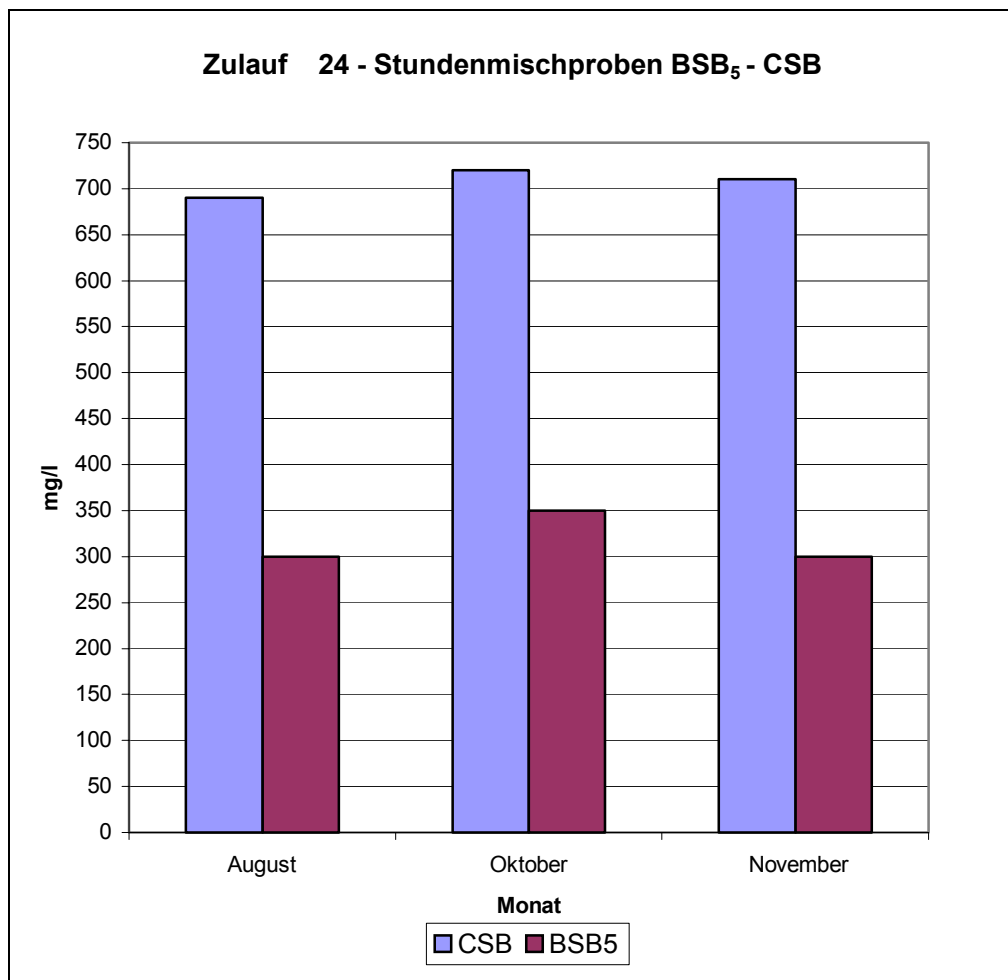
**Abbildung 5–9:** Darstellung 24 Stundenmischproben CSB - BSB₅



Abbildung 5–10: Zeitproportionale 24 Stundenmischprobe

5.4.3.1. Berechnung

Wie in Kapitel 4 bereits erwähnt, wurde die Teichkläranlage Pürgg Trautenfels für 800 EGW konzipiert. Daraus ergibt sich bei einer spezifischen Verschmutzung von 60 g BSB₅/EGW·d eine tägliche Schmutzwassermenge von 48 kg BSB₅/d. Als Schmutzwassermenge ergibt sich bei einer spezifischen Schmutzwassermenge von 200 l/EGW·d und einem Fremdwasserzuschlag von 100 %, 320 m³/d. Die tägliche CSB-Belastung wurde mit 96 kg CSB/d festgelegt.

- *Untersuchung 1:*

Mittlerer Zufluss = 162 m³/d

BSB₅ = 300 mg/l

CSB = 690 mg/l

Ablauf: siehe Tabelle 5-2

Tabelle 5–3: Berechnungsdaten 30.08.2001

Parameter	Frachten		Reinigungsgrad	EWG
	Zulauf	Ablauf		
CSB kg/d	111,8 kg/d	14,6 kg/d	87,00 %	932
BSB ₅ kg/d	48,6 kg/d	0,8 kg/d	98,00 %	810
Zulauf [m ³ /d]	180 m ³ /d	/	/	810

- *Untersuchung 2:*

Mittlerer Zufluss = 167 m³/d

BSB₅ = 350 mg/l

CSB = 720 mg/l

Ablauf: siehe Tabelle 5-2

Tabelle 5–4: Berechnungsdaten 08.10.2001

Parameter	Frachten		Reinigungsgrad	EWG
	Zulauf	Ablauf		
CSB kg/d	120,2 kg/d	15 kg/d	87,00 %	1002
BSB ₅ kg/d	58,5 kg/d	1,7 kg/d	97,00 %	974
Zulauf [m ³ /d]	167 m ³ /d	/	/	835

- *Untersuchung 3:*

Mittlerer Zufluss = 176 m³/d

BSB₅ = 300 mg/l

CSB = 710 mg/l

Ablauf: siehe Tabelle 5-2

Tabelle 5–5: Berechnungsdaten 14.11.2001

Parameter	Frachten		Reinigungsgrad	EWG
	Zulauf	Ablauf		
CSB kg/d	125 kg/d	23,2 kg/d	81,00 %	1041
BSB ₅ kg/d	52,8 kg/d	2,8 kg/d	95,00 %	880
Zulauf [m ³ /d]	167 m ³ /d	/	/	880

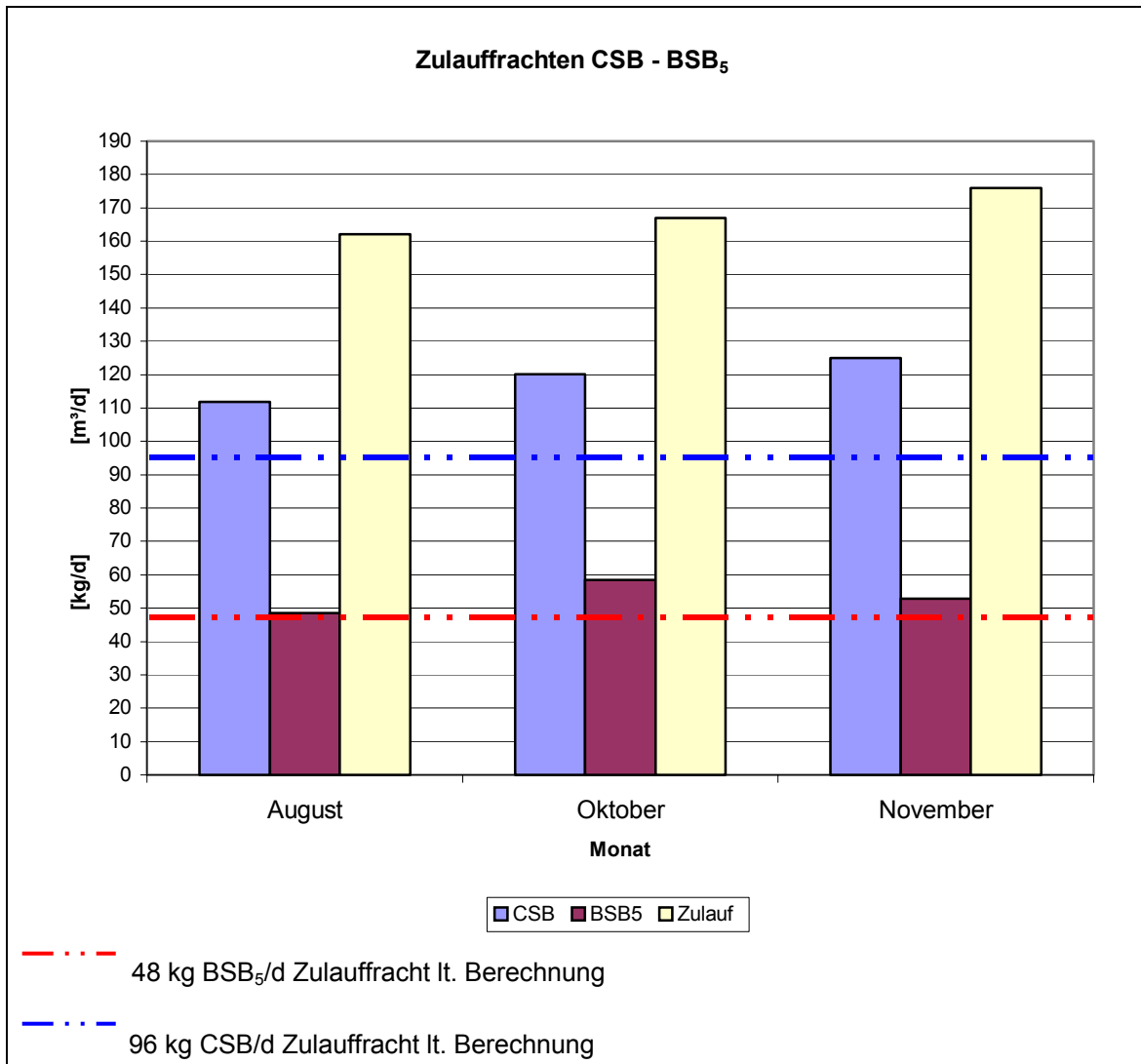


Abbildung 5–11: Grafische Darstellung der Zulauffrachten

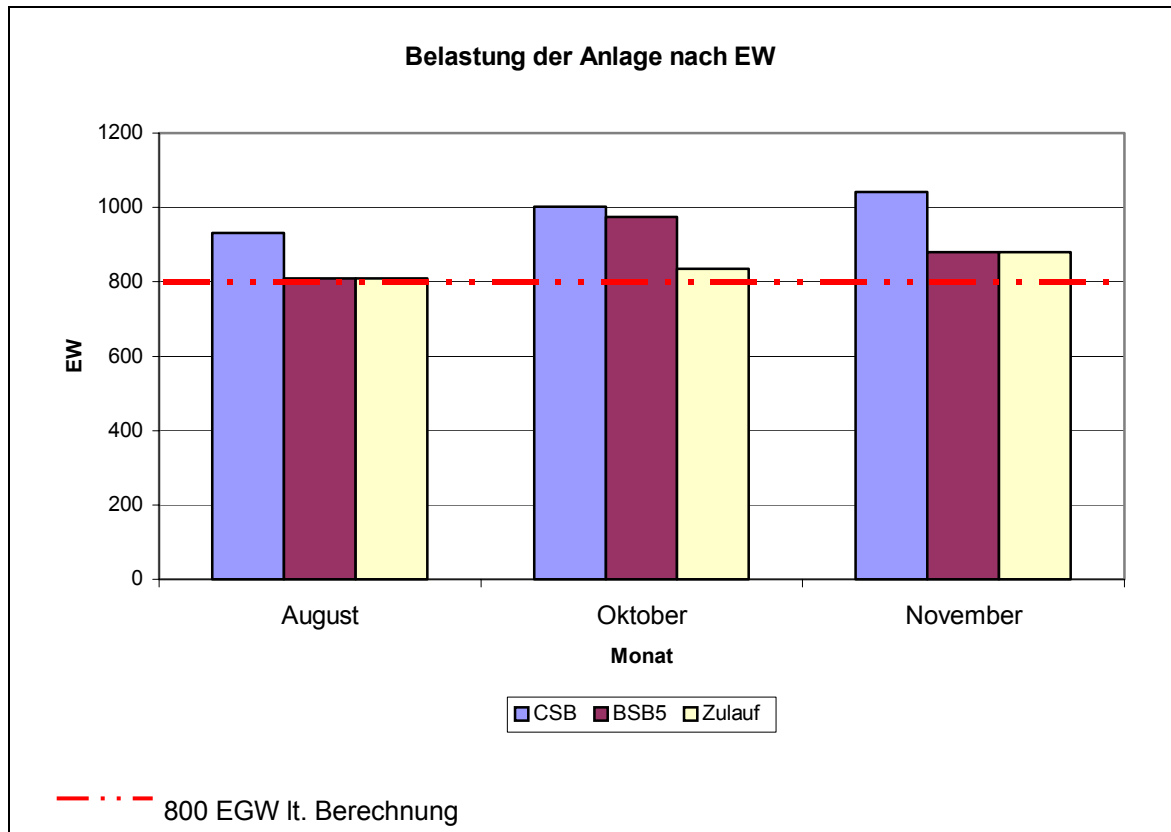


Abbildung 5–12: Grafische Darstellung Belastung der Anlage nach EGW

$$erfV_{BB} = \frac{BSB_5 - Fracht / Tag}{zulässigeRaumbelastungB_R} \text{ lt. ATV 201 soll } B_R \leq 30 \text{ g BSB}_5 \text{ sein}$$

- 1. Untersuchung: erf $V_{BB} = 1620 \text{ m}^3$ $V_{vorh} = 1600 \text{ m}^3$
- 2. Untersuchung: erf $V_{BB} = 1950 \text{ m}^3$ $V_{vorh} = 1600 \text{ m}^3$
- 3. Untersuchung: erf $V_{BB} = 1760 \text{ m}^3$ $V_{vorh} = 1600 \text{ m}^3$

Aus den Berechnungen und den Abbildungen 5-10; 5-11 geht hervor, dass die Anlage während des Untersuchungszeitraumes rückgerechnet auf die Einwohnergleichwerte bei BSB₅ bis zu 22 % und bei CSB bis zu 30 % überlastet ist.

5.4.4. Ammonium- Stickstoff $\text{NH}_4\text{-N}$, Nitrat $\text{NO}_3\text{-N}$, Nitrit $\text{NO}_2\text{-N}$

5.4.4.1. Ammoniumstickstoff $\text{NH}_4\text{-N}$

Wie man in Abbildung 5-13 erkennen kann liegen die Zulaufwerte des Ammoniumstickstoffs $\text{NH}_4\text{-N}$ zwischen 31,0 mg/l und 42,0 mg/l.

Anhand von Abbildung 5-13 ist erkennbar, dass die Einhaltung des behördlich vorgeschriebenen Ablaufgrenzwertes für $\text{NH}_4\text{-N}$ von 10 mg/l (in der Stichprobe) im Untersuchungszeitraum 4-mal erreicht werden konnte.

Während der 3. Untersuchungsreihe liegen die Ablaufwerte deutlich über den Grenzen. Die Abwassertemperatur betrug zu dieser Zeit nur mehr 5 °C. Dieses Ergebnis bestätigt wiederum, dass bei Absinken der Temperatur die Mikroorganismen ihre Tätigkeit einstellen und keine zufriedenstellende Stickstoffelimination mehr erreicht werden kann.

Wie in Kapitel 2 (Grundlagen der Abwasserbehandlung) bereits erwähnt, gilt laut ATV-DVWK-A 131 [20] für Nitrifikation eine Bemessungstemperatur von $T = 12$ °C, das heißt das bei Absinken der Temperatur unter 12 °C, die Stickstoffstoffelimination gesetzlich nicht gefordert ist.

Anhand von Abbildung 5.-3 wird ersichtlich, dass die Ablaufwerte von $\text{NH}_4\text{-N}$ nach dem Nachklärteich wesentlich höher als im Ablauf des Schönungsteiches sind. Dieses Ergebnis lässt auf Stickstoffrücklösungen im abgesetzten Schlamm des Nachklärteiches schließen.

5.4.4.2. Nitrat $\text{NO}_3\text{-N}$; Nitrit $\text{NO}_2\text{-N}$

In Abbildung 5-14 sind die Parameter Nitrat und Nitrit gegenübergestellt.

Diese Darstellung zeigt, dass die Teichkläranlage im Sommer sehr gut nitrifiziert, jedoch fällt auf, dass die Anlage im Teich II nicht vollständig fertig nitrifiziert. Im Nachklärteich befindet sich kein Sauerstoff in gelöster Form und daher kommt es zu einer Denitrifikation. Das heißt, die Bakterien veratmen den Sauerstoff aus dem Nitratstickstoff $\text{NO}_3\text{-N}$ heraus und übrig bleibt das Stickstoffgas, das entweicht. Durch dieses Phänomen steigen Gasblasen auf und dadurch

werden Schlammfladen mitaufgetrieben, die dann in den Ablauf des Nachklärteiches gelangen und wesentlich zu einer Verschlechterung der Ablaufwerte beitragen.

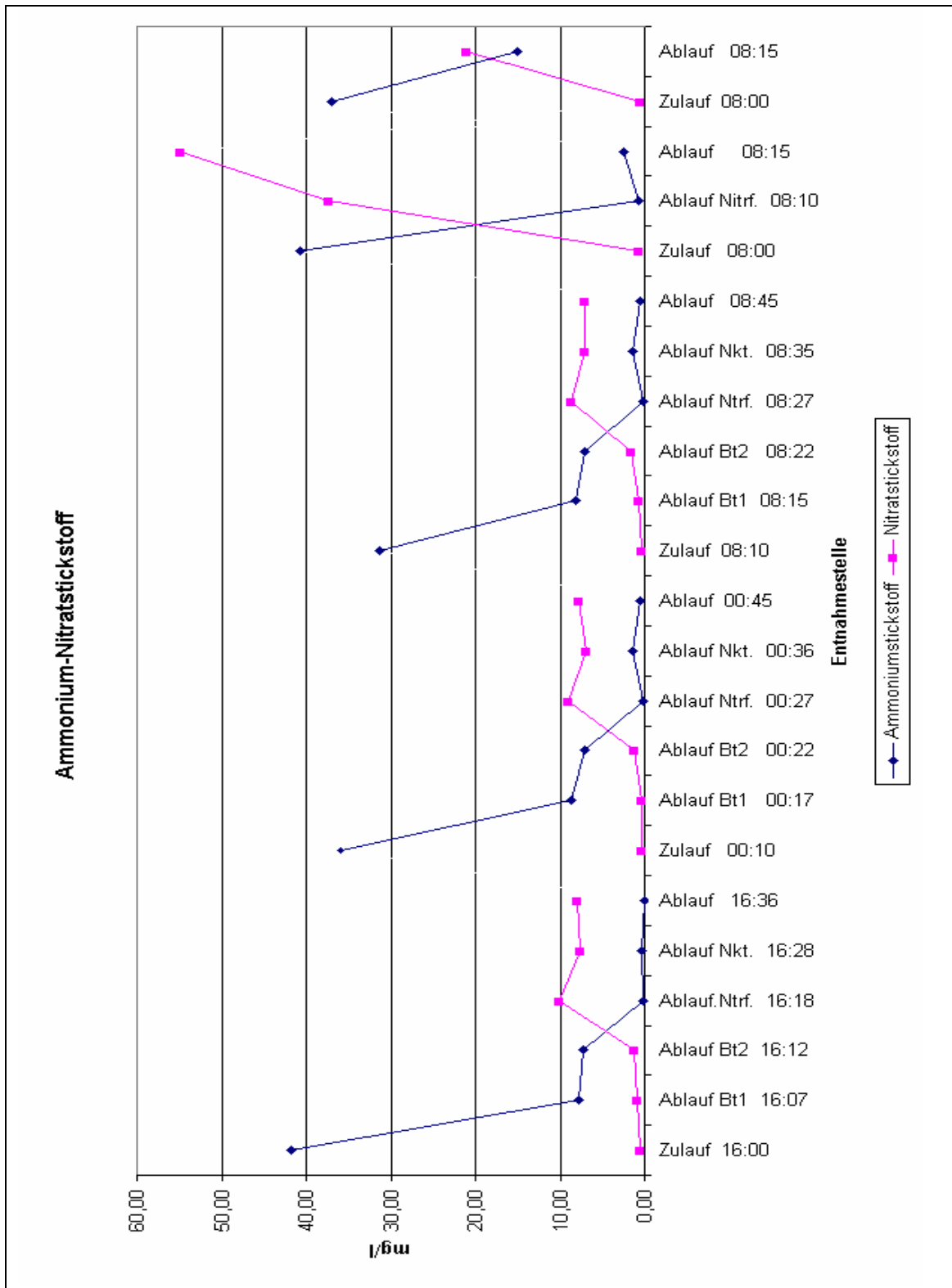


Abbildung 5–13: Grafische Auswertung NH₄-N, NO₃-N

Tabelle 5–6: Analysewerte Ammoniumstickstoff NH₄-N

Entnahmestellen	Bereich Ammoniumstickstoff NH ₄ -N [mg/l]
Zulauf	31,0 mg/l – 42,0 mg/l
Ablauf Belebungssteich I	7,5 mg/l – 9,0 mg/l
Ablauf Belebungssteich II	7,0 mg/l – 7,5mg/l
Ablauf Nitrifikation	0,1 mg/l – 0,8 mg/l
Ablauf Nachklärteich	0,35 mg/l – 1,40 mg/l
Ablauf Schönungsteich	0,0 mg/l – 15,0 mg/l *)

*) bei 5°C

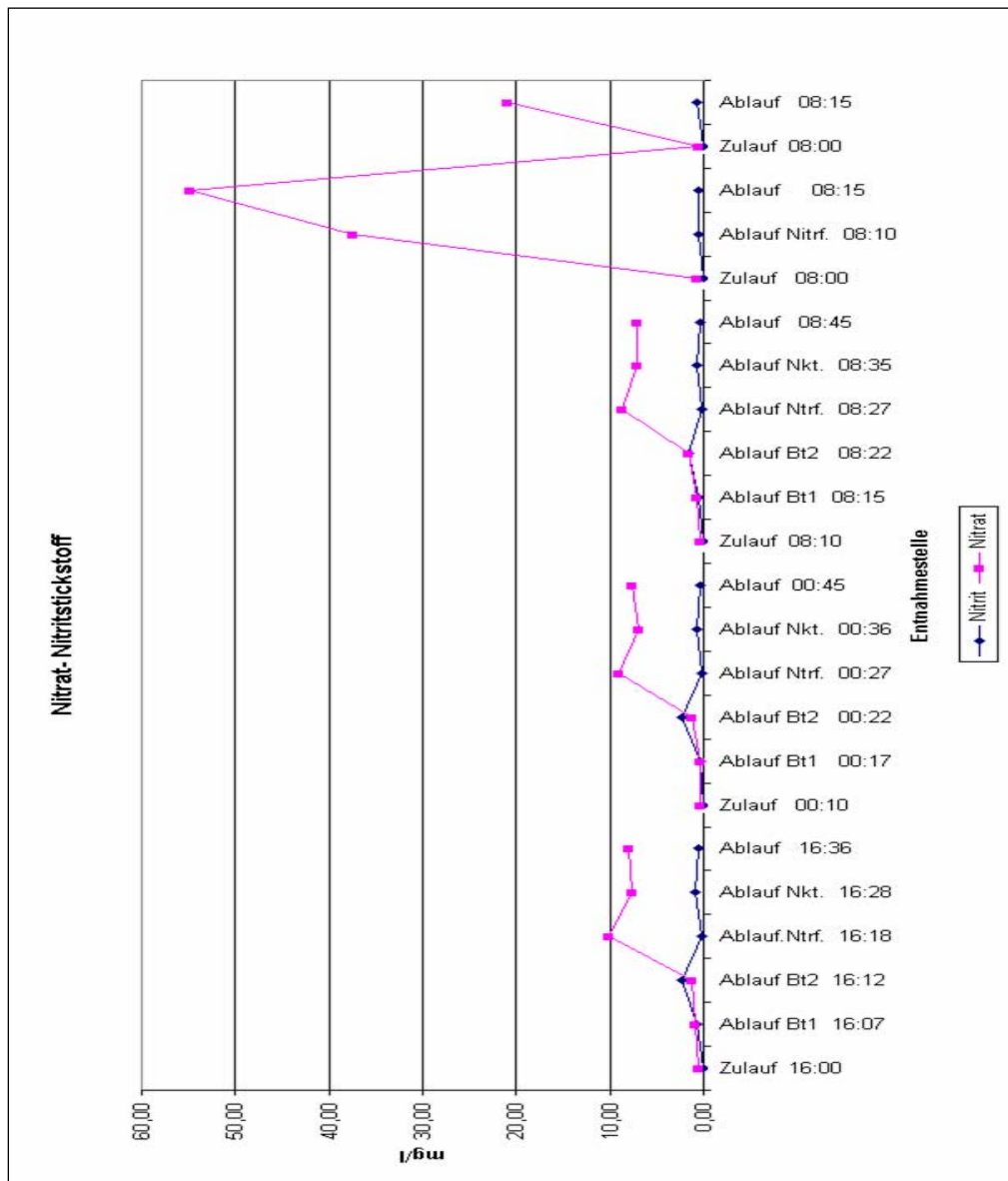


Abbildung 5–14: Grafische Auswertung Nitrat-Nitrit

Tabelle 5–7: Analysewerte Nitrat NO₃-N; Nitrit NO₂-N

Entnahmestellen	Bereich NO ₃ -N	Bereich NO ₂ -N
Zulauf	0,30mg/l – 0,50mg/l	0,0 mg/l – 0,00 mg/l
Ablauf Belebungssteich I	0,40 mg/l – 0,80 mg/l	0,40 mg/l – 0,70 mg/l
Ablauf Belebungssteich II	1,20 mg/l – 1,60 mg/l	1,70 mg/l – 2,30 mg/l
Ablauf Nitrifikation	8,50 mg/l – 37,50 mg/l	0,10 mg/l – 0,50 mg/l
Ablauf Nachklärteich	6,90 mg/l – 7,60 mg/l	0,70 mg/l – 0,90 mg/l
Ablauf Schönungssteich	7,10 mg/l – 55,0 mg/l	0,40 mg/l – 0,70 mg/l

5.4.5. pH-Wert

Der pH- Wert wurde begleitend zur Probeentnahme gemessen und streute zwischen 7,40 und 8,0 im Zulauf. Über den ganzen Tag verteilt traten keine wesentlichen Schwankungen auf. Anhand von Abbildung 5-15 wird ersichtlich, dass außer bei der 1. Untersuchung der pH-Wert bis zum Schönungssteich hin kontinuierlich abnimmt und danach höhere Werte als nach dem Nachklärteich gemessen wurden. Die Abnahme des pH-Wertes ist durch die Nitrifikation begründet.

Ursache für das Ansteigen des pH- Wertes im Schönungssteich ist die starke Algenentwicklung bei Sonneneinstrahlung oder die hohe Assimilationstätigkeit der Wasserpflanzen, jedoch befinden sich die pH-Werte im geforderten Bereich von 6,5 bis 8,5.

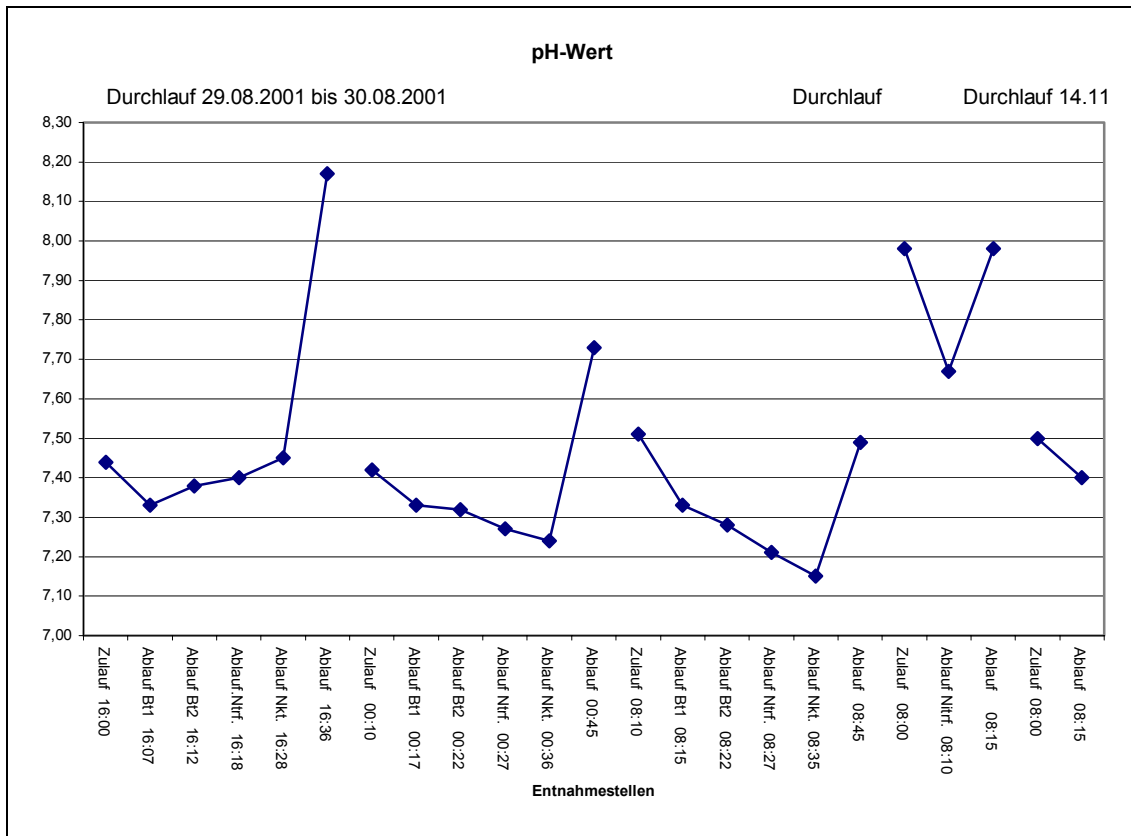


Abbildung 5–15: Grafische Auswertung pH-Wert

Tabelle 5–8: Analysewerte pH-Wert

Entnahmestellen	Bereich pH-Wert
Zulauf	7,40 – 8,0
Ablauf Belebungssteich I	7,30
Ablauf Belebungssteich II	7,25 – 7,40
Ablauf Nitrifikation	7,20 – 7,70
Ablauf Nachklärsteich	7,15 – 7,45
Ablauf Schönungssteich	7,40 – 8,20

5.4.6. Phosphat PO₄-P

Der Phosphatgehalt wurde nur begleitend mitbestimmt. Laut 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser (Mai 1986) gelten die Grenzwerte für ges-P erst bei Abwassereinigungsanlagen mit einer Ausbaugröße größer 1000 EW. [2]

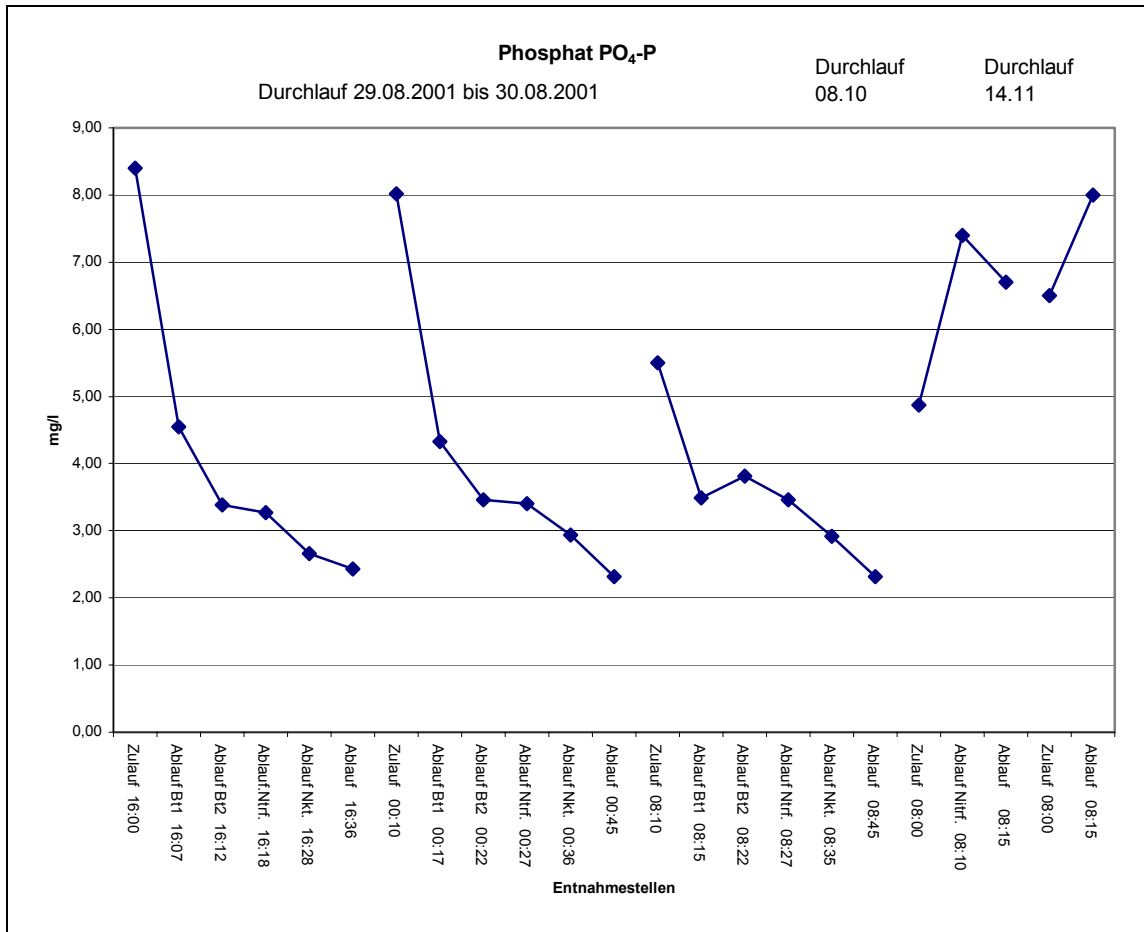


Abbildung 5–16: Grafische Auswertung Phosphat PO₄-P

In Abbildung 5-17 wird ersichtlich, dass der Parameter PO₄-P bei der 2. und 3. Untersuchung nach der Stichprobe im Zulauf zum Ablauf hin zunimmt, die Ursache dafür konnte aber nicht festgestellt werden.

Tabelle 5–9: Analysewerte Phosphat

Entnahmestellen	Bereich PO ₄ -P [mg/l]
Zulauf	5,50 mg/l – 8,40 mg/l
Ablauf Belebungssteich I	3,50 mg/l – 4,50 mg/l
Ablauf Belebungssteich II	3,40 mg/l –3,80 mg/l
Ablauf Nitrifikation	3,30 mg/l – 7,40 mg/l
Ablauf Nachklärteich	2,70 mg/l – 2,90 mg/l
Ablauf Schönungssteich	2,30 mg/l – 8,0 mg/l

5.4.7. Temperatur

Die Temperatur schwankte im Untersuchungszeitraum zwischen 5 °C und 24 °C. Vergleicht man die Grafiken der ermittelten Abwasserparameter mit jener der Temperatur, sieht man einen engen Zusammenhang zwischen Abnahme der Temperatur und Zunahme der Ablaufwerte (Abbildung 5-17). Wie schon vorhin einige Male erwähnt, verringern die Mikroorganismen mit Abnahme der Temperatur ihre Tätigkeit bzw. stellen diese ein. Dies ist auch ein Grund, warum bei Untersuchung 2 und 3 wesentlich schlechtere Ablaufergebnisse als bei der Augustmessung erhalten wurden.

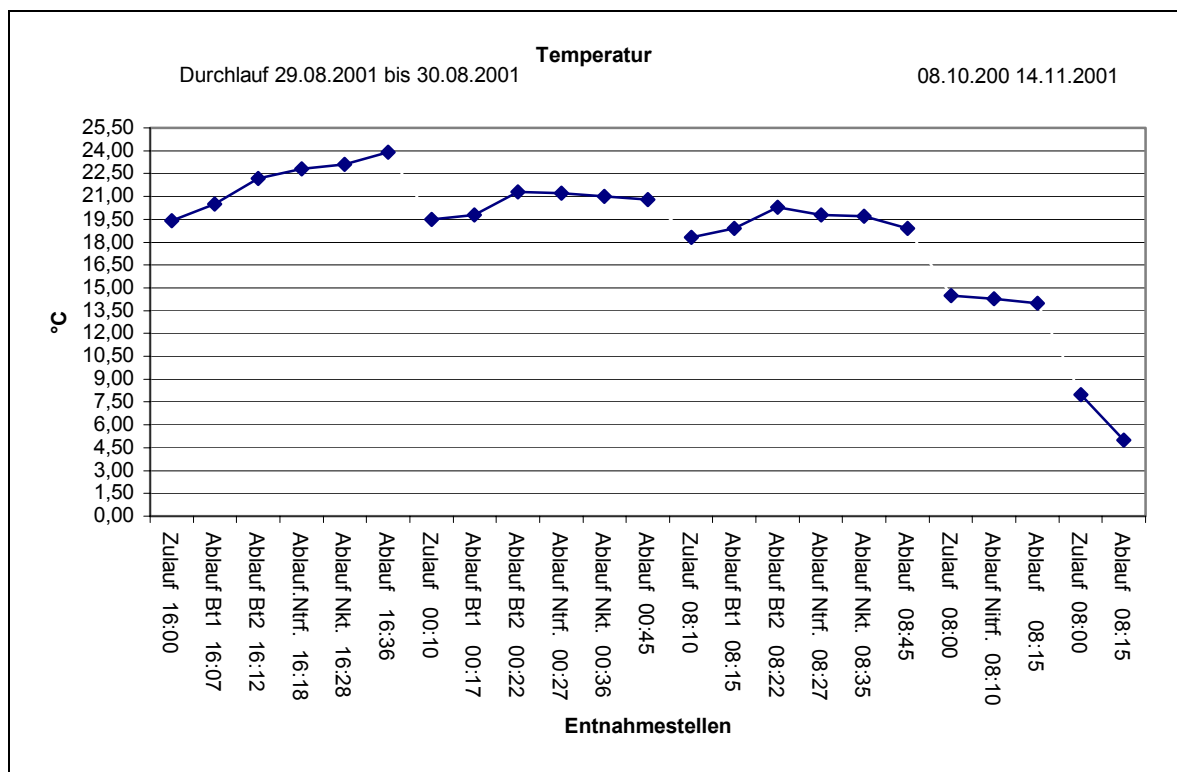


Abbildung 5–17: Grafische Auswertung Temperatur

5.4.8. Leitfähigkeit

Die Leitfähigkeit bewegt sich im Bereich von 965 $\mu\text{S}/\text{cm}$ und 750 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Dieser Parameter ändert sich im Untersuchungszeitraum zu den vorangegangenen Messungen nur geringfügig.

Die Werte der 1. Untersuchung konnten auf Grund eines Messfehlers nicht dargestellt werden (Abbildung 5-18)

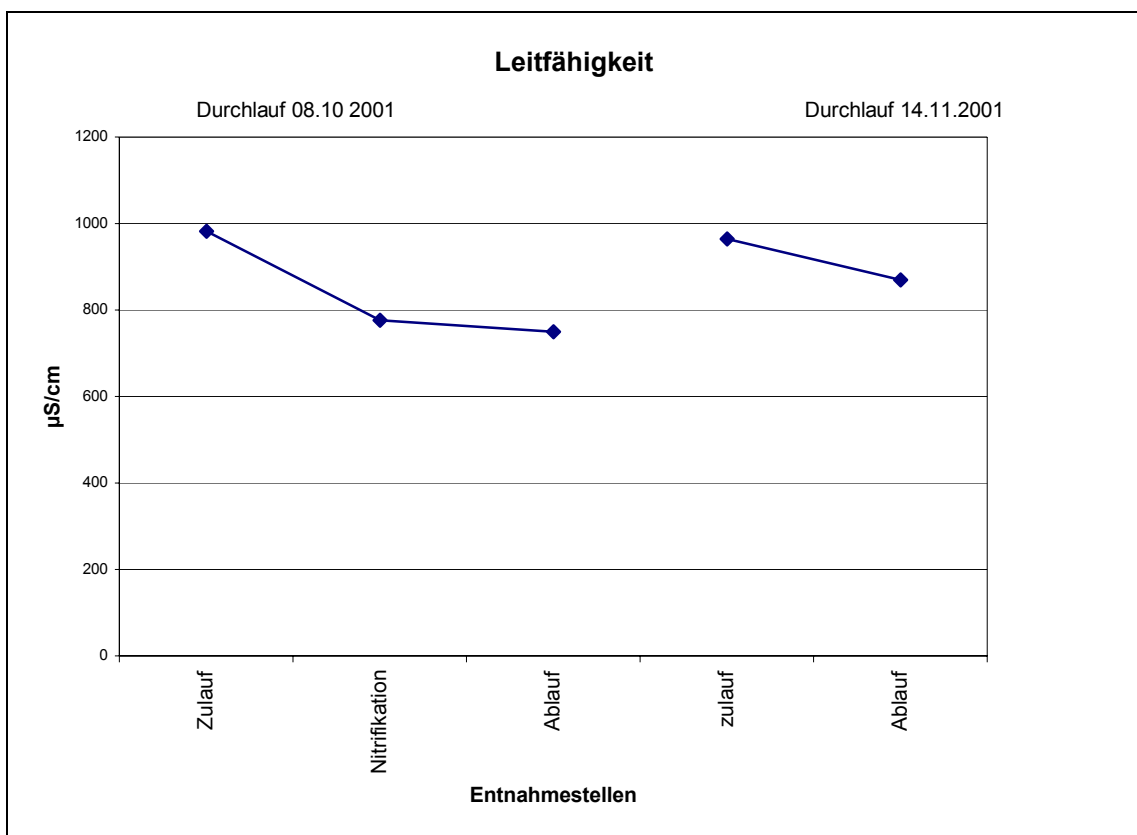


Abbildung 5–18: Leitfähigkeit Durchlauf 08.10 und 14.11.2001

5.5. Profilmessung im Belebungssteich I und Belebungssteich II

Begleitend zu den Durchläufen wurden Profilmessungen im Belebungssteich I und Belebungssteich II durchgeführt.

Die Teiche wurden in 3 Profile mit insgesamt 11 Messpunkten unterteilt (Abbildung 5-20 und 5-21). Von einem Boot (Abbildung 5-19) aus wurde mittels Probeentnahmegesetz PB Mos/Edmund Böhler, welches nach dem Vakuumprinzip funktioniert, Schlammproben aus drei verschiedenen Tiefen (1,00 m; 1,65 m und 2,30 m) gezogen. Bei der Messung wurde folgendermaßen vorgegangen:

Die erste Ziehung erfolgte in 1,00 m Tiefe, darauf wurden die Proben aus 1,65 m und 2,30 m Tiefe genommen. Beim folgenden Messpunkt wurde wieder in der Tiefe von 2,30 m begonnen, um eine mögliche Verfälschung durch Schlammabsetzungen im Trichter des Probeentnahmegesetzes möglichst gering zu halten.

An markanten Punkten wurde eine 2. Probe gezogen, um nach Auswertung der Trockensubstanz über die Richtigkeit der Ergebnisse eine Aussage treffen zu können.

Die Pendelbelüfter waren während des Untersuchungszeitraumes in Betrieb. Je nach Lage des Pendelbelüfters zum jeweiligen Punkt der Probeentnahme wurden die Messergebnisse durch die von der Belüftung her unterschiedlichen Durchwirbelung des Belebtschlammes beeinflusst. An Probeentnahmestellen in unmittelbarer Nähe zum Pendelbelüfter herrschten große Turbulenzen und dadurch wurden die Messergebnisse wesentlich beeinflusst. Die TS-Gehalte dieser Proben waren wesentlich niedriger als jene in belüftungsfreien Zonen.

Neben den Schlammproben wurden Temperatur und der Sauerstoffgehalt O_2 gemessen, um Rückschlüsse auf Durchmischung des Teiches zu erhalten

Die Trockensubstanz wurde tags darauf wie in Kapitel 5.2.10 beschrieben im Labor für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau ermittelt.



Abbildung 5–19: Messtechnik

5.5.1. Belebungssteich I

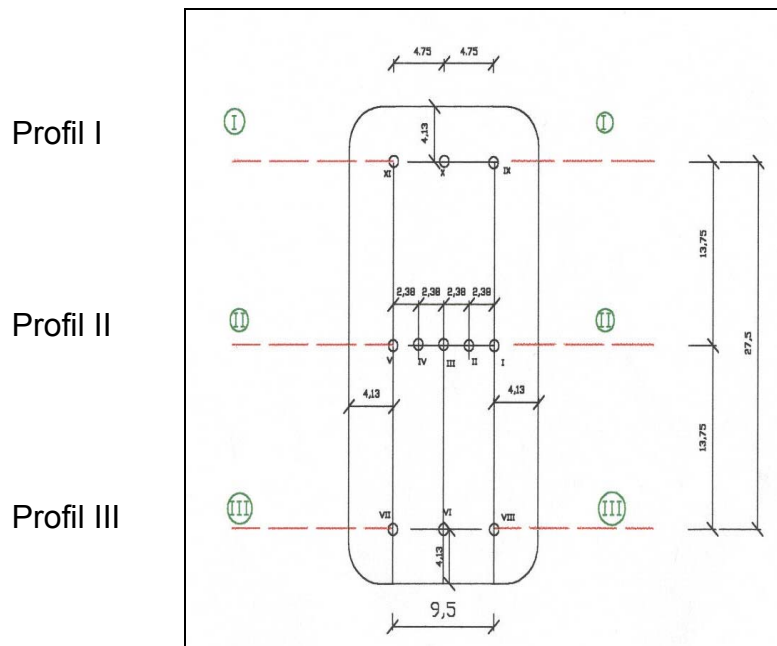


Abbildung 5–20: Profilmessung Belebungssteich I

5.5.1.1. Trockensubstanz:

Aus den Ergebnissen kann man sehr gut auf die Tätigkeit und die Reichweite der Pendelbelüfter schließen. So ist besonders auffallend, dass sich im Randbereich mehr Schlamm absetzt bzw. anhäuft als in der Mitte des Belebungssteiches. Die Trockensubstanz streut in den oberen Zonen zwischen 0,5 g/l und 0,8 g/l. In tieferen Regionen sind teils Schlammabsetzungen anzutreffen, mit TS-Gehalte bis zu 24,0 g/l.

Bereich der TS-Gehalte in 1,00 m:

- Profil I 0,55 g/l bis 1,45 g/l
- Profil II 0,80 g/l bis 2,70 g/l
- Profil III 0,40 g/l bis 1,15 g/l

Bereich der TS-Gehalte in 1,65 m:

- Profil I 0,55 g/l bis 0,60 g/l
- Profil II 0,70 g/l bis 5,50 g/l
- Profil III 0,50 g/l bis 1,40 g/l

Bereich der TS-Gehalte in 2,30 m:

- Profil I 0,55 g/l bis 4,20 g/l
- Profil II 1,35 g/l bis 22,0 g/l
- Profil III 2,10 g/l bis 24,0 g/l

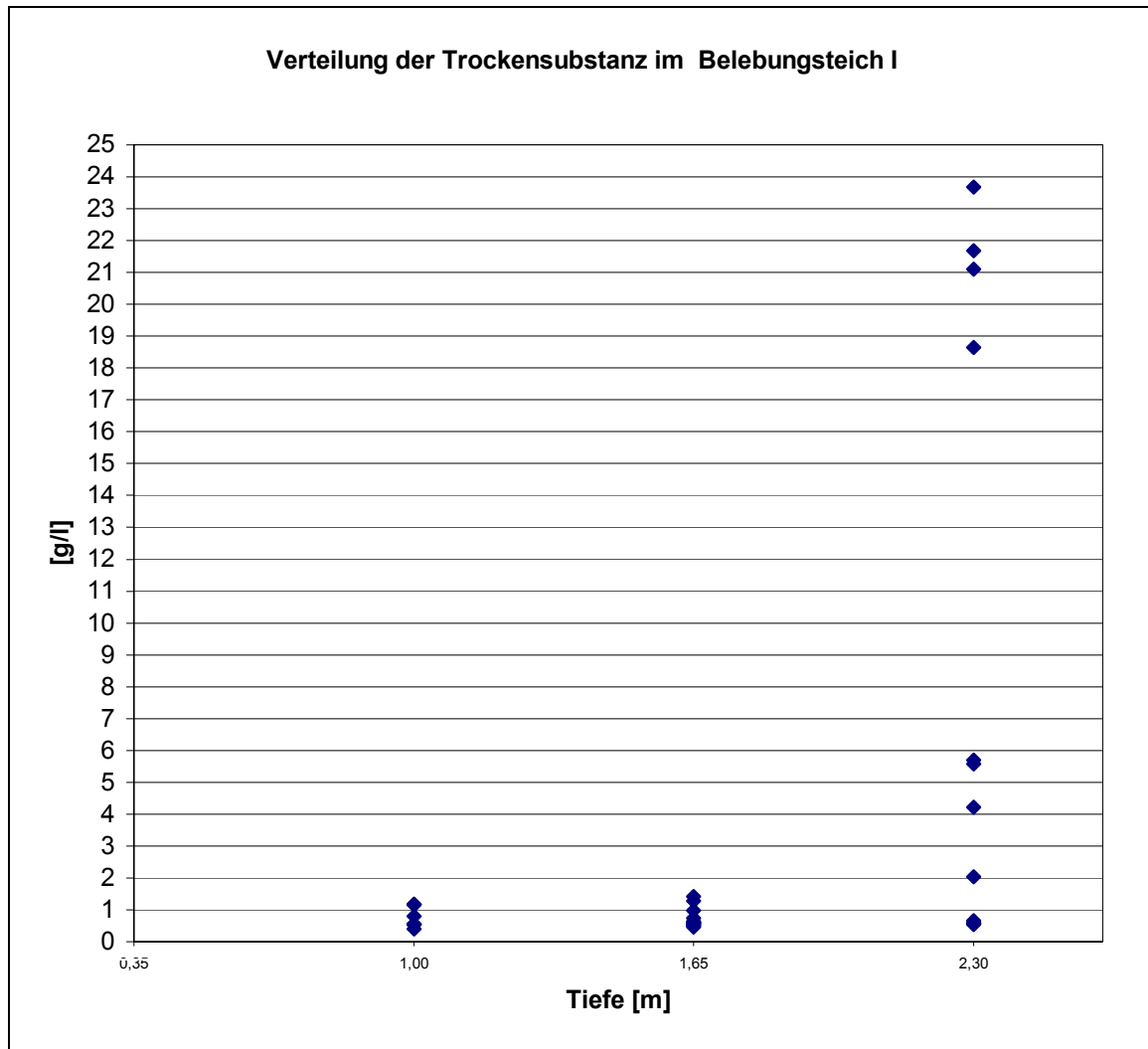


Abbildung 5–21:Verteilung der Trockensubstanz im Belebungsteich I

5.5.1.2. Sauerstoffgehalt O_2 :

Der durch die Kettenbelüftung gut durchmischte Belebungsteich I weist im Pendelbereich eine annähernd konstante Durchmischung auf. In Randzonen, die sich nicht mehr in der Reichweite der Pendelbelüfter befinden, kommt es zu Schlammablagerungen. Daher ist in den Randzonen des Teiches der Sauerstoffgehalt kaum messbar. Je nach Lage des Pendelbelüfters zum maßgebenden Punkt kann es auch in Teichmitte zu Abweichungen der Messergebnisse kommen, daher wurde auch hier eine 2.Messung durchgeführt um einen Rückschluss auf die tatsächliche Durchmischung zu erhalten.

Bereich der O₂-Gehalte in 1,00 m:

- Profil I 0,60 mg/l bis 0,70 mg/l
- Profil II 1,10 mg/l bis 1,40 mg/l
- Profil III 0,90 mg/l bis 1,20 mg/l

Bereich der O₂-Gehalte in 1,65 m:

- Profil I 0,40 mg/l bis 0,60 mg/l
- Profil II 1,10 mg/l bis 1,40 mg/l
- Profil III 0,80 mg/l bis 1,10 mg/l

Bereich der O₂-Gehalte in 2,30 m:

- Profil I 0,40 mg/l bis 0,60 mg/l
- Profil II 1,10 mg/l bis 1,40 mg/l
- Profil III N.N bis 1,20 mg/l

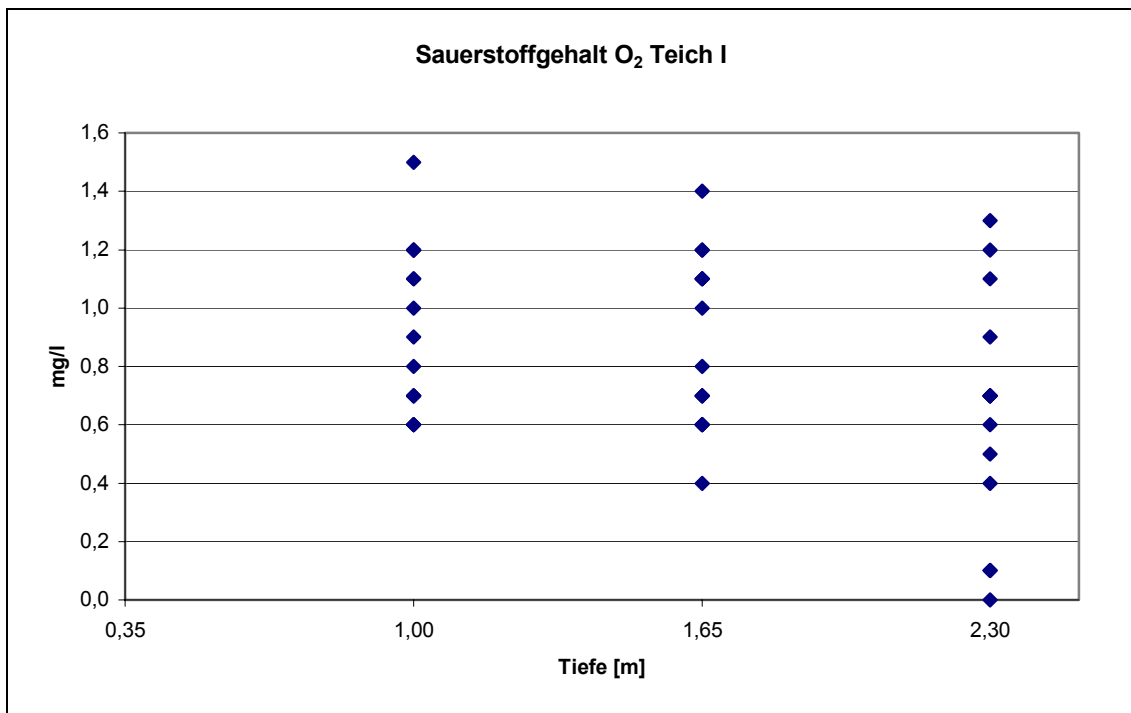


Abbildung 5–22: Sauerstoffverteilung Belebungssteich I

5.5.1.3. Temperatur:

Die Temperaturwerte bewegen sich zwischen 19 °C und 19,9°C. Es wurde in allen Teichtiefen annähernd die gleiche Temperatur gemessen, und es gibt keinen Hinweis dass sich unterschiedliche Temperaturschichten gebildet haben. Dies ist ein weiteres Indiz dafür, dass die Durchmischung im Belebungssteich I als zufriedenstellend bezeichnet werden kann.

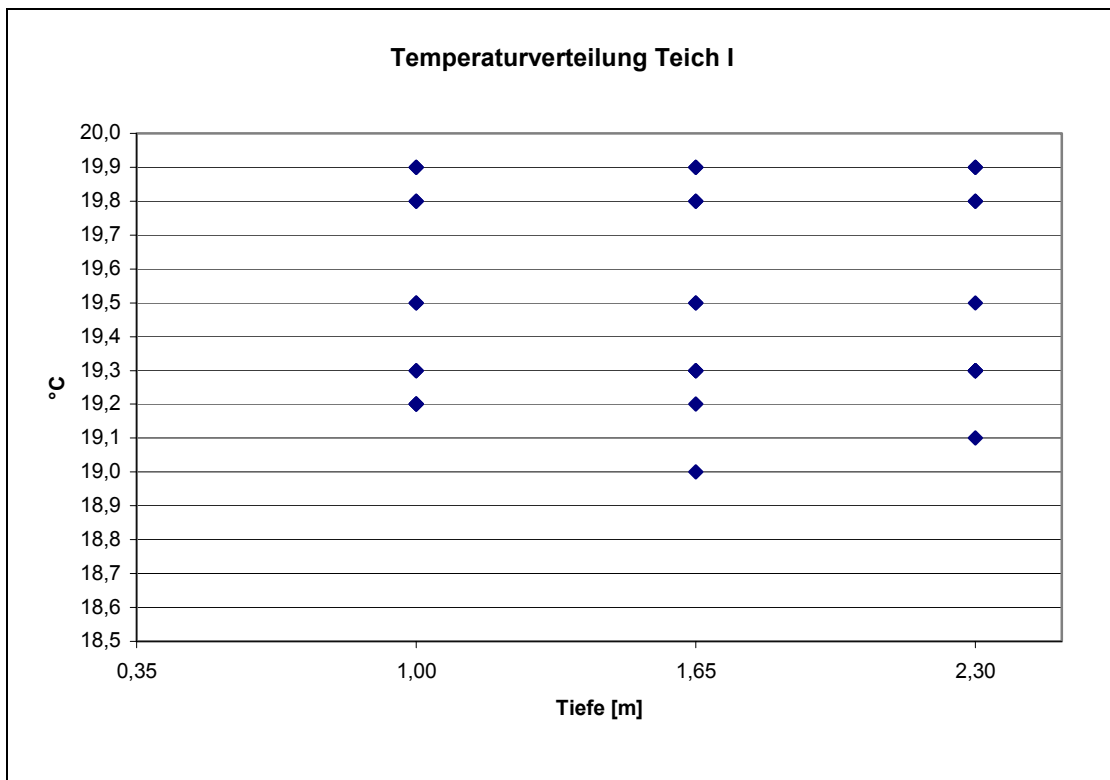


Abbildung 5–23: Temperaturverteilung Belebungssteich I

5.5.2. Belebungssteich II

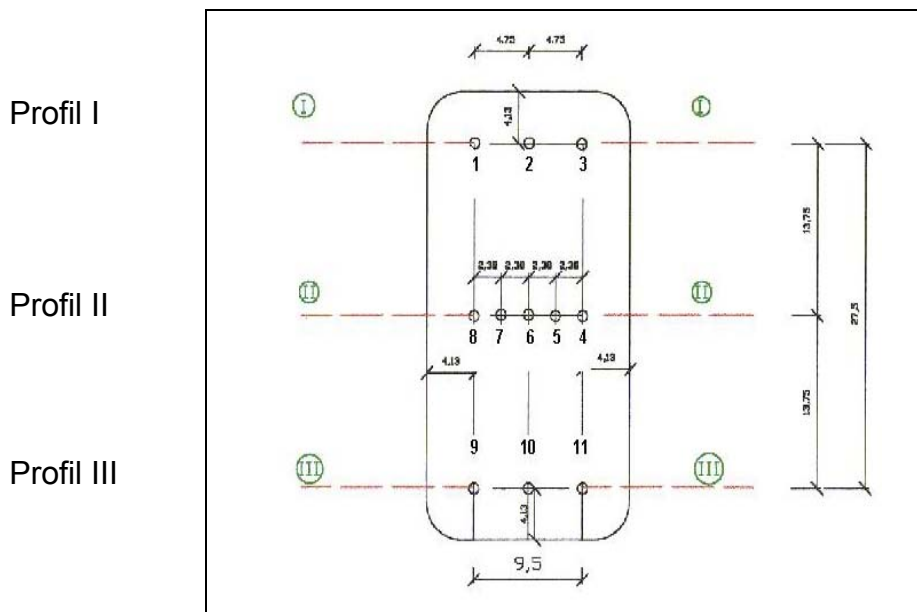


Abbildung 5–24: Profilmessung Belebungssteich II

5.5.2.1. Trockensubstanz:

Verglichen mit den Profilmessungen im Teich I erhält man bei dieser Untersuchung wesentlich höhere TS-Gehalte.

Besonders auffallend erweist sich die Tatsache, dass sich nicht nur in Randzonen, die nicht mehr im Einflussbereich der Pendelbelüfter liegen, sondern über das ganze Profil betrachtet, der Schlamm sich bereits abgesetzt hat. Der Trockensubstanzgehalt beträgt in oberen Zonen bis zu 4,90 g/l, in tieferen Regionen, in denen sich der Schlamm bereits abgesetzt hat, werden Werte die größer als 50 g/l sind, erreicht.

Bereich der TS-Gehalte in 1,00 m:

Profil I	0,01 g/l bis 0,87 g/l
Profil II	0,02 g/l bis 8,93 g/l
Profil III	27,80 g/l bis > 50 g/l

Bereich der TS-Gehalte in 1,65 m:

Profil I	0,30 g/l bis 4,90g/l
Profil II	1,90 g/l bis 24,50 g/l
Profil III	31,50 g/l bis > 50 g/l

Bereich der TS-Gehalte in 2,30 m:

Profil I	0,60 g/l bis 3,70 g/l
Profil II	1,20 g/l bis 25,50 g/l
Profil III31,20 g/l bis > 50 /l

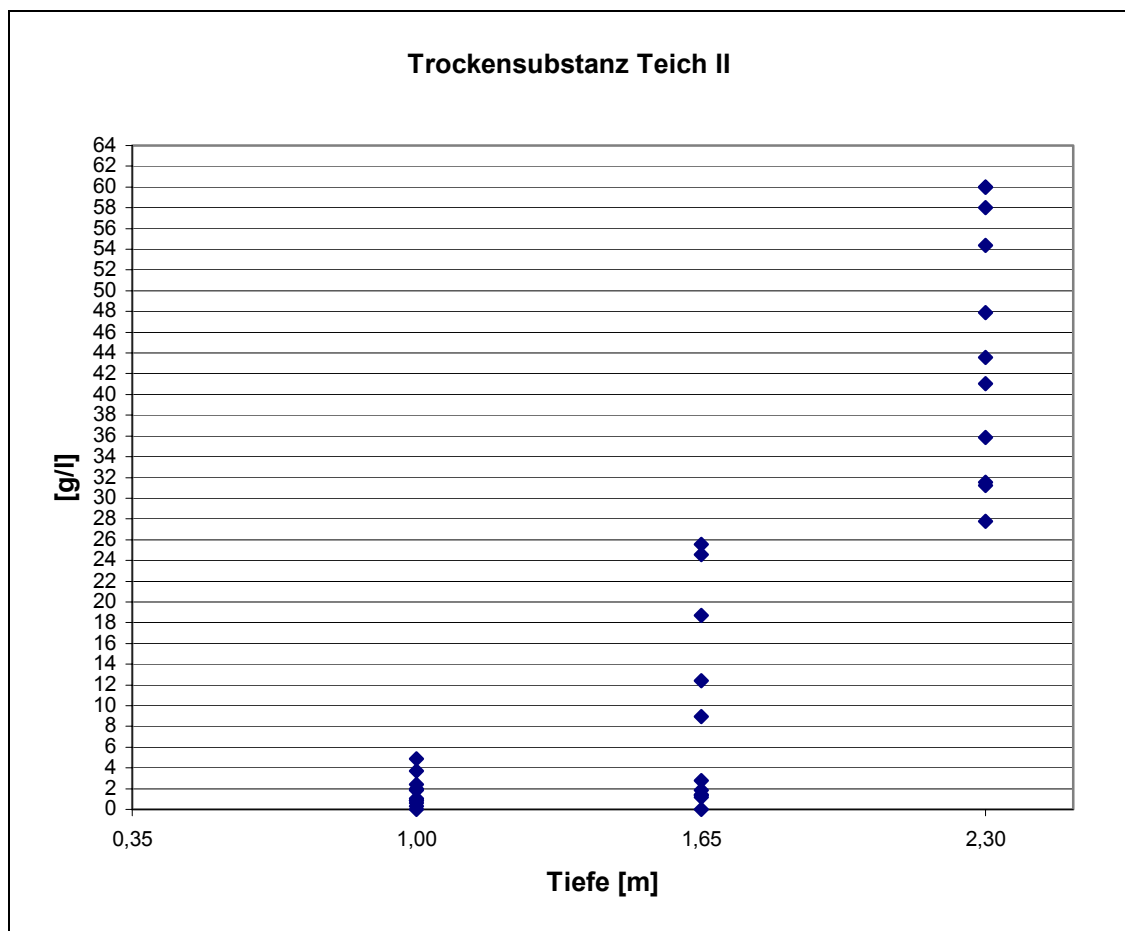


Abbildung 5–25: Verteilung Trockensubstanz im Belebsteich II

5.5.2.2. Sauerstoffgehalt O₂:

Der Belebungssteich II, der ebenfalls durch eine Kettenbelüftung belüftet wird, weist trotz des hohen Anteils an Trockensubstanz eine annähernd konstante Durchmischung auf. In „Totzonen“, die nicht im Einflussbereich der Pendelbelüfter liegen, ist kaum ein Sauerstoffgehalt messbar.

Bereich der O₂-Gehalte in 1,00 m:

- Profil I 1,40 mg/l bis 1,60 mg/l
- Profil II 1,60 mg/l bis 1,80 mg/l
- Profil III 1,70 mg/l bis 1,80 mg/l

Bereich der O₂-Gehalte in 1,65 m:

- Profil I 1,40 mg/l bis 1,50 mg/l
- Profil II 1,50 mg/l bis 1,70 mg/l
- Profil III 0,20 mg/l bis 1,50 mg/l

Bereich der O₂-Gehalte in 2,30 m:

- Profil I 1,70 mg/l bis 1,80 mg/l
- Profil II 1,50 mg/l bis 1,60 mg/l
- Profil III N.N bis 1,60 mg/l

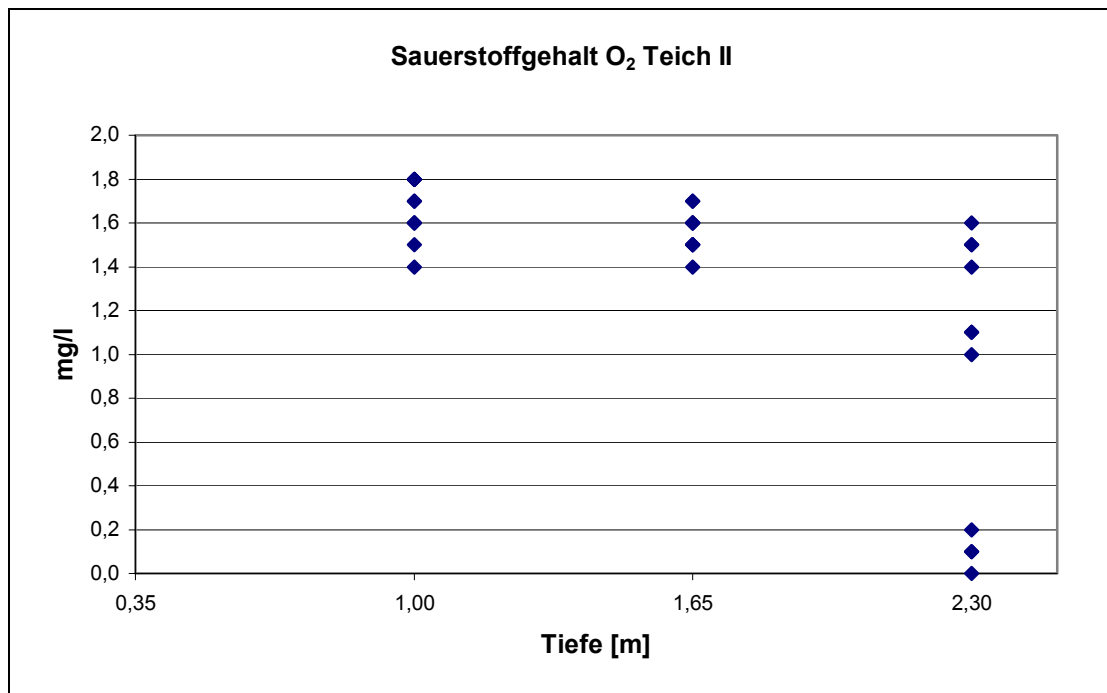


Abbildung 5–26: Sauerstoffverteilung Belebungssteich II

5.5.2.3. Temperatur:

Die Temperatur schwankt zwischen 5°C und 5,5 °C. Auch im Belebungssteich II wurde in allen Teichtiefen annähernd die gleiche Temperatur gemessen und es gibt keinen Hinweis dass sich unterschiedliche Temperaturschichten gebildet haben.

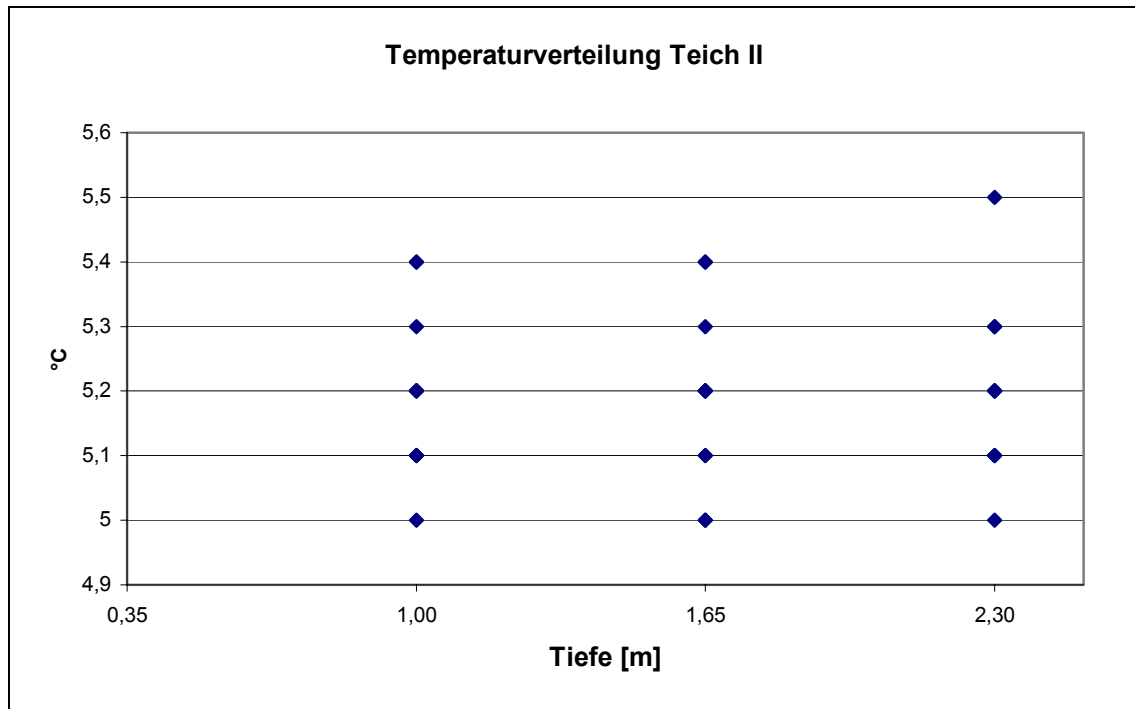


Abbildung 5–27: Temperaturverteilung Belebungssteich II

5.5.3. Schlammspiegelmessung Nachklärteich

Um Rückschlüsse zu erhalten, wie viel Schlamm sich im Nachklärteich in den letzten fünf Jahren seit Inbetriebnahme der Teichkläranlage Trautenfels bereits abgesetzt hat, wurde am 3. Untersuchungstag eine Schlammspiegelmessung durchgeführt.

Die Vorgangsweise war ähnlich wie bei den Profilmessungen in den Belebungssteichen. Es wurde vom Steg aus mittels Probeentnahmegesetz PB Mos/Edmund Büchler alle 20 cm eine Schlammprobe gezogen und tags darauf die Trockensubstanz am Labor für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau bestimmt.

Die Schlammspiegelmessung ergab folgende Ergebnisse:

Tabelle 5–10: Trockensubstanzauswertung; Schlammspiegelmessung Nachklärteich

Tiefe [cm]	Trockensubstanz [g/l]
20 cm	0,12 g/l
40 cm	0,12 g/l
60 cm	0,18 g/l
80 cm	0,30 g/l
1,00 cm	0,50 g/l
1,20 cm	9,15 g/l
1,40 cm	37,43 g/l
1,60 cm	45,07 g/l

In der Tiefe von 1,80 m konnte keine Probe mehr gezogen werden, da sich hier der Schlamm bereits abgesetzt hat und sich für das Probeentnahmegesetz als zu dickflüssig erwies.

Wie in Kapitel 4 bereits beschrieben, beträgt die Tiefe des Nachklärteiches 2,50 m. Anhand der erhaltenen Ergebnisse konnte festgestellt werden, dass der Nachklärteich bereits nach fünf Jahren Betriebszeit halbvoll ist.

Mit Hilfe dieser Untersuchung kann auch der hohe Feststoffabtrieb aus dem Nachklärteich begründet werden und sie gibt Aufschluss über das schlechte Absetzverhalten.

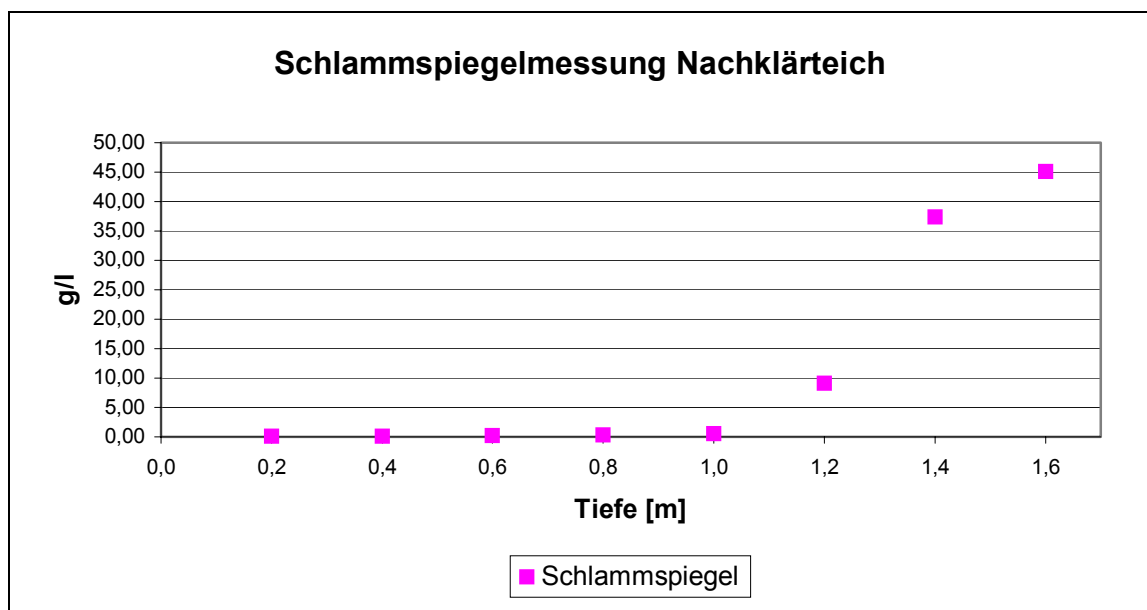


Abbildung 5–28: Schlammspiegel Nachklärteich

5.5.4. Jahresbetrieb

Auf den folgenden Grafiken wurden Kohlenstoffparameter und Stickstoffparameter in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt, um Rückschlüsse auf die Leistungsfähigkeit der Anlage während des Jahres ziehen zu können.

5.5.4.1. Kohlenstoffparameter CSB-BSB₅

In Abbildung 5-29 ist der Jahresbetrieb der Anlage seit 1999 dargestellt. Anhand dieser Darstellung sieht man, dass auch die Kohlenstoffelimination bei dieser Teichkläranlage sehr temperaturabhängig ist und nicht nur die Stickstoffelimination im engen Zusammenhang mit der Temperatur steht. Mit Abnahme der Temperatur reduzieren die Mikroorganismen ihre Tätigkeit bzw. stellen diese ein. Diese Grafik zeigt, dass die Ablaufwerte der Kohlenstoffparameter zwischen 4,5 und 5 Monaten im Jahr nicht im geforderten Bereich der 1. Emissionsverordnung liegen.

5.5.4.2. Stickstoffparameter

Anhand von Abbildung 5-30 wird besonders der Einfluss der Temperatur deutlich. Sobald die Temperatur unter 10°C sinkt findet auch keine Stickstoffelimination mehr statt. Wie in Kapitel 2 bereits erwähnt, gilt der Grenzwert für Ammoniumstickstoff bis zu einer Wassertemperatur von 12°C, darunter wird die Elimination nicht gefordert.

Diese Darstellung zeigt, dass die Anlage im Sommer sehr gut nitrifiziert, aber die Nitrifikation im Frühjahr zu spät bzw. verzögert einsetzt. Die Abwassertemperatur von 12°C wird ca. Mitte April erreicht, die Nitrifikation setzt aber erst 1,5 bis 2 Monate später ein. Die Ablaufwerte liegen nur ca. 5 Monate im geforderten Bereich der 1. Emissionsverordnung.

5.5.4.3. Belastung der Anlage

In Abbildung 5-31 wurde die Belastung der Anlage in EW₆₀ und EW₁₂₀ von Jänner 1999 bis Jänner 2002 dargestellt. Die Teichkläranlage ist im Schnitt mit über 1000 EW belastet. Wie in Kapitel 4 erwähnt hat sich seit der Planung die

Einwohnerzahl im Entwässerungsgebiet aber nicht im diesen Ausmaß verändert. Die starke Überlastung der Anlage kann man sich womöglich durch Abbildung 5-32 erklären. Es scheint, dass viele Bürger die Kanalisation mit einer Biomüllentsorgung verwechseln, und ihre Biotonne, falls überhaupt vorhanden in die Kanalisation entleeren. Speiseabfälle, Küchenabfälle, Strumpfhosen etc haben in der Kanalisation nichts verloren. Dadurch erhöhen sich nur Betriebskosten und die Pumpen müssen unter hohen Kosten gewartet werden. Die Größe der Anlage befindet sich zwar im Grenzbereich bezogen auf die Einwohnerwerte, jedoch resultiert die Überlastung auf einen überdurchschnittlich großen Frachtanfall.

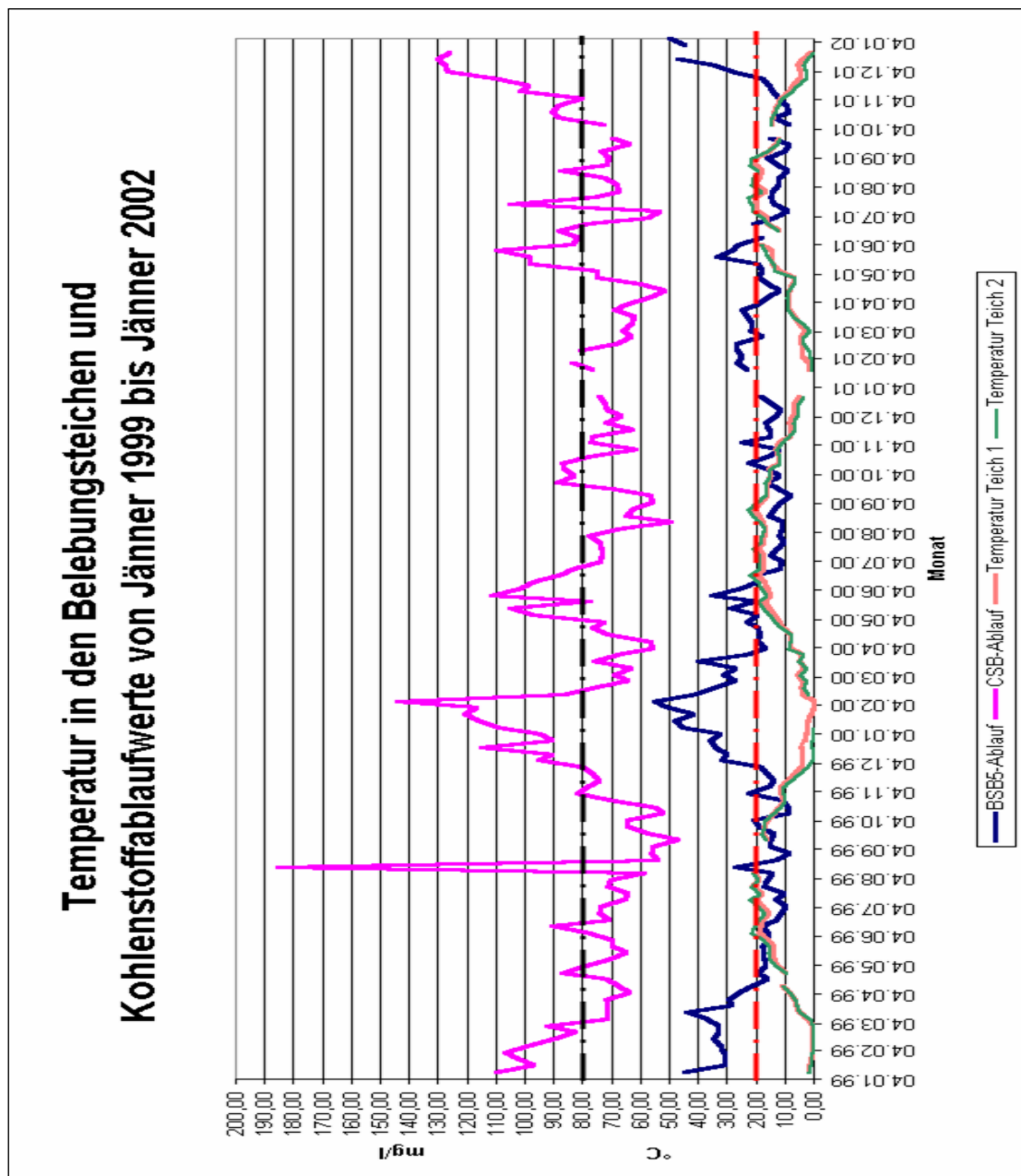


Abbildung 5–29: Kohlenstoffablaufwerte von Jänner 1999 bis Jänner2002

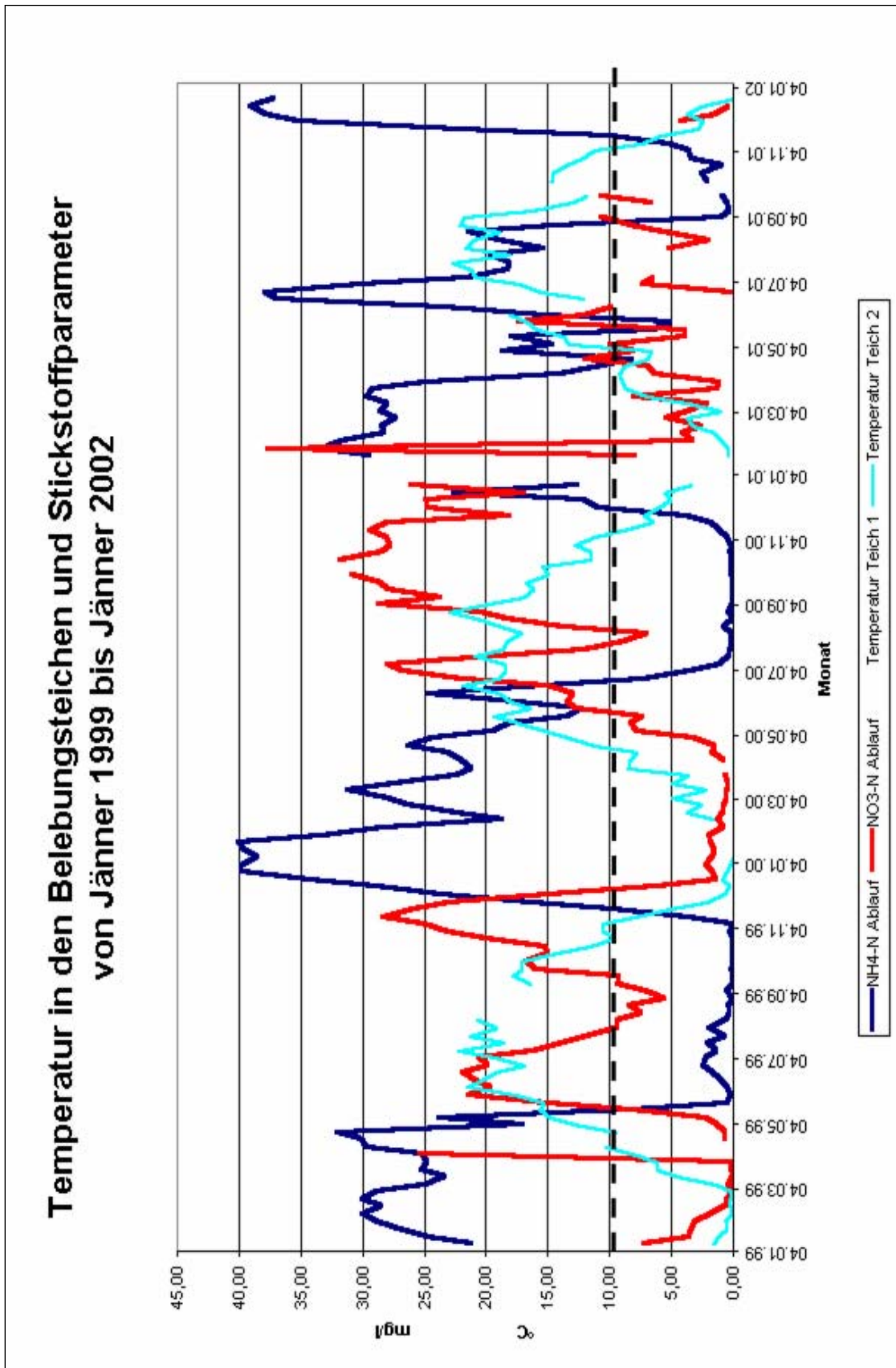


Abbildung 5–30: Stickstoffablaufwerte Jänner 1999 bis Jänner 2002

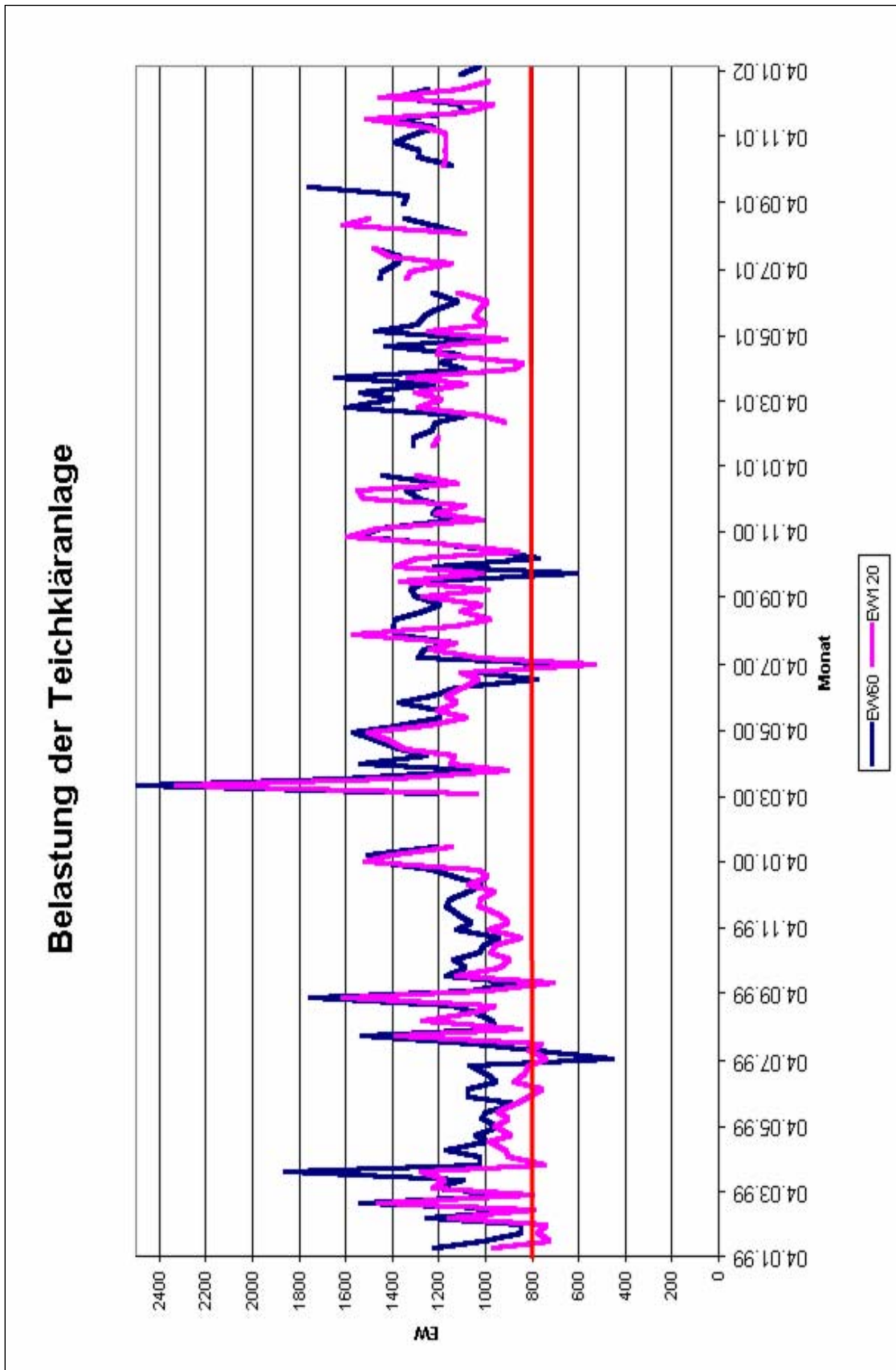


Abbildung 5–31:Belastung der Anlage von Jänner 1999 bis Jänner 2002



Abbildung 5–32: Zulauf Siebschnecke, Frachtanfall

6. Zusammenfassung und Ergebnis

Die vorliegende Arbeit gliedert sich grundsätzlich in zwei Teile. Der erste Teil gibt einen Überblick über die Grundlagen der Abwasserreinigung (mechanische Reinigung, biologische Reinigung und chemische Reinigung) und über Abwasserbehandlung in Teichanlagen. Der zweite Teil beschäftigt sich mit der Teichkläranlage Pürgg-Trautenfels und den damit verbundenen Problemen hinsichtlich der nicht zufriedenstellenden Reinigungsleistung.

Die Kläranlage Pürgg-Trautenfels wurde 1997 wie einige andere Kläranlagen im Ennstal als Teichkläranlage bis 800 Einwohnerwerte (EW) errichtet. Die Planung der ARA übernahm 1990 das Planungsbüro Fritz aus Stainach. Nach kurzer Einlaufzeit musste aber festgestellt werden, dass die Anlage nicht in der Lage ist, die geforderte Reinigungsleistung hinsichtlich Kohlenstoffabbau und Stickstoffabbau zu gewährleisten. Die Einwohnerzahl hat sich im Entwässerungsgebiet seit Inbetriebnahme der Kläranlage nur geringfügig geändert, trotzdem ist die Teichkläranlage Pürgg-Trautenfels im Schnitt mit über 1100 EW belastet. Grund dafür ist nicht nur eine erhöhte hydraulische Fracht, sondern die Überbelastung resultiert auch aus einer überdurchschnittlich hohen Schadstofffracht.

Auf Grund der ungünstigen klimatischen Verhältnisse im Ennstal frieren speziell im Winter die Teiche zu. Durch das Absinken der Wassertemperatur vermindern die Mikroorganismen ihre Tätigkeit bzw. stellen diese ein, und es kann keine Nitrifikation aufrecht erhalten werden, das heißt, die Reinigungsleistung nimmt mit Abnahme der Temperatur ab. Die Grenzwerte der 1. Emissionsverordnung können zwar im Sommerbetrieb eingehalten werden, wobei aber die Algenbildung im Schönungsteich wesentlich zu einer Verschlechterung des Ergebnisses beiträgt. Die Algenbildung im Schönungsteich ist bei Teichkläranlagen systembedingt. Der Schönungsteich könnte im Sommerbetrieb durch ein Umgehungsgerinne, welches zwar in der Planung berücksichtigt, aber nicht ausgeführt wurde, umgangen werden. Durch Einbau eines Bodenfilters anstelle des Schönungsteiches könnte man den Feststoffabtrieb in den Griff bekommen. Dies zeigt auch das Untersuchungsergebnis von CSB und BSB₅ im Ablauf. Diese Parameter wurden sowohl homogenisiert als auch membranfiltriert bestimmt. Bei der membranfiltrierten Analytik konnte eine deutliche Absenkung des CSB und BSB₅ Gehaltes beobachtet werden. Durch diese Art der Probenbestimmung kann ein vorgeschalteter Bodenfilter simuliert werden. Die Grenzen der 1. Emissionsverordnung konnten bei den membranfiltrierten Proben problemlos eingehalten werden.

Für eine Erhebung der Funktion und Wirkungsweise der einzelnen Anlageteile der Teichkläranlage Pürgg Trautenfels wurden an drei verschiedenen Tagen Durchläufe gemessen. In den Belebungssteichen bzw. im Nachklärteich wurden Schlammproben gezogen, um Rückschlüsse auf Durchmischung, Sauerstoffeintrag und Schlammabsetzungen zu erhalten. Am Labor für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau wurden aussagekräftige Parameter wie abfiltrierbare Stoffe, CSB, BSB₅ und Stickstoffparameter analysiert.

Aus den Untersuchungen ging hervor, dass der Belebungssteich I mit 3 Kettenbelüftern gut durchmischt ist und sich ausreichend Belebtschlamm im Teich befindet. Im Belebungssteich II, durchmischt von 2 Kettenbelüftern, kommt es trotz zufriedenstellenden Sauerstoffeintrags bereits zu Schlammabsetzungen.

Im Nachklärteich wurde eine Schlammspiegelmessung durchgeführt und es konnte festgestellt werden, dass der Nachklärteich nach einer Betriebszeit von 5 Jahren bereits halbvoll ist. Dies ist auch ein Grund für das schlechte Absetzverhalten und den damit verbundenen Feststoffabtrieb in den Schönungssteich. Eine Ursache liegt in der Überlastung der Anlage. Abhilfe dieses Problems könnte man durch Auspumpen des Nachklärteiches erreichen.

Ein weiteres Problem der Anlage stellt das verzögerte Einsetzen der Nitrifikation im Frühjahr dar. Die Abwassertemperatur von 12°C wird zwar schon Mitte April erreicht, die Nitrifikation setzt aber erst ca. 1,5 bis 2 Monate später ein. Dies ist dadurch bedingt, dass die Mikroorganismen, die für die Stickstoffoxidation zuständig sind, sich wesentlich langsamer vermehren als zum Beispiel die Kohlenstoffabbauer. Nitrifizierende Bakterien nehmen ihre Tätigkeit erst auf, wenn die kohlenstoffhaltigen Verbindungen bereits weitgehend abgebaut sind und auch die Oxidation von Schlammteilchen infolge des Mangels an gelösten kohlenstoffhaltigen Nährstoffen bei guter Sauerstoffversorgung bereits im Gang ist.[17] [Pöppinghaus, Fresenius, Schneider; 1994]

Um dieses Problem in den Griff zu bekommen, könnte man die Anlage mit einem Belebtschlamm eine anderen Anlage impfen, wodurch aber wiederum höhere Betriebskosten entstehen.

Anhand der Untersuchungen konnte bestätigt werden, dass Teichkläranlagen bei diesen klimatischen Verhältnissen nicht zufriedenstellend hinsichtlich der Reinigungsleistung funktionieren und heutzutage nicht mehr gebaut werden. Die einfache kostensparende Bauweise kann die teuren und aufwendigen „Nachrüstungen“ nicht kompensieren.

7. Verzeichnisse

7.1. Literatur

- [1] ERNST & SOHN: „Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Biologische- chemische und weitergehenden Abwasserreinigung“, Band IV, Berlin 1985
- [2] RENNER; KAUCH; SCHRIBERTSCHINIG: „Siedlungswasserbau 2, Abwasser- und Abfalltechnik“, 6. Auflage, Graz 1998
- [3] KROIS H.: „Klärwärter Grundkurs, Wiener Mitteilungen“ Band 114, Wien 1994
- [4] ERNST & SOHN: „Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Mechanische Abwasserreinigung“, Band IV, Berlin 1985
- [5] MARTZ G: „Siedlungswasserbau 3, Klärtechnik“, 1. Auflage, Düsseldorf 1973
- [6] BISCHOFBERGER W., HEGEMANN W.: „Lexikon der Abwassertechnik“, 3.Auflage, Essen 1984
- [7] WERNER D.: “15. Wissenschaftliches Kolloquium Versorgungsanlagen, Der Einsatz des Belebtschlammverfahrens zur weitergehenden Abwasserbehandlung“, Heft 89, Weimar 1989
- [8] WARTCHOW D.: „Anwendung des kombinierten Festbett- Belebungsverfahrens zur Nitrifikation“, Band 102, München 1988
- [9] FORSCHUNGS- UND ENTWICKLUNGSINSTITUT FÜR INDUSTRIE- UND SIEDLUNGSWASSERWIRTSCHAFT SOWIE ABFALLWIRTSCHAFT E.V:STUTTGART: „Nitrifikation und Denitrifikation mit Festbettreaktoren und mit Belebungsanlagen bei aerober Schlammstabilisation“, Heft 77, München 1982
- [10] DITTRICH A.: „Transport und Sedimentation organischer Stoffe in Abwasserteichen“, Heft 39, Karlsruhe 1985
- [11] SHEN W.: „Nitrifikation mit Festbettkörpern in einstufigen Belebungsbecken“, Heft 29, Bochum 1994

- [12] JOCHIMS T.: „Untersuchung zur Entwicklung einer neuartigen Verfahrenskombination zur Reinigung kommunaler Abwässer auf der Basis belüfteter Abwasserteiche durch Vorschaltung einer hochbelasteten technischen Stufe“, Heft 93, Aachen 1987
- [13] GRÄF R.: „Taschenbuch der Abwassertechnik“, München 1998
- [14] VEREIN ZUR FÖRDERUNG DES INSTITUTS FÜR WASSERVERSORGUNG; ABWASSERBESEITIGUNG UND RAUMPLANUNG DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE DARMSTADT: „Naturnahe Abwasserbehandlungsverfahren im Leistungsvergleich – Pflanzenkläranlagen und Abwasserteiche“, Darmstadt 1986
- [15] HOSANG / BISCHOF: „Abwassertechnik“, 8.Auflage, Stuttgart 1984
- [16] MUDRACK K., KUNST S.: „Biologie der Abwasserreinigung“, 4. Auflage, Stuttgart-Jena-New York 1994
- [17] PÖPPINGHAUS K., FRESENIUS W., SCHNEIDER W.: „Abwassertechnologie Entstehung – Ableitung – Behandlung - Analytik der Abwässer“, 2.Auflage, Berlin Heidelberg 1994
- [18] BAYERISCHEN LANDESANSTALT FÜR WASSERFORSCHUNG MÜNCHEN: „Moderne Abwasserreinigungsverfahren“, Band 29, Oldenbourg 1978
- [19] VEREIN ZUR FÖRDERUNG DES INSTITUTS FÜR WASSERVERSORGUNG; ABWASSERBESEITIGUNG UND RAUMPLANUNG DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE DARMSTADT: „Belüftungssysteme in der Abwassertechnik 1991 –Fortschritte und Perspektiven –“, Heft 54, 1991
- [20] ABWASSERTECHNISCHE VEREINIGUNG: „Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen“, Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131, 2000
- [21] ABWASSERTECHNISCHE VEREINIGUNG: „Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichen für kommunales Abwasser“, Arbeitsblatt A 201, 1986
- [22] WASSERGÜTE- UND ABFALLWIRTSCHAFT TU MÜNCHEN: „Kläranlagen-Verfahrenstechnik - Naturnahe Verfahren – Abwasserteiche“, München 1995, Seite 1 – 6

- [23] Kleinkläranlagen -Dezentrale Abwasserbehandlung;
<http://www.aufgang.org/koch/homepage/study/kka-web/kka-all.html>
- [24] FRITZ H.: „Technischer Bericht Gemeinde Pürgg-Trautenfels Kanalisation Unterburg-Trautenfels BA01“, Stainach 1990
- [25] Funktionsweise einer Kläranlage;
<http://www.hh.schule.de/gyle/umwelt/lanlage/bio.htm>
- [26] KUMPERA F,: „Klärwärterausbildung, Laborpraktikum für Klärfacharbeiter, 2.Auflage, 1987
- [27] KROIS H.: „ Klärwärter Ausbildung, Fortbildungskurs“, Wien 1998
- [28] MAIER r.: „Maschinen und Betriebskunde, Maschinentechnischer Kurs für Klärwärter“, 3. Auflage, Wien 1996
- [29] ERNST & SOHN: ATV- Handbuch Klärschlamm, 4. Auflage, Berlin 1986

7.2. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2–1:	Verfahren der Abwasserbehandlung [7] [Werner, 1989].....	7
Abbildung 2–2:	Schema eines Rechens	8
Abbildung 2–3:	Rechengutsiebung – Folgen, Vor – und Nachteile [4] [Ernst & Sohn, 1985].....	11
Abbildung 2–4:	Belüfteter Sandfang	12
Abbildung 2–5:	Langsandfang [2] [Renner, Kauch, Schribertschig, 1998] 13	
Abbildung 2–6:	Absetzbecken schematisch.....	14
Abbildung 2–7:	Schema Rechteckbecken	15
Abbildung 2–8:	Grundriss Rundbecken	16
Abbildung 2–9:	Schnitt Rundbecken.....	16
Abbildung 2–10:	Trichterbecken schematisch	17
Abbildung 2–11:	Schema der Stoffwechselprozesse bei der aeroben Schlammstabilisierung [29][Ernst & Sohn 1985].....	19
Abbildung 2–12:	Generationszeit von der Temperatur [16] [Mudrack, Kunst] 22	
Abbildung 2–13:	Schema simultane Denitrifikation [ATV – A 131].....	26
Abbildung 2–14:	Schema vorgeschaltete Denitrifikation [ATV A – 131].....	26
Abbildung 2–15:	Schema nachgeschaltete Denitrifikation [ATV – A 131].....	27
Abbildung 2–16:	Schema alternierende Denitrifikation [ATV A – 131]	27
Abbildung 2–17:	Schema Kaskadendenitrifikation [ATV A – 131].....	28

Abbildung 2–18:	Intermittierende Denitrifikation [ATV A – 131]	28
Abbildung 3–1:	Mechanismen in einem Abwasserteich [22]	31
Abbildung 3–2:	Funktionsschema in belüfteten Abwasserteichen[19]	36
Abbildung 3–3:	Linienbelüftung [19].....	40
Abbildung 3–4:	Kettenbelüfter [19].....	40
Abbildung 3–5:	Tauchbelüfter; Strahlbelüfter [19].....	41
Abbildung 3–6:	Kreiselbelüfter [19].....	41
Abbildung 4–1:	Großer Grimmbach	46
Abbildung 4–2:	Siebschnecke Firma Noggerath	49
Abbildung 4–3:	Grundriss des Betriebsgebäudes	50
Abbildung 4–4:	Schnitt Betriebsgebäudes	50
Abbildung 4–5:	Pendelbelüfter	52
Abbildung 4–6:	Kunststoffdichtungsbahn.....	53
Abbildung 4–7:	Belebungssteich I	53
Abbildung 4–8:	Belebungssteich II	54
Abbildung 4–9:	Nitrifikationsbecken	55
Abbildung 4–10:	Nachklärteich	56
Abbildung 4–11:	Schönungsteich	57
Abbildung 4–12:	Ablaufmessschacht.....	58
Abbildung 4–13:	Algenbildung Schönungsteich.....	59
Abbildung 5–1:	Lageplan der Teichkläranlage Pürgg Trautenfels	62
Abbildung 5–2:	Schema manometrische Methode [3]	65
Abbildung 5–3:	Schematische Darstellung eines Photometer [3]	67

Abbildung 5–4:	pH-Meter [26]	69
Abbildung 5–5:	Sauerstoffmessgerät [26]	70
Abbildung 5–6:	Leitfähigkeitsmessgerät [26]	71
Abbildung 5–7:	Grafische Auswertung Abfiltrierbare Stoffe	73
Abbildung 5–8:	Grafische Auswertung CSB - BSB ₅ Vergleich.....	76
Abbildung 5–9:	Darstellung 24 Stundenmischproben CSB - BSB ₅	77
Abbildung 5–10:	Zeitproportionale 24 Stundenmischprobe	78
Abbildung 5–11:	Grafische Darstellung der Zulauffrachten.....	80
Abbildung 5–12:	Grafische Darstellung Belastung der Anlage nach EGW	81
Abbildung 5–13:	Grafische Auswertung NH ₄ -N, NO ₃ -N	83
Abbildung 5–14:	Grafische Auswertung Nitrat-Nitrit.....	84
Abbildung 5–15:	Grafische Auswertung pH-Wert	86
Abbildung 5–16:	Grafische Auswertung Phosphat PO ₄ -P.....	87
Abbildung 5–17:	Grafische Auswertung Temperatur	88
Abbildung 5–18:	Leitfähigkeit Durchlauf 08.10 und 14.11.2001.....	89
Abbildung 5–19:	Messtechnik	91
Abbildung 5–20:	Profilmessung Belebungsteich I.....	91
Abbildung 5–21:	Verteilung der Trockensubstanz im Belebungsteich I	93
Abbildung 5–22:	Sauerstoffverteilung Belebungsteich I.....	94
Abbildung 5–23:	Temperaturverteilung Belebungsteich I	95
Abbildung 5–24:	Profilmessung Belebungsteich II.....	96
Abbildung 5–25:	Verteilung Trockensubstanz im Belebungsteich II	97

Abbildung 5–26:	Sauerstoffverteilung Belebungssteich II.....	98
Abbildung 5–27:	Temperaturverteilung Belebungssteich II	99
Abbildung 5–28:	Schlamm Spiegel Nachklärteich	100
Abbildung 5–29:	Kohlenstoffablaufwerte von Jänner 1999 bis Jänner 2002	102
Abbildung 5–30:	Stickstoffablaufwerte Jänner 1999 bis Jänner 2002.....	103
Abbildung 5–31:	Belastung der Anlage von Jänner 1999 bis Jänner 2002.....	104
Abbildung 5–32:	Zulauf Siebschnecke, Frachtanfall	105

7.3. Tabellenverzeichnis

Tabelle 2–1:	Wachstumsraten der Nitrifikanten in Abhängigkeit von der Temperatur [16] [Mudrack, Kunst 1994].....	... 22
Tabelle 3–1:	Sauerstoffaufnahme [22].....	34
Tabelle 3–2:	Zusammenstellung Bemessungswerte nach ATV A 201 Stand 1986	42
Tabelle 4–1:	Darstellung der Einwohnergleichwerte.....	47
Tabelle 4–2:	Bevölkerungsentwicklung seit 1990	48
Tabelle 4–3:	Abmessungen der belüfteten Abwasserteiche	51
Tabelle 5–1:	Analysewerte Abfiltrierbare Stoffe.....	73
Tabelle 5–2:	Analysewerte CSB - BSB ₅	77
Tabelle 5–3:	Berechnungsdaten 30.08.2001	79
Tabelle 5–4:	Berechnungsdaten 08.10.2001	79
Tabelle 5–5:	Berechnungsdaten 14.11.2001	80
Tabelle 5–6:	Analysewerte Ammoniumstickstoff NH ₄ -N	84
Tabelle 5–7:	Analysewerte Nitrat NO ₃ -N; Nitrit NO ₂ -N.....	85
Tabelle 5–8:	Analysewerte pH-Wert	86
Tabelle 5–9:	Analysewerte Phosphat	88
Tabelle 5–10:	Trockensubstanzauswertung; Schlammspiegelmessung Nachklärteich.....	100