INGENIEURBÜRO FRILLING+ROLFS GMBH
Beratende Ingenieure VBI
Rombergstraße 46, 49377 Vechta
Tel.: 04441 8704-0, Fax: 04441 8704-80
info@fr-vechta.de, www.fr-vechta.de

Gemeinde Großenkneten

Kläranlage Ahlhorn

Ermittlung der Anlagenbelastung,

Abschätzung von Prognosebelastungen

sowie Nachweis der

Anlagenkapazität mit

Maßnahmenplan 2023 - 2030

Inhaltsverzeichnis

Seite

I. Erläuterungen

1 Allgemeines, Veranlassung und Aufgabenstellung 4
2 Unterlagen und Literatur 5
3 Beschreibung der Kläranlage Ahlhorn 5
3.1 Ausbauzustand 5
3.2 Anlagenteile 8
3.3 Reinigungsanforderungen und Überwachungswerte 9
4 Belastungs- und Betriebssituation der Kläranlage Ahlhorn 10
4.1 Grundlagen der Daten 10
4.2 Ermittlung der Abwassermengen 11
4.2.1 Statistische Auswertung 11
4.2.2 Abwasserzuflüsse nach ATV-DVK-A 198 13
4.3 Schmutzfrachten und Konzentrationen im Kläranlagenzulauf 14
4.3.1 Organische Belastung 14
4.3.2 Stickstoffbelastung 16
4.3.3 Phosphorbelastung 17
4.3.4 Zusammenstellung der Belastungen im Zulauf 18
4.3.5 Abwassercharakteristik des Rohabwassers 21
4.4 Betriebsparameter 22
4.4.1 Abwassertemperatur im Belebungsbecken 22
4.4.2 Schlammindex und Schlammvolumen 22
4.4.3 Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken 23
4.5 Ablaufbeschaffenheit 23
4.6 Prognosebelastung 27
4.6.1 Bevölkerungsentwicklung 27
4.6.2 Ansiedlung von Gewerbe 29
4.6.3 Prognoselast im Zulauf 31
5 Verfahrenstechnische Nachweise der Kläranlage 32
5.1 Mechanische Vorreinigung 32
5.1.1 Einlaufstrecke 32
5.1.2 Ausgleichsbetrieb 33
5.1.2.1 Ausgleichsvolumen für den Trockenwetterzufluss 33
5.1.2.2 Ausgleichsvolumen für den Regenwasserzufluss 35
5.2 Biologische Reinigungsstufe 36
5.2.1 Belastung der biologischen Reinigungsstufe 36
5.2.2 Nachklärbecken 37
5.2.2.1 Leistungsfähigkeit der Nachklärung 37
5.2.2.2 Neubemessung Nachklärung 41
5.2.2.3 Einlaufgestaltung 43
5.2.3 Belebungsbecken 45
5.2.3.1 Bemessungsgrundlagen und Lastfälle 45
5.2.3.2 Nachweis der Beckenvolumina 46
5.2.3.3 Bemessung der Belüftungseinrichtung 55
5.3 Schlammbehandlung 59
5.3.1 Bemessungsschlammanfall 59
5.3.2 Nachweis der Anlagentechnik 59

II. Sanierungsmaßnahmen 2023 - 2030

1	Einlaufstecke	61
2	Ausgleichs- und Belebungsbecken	61
3	Gebläsestation	62
4	Ablaufregelanlage	65
5	Nachklärbecken	65
6	Rücklaufschlammpumpwerk	67
7	Ablaufmengenmessanlage	68
8	Fällmitteldosierung	69
9	Schlammeindickung	70
10	Schlammspeicher	70
11	Betriebsgebäude	71

III. Kostenzusammenstellung und Festlegung der Dringlichkeit

1	Kostenzusammenstellung	72
2	Festlegung der Dringlichkeit	72
3	Zusammenfassung und Fazit	73

III. Anhänge

Anhang 1	Nachweis Ausgleichsvolumen für Trockenwetterzufluss
Anhang 2	Nachweis Ausgleichsvolumen für Regenwetterzufluss
Anhang 3	Maßnahmenplan

IV. Planverzeichnis

Blatt-Nr.:		Maßstab:
1	Übersichtsplan	1 : 25.000
2	Konzeptlageplan	1 : 200

I. Erläuterungen

1 Allgemeines, Veranlassung und Aufgabenstellung

Die Gemeinde Großenkneten betreibt im Ortsteil Ahlhorn eine mechanisch-biologisch-chemische Kläranlage zur Reinigung der in der Ortslage anfallenden Abwässer. Die Kläranlage ist nach einem Ausbauentwurf von April 1990 für eine Belastung von 16.000 EW_{60} ausgebaut.

Die letzte Erweiterungsmaßnahme umfasste die Errichtung einer Schlammeindickanlage in 2021. Zuvor wurden verschiedene andere Sanierungsmaßnahmen, wie die Neugestaltung der Einlaufstrecke, die Erneuerung der Anlagen zur chemischen P-Fällung, die Umgestaltung des Betriebsgebäudes als auch die Anpassungen der Gebläseleistungen zur Druckluftversorgung der Belebungsanlage, durchgeführt.

Die Kläranlage Ahlhorn ist ursprünglich unter Berücksichtigung von Abwasserbelastungen aus einem Geflügelschlacht- und Verarbeitungsbetrieb konzipiert und in einem zweiten Schritt nach einer Kapazitätserhöhung dieses Betriebes auch ausgebaut worden. Zwischenzeitlich leitet der Betrieb nur noch Abwasser aus den Sanitärbereichen über die öffentlichen Abwasserbeseitigungsanlagen ab. Das Schlacht- und Produktionsabwasser wird in einer betriebseigenen Abwasserbehandlungsanlage gereinigt und über eine Klarwasserdruckrohrleitung in den Vorfluter Hageler Bach, der auch der Kläranlage Ahlhorn als Vorfluter dient, abgeleitet.

Mit dem Entfall der Produktionsabwässer stehen heute vornehmlich häuslich/kommunal geprägte Abwassermengen und -qualitäten auf der Kläranlage Ahlhorn an. Teile des biologischen Anlagenteils wurden seinerzeit nach der Abkopplung des Betriebes außer Betrieb genommen, können aber mit sich verändernden Belastungen im Zulauf zur Kläranlage wieder in Betrieb gesetzt werden.

Da sich in Ahlhorn neben der zunehmenden Wohnbebauung derzeit gewerbliche Entwicklungen auf dem ehemaligen Fliegerhorst einstellen, soll die Auslastungssituation der Kläranlage Ahlhorn erfasst und dargestellt sowie Prognosen zur Entwicklung von Abwasserbelastungen durch Bevölkerungswachstum und zunehmenden gewerblichen Einleitungen getroffen werden. Auf die bis 2030 zu erwartenden Belastungen ist die Kapazität der Kläranlage Ahlhorn nach heutigen Bemessungskriterien nachzuweisen bzw. darzustellen, welche Maßnahmen zu ergreifen sind, die prognostizierten Zuflüsse zur Kläranlage sachgerecht reinigen und die anfallenden Reststoffe nach den Regeln der Technik behandeln und entsorgen zu können.

Die Gemeinde Großenkneten hat das Ingenieurbüro FRILLING+ROLFS GmbH, Vechta, beauftragt im Rahmen einer Studie die Ist-Belastungen zur Kläranlage zu ermitteln, in Zusammenarbeit mit der Verwaltung der Gemeinde eine Prognose zur Entwicklung des Abwasseraufkommens zu erstellen, Berechnungen und Nachweise zur erforderlichen Kläranlagenausbaugröße durchzuführen und aufzuzeigen, in welchen Bereichen der Kläranlage Maßnahmen zur Erweiterung, Betriebsoptimierung und Sanierung zu ergreifen sind.

Bei Starkregenereignissen kommt es zum Einstau bzw. zum Überstau im Kanalnetz. Die bei Niederschlagsereignissen mit hoher Intensität anfallenden Abwässer lassen sich über die Hauptpumpstationen Triftweg und Wildeshauser Straße nicht zur Kläranlage fördern. Reglementierender Faktor ist hier die vorhandene Druckrohrleitung zur Kläranlage. Konzeptionell ist es vorgesehen, die Abwasserableitungen vom

Triftweg und von der Wildeshauser Straße zu trennen und mittels zweier Druckrohrleitungen dann die Abwässer zur Kläranlage zu fördern.

Die Betrachtungen zum Kanalnetz und den Abwasserförderanlagen ist kein Bestandteil dieser Studie. Im Rahmen eines separaten Konzeptes ist die Überstauproblematik zu untersuchen. Für die Ermittlung der Kläranlagenbelastung wird davon ausgegangen, dass entsprechende Maßnahmen im Kanalnetz getroffen werden, um eine dauerhafte und sachgerechte Abwasserbeseitigung sicherstellen zu können. Starkregenereignisse werden für den Kläranlagenzulauf nicht berücksichtigt.

2 Unterlagen und Literatur

Zur Ausarbeitung dieser Studie wurden im Wesentlichen folgende Unterlagen und Hilfsmittel berücksichtigt:

- Entwurf für die Erweiterung der Kläranlage Ahlhorn der Gemeinde Großenkneten, aufgestellt durch das Ingenieurbüro Wieferig und Frilling, Vechta, April 1990.
- Betriebstagebücher der Kläranlagen Ahlhorn der Jahre 2018 bis Juli 2021
- Entwurfs- und Ausführungsplanung zum Bau eines Hauptpumpwerks in Ahlhorn vom 05.07.2019

Folgende Literaturquellen wurden zugrunde gelegt:

- Arbeitsblatt DWA-A 118,
  Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen
- ATV-DVWK-Arbeitsblatt A 198
  Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen, April 2003
- DWA-Arbeitsblatt A 131
  Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen, Juni 2016

3 Beschreibung der Kläranlage Ahlhorn

3.1 Ausbauzustand

Die Auslegungslastwerte für die Kläranlage Ahlhorn betragen nach dem Entwurf des Ingenieurbüro Wieferig und Frilling von 1990:

- Ausbaugröße 16.000 EW_{60}
- Abwassermengen
  Trockenwetterzufluss $Q_{T,h}$ = 220 m³/h
  Regenwetter $Q_{R,h}$ = 270 m³/h

Beschreibung zum Reinigungsverfahren

Die Abwasserreinigung wird auf der Kläranlage Ahlhorn als kombiniertes Verfahren, bestehend aus mechanischen, biologischen und chemischen Verfahrensschritten, durchgeführt. Die biologische Reinigungsstufe ist als Belebtschlammverfahren zum Kohlenstoff- und Stickstoffabbau ausgeführt, in Form einer intermittierenden Denitrifikation. Der stabilisierte Überschussschlamm wird maschinell direkt eingedickt. Die Klärschlammentsorgung erfolgt als Nassschlammentsorgung. Zur Zwischenspeicherung der Klärschlämme stehen zwei Schlammspeicher sowie ein Feldrandcontainer, dieser zur Direktabholung installiert, zur Verfügung.

Der im Nordwesten des Gemeindegebietes errichteten Kläranlage wird das Abwasser über eine Druckrohrleitung (PVC 280 x 13,4 mm) zugeführt. In diese speisen die Hauptpumpwerke Triftweg und Wildeshauser Straße ein. Mit der Errichtung der Pumpstation an der Wildeshauser Straße in 2020 wurde eine neue Druckrohrleitung (PE 100, 250 x 14,8 mm), SDR 17) mit Anschluss an die vorhandene Leitung vom Pumpwerk Triftweg verlegt, die gegebenenfalls in Parallelverlegung bis zur Kläranlage verlängert werden kann. Mit dieser Option der Trennung der Abwasserableitung zur Kläranlage, können beide Pumpwerke deutlich größere Abwassermengen zur Kläranlage fördern, so dass mit der zukunftsweisenden Ausrichtung des Abwassertransportsystems, Spielraum zum Anschluss von Baugebieten und Gewerbeflächen besteht.

Im Zulauf zur Kläranlage ist in die Druckrohrleitung eine Mengenmessung installiert worden, die es erlaubt die Zuflüsse zur Kläranlage zu erfassen und zu dokumentieren. Eine Mengenerfassung aus der Entwässerung „Fliegerhorst“ erfolgt in einer Messstation vor der Ausmündung der den Fliegerhorst entwässernden Abwasserdruckrohrleitung in die Schmutzwasserkanalisation Kirchweg. Über diese lässt sich im Vergleich der Messungen am Pumpwerk Wildeshauser Straße und auf der Kläranlage der Abwasseranteil im Verhältnis zum Abwasseranfall aus der Ortslage ermitteln. Die Entwässerung eines Amazon-Logistik-Zentrums, welches im August 2023 in Betrieb genommen wird, erfolgt über eine separate Druckrohrleitung mit Anschluss an die Schmutzwasserkanalisation in der Kirchstraße. Da sich der Anschlusspunkt hinter der vorhandenen Mengenmessung befindet, werden die dort anfallenden Abwassermengen nicht erfasst.

Die mechanische Reinigung des anfallenden Abwassers erfolgt mittels eines 2013 erneuerten Feinrechen mit einer Spaltweite von 3 mm. Damit werden die im Abwasser mitgeführten Feststoffe aus dem Abwasserstrom abgetrennt und in den Aufgabentrichter einer Rechengutwaschpresse abgeworfen. Die im Rechengut enthaltenen organischen Stoffe werden in der Waschzone der Maschine ausgewaschen und in den Kläranlagenzulauf über ein Betriebs- und Trübwasserpumpwerk zurückgeführt. Das Rechengut wird anschließend in der Pressschnecke entwässert und in einen Container abgeworfen. Der Sandfang ist mit einem Fettfang kombiniert, um die im Abwasser enthaltenen Fett- und Schwimmstoffanteile zu entfernen. Der Fett- und Schwimmschlamm wird bedarfsgerecht durch ein zugelassenes Entsorgungsunternehmen abgeholt und entsorgt. Die Sandfangausrüstung wurde ebenfalls 2013 komplett erneuert.

Das im Sandfang anfallende Sandwassergemisch wird mit einer an einem Räumer befestigten Tauchmotorpumpe über eine aufgeständerte Sandwasserrinne einem Sandwäscher zugeführt. Hier erfolgt die weiterführende Aufbereitung der Reststoffe aus dem Sandfang durch Sandwäsche, Entwässerung und Klassierung. Die Wasseranteile sowie die im Sandwasser enthaltenen organischen Bestandteile werden abgetrennt und über das Betriebs- und Trübwasserpumpwerk in den Zulauf zur

Kläranlage zurückgeführt. Die ausgewaschenen mineralischen Reststoffe werden in einen Umladecontainer abgeworfen und entsprechend Bedarf entsorgt.

Im Ablauf des belüfteten Sand- und Fettfangs ist eine Verteilerkammer angeordnet, über die eine Aufteilung des mechanisch vorbehandelten Abwassers auf die Ausgleichs- und Belebungsbecken I und II möglich ist. Aufgrund der bestehenden Abwasserbelastungssituation wird das Ausgleichs- und Belebungsbecken I derzeit nicht betrieben.

Im Ausgleichs- und Belebungsbecken II erfolgt die biologische Abwasserreinigung mit hochgradigem Kohlenstoffabbau und weitestgehender Stickstoffelimination. Dieses Becken verfügt über ein Belebungsvolumen von V = 2.605 m³ sowie über ein Ausgleichsvolumen von V = 405 m³. Das Gesamtvolumen beträgt damit V = 3.010 m³. Das Ausgleichs- und Belebungsbecken I verfügt über V_{BB} = 2.400 m³, $V_{Ausgl.}$ = 390 m³, $V_{ges.}$ = 2.790 m³. Beide Becken sind mit Druckluftbelüftungssystemen zur Sauerstoffversorgung ausgerüstet.

Zur Druckluftversorgung sind in einer Gebläsestation 4 Gebläse, die den Bedarf des Ausgleichs- und Belebungsbeckens II abdecken und 2 Aggregate, die den Bedarf des Becken I abdecken, installiert. Diese Gebläse können über eine Verbindungsleitung auch für die Versorgung des Becken II genutzt werden. Die Gebläse zur Versorgung des Belebungsbeckens I wurden als Ersatzvornahme 2007 erneuert. Die Aggregate zur Druckluftversorgung des Belebungsbeckens II wurden mit dem Bau des Beckens 1991 installiert. Durch die rohrtechnischen Verbindungen werden zurzeit die 2007 installierten Gebläse zur Versorgung des Belebungsbeckens II verwendet.

Unter den Rücklaufschlammförderschnecken befinden sich 3 Gebläse, die dem Ausgleichs- und Belebungsbecken I zugeordnet sind und als Reserve nutzbar mit der Installation der 2 Gebläse für das Becken I beibehalten wurden. Die Aggregate sind abgängig.

Die Nitrifikation/Denitrifikation erfolgt in der Belebung parallel und wird mit einer einstellbaren Belüftungsregelung betrieben. Während der Belüftungszeit wird Ammoniumstickstoff unter aeroben Bedingungen zu Nitrat umgewandelt. In der Denitrifikation unter anoxischen Bedingungen wird das Nitrat zu elementarem Stickstoff reduziert und an die Atmosphäre abgegeben.

Der Ausgleichsbetrieb in den Ausgleichs- und Belebungsbecken wird über Ablaufmengenregler gesteuert. Hierbei werden voreingestellt maximal zulässige Abflüsse aus den Becken zu den Nachklärbecken vorgegeben. Dadurch können Schwankungen im Zulauf zur Kläranlage, vornehmlich bei Regenwetter abgepuffert werden.

Um den Überwachungsgrenzwert zur Phosphorkonzentration im Ablauf der Kläranlage sicher einzuhalten, wird eine chemische Fällung mit Eisen-III-Chlorid-Sulfat durchgeführt. Der Lagerbehälter sowie die Dosieranlage sind in einem stahlblechverkleideten Gebäudeteil untergebracht, das am belüfteten Sand- und Fettfang angebaut wurde.

Die Abtrennung des Belebtschlammes aus dem gereinigten Abwasser erfolgt in den Nachklärbecken. Das Nachklärbecken I besitzt eine wirksame Fläche von A = 200 m² und hat einen Durchmesser von D = 16,50 m. Das Nachklärbecken II hat einen Durchmesser von D = 15,00 m und eine wirksame Fläche von A = 177 m². Die Beckentiefen sind sehr unterschiedlich. Das Nachklärbecken I weist eine Beckentiefe von t_{Rand} = 2,20 m auf. Das Nachklärbecken II wurde mit einer Tiefe von t_{Rand} =

3,31 m hergestellt. Bedingt durch die größere Tiefe besitzt das Nachklärbecken II eine deutliche höhere hydraulische Leistungsfähigkeit.

Die Nachklärbecken sind konzeptionell den Ausgleichs- und Belebungsbecken zugeordnet. Im Zuge einer Baumaßnahme wurde, da mit der Außerbetriebsetzung des Ausgleichs- und Belebungsbecken I das Nachklärbecken I auch praktisch außer Betrieb genommen wurde, dem Ausgleichs- und Belebungsbecken II eine weitere Ablaufleitung zugeordnet, die an den Ablaufmengenregler des Becken I angeschlossen ist. Bei Regenwetter und einer Überschreitung einer maximal zulässigen Ablaufmenge zum Nachklärbecken II wird das Nachklärbecken I automatisch mit in Betrieb genommen und damit Nachklärbecken II vor einer Überlastung geschützt. Mit abnehmenden Zuflüssen zur Kläranlage wird das Becken I, ebenfalls automatisiert, wieder aus dem Abwasserreinigungsprozess herausgenommen.

Das aus den Nachklärbecken abfließende gereinigte Abwasser wird über eine Gütemessstation im freien Gefälle in einen zweiteiligen Schönungsteich abgeleitet. In der Gütemessstation wird die Ablaufmenge aus der Kläranlage erfasst und es besteht die Möglichkeit der Beprobung. Außerdem erfolgt an dieser Stelle die pH-Wert-, Temperaturmessung und die Erfassung der Leitfähigkeit.

Zur Rücklaufschlammregelung und -führung ist jedem Nachklärbecken ein Verteiler zugeordnet, über den der Rücklaufschlamm in ein Pumpwerk abgeleitet wird. Das Pumpwerk ist mit zwei Tauchmotorpumpen, als Betriebsaggregate und einer Förderschnecke, als Reserve, ausgerüstet. Über Verteilerkammern kann der Rücklaufschlamm in die Ausgleichs- und Belebungsbecken abfließen.

Der simultan aerob stabilisierte Überschussschlamm wird direkt mit einem Bandeindicker auf 5 - 7 % Trockenrückstand eingedickt. Der eingedickte Schlamm wird in einem Feldrandcontainer, V = 60 m³, zwischengespeichert. Aus diesem erfolgt die regelmäßige Entsorgung. Weiterhin können die Schlammbehälter, V = 1 x 1.000 m³ bzw. V = 500 m³ als Zwischenspeicher, entweder für flüssigen oder eingedickten Schlamm, genutzt werden, z.B. bei Ausfall oder Wartung der Eindickanlage.

Die vorhandenen Schlammspeicher sind mit der Errichtung der Kläranlage gebaut worden und besitzen sogenannte Sollrissfugen. Laut vorliegenden Gutachten ist ein Speicher nur noch zu 50 % nutzbar.

3.2 Anlagenteile

Die mechanisch-biologische Kläranlage Ahlhorn besteht im gegenwärtigem Ausbauzustand im Wesentlichen aus folgenden Anlagenteile:

Abwasservorbehandlung

- Zulaufmengenmessung
- 1 Feinsiebanlage als Filterstufenrechen ($Q_{max.}$ = 270 m³/h, e = 3 mm) mit Rechengutwäscher
- Belüfteter Sand- und Fettfang mit Sandwaschanlage

Biologische Reinigungsstufe

- Ausgleichs- und Belebungsbecken I V = 2.790 m³
- Ausgleichs- und Belebungsbecken II V = 3.010 m³
- Gebläsestation I und II

- Ablaufmengenregler I $Q_{max.}$ = 300 m³/h
- Ablaufmengenregler II $Q_{max.}$ = 300 m³/h
- Nachklärung I A = 200 m²
- Nachklärung II A = 177 m²
- Ablaufmengenmessung I $Q_{max.}$ = 300 m³/h
- Schönungsteich I und II, V_I = 2.000 m³, V_{II} = 4.000 m³
- Rücklaufschlammpumpwerk (mit $Q_{Schnecke}$ = 120 m³/h, Q_{Pumpen} = 2 x 120 m³/h)
- Eisensalzbehälter V = 25 m³ mit Dosieranlage

Schlammbehandlung

- Schlammeindickanlage Q = 15 m³/h
- Schlammspeicher I V = 1.000 m³ (dann nutzbar V = 500 m³)
- Schlammspeicher II V = 1.000 m³
- Feldrandcontainer V = 60 m³

Sonstige Bauwerke

- Betriebsgebäude mit Aufenthaltsraum, WC, Labor, Umkleideraum und Brauchwasseranlage

3.3 Reinigungsanforderungen und Überwachungswerte

In der Bundesrepublik Deutschland sind die Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in der Abwasserverordnung festgelegt.

Die Abwasserbehandlungsanlagen sind in 5 Größenklassen eingeteilt, die nach der täglichen BSB_5-Fracht in Rohabwasser festgelegt sind.

Seit dem 01.08.2002 werden an das Einleiten von gereinigtem Abwasser im Gewässer folgende Mindestanforderungen an die Ablaufkonzentrationen gestellt:

Tabelle 3.1: Mindestanforderung nach Anhang 1 der AbwV

Größenklasse der Abwasserbehandlungsanlage	**CSB (mg/l)**	**BSB_5 (mg/l)**	**NH_4-N (mg/l)**	**$N_{ges.}$ (mg/l)**	**$P_{ges.}$ (mg/l)**
Größenklasse 1 < 60 kg $BSB_{5(roh)}$	150	40	-	-	-
Größenklasse 2 60 bis 300 kg $BSB_{5(roh)}$	110	25	-	-	-
Größenklasse 3 300 bis 600 kg $BSB_{5(roh)}$	90	20	10	-	-
Größenklasse 4 600 bis 6.000 kg $BSB_{5(roh)}$	90	20	10	18	2
Größenklasse 5 > 6.000 kg $BSB_{5(roh)}$	75	15	10	13	1

Die Kläranlage Ahlhorn ist der Größenklasse 4 mit einer Ausbaugröße von 16.000 EW_{60} zuzuordnen. Entsprechend der derzeit gültigen Erlaubnis vom 09.01.2013 zur Einleitung gereinigten Abwassers in den „Hageler Bach“, in den auch die Einleitungen des gereinigten Abwassers aus der betrieblichen Abwasser-

behandlungsanlage des Geflügelschlacht- und -verarbeitungsbetriebs Heidemark erfolgen, sind folgende Einleitmengen und Überwachungswerte festgelegt:

- Einleitungswassermengen
  Jahresabwassermenge 740.000 m³/a
  Jahresschmutzwassermenge 487.000 m³/a
  Höchstabwassermenge 105 l/s (= 378 m³/h)

- Überwachungswerte
  CSB ≤ 65 mg/l
  BSB_5 ≤ 15 mg/l
  NH_4-N ≤ 10 mg/l
  $N_{anorg.}$ ≤ 8 mg/l
  $P_{ges.}$ ≤ 2 mg/l

Die genehmigten Überwachungswerte liegen gegenüber den Mindestanforderungen nach Anhang 1 der AbwV verschärft vor.

Auffällig ist, dass der Überwachungswert für Ammoniumstickstoff, nicht plausibel, oberhalb des Wertes $N_{anorg.}$ festgelegt wurde. Da NH_4-N ein Bestandteil von $N_{anorg.}$ ist, muss der Überwachungswert von NH_4-N unterhalb des Überwachungswertes von $N_{anorg.}$ gesetzt sein.

Aus den genehmigten Überwachungswerten ergeben sich unter Berücksichtigung von NH_4-N < 5 mg/l zur Überwachung folgende Betriebsmittelwerte:

- Betriebsmittelwerte
  CSB ≤ 30 mg/l
  NH_4-N ≤ 1,0 mg/l
  NO_3-N ≤ 4,2 mg/l
  $P_{ges.}$ ≤ 1,2 mg/l

4 Belastungs- und Betriebssituation der Kläranlage Ahlhorn

4.1 Grundlagen der Daten

Zur Ermittlung der Belastungssituation der Kläranlage Ahlhorn wurden die Betriebstagebücher für den Zeitraum vom 01.01.2018 bis zum 19.07.2021 detailliert statistisch ausgewertet.

Als wesentliche Kenngröße dienen die sogenannten 50 %- bzw. 85%-Werte. Die 50 %-Perzentile sind ein Maß für die mittlere Belastung einer Kläranlage und sind maßgebend für durchschnittliche Betriebsbedingungen. Die 85 %-Perzentile stellen die Nennbelastung bzw. Nenngröße der Anlagen dar, wobei in der Regel der BSB_5 oder CSB Belastungswert zur Nenngrößenangabe verwendet wird. Durch die 85%-Werte wird die Belastung angegeben, die an 85 % aller Tage unterschritten wird. Sie wird in der Regel stellvertretend für die maximale Belastung verwendet und ist entscheidend für die Bemessung bzw. dem Nachweis der Anlage.

4.2 Ermittlung der Abwassermengen

4.2.1 Statistische Auswertung

Die Jahresabwassermengen zur Einleitung in den „Hageler Bach“ aus der Kläranlage Ahlhorn haben sich von 2018 - 2020 wie in der nachfolgenden Tabelle 4.1 dargestellt entwickelt.

Tabelle 4.1: Jahreszulaufwassermengen 2018 - 2020

Jahr	Einheit	Menge	Jahreszulauf
2018	m³/a	Q_a	363.829
2019	m³/a	Q_a	392.181
2020	m³/a	Q_a	391.203

Da es sich 2018 um ein ausgeprägtes Trockenwetterjahr handelte und sich in den Jahren davor und später die Jahresabwassermengen ähnlich um rd. 30.000 m³/a erhöht darstellen, darf davon ausgegangen werden, dass sich die hydraulische Belastungssituation in den letzten Jahren stabil, nicht wesentlich verändert hat.

An Trockenwettertagen schwanken die Zuflussmengen zwischen 577 m³/d und 1.367 m³/d. Bei Regenwetter werden Zuflüsse bis zu 2.086 m³/d gemessen.

Tabelle 4.2: Tageswasserzuflüsse zur Kläranlage Ahlhorn der Jahre 2018 - 19.07.2021

Tageswassermenge	Einheit	Min.-Wert	Max.-Wert	Mittelwert	85%-Wert
Gesamtzufluss	m³/d	577	2.522	1.049	1.193
Trockenwetterzufluss	m³/d	577	1.367	974	1.061

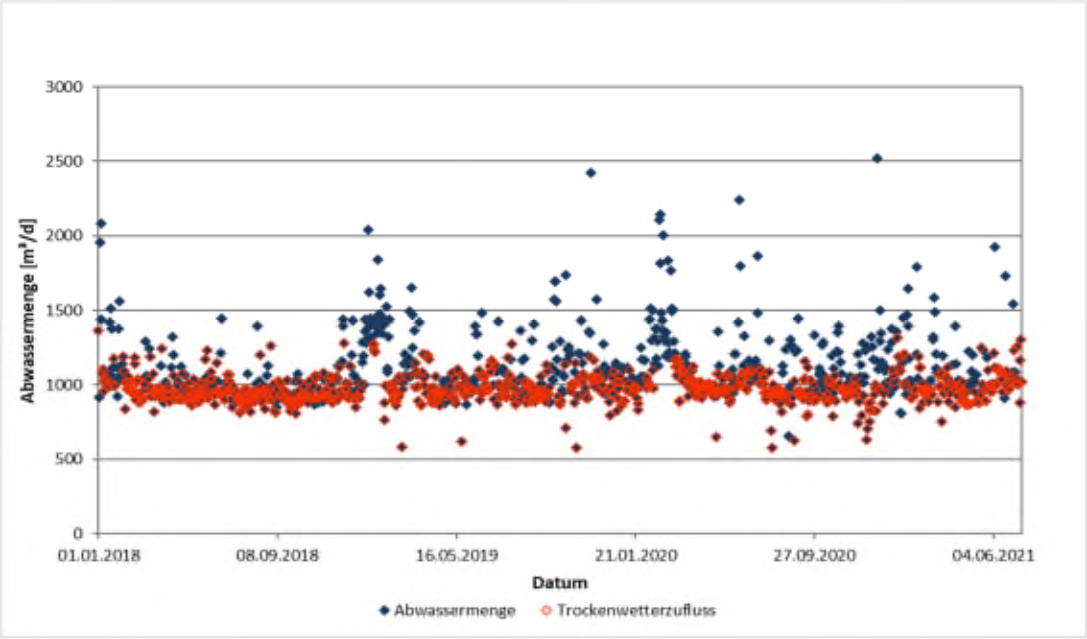


Abbildung 4.1: Gesamt- und Trockenwetterzulauf der Jahre 2018 - 2022

Die nachfolgende Tabelle 4.3 gibt die statische Auswertung der Tageszulaufmengen der Kläranlage Ahlhorn wieder.

Tabelle 4.3: Tageszuflussmengen der Kläranlage Ahlhorn 2018 bis 19.07.2021

Jahr	Tageszuflussmengen				
	Minimum $Q_{d,min.}$	**Maximum** $Q_{d,max.}$	**Mittelwert** $Q_{d,a.M.}$	**85%-Wert** $Q_{d,\ 85\%\text{-Wert}}$	**99%-Wert** $Q_{d,\ 99\ \%\text{-Wert}}$
2018	811 m³/d	2.086 m³/d	997 m³/d	1.072 m³/d	1.472 m³/d
2019	578 m³/d	2.423 m³/d	1.074 m³/d	1.260 m³/d	1.712 m³/d
2020	577 m³/d	2.522 m³/d	1.069 m³/d	1.221 m³/d	2.039 m³/d
01.01.2021 - 19.07.2021	753 m³/d	1.924 m³/d	1.059 m³/d	1.195 m³/d	1.733 m³/d
Gesamt	577 m³/d	2.522 m³/d	1.049 m³/d	1.193 m³/d	1.816 m³/d

Für den Trockenwetterzufluss ergeben sich folgende Abwasserzuflüsse:

Tabelle 4.4: Trockenwetterzufluss zur Kläranlage Ahlhorn 2018 bis 19.01.2021

Jahr	Tageszuflussmengen				
	Minimum $Q_{d,min.}$	**Maximum** $Q_{d,max.}$	**Mittelwert** $Q_{d,a.M.}$	**85%-Wert** $Q_{d,\ 85\%\text{-Wert}}$	**99%-Wert** $Q_{d,\ 99\ 5\text{-Wert}}$
2018	811 m³/d	1.367 m³/d	963 m³/d	1.038 m³/d	1.254 m³/d
2019	578 m³/d	1.274 m³/d	982 m³/d	1.066 m³/d	1.265 m³/d
2020	577 m³/d	1.174 m³/d	964 m³/d	1.052 m³/d	1.161 m³/d
01.01.2021 - 19.07.2021	753 m³/d	1.316 m³/d	1.003 m³/d	1.104 m³/d	1.295 m³/d
Gesamt	577 m³/d	1.367 m³/d	974 m³/d	1.061 m³/d	1.260 m³/d

Zudem wurden die stündlichen Abwassermengen ausgewertet. Dafür wurden ebenfalls die Messwerte der Zulaufmengenmessung verwendet. Analog erfolgte eine Auswertung der stündlichen Ablaufmengen.

Tabelle 4.5: Stundenzuflüsse/Ablaufmengen der Kläranlage Ahlhorn (Zeitraum 01.01.2018 bis 19.07.2021)

	Einheit	**Mittelwert**	**Maximal**	**85%-Wert**	**99%-Wert**
2018					
Gesamtzufluss	m³/h	38	228	58	83
Trockenwetterzufluss	m³/h	37	101	56	66
Ablaufmenge	m³/h	42	141	60	80
2019					
Gesamtzufluss	m³/h	43	229	61	101
Trockenwetterzufluss	m³/h	40	130	57	71
Ablaufmenge	m³/h	45	220	61	84

2020					
Gesamtzufluss	m³/h	42	249	60	97
Trockenwetterzufluss	m³/h	41	121	58	69
Ablaufmenge	m³/h	45	244	61	91
2021					
Gesamtzufluss	m³/h	43	269	59	100
Trockenwetterzufluss	m³/h	41	112	57	71
Ablaufmenge	m³/h	44	221	55	91
Gesamt					
Gesamtzufluss	m³/h	41	269	59	96
Trockenwetterzufluss	m³/h	39	130	59	69
Ablaufmenge	m³/h	44	244	60	84

Der Trockenwetterzufluss beträgt als Mittelwert betrachtet:

$Q_{T,h}$ = 39 m³/h

Der Regenwetterzufluss beträgt als Mittelwert betrachtet:

$Q_{R,h}$ = 41 m³/h

Das Verhältnis beträgt:

$$\frac{Q_{R,h}}{Q_{T,h}} = 1{,}05$$

Als Mischwasserzufluss ist der 99 %-Wert des Gesamtzuflusses alle Tage anzusetzen.

Q_M = 96 m³/h

Das Verhältnis zum 99 %-Wert der Trockenwetterzuflüsse beträgt:

$$\frac{Q_M}{Q_{T,h99}} = \frac{96\ m^3/h}{69\ m^3/h} = 1{,}39$$

Die stündlichen Zu- und Ablaufmengen unterscheiden sich lediglich geringfügig. Die stündliche Ablaufmenge als 99 %-Wert bzw. als Maximum liegen, aufgrund der vorhandenen Ausgleichsvolumen, unter den Zulaufmengen.

4.2.2 Abwasserzuflüsse nach ATV-DVK-A 198

Entsprechend dem DWA-Arbeitsblatt A 131 (Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen, Juni 2016) sind die maßgebenden Frachten und Konzentrationen nach den ATW-DVWK-Arbeitsblatt A 198 (Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen, April 2003) zu ermitteln.

Im Februar 2022 erschien der Entwurf zum DWA Arbeitsblatt A 198 - Ermittlung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen. Danach ergeben sich unter anderem Änderungen hinsichtlich der Frachten. Da es sich bei dem neuen Arbeitsblatt bisher

um einen Entwurf handelt, wird für dieses Konzept das gültige Arbeitsblatt A 198 (April 2003) zugrunde gelegt.

Entsprechend dem ATV-DVWK-Arbeitsblatt A 198 wird der tägliche Trockenwetterzufluss in Anlehnung an Fuchs et al., nach dem gleitenden 21-Tage-Minima-Prinzip ermittelt. Gesucht wird dazu für jeden Tag der niedrigste tägliche Zufluss der vorausgehenden 10 Tage, des betrachteten Tages und der folgenden 10 Tage. Alle bis zu 20 % über diesem Polygon vorhandenen täglichen Zuflüssen gelten dann als Trockenwetterzuflüsse. Die Ergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst dargestellt.

Tabelle 4.6: Trockenwetterzufluss nach ATV-DVWK-A 198

Minimum	Maximum	Mittelwert	85 %-Wert	99 %-Wert
577 m³/d	1.446 m³/d	959 m³/d	1.028 m³/d	1.260 m³/d

Die dargestellten Trockenwetterzuflüsse nach ATV-DVWK-A 198 weichen nur geringfügig von der statistisch ermittelten Abwassermenge ab. Für die weiteren Betrachtungen werden daher die Trockenwetterzuflüsse aus der statistischen Auswertung berücksichtigt.

4.3 Schmutzfrachten und Konzentrationen im Kläranlagenzulauf

4.3.1 Organische Belastung

Die organischen Schmutzfrachten im Zulauf sind durch erhebliche Schwankungen gezeichnet. Die CSB-Konzentrationen schwankten in der Regel zwischen 381 und 1.712 mg/l. Im Mittel lag die CSB-Konzentration in den vergangenen drei Jahren bei 897 mg/l.

Die zugehörigen Frachten schwankten zwischen 444 kg/d und 1.787 kg/d. Im Jahr 2021 sind die Frachten leicht gestiegen (Tabelle 4.7) und variieren zwischen 651 kg/d und 1.521 kg/d. Für den Zeitraum seit Januar 2018 ergibt sich eine mittlere CSB-Fracht von 930 kg/d. Der 85%-Wert liegt bei 1.138 kg/d.

Aus den ermittelten CSB-Schmutzfrachten lassen sich eine mittlere CSB-Belastung von 7.750 EW_{120} und eine Nennbelastung von 9.483 EW_{120} ableiten.

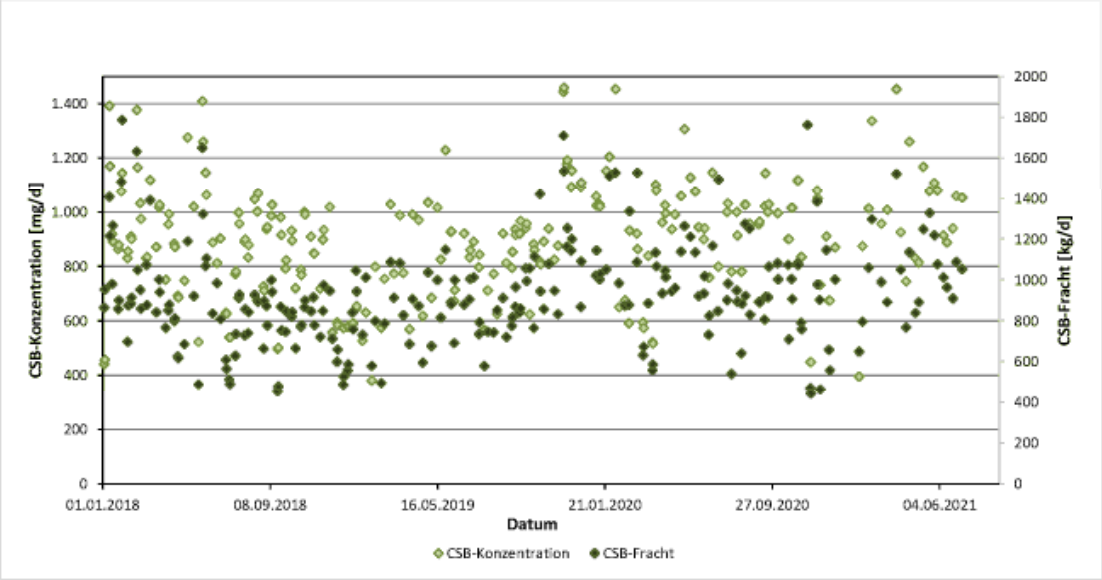


Abbildung 4.2: CSB-Konzentration und -frachten im Zulauf der Kläranlage

Die BSB_5-Konzentration schwankte meist zwischen 180 mg/l und 960 mg/l beziehungsweise die Fracht zwischen 175 kg/d und 621 kg/d. Die mittlere Belastung lag bei 498 mg/l und 518 kg/d und die Nennbelastung bei 580 mg/l und 621 kg/d. Damit ergibt sich eine mittlere Anschlussgröße von 8.633 EW_{60} (Median) und der 85%-Wert liegt bei 10.350 EW_{60}.

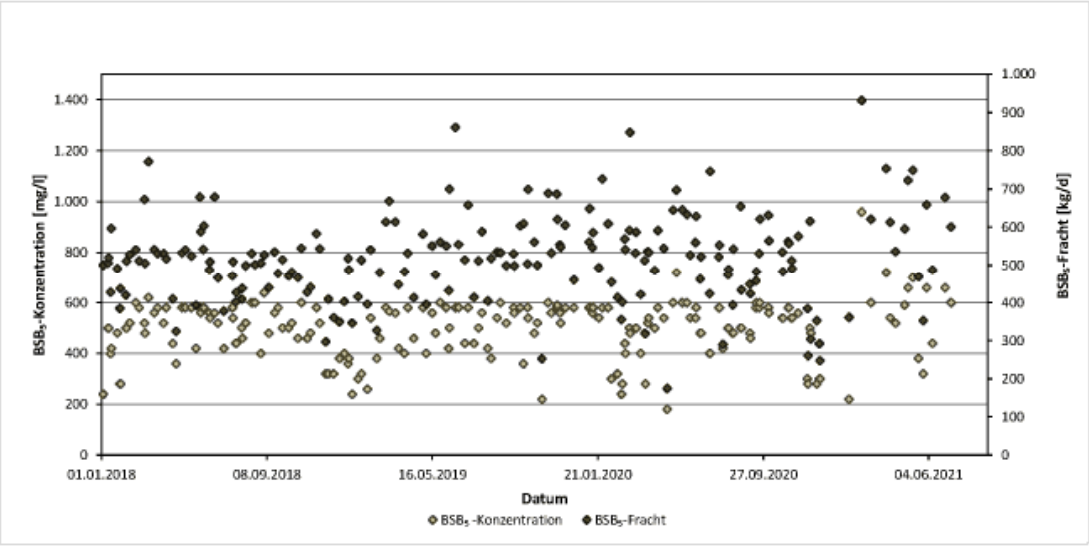


Abbildung 4.3: BSB_5-Konzentration und -fracht im Zulauf der Kläranlage

Das BSB_5/CSB-Verhältnis beträgt:

im Mittel: 1 / 1,8
Nennbelastung: 1 / 1,83

Das Verhältnis weist hier klassische kommunale Abwasserzusammensetzung aus.

4.3.2 Stickstoffbelastung

Die Messungen der TKN-Konzentrationen sind notwendig für die Ermittlung der biologischen Stufe der Kläranlage Ahlhorn. Für die Auswertung der Daten liegen lediglich 7 Messungen vor. Gemäß dem Arbeitsblatt DWA-A 198 sind die gemessenen TKN-Werte nicht ausreichend zur Auslegung und zum Nachweis der Kläranlage zur Ist-Belastung sowie zur Prognose-Belastung der Kläranlage. Die Bestimmung der TKN-Konzentrationen wird durch das Verhältnis TNK-NH_4-N ermittelt. Mit einem aus den 7 Messungen gebildeten mittleren Faktor von ca. 1,3 wird die Zulaufbelastung ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.7 zusammengestellt.

Die gemessenen TKN-Konzentrationen (ohne Faktor) im Zulauf lagen im betrachteten Zeitraum zwischen 53 mg/l und 99 mg/l (Abbildung 4.4). Die zugehörigen Frachten schwankten zwischen 82 kg/d und 111 kg/d.

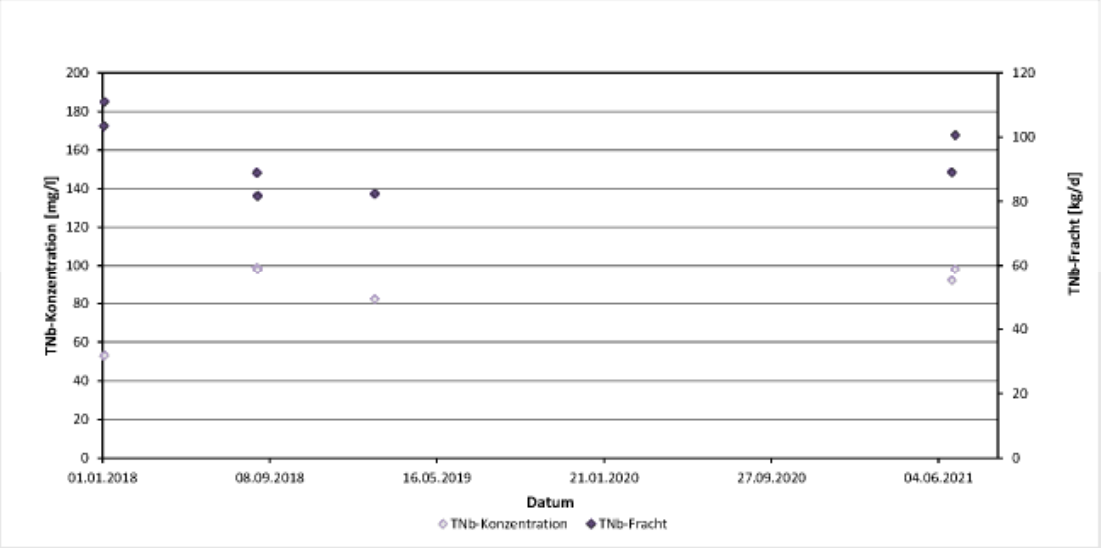


Abbildung 4.4: TKN-Konzentration und -fracht im Zulauf der Kläranlage

Die Stickstoffbelastung ergab sich in den drei Jahren mit mittlerer Konzentration von 82 mg/l zu 94 kg/d. Dies entspricht einer Belastung von 8.364 EW_{11} (Median) bzw. einer Nennbelastung von 8.917 EW_{11}.

Im Zulauf der Kläranlage variierte die Ammonium-Konzentration zwischen 17 mg/l und 97 mg/l. Der mittlerer NH_4-N-Wert beträgt 73 mg/l und der 85 %-Wert 85 mg/l. Die zugehörigen Frachten lagen im Mittel bei 74 kg/d und als Nennbelastung 89 kg/d. Die Abbildung 4.5 stellt die Datenauswertung der Ammonium-Konzentrationen dar.

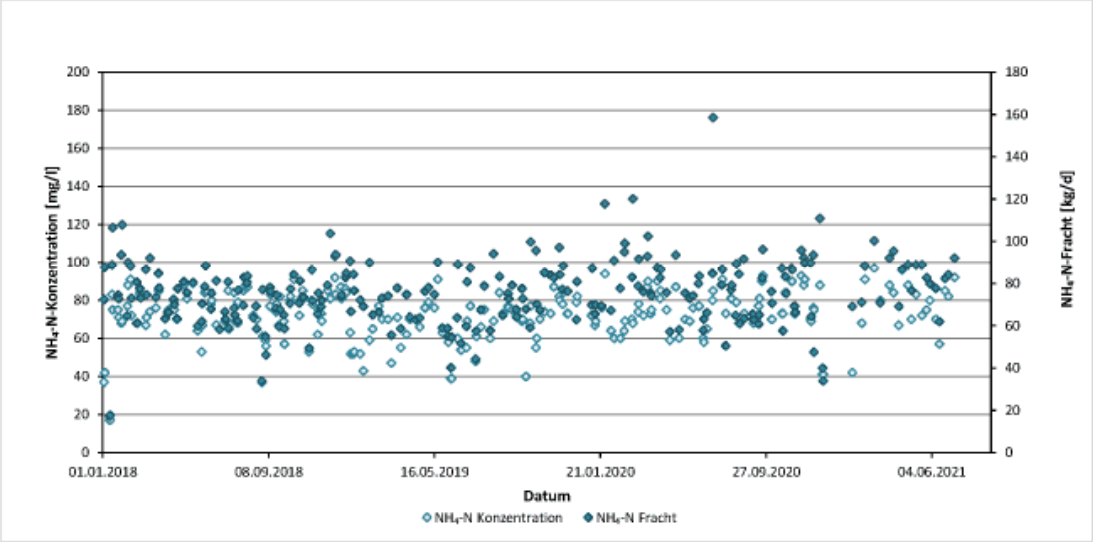


Abbildung 4.5: NH4-N- Konzentration und -fracht im Zulauf der Kläranlage

4.3.3 Phosphorbelastung

Die Konzentrationen für $P_{ges.}$ im Zulauf schwankten in der Zeit von Januar 2018 bis Dezember 2020 zwischen 5,6 mg/l und 52,3 mg/l, Abbildung 4.5 , die zugehörigen Frachten zwischen 4,6 kg/d und 65,6 kg/d. Die mittlere P-Konzentration lag bei 13,3 mg/l und die mittlere P-Belastung bei 13,9 kg/d. Aus den Frachten ergibt sich die Medianbelastung von 6.742 $EW_{1,8}$ und die Nennbelastung von 9.514 $EW_{1,8}$.

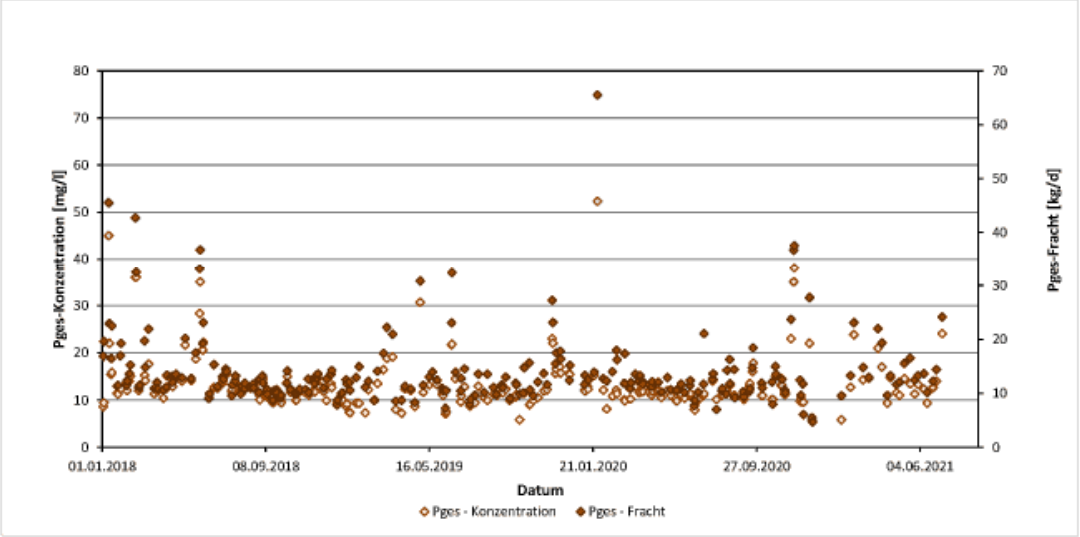


Abbildung 4.6: $P_{ges.}$-Konzentration und -fracht im Zulauf der Kläranlage

4.3.4 Zusammenstellung der Belastungen im Zulauf

In Tabelle 4.7 sind die Daten aus der Eigenüberwachung für den Zeitraum Januar 2018 bis 18.07.2021 dargestellt.

In der Tabelle 4.8 sind Zulaufbelastungen von 2018 bis 2021 zusammengefasst.

Eine Prüfung der aufgezeichneten Daten der letzten Jahre (2022, Anfang 2023) zeigt keine signifikanten Veränderungen im Zulauf zur Kläranlage, so dass davon auszugehen ist, dass die nachfolgende Zusammenstellung der Daten die derzeitige Belastungssituation widerspiegelt.

Tabelle 4.7: Zusammenstellung der Konzentrationen und -frachten im Zulauf der Kläranlage Ahlhorn

Wert	CSB-Konzentration [mg/l]	CSB-Fracht [kg/d]	BSB_5-Konzentration [mg/l]	BSB_5-Fracht [kg/d]	TKN-Konzentration* [mg/l]	TKN-Fracht [kg/d]	NH_4-N Konzentration [mg/l]	NH_4-N Fracht [kg/d]	$P_{ges.}$-Konzentration [mg/l]	$P_{ges.}$-Fracht [kg/d]
2018										
Min	442	456	180	175	22	22	17	17	8,6	7,8
Max	1.410	1.787	960	932	117	137	92	108	45,0	45,5
Mittel	879	880	498	518	93	93	73	73	14,2	14,3
Median	891	859	520	520	86	94	75	74	12,5	12,2
85%-Wert	1.047	1.048	580	621	108	109	85	86	15,0	19,0
50%-EW_{120}		7.160								
85%-EW_{120}		8.733								
2019										
Min	381	496	220	253	50	51	39	40	5,8	7,2
Max	1.459	1.710	600	861	116	127	91	100	30,7	32,4
Mittel	851	914	490	528	86	93	67	73	12,2	13,3
Median	849	881	530	531	89	94	70	74	11,2	11,9
85%-Wert	1.031	1.090	580	614	101	109	79	85	16,0	16,0
50%-EW_{120}		7.340								
85%-EW_{120}		9.083								
2020										
Min	450	444	180	175	52	43	41	34	5,6	4,6
Max	1.712	1.762	720	848	120	202	94	159	52,3	65,5
Mittel	930	973	489	511	96	101	75	79	12,9	13,7
Median	957	961	500	532	95	100	75	78	11,3	12,0
85%-Wert	1.080	1.165	580	628	112	118	88	93	14,0	15,0
50%-EW_{120}		8.011								
85%-EW_{120}		9.708								

Wert	CSB-Konzentration	CSB-Fracht	BSB_5-Konzentration	BSB_5-Fracht	TKN-Konzentration*	TKN-Fracht	NH_4-N Konzentration	NH_4-N Fracht	$P_{ges.}$-Konzentration	$P_{ges.}$-Fracht
	[mg/l]	[kg/d]	[mg/l]	[kg/d]	[mg/l]	[kg/d]	[mg/l]	[kg/d]	[mg/l]	[kg/d]
01.01.2021 bis 19.07.2021										
Min	396	651	220	353	92	89	42	62	5,8	9,5
Max	1.454	1.521	960	932	98	101	97	100	24,1	24,1
Mittel	995	1.038	571	609	95	95	78	82	14,0	14,7
Median	1.009	1.051	600	613	95	95	81	83	13,4	13,3
85%-Wert	1.167	1.249	696	746	97	99	91	92	17,6	19,7
50%-EW_{120}		8.760								
85%-EW_{120}		10.406								

*) Rechnerisch über NH_4-N-Konzentration und Faktor ermittelt.

Für die weiteren Betrachtungen werden die Belastungen aus dem Auswertungszeitraum 01/2018 bis 07/2021 berücksichtigt.

Tabelle 4.8: Konzentrationen und Schmutzfrachten im Zulauf KA Ahlhorn

Auswertungszeitraum: 01.01.2018 - 19.07.2021							
	Bezeich-nung	Einheit	Min	Max	Mittel	Median	85%-Wert
Konzentrationen							
CSB	$C_{CSB,Z}$	mg/l	381	1.712	897	911	1.079
BSB_5	$C_{BSB,Z}$	mg/l	180	960	498	520	580
$N_{ges.}$	$C_{N,Z}$	mg/l	22	124	93	94	108
NH_4-N	$S_{NH4,Z}$	mg/l	17	97	73	74	85
$P_{ges.}$	$C_{P,Z}$	mg/l	5,6	52,3	13,3	11,9	15,4
Frachten							
CSB	$B_{d,CSB,Z}$	kg/d	444	1.787	930	901	1.138
BSB_5	$B_{d,BSB,Z}$	kg/d	175	932	518	520	621
$N_{ges.}$	$B_{d,N,Z}$	kg/d	22	202	96	96	114
NH_4-N	$B_{d,NH4,Z}$	kg/d	17	159	75	75	89
$P_{ges.}$	$B_{d,P,Z}$	kg/d	4,6	65,5	13	12,1	17,1
Einwohnerwerte							
EW_{120}		EW				7.500	9.500
EW_{60}		EW				8.700	10.350
EW_{11}		EW				8.700	10.300
$EW_{1,8}$		EW				6.700	9.500

Der maßgebende Abfluss $Q_{d,konz.}$ ergibt sich aus der mittleren CSB-Fracht und der mittleren CSB-Konzentration zu:

$$Q_{d,konz.} = \frac{B_{d,CSR}}{C_{CSB}} = \frac{930\ kg/d}{897\ mg/l} = 1.037\ m^3/d$$

4.3.5 Abwassercharakteristik des Rohabwassers

Im Zulauf der Kläranlage Ahlhorn lassen sich folgende charakteristische Kennzahlen zur Abwasserbeschaffenheit ableiten, Tabelle 4.9.

Tabelle 4.9: Abwassercharakteristik im Zulauf der KA Ahlhorn

Parameter	**gemäß DWA**	**Kläranlage Ahlhorn aus Medianwerten (01/2018 - 07/2021)**
CSB / $N_{ges.}$	10,9	9,6
CSB / $P_{ges.}$	66,7	67,4
$N_{ges.}$ / $P_{ges.}$	6,1	7,4

Die Abwassercharakteristik entspricht in etwa der eines kommunalen Abwassers gemäß DWA mit leicht erhöhter Stickstoffbelastung.

4.4 Betriebsparameter

4.4.1 Abwassertemperatur im Belebungsbecken

Die Abbildung 4.7 stellt den Verlauf der Abwassertemperatur im Zulauf der Kläranlage dar. Die Funktion zeigt einen typischen und sehr gleichförmigen Verlauf mit einer minimalen Temperatur von etwa 7°C im Winter und maximal bis zu 24°C im Sommer.

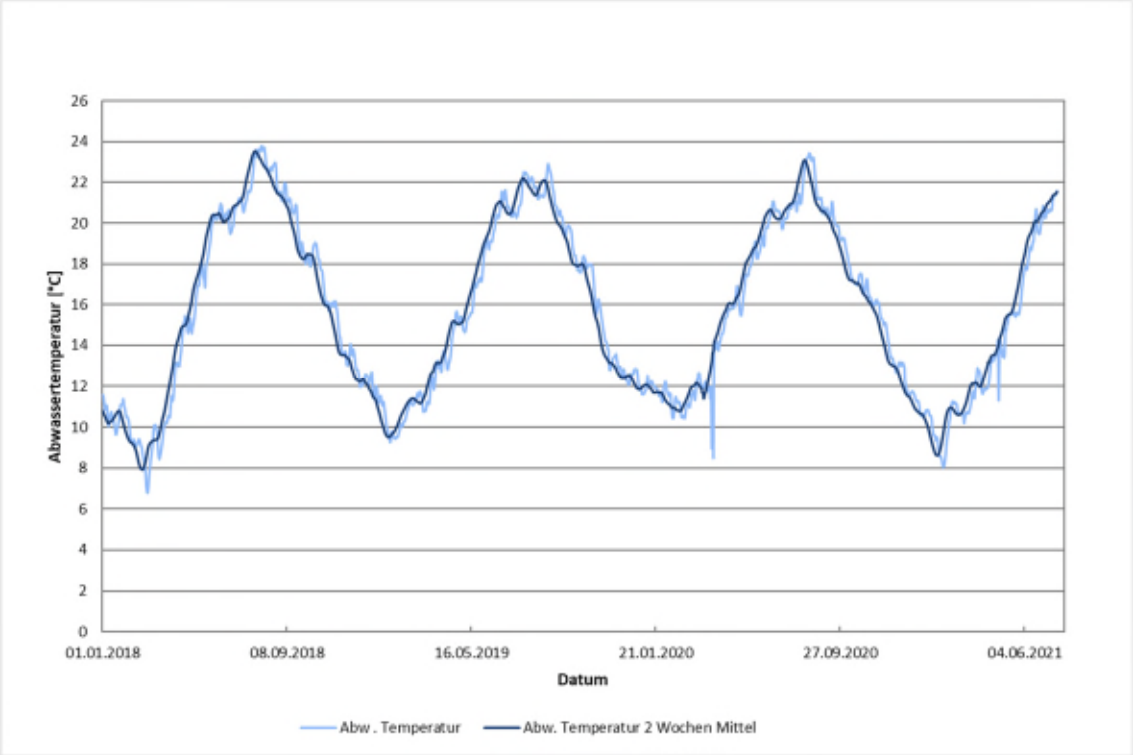


Abbildung 4.7: Abwassertemperatur in der Belebung

4.4.2 Schlammindex und Schlammvolumen

Der Schlammindex lag im Betrachtungszeitraum zwischen 66 und 144 ml/g. Im Mittel betrug der Schlammindex 100 ml/g und der 85%-Wert lag bei 111 ml/g. Das Schlammvolumen schwankte zwischen 230 ml/l und 780 ml/l. Im Mittel lag das Schlammvolumen bei 480 ml/l (Abbildung 4.8).

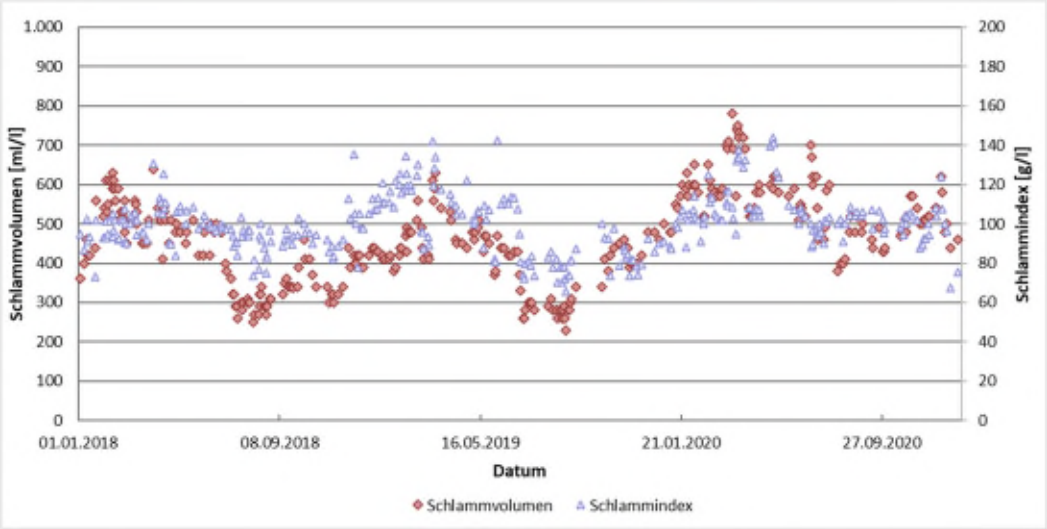


Abbildung 4.8: Schlammindex und Schlammvolumen

4.4.3 Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken

Im Betrachtungszeitraum variierte der TS-Gehalt in den Belebungsbecken zwischen 2,9 und 7,6 g/l. Es ist keine saisonale Abhängigkeit zu erkennen. Im Mittel betrug der TS-Gehalt 4,8 g/l (Abbildung 4.9).

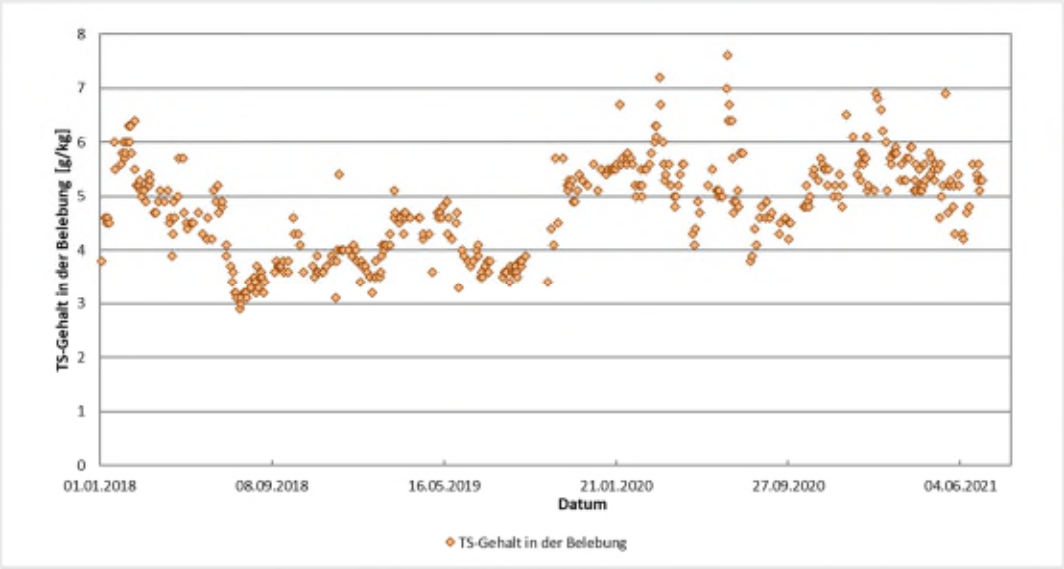


Abbildung 4.9: Feststoffgehalt in der Belebung

4.5 Ablaufbeschaffenheit

Die Qualität des Abwassers aus der Kläranlage Ahlhorn wird aus dem Ablauf der Nachklärung analysiert. Die Daten der Eigenüberwachung für den Zeitraum Januar 2018 bis 19. Juli 2021 sind nachfolgend dargestellt und in Tabelle 4.10 zusammengefasst.

CSB-Konzentration

Die CSB-Konzentrationen im Ablauf der Kläranlage lag im Betrachtungszeitraum im Bereich von 4 bis 47 mg/l, Abbildung 4.10. Im Mittel wurden 26 mg/l erreicht. Eine saisonale Abhängigkeit der CSB-Konzentrationen im Ablauf ist nicht zu erkennen. Der Überwachungswert von 65 mg/l wird nicht überschritten.

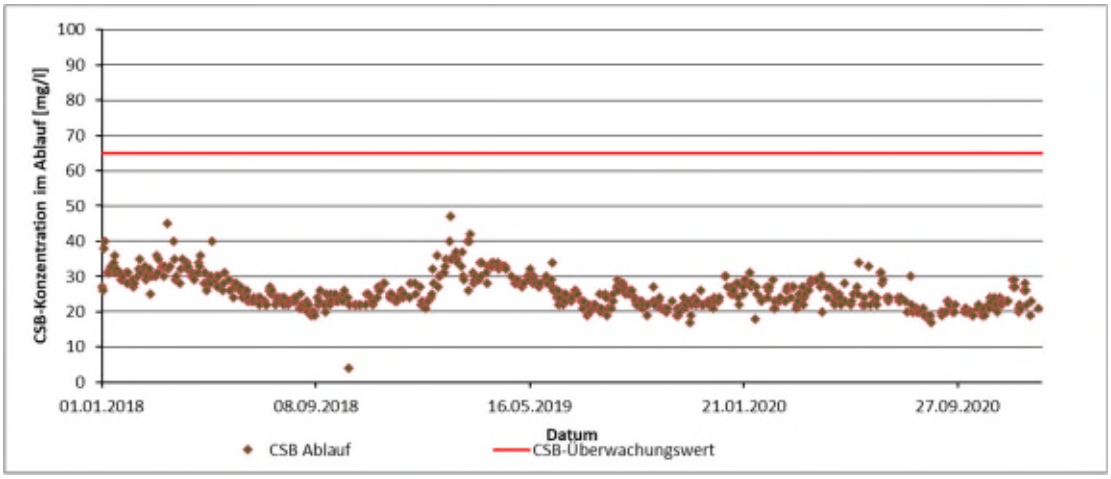


Abbildung 4.10: CSB-Konzentration im Ablauf der Kläranlage

BSB_5-Konzentration

Der BSB_5-Konzentration im Ablauf der Kläranlage Ahlhorn betrug im betrachteten Zeitraum zwischen 1,0 mg/l und 20 mg/l (Abbildung 4.11).

Der Überwachungswert von 15 mg/l wurde im Betrachtungsraum vereinzelt überschritten.

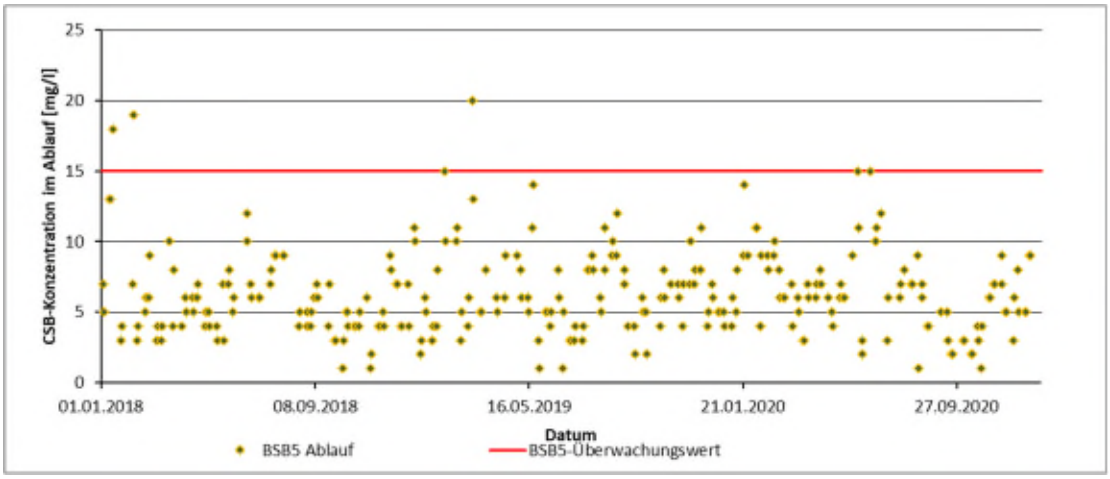


Abbildung 4.11: BSB5-Konzentration im Ablauf der Kläranlage

Stickstoffverbindung

Die Ammoniumkonzentrationen im Ablauf der Nachklärung lagen zwischen 0,1 mg/l und 6,0 mg/l und damit unter dem derzeitigen Überwachungswert von 10 mg/l. Der Mittelwert lag bei 1,3 mg/l, der 85 %-Wert bei 2,4 mg/l.

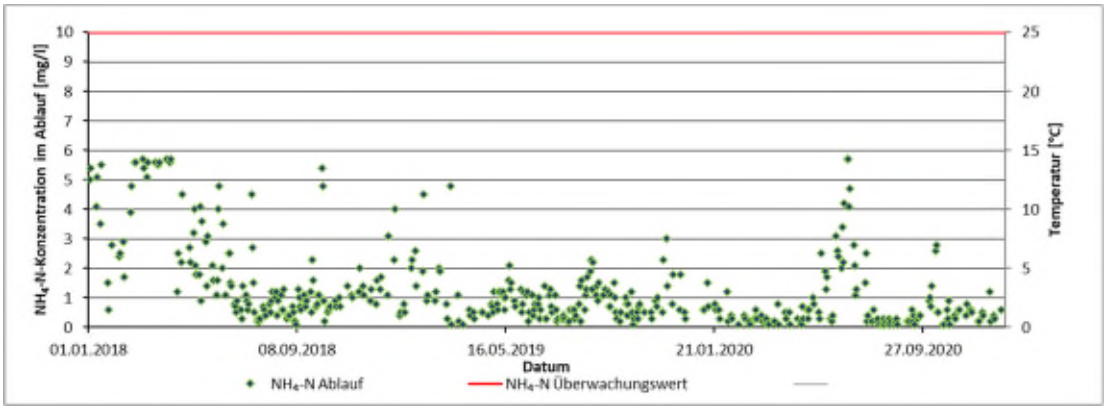


Abbildung 4.12: Ammoniumkonzentration im Ablauf der Kläranlage

Die Nitrat-Ablaufwerte lagen zwischen 0,1 und 5,0 mg/l, Abbildung 4.13. Im Mittel lag die Nitratablaufkonzentration bei 0,5 mg/l, der 85 %-Wert bei 0,9 mg/l.

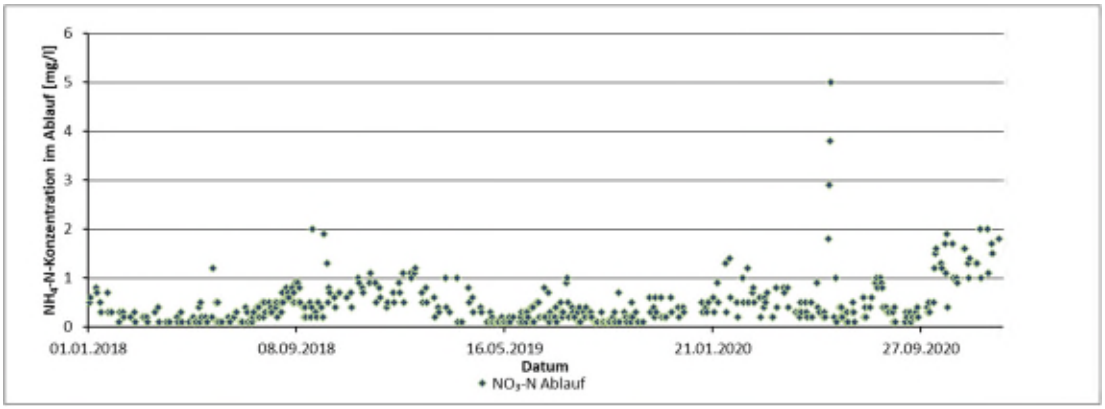


Abbildung 4.13: Nitratkonzentration im Ablauf der Kläranlage

Die Nitrit-Konzentrationen schwankten zwischen 0,01 und 0,96 mg/l. Im Mittel betrug dieser 0,11 mg/l.

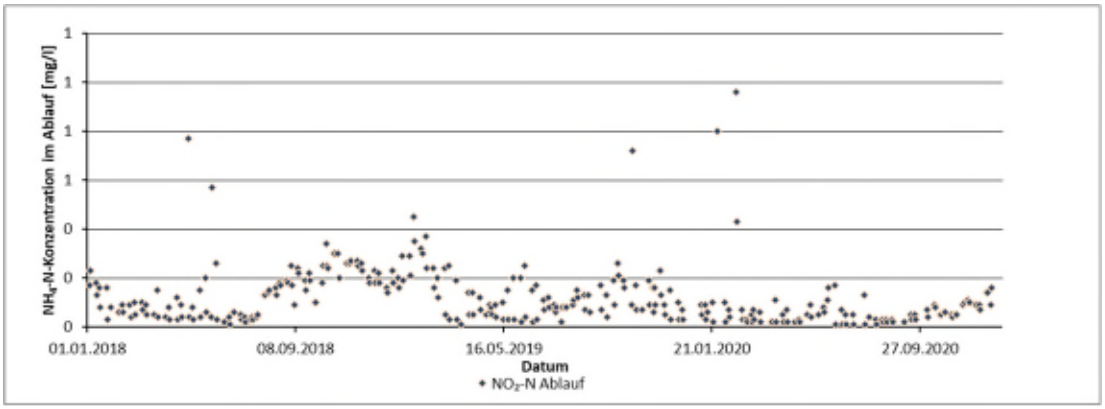


Abbildung 4.14: Nitritkonzentration im Ablauf der Kläranlage

Die $N_{ges.}$-Konzentrationen im Ablauf der Nachklärung schwankten im Betrachtungszeitraum zwischen 0,15 und 6,53 mg/l und lagen im Mittel bei 1,92 mg/l. Der Überwachungswert wurde eingehalten.

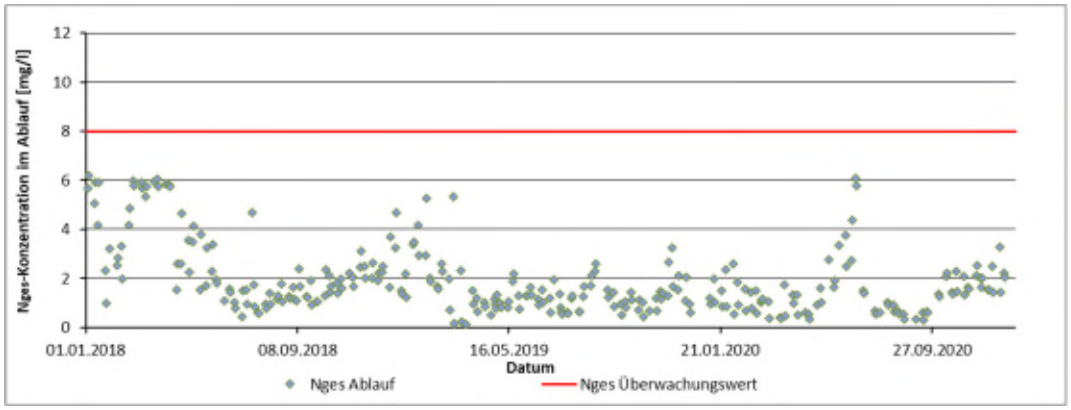


Abbildung 4.15: $N_{ges.}$-Konzentration im Ablauf der Kläranlage

Phosphor

Die Ablaufwerte der Kläranlage für $P_{ges.}$ lagen im Betrachtungszeitraum im Bereich zwischen 0,10 mg/l und 1,80 mg/l, Abbildung 4.16. Der Mittelwert lag bei 0,77 mg/l.

Der Überwachungswert von 2,0 mg/l wurde eingehalten.

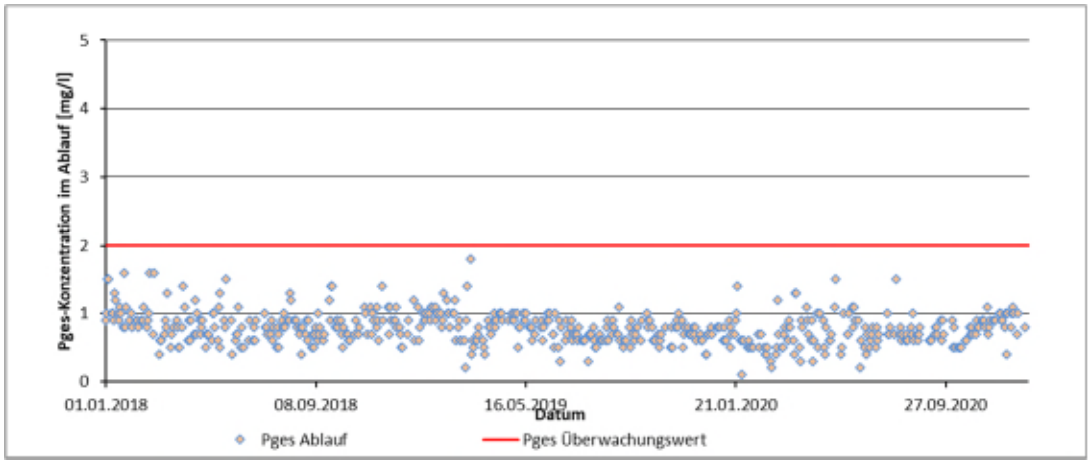


Abbildung 4.16: $P_{ges.}$-Konzentration im Ablauf der Kläranlage

Zusammenstellung der Ablaufwerte

Die Ablaufwerte der Kläranlage für den Zeitraum vom 01.01.2018 bis zum 31.12.2020 sind nachfolgend zusammengestellt.

Tabelle 4.10: Zusammenstellung der Ablaufwerte (Januar 2018 bis Dezember 2020)

Konzentrationen	Bezeichnung	Einheit	Min.	Max.	Mittel	Median	85%-Wert
CSB	$C_{CSB,AN}$	mg/l	4,0	47,0	25,7	25,0	30,0
BSB_5	$C_{BSB5,\ AN}$	mg/l	1,0	20,0	6,4	6,0	9,0
$N_{ges.}$	$C_{Nges.,AN}$	mg/l	0,2	6,5	1,9	1,5	3,3
NH_4-N	$C_{NH4\text{-}N,AN}$	mg/l	0,1	6,0	1,3	0,8	2,4
NO_3-N	$C_{NO3\text{-}N,AN}$	mg/l	0,1	5,0	0,5	0,3	0,9
NO_2-N	$C_{NO2\text{-}N,AN}$	mg/l	0,01	0,96	0,11	0,08	0,2
$P_{ges.}$	$C_{Pges.,AN}$	mg/l	0,01	1,80	0,77	0,80	1,0

4.6 Prognosebelastung

Für den Nachweis der Kläranlagenkapazität zum Jahr 2030 sind zusätzliche Prognosebelastungen anzusetzen. Diese berücksichtigen Bevölkerungswachstum sowie eine Zunahme der gewerblich genutzten Flächen. Dabei werden auch die Entwicklungen auf dem Fliegerhost Ahlhorn berücksichtigt. Die Erweiterungsflächen sind im Übersichtsplan dargestellt.

4.6.1 Bevölkerungsentwicklung

Im Ortsteil Ahlhorn befinden sich Bauerwartungsflächen bzw. Flächen die zukünftig zur Bebauung und Versiegelung anstehen können.

Aus dem Auszug des Flächennutzungsplans ergeben sich für den Ortsteil Ahlhorn Wohnbauflächen aus dem Bebauungsplan Nr. 122 „Ahlhorn - Westerholtkamp“ (12,43 ha) sowie aus einer Erweiterungsfläche (3,96 ha). Für die Berechnung der Prognose-Schmutzwassermengen von diesen Flächen wird eine Einwohnerdichte von 50 E/ha angesetzt.

Damit ergeben sich folgende zusätzliche Einwohner:

$$(12{,}43\ ha\ +\ 3{,}96\ ha)\ \cdot\ 50\ E/ha\ =\ rd.820\ E$$

Im Gemeindegebiet ist in den letzten Jahren eine allgemein steigende Bautätigkeit in den einzelnen Ortsteilen zu beobachten. Aufgrund des hohen Bedarfs an Mietwohnungen werden vermehrt ältere Häuser abgebrochen und durch größere Gebäudekomplexe ersetzt. Mit den B-Plänen Nr. 134 „Ahlhorn-Wildeshauser Straße Nord“ und Nr. 135 „Ahlhorn-Wildeshauser Straße Süd“ befindet sich ein Nachverdichtungskonzept in Aufstellung. Das hierdurch zusätzliche Potenzial hinsichtlich der Bevölkerungsentwicklung kann nach Aussage der Gemeinde Großenkneten derzeit nicht abgeschätzt werden.

Für die Ermittlung der Prognosebelastung wird daher für die Nachverdichtung ein allgemeiner Bevölkerungszuwachs in Höhe von 10 % gegenüber der derzeitigen Zulaufbelastung (Median) entsprechend 750 EW_{120} angesetzt.

Die Ermittlung der zusätzlichen Abwassermengen aus der Bevölkerungsentwicklung erfolgt mit folgenden Bemessungsansätzen:

- Einwohner gesamt = 1.570 E
- Spezifische Schmutzwassermenge Q_S = 150 l/(E x d
- Stundenspitzenzuflusse für Q_S $X_{Q,S}$ = 8 h/d
- Fremdwasseranfall Q_F = 100 % von Q_S
- Stundenspitzenzuflusse für Q_F $Q_{Q,F}$ = 24 h/d

Damit ergeben sich folgende zusätzliche Abwassermengen:

$$Q_S = 1.570\,E \cdot 150\,l/(E \cdot d) = 235{,}5\,m^3/d$$

$$Q_F = 235{,}5\,m^3/d \cdot 1{,}0 = 235{,}5\,m^3/d$$

$$Q_T = 235{,}5\,m^3/d + 23{,}5{,}5\,m^3/d = 471{,}0\,m^3/d$$

$$Q_{T,h} = \frac{235{,}5\,m^3/d}{8\,h/d} + \frac{235{,}5\,m^3/d}{24\,h/d} = 39{,}25\,m^3/h$$

Neben dem bei Trockenwetter abfließenden Fremdwasser ist ein zusätzlicher Ansatz für eindringendes Regenwasser Q_R (z.B. oberflächig über Schachtabdeckungen) zu berücksichtigen. Dieser Zuschlag hängt stark von den örtlichen Gegebenheiten ab und kann ein Mehrfaches des Schmutzwasserabflusses betragen. Er kann - zusätzlich zum Fremdwasserabfluss bei Trockenwetter - durch eine Regenabflussspende $q_{R,Tr}$ = 0,2 bis 0,7 l/(s x ha) oder als ein Vielfaches m = 0,1 bis 1,0 des Schmutzwasserabflusses berücksichtigt werden.

Mit einer gewählten Regenabflussspende $q_{R,Tr}$ = 0,2 l/(s x ha) ergibt sich folgende zusätzliche Regenwassermenge:

$$Q_R = (12{,}43 + 3{,}96\,ha) \cdot 0{,}2\,l/(s \cdot ha) = 3{,}3\,l/s\ bzw. 11{,}8\,m^3/h$$

Die maximale Stundenabwassermenge ergibt sich damit zu:

$$Q_{ges} = 39{,}3\,m^3/h + 11{,}8\,m^3/h = 51{,}1\,m^3/h = rd. 51\,m^3/h$$

Die stoffliche Belastung ergibt sich aus den einwohnerspezifischen Frachten nach der ATV-DVWK A 198 (April 2003). Folgende spezifische Belastungen werden je Einwohnerwert angesetzt.

Tabelle 4.11: Einwohnerspezifische Frachten

Parameter	**Einheit**	**Mittelwert**	**85 %-Wert**
CSB	g/(E x d)	100,0	120,0
BSB_5	g/(E x d)	50,0	60,0
AFS	g/(E x d)	58,0	70,0
$N_{ges.}$	g/(E x d)	9,5	11,0
NH_4-N	g/(E x d)	8,5	10,0
$P_{ges.}$	g/(E x d	1,6	1,8

Die zusätzliche Belastung durch den Bevölkerungszuwachs ist in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 4.12: Prognosebelastung Bevölkerungszuwachs

Parameter	Einheit	Bevölkerungszuwachs	
Einwohner	E	1.570	
Tageszulaufmenge	m³/d	471	
Trockenwetterzufluss	m³/h	39	
Mischwasserzufluss	m³/h	51	
		Mittelwert	**85 %-Wert**
CSB	kg/d	157	188
BSB_5	kg/d	79	94
AFS	kg/d	91	110
$N_{ges.}$	kg/d	15	17
NH_4-N	kg/d	13	16
$P_{ges.}$	kg/d	2,5	2,8

$Q_{d,konz.}$ entspricht der Tageszulaufmenge.

$$Q_{d,konz.} = 471\ m^3/d$$

4.6.2 Ansiedlung von Gewerbe

Für den alten Fliegerhorst Ahlhorn wurde die Umnutzung durch Ansiedlung von Gewerbe und Industrie eingeleitet. 2017 wurde hierzu durch das Ingenieurbüro FRILLING+ROLFS eine Studie zur zukünftigen Schmutzwasserableitung aufgestellt.

Ein Teil des Geländes wurde zur Nutzung als Werksunterkünfte und für Saisonarbeiterwohnungen an die Firma Osterloh, Visbek, verkauft. In dem Wohnpark sind dauerhaft 1.200 Personen und zu Saisonzeiten (Gemüseanbau) bis zu 3.000 Personen untergebracht. Die Belastungen hierzu sind in der Ist-Belastung enthalten.

Aus der Studie ergibt sich eine zulässige bebaubare Fläche von 70,5 ha. Zwischenzeitlich ist der Bau eines Amazon-Zentrums auf dieser Fläche erfolgt. Die Hallenfläche ergeben, verteilt auf 4 Geschosse, rd. 180.000 m². Nach Aussage der Gemeinde Großenkneten werden im Zentrum ca. 2.000 - 2.500 Mitarbeiter, voraussichtlich im 3-Schichtbetrieb, arbeiten. Angaben zur beanspruchten Fläche des Amazon-Zentrums liegen nicht vor. Die maximal verbleibende bebaubare Fläche wird mit rd. 65 ha abgeschätzt.

Da keine abwasserintensiven Betriebe erwartet werden, wird eine Belastung von 35 EW/ha sowie ein spezifischer leicht erhöhter Schmutzwasseranfall von 80 l/(EW x d) angenommen.

Damit sind folgende Einwohner zu berücksichtigen:

$$\begin{aligned} Amazon &= 2.500\ EW \\ 65\ ha \cdot 35\ EW/ha &= 2.275\ EW \\ Gesamt &= 4.775\ EW \end{aligned}$$

Der erwartete Abwasseranfall ergibt sich somit zu maximal:

$$Q_S = 4.775\ EW/ha \cdot 80\ l/(EW \cdot d) = 382\ m^3/d$$

Der Fremdwasseranfall wird mit 100 % des Abwasseranfalls angenommen.

$$Q_F = 382 \cdot 1{,}0 = 382\, m^3/d$$

Der Trockenwetterzufluss Q_T ergibt sich mit $Q_S/8$ sowie $Q_F/24$ zu:

$$Q_T = 382\, m^3/d + 382\, m^3/d = 764\, m^3/d$$

$$Q_{T,h} = \frac{382\, m^3/d}{8\, h/d} + \frac{382\, m^3/d}{24\, h/d} = 63{,}7\, m^3/h$$

Für unvermeidlich zufließendes Regenwasser Q_R wird eine Regenabflussspende von $q_{R,Tr}$ = 0,2 l/(s x ha) für die gesamte bebaubare Fläche berücksichtigt.

$$Q_R = 70{,}5\, ha \cdot 0{,}2\, l/(s \cdot ha) = 14{,}1\, l/s\ bzw. 50{,}8\, m^3/h$$

$$Q_{ges} = 63{,}7\, m^3/h + 50{,}8\, m^3/h = rd. 115\, m^3/h\ bzw. 32\, l/s$$

Die zusätzliche maximale Stundenabwassermenge von 32 l/s entspricht der prognostizierten zusätzlichen Menge aus der Studie von 2017. Dies begründet sich auch damit, dass durch den 3-Schichtbetrieb des Amazon-Zentrums eine Vergleichmäßigung über den Tag erzielt wird.

Aus dem Auszug zum Flächennutzungsplan ergibt sich weiterhin eine Entwicklungsfläche für Gewerbe in Höhe von 22,7 ha. Mit den oben dargestellten Ansätzen ergeben sich folgende Abwassermengen:

$$Q_S = 22{,}7\, ha \cdot 35\, EW/ha \cdot 80\, l/(EW \cdot d) = rd. 64\, m^3/d$$

$$Q_F = 64{,}0\, m^3/d \cdot 1{,}0 = 64\, m^3/d$$

$$Q_T = 64\, m^3/d + 64\, m^3/d = 128\, m^3/d$$

$$Q_{T,h} = \frac{64\, m^3/d}{8\, h/d} + \frac{64\, m^3/d}{24\, h/d} = 10{,}7\ m^3/h$$

$$Q_R = 22{,}7\, ha \cdot 0{,}2\, l/(s \cdot ha) = 4{,}5\, l/s\ bzw. 16{,}3\, m^3/h$$

$$Q_{ges} = 10{,}7\, m^3/h + 16{,}3\, m^3/h = 27{,}0\, m^3/h$$

Die Schmutzfracht des Abwassers wird entsprechend der ATV-DVWK A 198 wie für kommunales Abwasser angenommen.

Es ergibt sich folgende zusätzliche Belastung durch die Ansiedlung von Gewerbe:

Tabelle 4.13: Prognosebelastung durch ansiedelndes Gewerbe

Parameter	**Einheit**	**Zusatzbelastung**					
		Fliegerhorst		**Entwicklungs-fläche**		**Gesamt**	
Einwohner	E	4.775		795		5.570	
Tageszulaufmenge	m³/d	764		128		892	
Trockenwetterzufluss	m³/h	64		11		76	
Mischwasserzufluss	m³/h	115		27		142	
		Mittel-wert	**85 %-Wert**	**Mittel-wert**	**85 %-Wert**	**Mittel-Wert**	**85 %-Wert**
CSB	kg/d	478	573	80	95	558	668
BSB_5	kg/d	239	287	40	48	279	335
AFS	kg/d	277	334	46	56	323	390
$N_{ges.}$	kg/d	45	53	8	9	53	62
NH_4-N	kg/d	41	48	7	8	48	56
$P_{ges.}$	kg/d	7,6	8,6	1,3	1,4	8,9	10,1

$Q_{d,konz.}$ entspricht der Tageszulaufmenge.

$$Q_{d,konz.} = 892\ m^3/d$$

4.6.3 Prognoselast im Zulauf

Die Prognosebelastung ergibt sich aus der Ist-Belastung sowie dem Bevölkerungszuwachs und dem gewerblichen Zuwachs.

Tabelle 4.14: Prognoselast im Zulauf

Parameter	**Einheit**	**Ist-Belastung**	**Bevölkerung**	**Gewerbe**	**Gesamt**
$Q_{d,konz.}$	m³/d	1.037	471	892	2.400
$Q_{T,h}$	m³/d	69	39	75	183
Q_M	m³/h	96	51	142	289
85 % - Belastung					
CSB	kg/d	1.138	188	668	1.994
BSB_5	kg/d	621	94	335	1.050
AFS*	kg/d	660	110	390	1.160
$N_{ges.}$	kg/d	114	17	62	193
NH_4-N	kg/d	89	16	56	161
$P_{ges.}$	kg/d	17,1	2,8	10,1	30,0
Mittlere Belastung					
CSB	kg/d	930	157	558	1.645
BSB_5	kg/d	518	79	279	876
AFS*	kg/d	539	91	323	953

$N_{ges.}$	kg/d	96	15	53	164
NH_4-N	kg/d	75	13	48	136
$P_{ges.}$	kg/d	13,9	2,5	8,9	25,3

*) keine Untersuchung für Ist-Situation: Annahme AFS/CSB = 0,58

Damit ergeben sich folgende zukünftige Einwohnerwerte im Zulauf zur Kläranlage Ahlhorn:

Tabelle 4.15: Einwohnerwert im Zulauf (Prognose)

	Einheit	**Mittelwert**	**85 %-Wert**
EW_{120}	EW	13.700	16.600
EW_{60}	EW	14.600	17.500
EW_{11}	EW	14.900	17.550
$EW_{1,8}$	EW	14.100	16.700

5 Verfahrenstechnische Nachweise der Kläranlage

5.1 Mechanische Vorreinigung

5.1.1 Einlaufstrecke

Die Einlaufstrecke wurde 2013 für die Ausbaubelastung der Kläranlage von 16.000 EW_{60} modernisiert und besteht aus einer Feinrechenanlage und einem belüfteten Sand- und Fettfang. Die Auslegung erfolgte für einen Trockenwetterzufluss Q_T = 220 m³/h bzw. einem Regenwetterzufluss Q_R = 270 m³/h.

Bei einer derzeitigen Stundenabwassermenge von 69 m³/h als 99 %-Wert des Trockenwetterzuflusses bzw. 96 m³/h als Mischwasserzufluss (99 %-Wert) ist die vorhandene Einlaufstrecke ausreichend. Vereinzelt treten maximale Zulaufmengen von bis zu 269 m³/h (vergleiche Tabelle 4.5) auf. Für den prognostizierten Trockenwetterzufluss von 183 m³/h ist die Einlaufstrecke ebenfalls ausreichend, mit 289 m³/h wird die maximale Leistung von 270 m³/h knapp überschritten.

Aus dem Entwurf zum Bau eines Hauptpumpwerkes (Ingenieurbüro FRILLING+ROLFS GmbH, 2019) ergibt sich die Maximalleistung der Pumpwerke „Triftweg“ und „Wildeshauser Straße“ im Parallelbetrieb miteinander zu Q = 60 l/s bzw. 216 m³/h.

Mit einer zukünftig getrennten Abwasserableitung zur Kläranlage Ahlhorn ergibt sich die Stundenspitzenabwassermenge aus dem Entwurf zu:

PW „Triftweg“ Q = 40,0 l/s bzw. 144 m³/h
PW “Wildeshauser Straße” Q = 45,7 l/s bzw. 164 m³/h
308 m³/h

Im Parallelbetrieb kommt es dabei zu einer Überlastung der Feinrechenanlage zu

$$Q = 308\,m^3/h - 270\,m^3/h = 38\,m^3/h \Rightarrow 10{,}6\,l/s$$

Da die Rechenanlage mit einem Belegungsgrad von 30 % ausgelegt wurde und kurzzeitig auch mit einer Belegung von 50 % betrieben werden kann, ist die Anlage weiterhin für den zu erwartenden Zufluss ausreichend.

Für den Nachweis der Einlaufstrecke wird davon ausgegangen, dass das bei Starkregenereignissen zusätzlich anfallende Niederschlagswasser durch entsprechende Maßnahmen im Kanal zurückgehalten wird.

5.1.2 Ausgleichsbetrieb

Um auf der Kläranlage Ahlhorn eine Vergleichmäßigung der hydraulischen und auch stofflichen Zulaufbelastung zu bewirken, sind, jeweils integriert in die Belebungsbecken, Ausgleichsräume vorhanden. Das erforderliche Ausgleichsvolumen wird für den 99 %-Wert der Tagesabwassermenge entsprechend Tabelle 4.3/Tabelle 4.4 (Punkt 4.2.1) bemessen:

- $Q_{TW,d}$ = 1.260 m³/d
- $Q_{RW,d}$ = 1.816 m³/d

Für die Prognosebelastung werden die in Tabelle 4.14 dargestellten zusätzlichen Tagesabwassermengen (Punkt 4.6.3) zugrunde gelegt. Dabei wird für Trocken- und Regenwetter $Q_{d,konz}$ mit 471 m³/d (Bevölkerung) und 892 m³/d (Gewerbe) berücksichtigt. Danach ergibt sich für die Bemessung des Ausgleichsvolumens zukünftig eine Tagesabwassermenge von:

- $Q_{TW,d} = 1.260\,m^3/d + 471\,m^3/d + 892\,m^3/d = 2.623\,m^3/d$
- $Q_{RW,d} = 1.816\,m^3/d + 471\,m^3/d + 892\,m^3/d = 3.179\,m^3/d$

Das Ausgleichsvolumen auf der Kläranlage Ahlhorn soll für einen Tagesausgleich nachgewiesen werden.

5.1.2.1 Ausgleichsvolumen für den Trockenwetterzufluss

Für die Bemessung des Volumenanteils zum Tagesausgleich kann davon ausgegangen werden, dass der Tagesgang des Zulaufes ein relativ konstantes Muster aufweist. Für den Abwasseranfall wird der prozentuale Stundenzufluss zur Kläranlage entsprechend der Wasserabgabe-Ganglinie in Anlehnung an Tabelle 2 - 5 aus dem Taschenbuch der Wasserversorgung (10. Auflage 1991, Seite 21) gewählt.

Mit den vorgenannten Annahmen wurde die Tagesganglinie des Abwasserzuflusses zur Kläranlage Ahlhorn an Trockenwettertagen konstruiert. Diese ist für die Ist-Belastung in der nachfolgenden Grafik dargestellt.

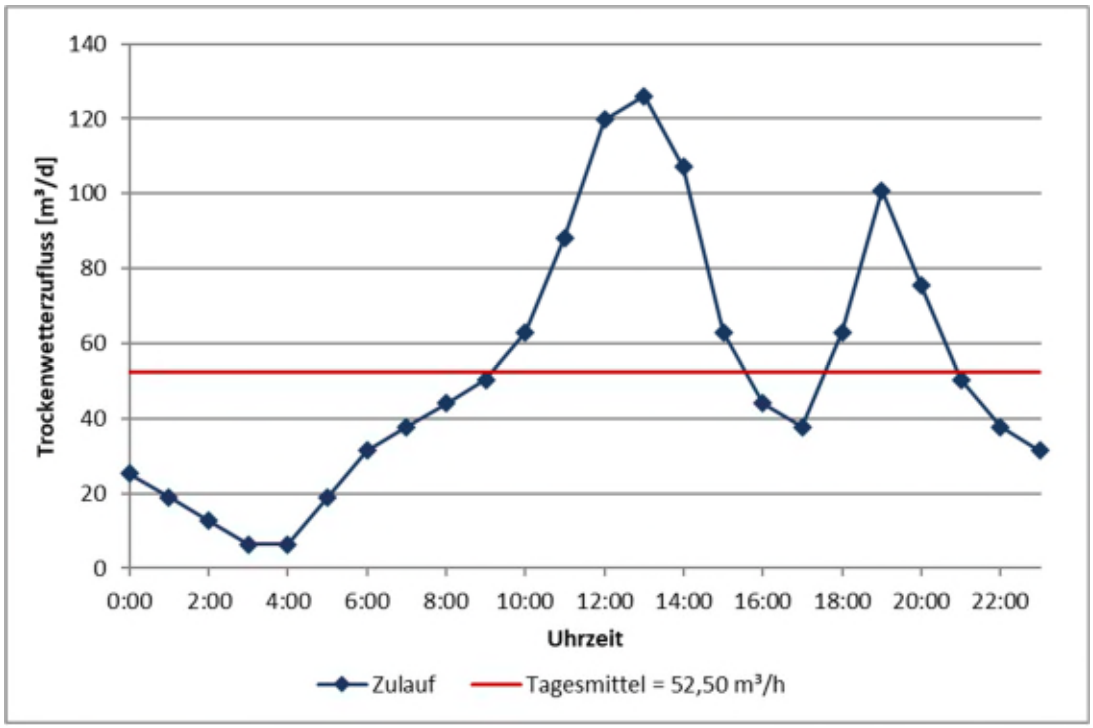


Abbildung 5.1: Tagesganglinie der Abwassermenge im Zulauf der KA Ahlhorn bei Trockenwetter

Aufgabe des Speicherbeckens ist es, den während des Tages erhöhten Zufluss in die Schwachlaststunden mit geringem Zufluss zu verlagern. Das dafür erforderliche Speichervolumen entspricht derjenigen Wassermenge, die über dem über 24 Stunden gemittelten Tageszufluss $Q_{h,24}$ anfällt.

Die vergleichmäßigte Stundenabflussmenge bei einem vollständigen 24-Stunden-Ausgleich beträgt:

$$Q_{TW,24h,Ist} = \frac{1.260\ m^3/d}{24\ h/d} = 52{,}50\ m^3/h$$

Die Ermittlung der fluktuierenden Abwassermengen für den Trockenwetterzufluss erfolgt in Form einer Tabelle, die im Anhang 1 eingesehen werden kann. Darin wird die Differenz vom Zulauf und dem vergleichmäßigten Ablauf aus dem Ausgleichs- und Belebungsbecken gebildet. Das erforderliche Ausgleichsvolumen ergibt sich durch die Summierung des größten Überschusses und des kleinsten Fehlbetrages zu:

$$V_{AGB,TW,Ist} = 46{,}2 + 73{,}5 = 119{,}7\ m^3$$

Analog zu den Berechnungen zu der Ist-Belastung ergibt sich das erforderliche Ausgleichsvolumen für die Prognose-Belastung bei Trockenwetter zu:

$$Q_{TW,24,Prog} = \frac{2.623\ m^3/d}{24\ h/d} = 109{,}3\ m^3/h$$

$$V_{AGB,TW,Prog.} = 96{,}2 + 153 = 249{,}2\ m^3$$

5.1.2.2 Ausgleichsvolumen für den Regenwasserzufluss

Für den Regenwetterzufluss wird ebenfalls das erforderliche Speichervolumen berechnet. Dafür wird wie zuvor zunächst die Tagesganglinie des Abwasserzuflusses konstruiert. Diese ist für die Ist-Belastung in der nachfolgenden Grafik dargestellt.

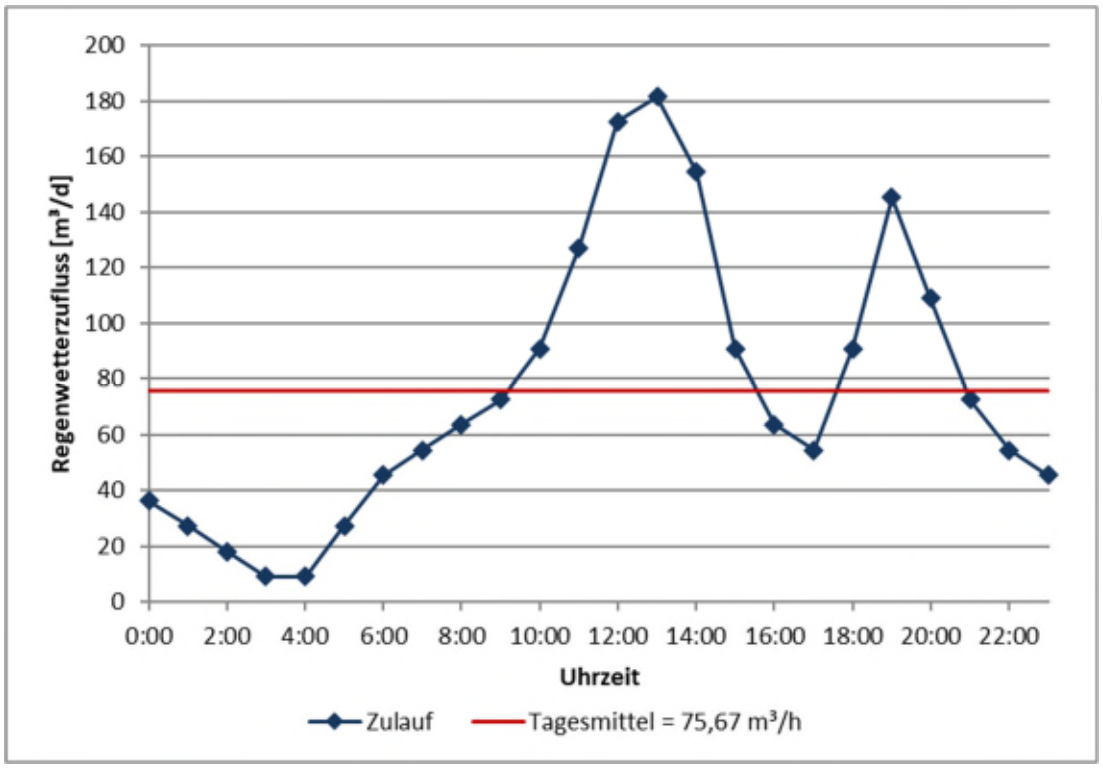


Abbildung 5.2: Tagesganglinie der Abwassermenge im Zulauf der KA Ahlhorn bei Regenwetter

Die vergleichmäßigte Ablaufmenge bei einem vollständigen Tagesausgleich beim Regenwetterzulauf beträgt:

$$Q_{RW,24h,Ist} = \frac{2.623\ m^3/d}{24\ h/d} = 75{,}67\ m^3/h$$

Im Anhang 2 kann die Ermittlung der fluktuierenden Abwassermengen für den Regenwetterzufluss eingesehen werden. Das erforderliche Ausgleichsvolumen aus der Differenz von Zulauf und Ablauf der Ausgleichs- und Belebungsbecken ergibt sich durch die Summierung des größten Überschusses und des kleinsten Fehlbetrages zu:

$$V_{AGB,RW,Ist} = 66{,}6 + 105{,}9 = 172{,}5\ m^3$$

Analog zu den Berechnungen zu der Ist-Belastung ergibt sich das erforderliche Ausgleichsvolumen für die Prognose-Belastung bei Regenwetter zu:

$$Q_{RW,24h,Prog} = \frac{3.179\ m^3/d}{24\ h/d} = 132{,}49\ m^3/h$$

$$V_{AGB,RW,Prog.} = 116{,}6 + 185{,}4 = 302{,}0\ m^3$$

Das auf der Kläranlage Ahlhorn vorhandene Ausgleichsvolumen beträgt 390 m³ (Belebungsbecken I) bzw. 405 m³ (Belebungsbecken II) und ist somit deutlich größer als das erforderliche Speichervolumen von 249,2 m³ bei Trockenwetterzufluss und 302,0 m³ bei Regenwetterzufluss. Die Ausgleichsvolumen sind somit für die derzeitige Belastungssituation sowie für die Prognosebelastung ausreichend bemessen.

5.2 Biologische Reinigungsstufe

5.2.1 Belastung der biologischen Reinigungsstufe

Die maßgebliche Belastung der biologischen Reinigungsstufe entspricht der Zulaufbelastung entsprechend Tabelle 4.14 (Punkt 4.6.3). Angaben zu Rückbelastung aus der maschinellen Schlammeindickung liegen nicht vor. Es ist von keiner nennenswerten Belastung auszugehen. Aus der Entwurfs- und Ausführungsplanung zur Errichtung einer Schlammeindickanlage (Ingenieurbüro FRILLING+ROLFS GmbH, 2020) ergibt sich eine tägliche Abwassermenge von 74 m³/d, welche zur der Tagesmenge zu addieren ist. Hydraulisch ist die maximale Trübwassermenge bei Volllast der Schlammeindickung zu berücksichtigen. Bei einer maximalen Leistung der Schlammeindickung Q = 15 m³/h ergibt sich die maximale Trübwasseranfall zu rd. 13 m³/h, welche zum Mischwasserzufluss zu addieren ist. Die Prognoselast wird über die Einwohnerwerte ermittelt.

Die hydraulisch für die Nachklärung zu berücksichtigende stündliche Abwassermenge ergibt sich unter Berücksichtigung der vergleichmäßigten Ablaufmenge bei einem vollständigen Tagesausgleich beim Regenwetterzufluss (Punkt 5.1.2.2) zuzüglich dem maximalen Trübwasseranfall aus der Schlammeindickung.

$$Q_{M,Ist} = 76\,m^3/h + 13\,m^3/h = 89\,m^3/h = rd.\,90\,m^3/h$$

$$Q_{M,Prog} = 133\,m^3/h + 13\,m^3/h = 146\,m^3/h = rd.\,150\,m^3/h$$

Tabelle 5.1: Maßgebende Belastung

Parameter	Einheit	Ist-Belastung		Prognose-Belastung	
		Mittel	85 %	Mittel	85 %
$Q_{d,konz.}$	m³/d	1.111		2.474	
Q_M	m³/h	90		150	
Frachten					
CSB	kg/d	930	1.138	1.645	1.994
BSB_5	kg/d	518	621	876	1.050
AFS	kg/d	539	660	953	1.160
$N_{ges.}$	kg/d	96	114	164	193
NH_4-N	kg/d	75	89	136	161
$P_{ges.}$	kg/d	13,9	17,1	25,3	30,0

5.2.2 Nachklärbecken

5.2.2.1 Leistungsfähigkeit der Nachklärung

Auf der Kläranlage Ahlhorn sind zwei horizontal durchströmte Rundbecken mit zentrischer Beschickung vorhanden.

Die Nachklärbecken haben folgende Abmessungen:

vorhanden:	2 Rundbecken mit Saugräumer		
	Durchmesser	d_{NB}	= 16,50 m/15,00 m
		d_{MB}	= 2,50 m/2,60 m
	Beckentiefe (auf 2/3 des Radius)	h_{ges}	= 2,20 m/3,85 m
	Beckenoberfläche	A_{NB}	= 209 m²/171 m²

Nach dem Entwurf für die Erweiterung der Kläranlage Ahlhorn vom Ingenieurbüro Wieferig und Frilling (1990) erfolgt eine Abwasseraufteilung auf die zwei vorhandene Belebungsbecken, damit verbunden auch eine Aufteilung auf die der jeweiligen Belebungsbecken nachgeschalteten Nachklärbecken.

Aufteilung auf Belebungsbecken I / Nachklärbecken I: ca. 45 %
Aufteilung auf Belebungsbecken II / Nachklärbecken II: ca. 55 %

Aufgrund der derzeitig geringen Belastungssituation gegenüber der Ausbaugröße von 16.000 EW werden zurzeit lediglich das Belebungsbecken II sowie das nachgeschaltete Nachklärbecken II betrieben. Für die Ist-Situation wird daher der Nachweis für ein Nachklärbecken geführt und für die Prognosebelastung beide Becken berücksichtigt.

Für die Nachrechnung der Leistungsfähigkeit der Nachklärbecken werden die in Tabelle 5.2 dargestellten Auslegungsdaten berücksichtigt. Der Schlammindex schwankte in den letzten Jahren in der Regel zwischen 66 und 144 ml/g. Der Mittelwert liegt bei rund 100 ml/g, der 85 %-Wert bei 110 ml/g. Das Rücklaufverhältnis wird entsprechend der positiven Betriebserfahrungen mit RV = 1,5 angesetzt.

Tabelle 5.2: Abmessungen und Annahmen für den Nachweis der Nachklärung

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Wert
Räumerart	-	-	Schildräumer
Maximaler Mischwasserzufluss gesamt	Q_M	m³/h	90 / 150
Schlammindex	ISV	ml/g	110
Eindickzeit	t_E	h	2
Rücklaufverhältnis	RV	-	1,5
TS_{RS} / TS_{BS}	-	-	0,7

Nachweis für die Ist-Belastung

Trockensubstanzgehalt des Rücklaufschlamms

Für den Trockensubstanzgehalt des Rücklaufschlamms TS_{RS} bei Schildräumern gilt:

$$TS_{RS} \;=\; 0{,}7 \cdot TS_{BS} \;=\; 0{,}7 \cdot 11{,}45\ g/l \;=\; 8{,}02\ g/l$$

mit:

erreichbarer Trockensubstanzgehalt im Bodenschlamm TS_{BS}:

$$TS_{BS} \;=\; \frac{1.000}{ISV} \cdot \sqrt[3]{t_E} \;=\; \frac{1.000}{110\ ml/g} \cdot \sqrt[3]{2\ h} \;=\; 11{,}45\ g/l$$

Schlammtrockensubstanzgehalt im Zulauf der Nachklärung

Bei dem vorhandenen Nachklärbecken handelt es sich um ein horizontal durchströmtes Nachklärbecken. Für das Rücklaufverhältnis wird ein Wert von 1,5 angesetzt.

RV = 1,5

Damit ergibt sich der zulässige Feststoffgehalt im Zulauf zur Nachklärung bzw. in der Belebung zu:

$$TS_{BB} \;=\; \frac{RV \cdot TS_{RS}}{1 + RV} \;=\; \frac{1{,}5 \cdot 8{,}02\ g/l}{1 + 1{,}5} \;=\; 4{,}81\ g/l$$

Der Feststoffgehalt TS_{BB} wird zu 4,75 g/l gewählt.

Maximal zulässige Oberflächen- und Schlammvolumenbeschickung

Max. zulässige Schlammvolumenbeschickung für horizontal durchströmte Becken:

q_{SV} = 500 l/(m² x h)

Max. zulässige Oberflächenbeschickung für horizontal durchströmte Becken:

q_A = 1,6 m/h

Erforderliche Beckenoberfläche bzw. Beckendurchmesser

$$A_{NB} \;=\; \frac{Q_M}{q_A} \;=\; \frac{Q_M}{\frac{q_{SV}}{TS_{AB} \cdot ISV}} \;=\; \frac{90\ m^3/h}{\frac{500\ l/(m^2 \cdot h)}{4{,}75\ g/l \cdot 110\ ml/g}}$$

$$=\; 94\ m^2 \;<\; A_{NB,vorh.} \;=\; 171\ m^2$$

$$D_{NB} \;=\; \sqrt{\frac{4 \cdot A_{NB}}{\pi}} \;=\; \sqrt{\frac{4 \cdot 94\ m^2}{\pi}} \;=\; 10{,}94\ m \;<\; D_{NB,vorh.} \;=\; 15{,}00\ m$$

Anhand des Durchmessers des vorhandenen Nachklärbeckens von 15,00 m berechnet sich die vorhandene Oberflächen- und Schlammvolumenbeschickung zu:

$$q_A \;=\; \frac{Q_M}{A_{NB,netto}} \;=\; \frac{90\ m^3/h}{171\ m^2} \;=\; 0{,}53\ m/h \;<\; q_{A,zul\ddot{a}ssig} \;=\; 1{,}6\ m/h$$

$$q_{SV} = q_A \cdot TS_{BB} \cdot ISV$$

$$= 0{,}53 \cdot 4{,}75\ g/l \cdot 110\ ml/g$$

$$= 275\ l/(m^2 \cdot h) < q_{SV,zulässig} = 500\ l/(m^2 \cdot h)$$

Erforderliche Beckentiefe auf 2/3 des Radius

$$h_{ges.} = h_1 + h_{23} + h_4 \geq 3{,}00\ m$$

vorhanden: Beckentiefe
$h_{ges.}$ = 3,85 m

Bemessung der Beckentiefe mit:

Übergangs- und Pufferzone h_{23}:

$$h_{23} = q_A \cdot (1 + RV) \cdot \left[\frac{500}{1.000 - VSV} + \frac{VSV}{1.100}\right]$$

$$= 0{,}53\ m/h \cdot (1 + 1{,}5) \cdot \left[\frac{500}{1.000 - 522{,}5\ ml/l} + \frac{522{,}5\ ml/l}{1.100}\right] = 2{,}00\ m$$

Mit:

$$VSV = TS_{AB} \cdot ISV$$

$$4{,}75\ g/l \cdot 110\ ml/g = 522{,}5\ ml/g$$

Eindick- und Räumzone h_4:

$$h_4 = \frac{TS_{AB} \cdot q_A \cdot (1 + RV) \cdot t_E}{TS_{BS}}$$

$$= \frac{4{,}75\ g/l \cdot 0{,}53\ m/h \cdot (1 + 1{,}5) \cdot 2\ h}{11{,}45\ g/l} = 1{,}09\ m$$

Klarwasserzone h_1:

$$h_1 = h_{ges.} - h_{23} - h_4$$

$$= 3{,}85\ m - 2{,}00\ m - 1{,}09\ m = 0{,}76\ m > h_{1,min.} = 0{,}50\ m$$

Rücklaufschlammvolumenstrom gesamt

$$Q_{RS} = RV \cdot Q_M = 1{,}50 \cdot 90\ m^3/h = 135\ m^3/h$$

Nachweis für die Prognose-Belastung

Der Nachweis zu der Prognose-Belastung erfolgt analog zu den Berechnungen für die Ist-Belastung. Bei einer Abwasseraufteilung von 55 % bzw. 45 % ergibt sich der Zufluss zu den Nachklärbecken zu:

$NKB\ I\ =\ 150\,m^3/h\ \cdot\ 0{,}45\ =\ 67{,}5\,m^3/h$

$NKB\ II\ =\ 150\,m^3/h\ \cdot\ 0{,}45\ =\ 82{,}5\,m^3/h$

Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.3 dargestellt.

Tabelle 5.3: Ergebnisse zum Nachweis der vorhandenen Nachklärbecken

Parameter	Bezeich-nung	Einheit	Ist-Belastung	Prognose	
			NKB II	NKB I	NKB II
Schlammindex, Eindickzeit, Rücklaufverhältnis					
Mischwasserzufluss	Q_M	m³/h	90	67,5	82,5
Eindickzeit	t_E	h	2	2	2
Schlammindex	ISV	ml/g	110	110	110
TS Bodenschlamm	TS_{BS}	kg/m³	11,45	11,45	11,45
Verhältnis TS_{RS} / TS_{BS}	-	-	0,7	0,7	0,7
TS Rücklaufschlamm	TS_{RS}	kg/m³	8,02	8,02	8,02
Rücklaufverhältnis	RV	-	1,5	1,5	1,5
Zulässiger TS im Ablauf BB	TS_{AB}	kg/m³	4,81	4,81	4,81
Gewählter TS im Ablauf BB	TS_{AB}	kg/m³	4,75	4,75	4,75
Beckenoberfläche und Abmessungen					
Zulässige Schlamm-volumenbeschickung	q_{SV}	l/(m² x h)	500	500	500
Zulässige Oberflä-chenbeschickung	q_A	m/h	1,6	1,6	1,6
Erforderl. Becken-oberfläche	A_{NB}	m²	94	71	86
Erforderl. Becken-durchmesser	d_{NB}	m	10,9	9,5	10,5
Vorh. Durchmesser	d_{NB}	m	15	16,5	15
Vorh. Beckenober-fläche	A_{NB}	m²	171	209	171
Vorh. Oberflächen-beschickung	q_A	m/h	0,53	0,32	0,48
Vorh. Schlamm-volumenbeschickung	q_{SV}	l/(m² x h)	275	206	252
Beckentiefe					
Beckentiefe auf 2/3 des Radius	$h_{ges.}$	m	3,85	2,20	3,85
Klarwasser- und Rückströmzone	h_1	m	0,76	0,30	1,01
Übergang- und Puf-ferzone	h_{23}	m	2,00	1,23	1,84
Eindick- und Räumzone	h_4	m	1,09	0,67	1,00

Mit derzeitigem Betrieb eines Nachklärbeckens (NKB II) ist mit einem Schlammindex von 110 ml/g ein Feststoffgehalt in der Belebung von 4,81 g/l zulässig und wird zu 4,75 g/l gewählt. Damit ergibt sich für die Ist-Belastung eine vorhandene Oberflächenbeschickung von 0,53 m/h und eine vorhandene Schlammvolumenbeschickung von 275 l/(m² x h). Diese liegen somit beide unter den maximal zulässigen Werten von 1,60 m/h bzw. 500 l/(m² x h). Die vorhandene Oberfläche von 171 m² und der Durchmesser von 15,00 m sind größer als erforderlich und somit ebenfalls ausreichend. Die Ermittlung der funktionalen Beckenzonen zeigt zudem, dass die vorhandene Klarwasser- und Rückströmzone zu 0,76 m ermittelt wird und somit über der Mindesttiefe von 0,50 m liegt.

Der gewählte TS-Gehalt in der Belebung entspricht in etwa dem mittlerem TS-Gehalt (4,78 g/l) aus der Datenauswertung.

Für die Prognose-Belastung reduziert sich, bei Beibehaltung der vorhandenen Abwasseraufteilung, der Mischwasserzufluss zum Nachklärbecken II. Das Becken kann damit auch für die Prognose-Belastung nachgewiesen werden. Bei dem Nachklärbecken I ergibt sich, unter Berücksichtigung eines gewählten TS-Gehalts in der Belebung von 4,75 g/l, die Klarwasser- und Rückströmzone zu 0,30 m und liegt somit unter der Mindesttiefe von 0,50 m. Damit ist ein Nachweis für die Prognose-Belastung für das Nachklärbecken I, aufgrund der zu geringen Beckentiefe, nicht möglich.

5.2.2.2 Neubemessung Nachklärung

Das vorhandene Nachklärbecken I ist abzubrechen und ein neues Nachklärbecken zu errichten. Aus Punkt 4.2.2.1.2 ergibt sich der zu berücksichtigende Mischwasserzufluss zu 65,7 m³/h, entsprechend 45 % der Gesamtabwassermenge. Diese Abwasseraufteilung soll beibehalten werden. Um zukünftig bei Bedarf eine gleichmäßige Beschickung der Nachklärbecken zu ermöglichen, wird das neue Becken ausgelegt auf:

$$Q_M = 150\,m^3/h \cdot 0{,}50 = 75\,m^3/h$$

Für die Bemessung eines horizontal durchströmten runden Nachklärbeckens gelten folgende Bemessungskriterien:

• Maximaler Durchmesser	D	≤	60 m
• Rücklaufschlammstrom	Q_{RS}	≤	0,75 x Q_M
• Eindickzeit	t_E	=	2,0 h
• Zul. Schlammvolumenbeschickung	q_{SV}	=	500 l/(m² x ha)
• Maximal Oberflächenbeschickung	q_A	=	1,6 m/h
• Beckentiefe (auf 2/3 des Radius)	h_{ges}	≥	3,00 m

Aufgrund der positiven Betriebserfahrungen wird das Rücklaufverhältnis wie bisher auch mit RV = 1,5 angesetzt. Daraus ergibt sich der Rücklaufstrom zu Q_{RS} = 1,5 x Q_M. Mit dem Neubau des Nachklärbeckens ist von keiner verfahrenstechnischen Änderung, welche Einfluss auf den Schlammindex hat, auszugehen. Der Schlammindex wird daher mit ISV = 110 ml/g berücksichtigt.

Der TS-Gehalt wird zu 4,75 g/l gewählt. Die für Bemessung berücksichtigte Parameter sind nachfolgend dargestellt.

Tabelle 5.4: Parameter für die Neubemessung der Nachklärung

Parameter	**Bezeichnung**	**Einheit**	**Wert**
Räumerart	-	-	Schildräumer
Maximaler Mischwasserzufluss gesamt	Q_M	m³/h	75
Schlammindex	ISV	ml/g	110
Eindickzeit	t_E	h	2
Rücklaufverhältnis	RV	-	1,5
TS_{RS} / TS_{BS}	-	-	0,7
TS-Gehalt im Ablauf Belebung	TS_{AB}	g/l	4,75

Die Flächenbeschickung q_A ergibt sich aus der zulässigen Schlammvolumenbeschickung q_{SV} und den gewählten Vergleichsschlammvolumen VSV zu:

$$q_A = \frac{q_{SV}}{VSV} = \frac{q_{SV}}{TS_{AB} \cdot ISV}$$

Gemäß DWA A131 ist folgende Schlammvolumenbeschickung q_{SV} einzuhalten:

$$q_{SV} \leq 500\ l/(m^2 \cdot h)$$

Mit den zuvor genannten Parametern ergibt sich die maximal zulässige Flächenbeschickung q_A zu:

$$q_A \leq \frac{500\ l/(m^2 \cdot h)}{4{,}75\ g/l \cdot 110\ ml/g} = 0{,}96\ m/h$$

Die erforderliche Oberfläche des Nachklärbeckens ergibt sich wie folgt:

$$A_{VB} = \frac{Q_M}{q_A}$$

$$A_{VB,erf.} \geq \frac{75\ m^3/h}{0{,}96\ m^3/h} = 78{,}1\ m^2$$

Daraus resultiert ein erforderliches Beckendurchmesser von:

$$D_{NB,erf} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot A_{VB,erf}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 78{,}1\ m^2}{\pi}} = 9{,}97\ m$$

gewählt: Nachklärbecken
Durchmesser d_{MB} = 15,0 m
d_{MB} = 2,5 m
Beckenoberfläche A_{NB} = 171 m²

Mit der gewählten Beckengröße ergibt sich die Beckentiefe zu:

- Klärwasser- und Rückströmzone h_1:

  $$h_1 = 0{,}50\ m$$

- Übergangs- und Pufferzone h_{23}:

$$h_{23} = q_A \cdot (1 + RV) \cdot \left[\frac{500}{1.000 - VSV} + \frac{VSV}{1.000}\right] = 1{,}73$$

Mit:

$$q_A = \frac{Q}{A} = \frac{75\,m^3/h}{171\,m^2} = 0{,}44\,m/h$$

$$VSV = TS_{AB} \cdot ISV = 4{,}75\,g/l \cdot 110\,ml/g = 522{,}5\,ml/g$$

- Eindick- und Räumzone h_4:

$$h_4 = \frac{TS_{AB} \cdot q_A \cdot (1 + RV) \cdot t_E}{TS_{BS}}$$

$$h_4 = \frac{4{,}75\,g/l \cdot 0{,}44\,m/h \cdot (1 + 1{,}5) \cdot 2\,h}{11{,}45\,g/l} = 0{,}91$$

Mit:

$$TS_{BB} = \frac{1.000}{ISV} \cdot \sqrt[3]{t_E} = \frac{1.000}{110\,ml/g} \cdot \sqrt[3]{2\,h} = 11{,}45\,g/l$$

- Beckentiefe auf 2/3 des Radius

$$h_{ges} = h_1 + h_{23} + h_4$$
$$= 0{,}50\,m + 1{,}73\,m + 0{,}91 = 3{,}14\,m$$

gewählt: $h_{ges} \geq 3{,}25$ m

5.2.2.3 Einlaufgestaltung

Die Einlaufgestaltung hat einen wesentlichen Einfluss auf die Durchströmung und die Leistungsfähigkeit der Nachklärung.

Nach Kapitel 5.2.2.1 ist ein Nachweis für das Nachklärbecken I nicht gegeben. Ein Nachweis zum Becken I wird daher nicht durchgeführt. Mit einem zukünftig erforderlichen Neubau des Nachklärbeckens I wird die Einlaufgestaltung entsprechend dem Stand der Technik ausgeführt. Für das Nachklärbecken II erfolgt der Nachweis ausschließlich für die Ist-Belastung, da sich die Beschickung dieses Beckens für die Prognose-Belastung durch den Betrieb von zwei Nachklärbecken reduziert.

Tabelle 5.5: Kennwerte und Maße der Einlaufbauwerke

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Wert
Dichte des belebten Schlammes	ρ_0	kg/m³	1.001
Dichte des Umgebungsfluids	ρ	kg/m³	1.000
Dynamische Viskosität des belebten Schlammes	μ	Ns/m²	0,0013
Größe Zulaufdüker	d_{ZD}	m	0,3

Einlauftiefe	h_e	m	1,55
eff. Schlitzlänge	$L_{Schlitz}$	m	8,17
Schlitzhöhe	$H_{Schlitz}$	m	0,1

Densimetrische Froudezahl F_D

Für eine optimale Einlaufgestaltung erreicht die Summe aus eingeleiteter kinetischer und potenzieller Energie im Eintritt vom Einlaufbauwerk in das Nachklärbecken ein Minimum. Dieser Zustand ist dadurch gekennzeichnet, dass die densimetrische Froudezahl F_D den Wert 1 annimmt. Für die Bemessung wird gemäß DWA A131 empfohlen, F_D tendenziell geringfügig kleiner als 1 anzusetzen.

$$F_D = \frac{u}{\sqrt{\frac{\rho_0 - \rho}{\rho} \cdot g \cdot h_{Schlitz}}}$$

$$F_{D,Ist} = \frac{0{,}0765\ m/s}{\sqrt{\frac{1.001\ kg/m^3 - 1.000\ kg/m^3}{1.000\ kg/m^3} \cdot 9{,}81\ m/s^2 \cdot 0{,}1\ m}} = 2{,}44 > 1{,}0$$

mit einer horizontalen Strömungsgeschwindigkeit des Nachklärbeckens von:

$$u = \frac{Q_M \cdot (1 + RV)}{A_{Schlitz}}$$

$$u_{Ist} = \frac{90\ m^3/h \cdot (1 + 1{,}5)}{8{,}17 \cdot 0{,}1\ m^2} = 275\ m/h = 7{,}65\ cm/s$$

Die empfohlene Froudezahl wird überschritten.

Eintrittsgeschwindigkeit ins Einlaufbauwerk

$$v_E = \frac{Q_M \cdot (1 + RV)}{A_{ZD}} = \frac{Q_M \cdot (1 + RV)}{\pi \cdot \frac{d_{ZD}^2}{4}}$$

$$v_{E,Ist} = \frac{90\ m^3/h \cdot (1 + 1{,}5)}{\pi \cdot \frac{(0{,}3\ m)^2}{4}} = 3.183\ m/h = 0{,}884\ m/s$$

G-Wert

Für eine gute Flockenbildung in der Einlaufkammer soll der sogenannte G-Wert bei max. Abwasserzulauf zwischen 40 und 80 s^{-1} liegen.

$$G = \sqrt{\frac{P_E}{\mu \cdot V_E}}$$

$$G_{Ist} = \sqrt{\frac{27{,}7\ Nm/s}{0{,}0013\ Ns/m^2 \cdot \left(\pi \cdot \frac{2{,}6^2}{4}\ m^2 \cdot 0{,}1\ m\right)}} = 200{,}3\ s^{-1}$$

mit einer ins Einlaufbauwerk eingetragenen Leistung von:

$$P_E = 0{,}5 \cdot \rho_0 \cdot v_E^2 \cdot Q_M \cdot (1 + RV)$$

$$P_{E,Ist} = 0{,}5 \cdot 1.001\ kg/m^3 \cdot (0{,}884\ m/s)^2 \cdot 90\ m^3/h \cdot (1 + 1{,}5) = 27{,}7\ Nm/s$$

Der empfohlene G-Wert wird nicht eingehalten.

Die Erfahrungen zeigen jedoch, dass mit den für das Becken ermittelten Zuflüssen ein sachgerechter Betrieb möglich ist. Eine Umgestaltung des Mittelbauwerks erscheint daher nicht notwendig.

5.2.3 Belebungsbecken

5.2.3.1 Bemessungsgrundlagen und Lastfälle

Die biologische Abwasserreinigung mit Nitrifikation, Denitrifikation und chemische Phosphorelimination durch Simultanfällung erfolgt für nachfolgende Überwachungswerte. Der in der Erlaubnis aufgeführte Überwachungswert für Ammoniumstickstoff (10 mg/l) liegt über dem der anoarganischen Stickstoffs (8 mg/l). Für die Bemessung wird daher ein reduzierter Überwachungswert von 5 mg/l für NH_4-N berücksichtigt.

- CSB ≤ 65 mg/l
- BSB_5 ≤ 15 mg/l
- NH_4-N ≤ 5,0 mg/l
- $N_{anorg.}$ ≤ 8,0 mg/l
- $P_{ges.}$ ≤ 2,0 mg/l

Für die Bemessung der Stickstoffelimination erfolgt rechnerisch ein fast vollständiger Abbau des Ammoniumstickstoffs ($NH_{4,AN}$ = 1,0 mg/l), der Anteil des Nitritstickstoffs kann vernachlässigt werden ($NO_{2,AN}$ = 0 mg/l). Der Betriebsmittelwert für $N_{an\ org.}$ wird in der Regel mit 0,6 - 0,8 x $N_{ges.,ÜW}$ angesetzt, wobei der kleinere Wert für Anlagen mit hohen Schwankungen in den Zulauffrachten anzusetzen ist. Für die Phosphorelimination wird der festgelegte Betriebsmittelwert angesetzt.

Stickstoff-Betriebsmittelwerte:

$$N_{anorg.,ÜW}\ im\ Ablauf = 8{,}0\ mg/l$$

$$N_{anorg.,ÜW}\ als\ 24-Mittel = 8{,}0\ mg/l \cdot 0{,}65 = 5{,}2\ mg/l$$

$$NH_4 - N_{AN,Sp.} = 5{,}0\ mg/l$$

$$NH_4 - N_{AN} = 5{,}0\ mg/l \cdot 0{,}2 = 1{,}0\ mg/l$$

$$NO_3 - N_{AN} = 5{,}2\ mg/l - 1{,}0\ mg/l = 4{,}2\ mg/l$$

gewählt: $NH_4\text{-}N_{AN}$ = 1,0 mg/l
$NO_3\text{-}N_{AN}$ = 4,2 mg/l
$N_{org.}$ = 1,0 mg/l
$P_{ges.}$ = 1,2 mg/l

In der nachfolgenden Tabelle ist die maßgebende Belastung der Biologie in Frachten und Konzentrationen zusammengefasst.

Tabelle 5.6: Zusammenfassung der Belastung der Belebung

Parameter	Einheit	Ist-Belastung		Prognose	
		Mittelwert	85 %-Wert	Mittelwert	85 %-Wert
$Q_{d,konz.}$	m³/d	1.111	1.111	2.474	2.474
Frachten					
CSB	kg/d	930	1.138	1.645	1.994
Abf. Stoffe	kg/d	539	660	953	1.160
$N_{ges.}$	kg/d	96	114	164	196
NH_4-N	kg/d	75	89	136	161
$P_{ges.}$	kg/d	13,9	17,1	25,3	30,0
Konzentrationen					
CSB	mg/l	837,1	1.024,3	664,9	806,0
Abf. Stoffe	mg/l	485,1	594,1	385,2	468,9
$N_{ges.}$	mg/l	86,4	102,6	66,3	79,2
NH_4-N	mg/l	67,5	80,1	55,0	65,1
$P_{ges.}$	mg/l	12,5	15,4	10,2	12,4

5.2.3.2 Nachweis der Beckenvolumina

Die biologische Abwasserreinigung auf der Kläranlage Ahlhorn erfolgt in zwei Belebungsbecken mit einem gemeinsamen Volumen von rd. 5.000 m³, nach dem Verfahren der aeroben Schlammstabilisierung betrieben.

Derzeit wird lediglich das Belebungsbecken II (V_{BB} = 2.605 m³) betrieben.

Zur Belüftung der Belebungsbecken bei der Nitrifikation ist ein Druckluftsystem mit Membranbelüftern installiert. Diese sorgen in den aeroben Phasen für einen feinblasigen Lufteintrag nahe der Beckensohle.

Die Nachrechnung der Belebungsbecken erfolgt nach den Bemessungsregeln des Arbeitsblattes DWA - A 131. Hierfür werden die in Tabelle 5.6 zusammengefassten Belastungen und die in der nachfolgenden Tabelle aufgeführten Parameter zu Grunde gelegt. Der Nachweis der Anlage erfolgt für die Ist-Belastung mit Betrieb eines Belebungsbeckens (BB II) sowie für die Prognosebelastung mit Betrieb beider Belebungsbecken. Für die Prognosebelastung wird davon ausgegangen, dass der TS-Gehalt in der Belebung entsprechend der Ist-Belastung angesetzt werden kann, unter Berücksichtigung einer funktionierenden Nachklärung.

Tabelle 5.7: Parameter zur Berechnung der Belebung für den Ist-Zustand

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Ist-Belastung		Prognose	
			Mittelwert	85 %-Wert	Mittelwert	85 %-Wert
Temperatur	$T_{Bem.}/T_{min.}/T_{max.}$	°C	16	12 / 7 / 24	16	12 / 7 / 24
TS Belebung	TS_{BB}	g/l	4,75	4,75	4,75	4,75
Säurekapazität	$S_{KS,ZB}$	mmol/l	10	10	10	10
CSB inert gelöst (im Ablauf)	$S_{CSB,AN}$	mg/l	30	30	30	30
$N_{org.}$ im Ablauf	$S_{orgN,AN}$	mg/l	1,0	1,0	1,0	1,0
NH_4-N im Ablauf	$S_{NH4-N,AN}$	mg/l	1,0	1,0	1,0	1,0
NO_3-N im Ablauf	$S_{NO3-N,AN}$	mg/l	4,2	4,2	4,2	4,2
$P_{ges.}$ im Ablauf	$C_{P,AN}$	mg/l	1,2	1,2	1,2	1,2
Inerter Anteil am partik. CSB	f_A	-	0,30	0,30	0,30	0,30
Anteil anorgan. Feststoffe	f_B	-	0,30	0,30	0,30	0,30
Anteil leicht abbaubarer CSB	f_{CSB}	-	0,20	0,20	0,20	0,20
Anteil gelöster CSB	$f_{CSB,gelöst}$	-	0,35	0,35	0,35	0,35
Stoßfaktor N-Fracht	f_N	-	-	1,69	-	1,57
Stoßfaktor CSB-Fracht	f_C	-	-	1,12	-	1,11
Faktor für P-Anteil in BM	$f_{P,BM}$	-	0,005	0,005	0,005	0,005
Faktor für Bio-P	f_{BioP}	-	0,007	0,007	0,007	0,007
Fällmittel	-	-	Eisen (III)	Eisen (III)	Eisen (III)	Eisen (III)
N-Anteil in BM	$f_{orgN,BM}$	-	0,07	0,07	0,07	0,07
N in inerten partik. Fraktionen	$f_{orgN,inert}$	-	0,03	0,03	0,03	0,03
Ertragskoeffizient	Y	g/g	0,67	0,67	0,67	0,67
Zerfallskoeffizient	b	1/d	0,17	0,17	0,17	0,17
Erforderlicher Prozessfaktor	PF	-	1,74	1,74	1,59	1,59

Zur Nachrechnung der biologischen Reinigungsanlage werden folgende Formeln gemäß DWA-Arbeitsblatt A 131 berücksichtigt:

Aerobes Schlammalter:

$$t_{TS,aerob,Bem} = PF \cdot 3{,}4 \cdot 1{,}103^{(15-T)}\ [d]$$

Schlammalter gesamt:

$$t_{TS,Bem} = t_{TS,aerob,Bem} \cdot \frac{1}{1-\frac{V_D}{V_{BB}}} \; [d]$$

Überschussschlamm:

$$\ddot{U}S_d = \ddot{U}S_{d,c} + \ddot{U}S_{d,P}$$

$$\ddot{U}S_{d,C} = Q_{d,konz} \cdot \left(\frac{X_{CSB,inert,ZB}}{1{,}33} + \frac{X_{CSB,BM} + X_{CSB,inert,BM}}{0{,}92 \cdot 1{,}42} + f_B \cdot X_{TS,ZB}\right)/1.000 \; [kg/d]$$

$$\ddot{U}S_{d,P} = Q_{d,konz} \cdot \left(3 \cdot X_{P,BioP} + 6{,}8 \cdot X_{P,Fäll,Fe} + 5{,}3\, X_{P,Fäll,Al}\right)/1.000 \; [kg/d]$$

Fällmittelbedarf:

$$Q_{d,konz} \cdot \left(X_{P,Fäll,Fe} \cdot 2{,}7 + X_{P,Fäll,Al} \cdot 1{,}3\right)/1.000 \; [kg/d]$$

Säurekapazität:

$$S_{Ks,AB} = S_{KS,ZB} - \left[0{,}07 \cdot \left(S_{NH4,ZB} - S_{NH4,AN} + S_{NO3,AN} + S_{NO3,AN}\right) + 0{,}06 \cdot S_{Fe3} + 0{,}04 \cdot S_{Fe2} + 0{,}11 \cdot S_{AL3} - 0{,}03 \cdot X_{P,Fäll}\right] \; [mmol/l]$$

Sauerstoffbedarf:

$$OV_d = OV_{d,C} - OV_{d,D} + OV_{d,N}$$

$$OV_{d,C} = Q_{d,konz} \cdot OV_c \,/\, 1.000 \; [kg\, O_2/d]$$

$$OV_C = C_{CSB,abb,ZB} + C_{CSB,dos} - X_{CSB,BM} - X_{CSB,inert,BM} \; [mg/l]$$

$$OV_{d,D} = Q_{d,konz} \cdot 2{,}86 \cdot S_{No3,D}/1.000 \; [kg\, O_2/d]$$

$$OV_{d,N} = Q_{d,konz} \cdot 4{,}3 \left(S_{NO3,D} - S_{N03,ZB} + S_{NO3,AN}\right)/1.000 \; [kg\, O_2/d]$$

$$OV_{h,min} = \frac{OV_{d,C,aM}}{\left(\frac{3{,}92}{t_{TS} \cdot 1{,}072^{(t_{aM}-15)}} + 1{,}66\right) \cdot 24} \; [kg\, O_2/h)]$$

$$OV_{h,aM} = \frac{\left(OV_{d,C,aM} - OV_{d,D,aM}\right) + OV_{d,N,aM}}{24} \; [kg\, O_2/h)]$$

$$OV_{h,max} = \frac{f_c \cdot \left(OV_{d,C,max} - OV_{d,D,max}\right) + f_N \cdot OV_{d,N,max}}{24} \cdot f_{int} \; [kg\, O_2/h]$$

$$f_{int} = \frac{1}{1-\frac{V_D}{V_{BB}}} \; [\; - \;]$$

Bemessung des Belebungsvolumens für mittlere Ist-Belastung

Nachfolgend erfolgt die Bemessung des Belebungsvolumens für die mittlere Ist-Belastung. Der Anlagennachweis zur Nennbelastung sowie zur Prognose-Belastung erfolgt analog.

Schlammproduktion aus dem CSB-Abbau

Der als CSB gemessene, produzierte Schlamm setzt sich aus dem inerten partikulären Zulauf-CSB, der gebildeten Biomasse und den vom endogenen Zerfall der Biomasse verbliebenen inerten Feststoffen zusammen:

$$X_{CSB,\ddot{U}S} = X_{CSB,inert,ZB} + X_{CSB,BM} + X_{CSB,inert,BM}$$

Aus der Bildung und dem endogenen Zerfall des Schlamms ergibt sich der CSB der Biomasse zu:

$$X_{CSB,BM} = \left(C_{CSB,abb,ZB} \cdot Y\right) \cdot \frac{1}{1 + b \cdot t_{TS} \cdot 1{,}072^{(T-15)}}$$

$$= (644\,mg/l \cdot 0{,}67) \cdot \frac{1}{1 + 0{,}17 \cdot 11{,}2\,d \cdot 1{,}072^{(16-15)}} = 142\,mg/l$$

Nach dem endogenen Zerfall verbleibenden 20 % der zerfallenen Biomasse als inerter Anteil des CSB in der Biomasse.

$$X_{CSB,inert,BM} = 0{,}2 \cdot X_{CSB,BM} \cdot t_{TS} \cdot b \cdot 1{,}072^{(T-15)}$$
$$= 0{,}2 \cdot 142\,mg/l \cdot 11{,}2\,d \cdot 0{,}17 \cdot 1{,}072^{(16-15)} = 58\,mg/l$$

CSB-Konzentration des Überschussschlamms:

$$X_{CSB,\ddot{U}S} = X_{CSB,inert,ZB} + X_{CSB,BM} + X_{CSB,inert,BM}$$
$$= 163\,mg/l + 142\,mg/l + 58\,mg/l = 363\,mg/l$$

Tägliche Schlammproduktion aus CSB-Abbau:

$$\ddot{U}S_{d,C} = Q_{d,Konz.} \cdot \frac{\frac{X_{CSB,inert,ZB}}{1{,}33} + \frac{X_{CSB,BM} + X_{CSB,inert,BM}}{0{,}92 \cdot 1{,}42} + X_{anorgTS,ZB}}{1.000}$$

$$= Q_{d,Konz.} \cdot \frac{\frac{X_{CSB,inert,ZB}}{1{,}33} + \frac{X_{CSB,BM} + X_{CSB,inert,BM}}{0{,}92 \cdot 1{,}42} + f_B \cdot X_{TS,ZB}}{1.000}$$

$$= 1.111\,m^3/d \cdot \frac{\frac{163\,mg/l}{1{,}33} + \frac{142\,mg/l + 58\,mg/l}{0{,}92 \cdot 1{,}42} + 0{,}3 \cdot 485\,mg/l}{1.000}$$

$$= 468\,kg/d$$

Schlammproduktion aus Phosphorelimination

Die Schlammproduktion aus der Phosphorelimination setzt sich aus den Feststoffen der biologischen Phosphorelimination und der Simultanfällung zusammen.

Für die biologische Phosphorelimination wird mit 3 g TS pro g biologisch eliminiertem Phosphor gerechnet.

Die Bemessung erfolgt für die Fällung mit einem dreiwertigen Fällmittel, z.B. Eisen(III)chlorid.

Mit einem Fällmittelbedarf von 1,5 mol/mol $X_{P,Fäll}$ und einer Schlammproduktion von 2,5 kg TS/kg Fe ergibt sich ein Feststoffanfall aus der Simultanfällung mit Eisen(III)-chloridsulfat von 6,8 g TS pro g gefälltem Phosphor.

$$\ddot{U}S_{d,P} = Q_{d,Konz.} \cdot \frac{(3 \cdot X_{P,BioP} + 6{,}8 \cdot X_{P,Fäll,Fe})}{1.000}$$

$$= 1.111\ m^3/d \cdot \frac{(3 \cdot 5{,}9\ mg/l + 6{,}8 \cdot 1{,}2\ mg/l)}{1.000} = 29\ kg/d$$

Mit:

Anteil des bei der biologischen Phosphorelimination gebundenen Phosphors:

$$X_{P,BioP} = f_{BioP} \cdot C_{CSB,ZB} = 0{,}007 \cdot 837\ mg/l = 5{,}9\ mg/l$$

In Biomasse inkorporierter Phosphor:

$$X_{P,BM} = f_{P,BM} \cdot C_{CSB,ZB} = 0{,}005 \cdot 837\ mg/l = 4{,}2\ mg/l$$

Durch Fällung eliminierter Phosphor:

$$X_{P,Fäll} = C_{P,ZB} - C_{P,AN} - X_{P,BM} - X_{P,BioP}$$
$$= 12{,}5\ mg/l - 1{,}2\ mg/l - 4{,}2\ mg/l - 5{,}9\ mg/l = 1{,}2\ mg/l$$

Fällmittelbedarf

Die täglich erforderliche Fällmitteldosierung beträgt bei einem β-Wert von 1,5:

$$Fällmittel = \frac{X_{P,Fäll} \cdot Q_{d,Konz.}}{1.000} \cdot 2{,}7\ kg\ Fe/kg\ P$$

$$= \frac{1{,}2\ mg/l \cdot 1.111\ m^3/d}{1.000} \cdot 2{,}7\ kg\ Fe/kg\ P = 3{,}6\ kg/d$$

Tägliche Überschussschlammproduktion

Die tägliche Überschussschlammmenge ergibt sich aus der Schlammproduktion aus dem CSB-Abbau und der Schlammproduktion aus der P-Elimination zu:

$$\ddot{U}S_d = \ddot{U}S_{d,C} + \ddot{U}S_{d,P} = 468\ kg/d + 29\ kg/d = 497\ kg/d$$

Erforderliches Belebungsbeckenvolumen

$$V_{BB,erf.} = \frac{t_{TS} \cdot \ddot{U}S_d}{TS_{BB}} = \frac{11{,}2\ d \cdot 497\ kg/d}{4{,}75\ g/l} = 1.172\ m^3 < 3.870\ m^3$$

Für die weiteren Berechnungen wird mit dem vorhandenen Belebungsvolumen von 2.605 m³ gerechnet.

Nachweis für ein Belebungsvolumen von 2.605 m³

Mit dem vorhandenen Beckenvolumen von 2.605 m³, einer mittleren Temperatur von 16°C und einem TS-Gehalt in der Belebung von 4,75 g/l ergeben sich mit den zuvor angegebenen Formeln die in Tabelle 5.8 aufgeführten Ergebnisse.

Tabelle 5.8: Ergebnisse für Beckenvolumen von 2.605 m³ und V_D/V_{BB} = 52,0 %

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Ergebnisse mit vorhandenem V_{BB}
Volumen Belebungsbecken	V_{BB}	m³	2.605
Schlammalter	t_{TS}	d	27,6
Aerobes Schlammalter	$t_{TS,aerob}$	d	13,2
CSB in Biomasse	$X_{CSB,BM}$	mg/l	71,7
Inerter Anteil des CSB in Biomasse	$X_{CSB,inert,BM}$	mg/l	72,0
CSB-Konzentration des Überschuss-schlammes	$X_{CSB,ÜS}$	mg/l	306,7
Schlammproduktion aus CSB-Abbau	$ÜS_{d,C}$	kg/d	420
In Biomasse inkorporierter Phosphor	$X_{P,BM}$	mg/l	4,2
Bei der BioP biologisch gebundener Phosphor	$X_{P,BioP}$	mg/l	5,9
Zu fällendes Phosphat	$X_{P,Fäll}$	mg/l	1,3
Schlammproduktion aus P-Elimination	$ÜS_{d,P}$	kg/d	29
Fällmittelbedarf	-	kg Fe/d	3,8
Überschussschlammanfall	$ÜS_d$	kg/d	449

Nachweis der Denitrifikation

Berechnung der zu denitrifizierenden Nitratkonzentration

Die zu denitrifizierende Nitratkonzentration ergibt sich aus der Stickstoffbilanz zu:

$$S_{NO3,D} = C_{N,ZB} - S_{orgN,AN} - S_{NH4,AN} - S_{NO3,AN} - X_{orgN,BM} - X_{orgN,inert}$$
$$= 86{,}4\,mg/l - 1{,}0\,mg/l - 1{,}0\,mg/l - 4{,}2\,mg/l - 5{,}0\,mg/l - 7{,}1\,mg/l$$
$$= 67{,}8\,mg/l$$

Mit:

in Biomasse inkorporierter Stickstoff:

$$X_{orgN,BM} = f_{orgN,BM} \cdot X_{CSB,BM} = 0{,}07 \cdot 71{,}7\,mg/l = 5{,}0\,mg/l$$

an inerte partikuläre Stoffe gebundener organischer Stickstoff:

$$X_{orgN,inert} = f_{orgN,inert} \cdot \left(X_{CSB,inert,BM} + X_{CSB,inert,ZB}\right)$$
$$= 0{,}03 \cdot (72{,}0\,mg/l + 163\,mg/l) = 7{,}1\,mg/l$$

Sauerstoffbedarf für den Kohlenstoffabbau

Gesamter Sauerstoffverbrauch:

$$OV_C = C_{CSB,abb,ZB} - X_{CSB,BM} - X_{CSB,inert,BM}$$
$$= 644\,mg/l - 71{,}7\,mg/l - 72{,}0\,mg/l = 500{,}3\,mg/l$$

Sauerstoffbedarf aus leicht abbaubarem CSB bei intermittierender Denitrifikation:

$$OV_{C,la,int.} = C_{CSB,dos} \cdot \left(1 - Y_{CSB,dos}\right) = 0\,mg/l \cdot (1 - 0{,}42) = 0\,mg/l$$

Sauerstoffbedarfsäquivalent in der Denitrifikation:

$$OV_{C,D} = 0{,}75 \cdot \left[OV_{C,la,int.} + (OV_C - OV_{C,la,int.}) \cdot \left(\frac{V_D}{V_{BB}}\right)\right]$$

$$= 0{,}75 \cdot [0\,mg/l + (500{,}3\,mg/l - 0\,mg/l) \cdot 0{,}52] = 195\,mg/l$$

Vergleich von Sauerstoff-Verbrauch und Sauerstoff-Dargebot

Der Nachweis einer ausreichenden Reduzierung der Nitratkonzentration wird über den Vergleich von Sauerstoffzehrung zu Sauerstoffangebot aus Nitrat geführt. Dieser Wert soll für die Bemessung bei 1 liegen, sonst ist der Denitrifikationsanteil entsprechend zu verändern.

$$x = \frac{OV_{C,D}}{2{,}86 \cdot S_{NO3,D}} = \frac{195\,mg/l}{2{,}86 \cdot 67{,}8\,mg/l} = 1{,}006 \approx 1{,}00$$

Mit einem Wert von 1,0 bei einem Denitrifikationsanteil von 52,0 % ist für die Belebung mit einem Beckenvolumen von 2.605 m³ eine ausreichende Denitrifikation gewährleistet.

vorhanden: **V_D/V_{BB} = 52,0 % und V_{BB} = 2.605 m³**

Aerobes Schlammalter:

$$t_{TS,aerob} = t_{TS} \cdot \left(1 - \frac{V_D}{V_{BB}}\right) = 27{,}6\,d \cdot (1 - 0{,}52) = 13{,}2\,d$$

Vorhandener Prozessfaktor:

$$PF = \frac{t_{TS,aerob}}{3{,}4 \cdot 1{,}103^{(15-T_{Bem})}} = \frac{13{,}2\,d}{3{,}4 \cdot 1{,}103^{(15-16)}} = 4{,}3$$

Nachweis der Säurekapazität im Ablauf

$$S_{KS,AB} = S_{KS,ZB} - \begin{bmatrix} 0{,}07 \cdot (S_{NH4,ZB} - S_{NH4,AN} + S_{NO3,AN} - S_{NO3,ZB}) \\ + 0{,}06 \cdot S_{Fe3} - 0{,}03 \cdot X_{P,Fäll} \end{bmatrix}$$

$$= 10{,}0 - [0{,}07 \cdot (68{,}0 - 1{,}0 + 4{,}2 - 0) + 0{,}06 \cdot 1{,}6 - 0{,}03 \cdot 0{,}6]$$

$$= 5{,}0\ mmol/l$$

Ermittlung des erforderlichen Sauerstoffbedarfs

Der Sauerstoffbedarf setzt sich aus dem Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffelimination abzüglich des Anteils, der durch die Denitrifikation gedeckt wird und dem Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation zusammen:

$$OV_d = (OV_{d,C} - OV_{d,D}) + OV_{d,N}$$

Mit:

Täglicher Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoff-Elimination:

$$OV_{d,C} = Q_{d,Konz.} \cdot \frac{OV_C}{1.000} = 1.111\ m^3/d \cdot \frac{500\ mg/l}{1.000} = 556\ kg/d$$

Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoff-Elimination, der durch die Denitrifikation gedeckt wird:

$$OV_{d,D} = Q_{d,Konz.} \cdot 2{,}86 \cdot \frac{S_{NO3,D}}{1.000} = 1.111\ m^3/d \cdot 2{,}86 \cdot \frac{67{,}8\ mg/l}{1.000} = 215\ kg/d$$

Täglicher Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation:

$$OV_{d,N} = Q_{d,Konz.} \cdot 4{,}3 \cdot \frac{S_{NO3,D} - S_{NO3,ZB} + S_{NO3,AN}}{1.000}$$

$$= 1.111\ m^3/d \cdot 4{,}3 \cdot \frac{67{,}8\ mg/l - 0\ mg/l + 4{,}2\ mg/l}{1.000} = 344\ kg/d$$

Mittlerer stündlicher Sauerstoffverbrauch

$$OV_{h,aM} = \frac{(OV_{d,C,aM} - OV_{d,D,aM}) + OV_{d,N,aM}}{24\ h/d}$$

$$= \frac{(556\ kg/d - 215\ kg/d) + 344\ kg/d}{24\ h/d} = 28{,}5\ kg/h$$

Minimaler stündlicher Sauerstoffverbrauch

$$OV_{h,min.} = \frac{OV_{d,C}}{\left(\frac{3{,}92}{t_{TS} \cdot 1{,}072^{(T-15)}} + 1{,}66\right) \cdot 24\ h/d}$$

$$= \frac{556\ kg/d}{\left(\frac{3{,}92}{27{,}6 \cdot 1{,}072^{(16-15)}} + 1{,}66\right) \cdot 24\ h/d} = 12{,}9\ kg/h$$

Maximaler stündlicher Sauerstoffverbrauch

Die Ermittlung des maximal stündlichen Sauerstoffbedarfs erfolgt für die Nennbelastung (85 %-Wert) für eine maximale Temperatur von 24°C. Die für diese Berechnung erforderlichen Werte wurden gemäß den zuvor angegebenen Formeln berechnet und sind im Folgenden kurz aufgelistet.

V_D/V_{BB} = 49,8 %

$OV_{d,C,max.}$ = 708 kg/d

$OV_{d,D,max.}$ = 264 kg/d

$OV_{d,N,max.}$ = 417 kg/d

$$OV_{h,max.} = \frac{f_C \cdot \left(OV_{d,C,max.} - OV_{d,D,max.}\right) + f_N \cdot OV_{d,N,max.}}{24\ h/d} \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{V_D}{V_{BB}}}\right)$$

Mit getrennten Stoßfaktoren:

Lastfall 1.1: f_C = 1,12 und f_N = 1,0

$$OV_{h,max.} = \frac{1{,}12 \cdot (708\ kg/d - 264\ kg/d) + 1{,}0 \cdot 417\ kg/d}{24\ h/d} \cdot \left(\frac{1}{1 - 0{,}498}\right)$$
$$= 161{,}4\ kg/h$$

Lastfall 1.2: f_C = 1,0 und f_N = 1,69

$$OV_{h,max.} = \frac{1{,}0 \cdot (708\ kg/d - 264\ kg/d) + 1{,}69 \cdot 417\ kg/d}{24\ h/d} \cdot \left(\frac{1}{1 - 0{,}479}\right)$$
$$= 95{,}5\ kg/h$$

Maßgebend ist hier der Stoßfaktor für N. Der maximale Sauerstoffverbrauch ergibt sich somit zu $OV_{h,max.}$ = 95,5 kg/h.

Nachweis des Belebungsvolumens für die Ist- und Prognose-Belastung

Die Bemessung zur Nennbelastung für die Ist-Situation sowie zur Prognose-Belastung erfolgt analog zu den obenstehenden Berechnungen zur mittleren Ist-Belastung.

Die Tabelle 5.9 stellt die Ergebnisse der Nachrechnungen für ein anrechenbares Volumen der Belebungsbecken von 2.605 m³ (Ist) bzw. 5.005 m³ (Prognose) dar. Für die Berechnung werden die oben dargestellten Berechnungsformeln zur Bemessung von einstufigen Belebungsbecken nach dem DWA-Arbeitsblatt A 131 verwendet.

Tabelle 5.9: Nachrechnung der biologischen Reinigungsstufe

Parameter	**Bezeichnung**	**Einheit**	**Ist-Belastung**		**Prognose**	
			Mittelwert	**85 %-Wert**	**Mittelwert**	**85 %-Wert**
TS Belebung	TS_{BB}	g/l	4,75	4,75	4,75	4,75
vorh. Belebungsvolumen	V_{BB}	m³	2.605	2.605	5.005	5.005
erf. Belebungsvolumen	$V_{BB,erf.}$	m³	1.051	2.092	2.013	3.619
Denitrifikationsanteil	V_D/V_{BB}	%	51,7	52,0	49,0	49,6

Temperatur	T_{BB}	°C	16	12	16	12
Schlammalter	t_{TS}	d	27,6	21,1	30,3	23,6
aerobes Schlammalter	$t_{TS,aerob}$	d	13,2	10,2	15,4	11,9
Prozessfaktor	PF	-	4,29	2,23	5,00	2,60
$N_{org.}$ im Ablauf	$S_{orgN,AN}$	mg/l	1,0	1,0	1,0	1,0
NH_4-N im Ablauf	$S_{NH4-N,AN}$	mg/l	1,0	1,0	1,0	1,0
NO_3-N im Ablauf	$S_{NO3-N,AN}$	mg/l	4,2	4,2	4,2	4,2
$P_{ges.}$ im Ablauf	$C_{Pges.,AN}$	mg/l	1,2	1,2	1,2	1,2
Säurekapazität im Ablauf	$S_{KS,AN}$	mmol/l	4,85	3,92	5,79	5,04
Fällmittelbedarf		kg Fe/d	3,77	5,74	6,83	8,89
Tagessauerstoff-verbrauch	OV_d	kg/d	685	789	1.205	1.390
min. Sauerstoff-verbrauch	$OV_{h,min.}$	kg/h	12,9	-	22,9	-
max. Sauerstoff-verbrauch	$OV_{h,max}$	kg/h	-	95,5	-	153,6
Überschuss-schlamm	$ÜS_d$	kg/d	449	586	786	1.009
Kohlenstoffdosie-rung	$C_{CSB,dos}$	mg/l	-	-	-	-

Die Nachrechnung der Belebungsanlage zeigt, dass die Kapazität der Biologie sowohl für die derzeitige Belastungssituation als auch für die Prognosebelastung, mit Betrieb von zwei Belebungsbecken, ausreichend ist.

5.2.3.3 Bemessung der Belüftungseinrichtung

Auf der Kläranlage Ahlhorn sind für die Sauerstoffversorgung der Belebungsbecken folgende Kapazitäten vorhanden:

Belebungsbecken I

Gebläseleistungen:

vorhanden: 2 Drehkolbengebläse
Firma Aerzen GM 60 S
$Q_{max.}$ = 2 x 3.151 m^3_N/h

Belüftungstechnik:

vorhanden: Streifenbelüfter
Firma Aqua Consult
Typ T 4,0-EU-18 bzw. 15

80 Stück T 4,0-EU 18, L = 4,00 m, b = 0,18 m
2 Stück T 4,0-EW 15, L = 4,00 m, b = 0,15 m
entsprechend 58,8 m^2

Belebungsbecken II

Gebläseleistungen:

vorhanden: 4 Drehkolbengebläse
Firma Aerzen
$Q_{max.}$ = 4 x 690 m^3_N/h

Belüftungstechnik:

vorhanden: Schlauchbelüfter
Firma Thoreka
464 Stück Belüfter L = 0,75 m
L_{ges} = 348 m

Erforderlicher Sauerstoffeintrag

Der erforderliche Sauerstoffeintrag wird mit der Sauerstoffsättigung des Belebtschlamm-Abwasser-Gemisches und dem zuvor berechneten maximalen Sauerstoffverbrauch bestimmt.

vorhanden:

Sauerstoffsättigung bei 24 °C	=	8,42 mg/l
Sauerstoffsättigung bei 16 °C	=	9,88 mg/l
Sauerstoffsättigung bei 12 °C	=	10,78 mg/l
Sauerstoffzielkonzentration	=	1,50 mg/l

Somit ergibt sich der gesamte maximale, mittlere und minimale erforderliche Sauerstoffeintrag für die derzeitige Belastungssituation mit Betrieb des Belebungsbecken II, zu:

$$\alpha SOTR_{max.}\,(24\,°C) = 95{,}5 \cdot \frac{8{,}42}{8{,}42 - 1{,}5} = 116{,}2\ kg/h$$

$$\alpha SOTR_{Mittel}\,(16\,°C) = \frac{685}{24} \cdot \frac{9{,}88}{9{,}88 - 1{,}5} = 33{,}7\ kg/h$$

$$\alpha SOTR_{min.}\,(16\,°C) = 12{,}9 \cdot \frac{9{,}88}{9{,}88 - 1{,}5} = 15{,}2\ kg/h$$

Für die Prognosebelastung ergibt sich der erforderliche Sauerstoffeintrag für die Becken I und II zu:

$$\alpha SOTR_{max.}\,(24\,°C) = 153{,}6 \cdot \frac{8{,}42}{8{,}42 - 1{,}5} = 186{,}9\ kg/h$$

$$\alpha SOTR_{Mittel}\,(16\,°C) = \frac{1.205}{24} \cdot \frac{9{,}88}{9{,}88 - 1{,}5} = 59{,}2\ kg/h$$

$$\alpha SOTR_{min.}\,(16\,°C) = 22{,}9 \cdot \frac{9{,}88}{9{,}88 - 1{,}5} = 27{,}0\ kg/h$$

Bei einer Abwasseraufteilung von 45 % für das Belebungsbecken II und 55 % für das Belebungsbecken II werden rd. 84 kg/h (Belebungsbecken I) beziehungsweise rd. 103 kg/h (Belebungsbecken II) benötigt.

Erforderlicher Luftbedarf

Der erforderliche Luftbedarf ergibt sich über nachfolgende Formel:

$$Q_{L,N} = \frac{SOTR}{SSOTR \cdot h_E \cdot \alpha}$$

Angaben zu den Sauerstoffübertragungsfaktor α sowie zu dem spezifischen Sauerstoffeintrag SSOTR liegen nicht vor und werden daher wie folgt für das Belebungsbecken II bei einer Belüfterbeaufschlagung von max. 8 m^3_N/m angenommen:

Sauerstoffübertragungsfaktor	α	= 0,6
Spez. Sauerstoffeintrag	$SSOTR_{1000}$	= 18,0 g/(m^3_N x m)

Der damit verbundene maximale Luftbedarf zur Ist-Belastung im Belebungsbecken II ergibt sich zu:

$$Q_{L,N,Ist,BB\ II} = \frac{116{,}2\ kg\ O_2/h}{0{,}018\ kg\ O_2/(m^3{}_N \cdot m) \cdot 3{,}2\ m \cdot 0{,}60} = 3.362\ m^3{}_N/h$$

Mit den vorhandenen, dem Belebungsbecken II 1990 ursprünglich zu geordneten Gebläsen mit einer Gesamtleistung von Q = 2.760 m^3_N/h und dem Ansatz zur Sauerstoffausnutzung von 18 $gO_2/(m^3_N$ x m) lässt sich der maximale Bedarf nicht abdecken. Bei einer Nutzung eines der 2007 nachgerüsteten Gebläse und eines der direkt zugeordneten kann der Bedarf gedeckt werden.

Zur Prognosebelastung ergibt sich der Sauerstoffbedarf auf:

$$erf.Q_{2,BB\ II} = 186{,}9\ kg\ O_2/h \cdot 0{,}55 = 102{,}8\ kg\ O_2/h$$

Um einer Sauerstoffausnutzung von 18 g $O_2/(m^3_N$ x m) sicherstellen zu können, ist die Beaufschlagung der Belüfter zu begrenzen auf 8 m^3_N/m.

Der Bedarf an Druckluft ergibt sich in der Prognosebelastung im Belebungsbecken II damit zu:

$$Q_{L,N,Prog,BB\ II} \frac{186{,}9\ kg\ O_2/h \cdot 0{,}55}{0{,}18\ kg\ O_2/(m^3{}_N \cdot m) \cdot 3{,}2 \cdot 0{,}6} = 2.974\ m^3{}_N/h$$

Dieser Bedarf lässt sich ebenfalls nicht mit den vorhandenen 1990 installierten Gebläsen sicherstellen. Mit einem der nachgerüsteten ist das möglich, Q = 3.151 m^3_n/h.

Die Beaufschlagung der Membranbelüfter im Ausgleichs- und Belebungsbecken II ist ausschlaggebend für die Sauerstoffausnutzung und somit für die Effizienz. Die optimierte Ausnutzung des Drucklufteintrags wird erreicht mit einer Beaufschlagung von Q = 5 m^3_N/h. Mit dieser dürfen Ausnutzungsgraten von 22 g $O_2/(m^3_N$ x m) angesetzt werden. Unter Beibehaltung der Anzahl an Belüfterbalken (20 Stück) können an 11 Balken anstatt der vorhandenen 99 m Belüfter 242 m installiert werden. Die Gesamtlänge erhöht sich damit auf:

$$348\ m - 99 + 242\ m = 491\ m.$$

Mit der zur Verfügung stehenden, 1990 planerisch vorgesehenen, Druckluftmenge ergibt sich bei diesen Belüfterlängen eine Beaufschlagung von:

$$Q = \frac{2.760\ m^3{}_N/h}{491\ m} = 5{,}6\ m^3{}_N/m$$

Diese Beaufschlagung darf eine Sauerstoffausnutzung von ≥ 21 g O_2/(m^3_N x m) erwarten.

Die erforderliche Druckluftmenge reduziert sich mit dieser Nachrüstung auf:

$$Q_{L,N,Prog,BB\ II} = \frac{186{,}9\ kg\ O_2/h \cdot 0{,}55}{0{,}021\ kg\ O_2/(m^3{}_N \cdot m) \cdot 3{,}2 \cdot 0{,}6} = 2.549\ m^3{}_N/h$$

Die Versorgung ist mit den vorhandenen 1990 zugeordneten Gebläsen dabei gesichert. Es wird empfohlen die Nachrüstung grundsätzlich, z.B. mit dem Tausch der Membranbelüfter im Belebungsbecken vorzunehmen.

Zum Belebungsbecken I stellt sich folgende Situation ein.

Im Becken sind Streifenbelüfter mit einer Begasungsfläche von A = 58,8 m² installiert. Eine Effizienz mit einer Sauerstoffausnutzung von 20 g O_2/m^3_N/ x m wird erreicht, sofern die Beaufschlagung > 30 m^3_N/m^3 liegt.

Mit diesem Ansatz ergibt sich eine erforderliche Begasungsfläche von:

$$A_{Bes} = \frac{186{,}9\ kg\ O_2/h \cdot 0{,}45}{0{,}020\ kg\ O_2/(m^3{}_N \cdot m) \cdot 3{,}8\ m \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}30\ m^3{}_N/m^2} = 61{,}5\ m^2$$

Damit reichen die installierten Belüfter für die Ausnutzungsrate nicht aus. Für den Nachweis wird von einer Sauerstoffausnutzung von 18 g O_2/(m^3_N x m) ausgegangen.

Der damit verbundene maximale Luftbedarf zur Prognose-Belastung im Belebungsbecken I ergibt sich zu:

$$Q_{L,N,Prog,BB\ I} = \frac{186{,}9\ kg\ O_2/h \cdot 0{,}45}{0{,}018\ kg\ O_2/(m^3{}_N \cdot m^2) \cdot 3{,}8\ m \cdot 0{,}60} = 2.049\ m^3{}_N/h$$

Die Belüfterbeaufschlagung beträgt:

$$Q_{Bel} = \frac{2.049\ m^3{}_N/h}{58{,}8\ m^2} = 34{,}8\ m^3{}_N/m^2$$

Die Leistung der vorhandenen Gebläse mit Q = 3.151 m^3_N/h ist vollständig ausreichend.

Im Rahmen weitergehender Planungen sollte unter Berücksichtigung von Sauerstoffeintragsmessungen eine Optimierung der vorhandenen Belüftungstechnik geprüft werden.

5.3 Schlammbehandlung

5.3.1 Bemessungsschlammanfall

2020/2021 erfolgte der Bau einer Schlammeindickanlage. Zur Auslegung dieser wurden die auf der Kläranlage Ahlhorn anfallenden Schlammmengen aus Literaturdaten sowie vorhandenen Einwohnerwerten abgeschätzt. Daraus ergeben sich folgende spezifische Ansätze zum Anlagennachweis.

spez. CSB-Fracht		0,12 kg CSB/EW
spez. Schlammfracht		0,6 kg TR/kg CSB
TR-Gehalt Überschussschlamm:		0,6 - 1,0 %
	im Mittel	0,7 % bzw. 7 kg TR/m³

Bei einer derzeitigen Spitzenbelastung der Kläranlage von rd. 9.500 EW (vergleiche Tabelle 4.8) beträgt die maximale Schlammmenge:

$$Q_d = \frac{9.500\ EW \cdot 0{,}12\ kg\ CSB/EW \cdot 0{,}6\ kg\ TR/kg\ CSB}{7\ kg\ TR/m^3} = 97{,}7\ m^3/d$$

Unter Berücksichtigung der Prognosebelastung von 16.600 EW erhöht sich die Schlammmenge auf:

$$Q_d = \frac{16.600\ EW \cdot 0{,}12\ kg\ CSB/EW \cdot 0{,}6\ kg\ TR/kg\ CSB}{7\ kg\ TR/m^3} = 170{,}7\ m^3/d$$

5.3.2 Nachweis der Anlagentechnik

vorhanden:	1 Bandeindicker	
	Nennleistung	Q = 5 - 15 m³/h
	max. Leistung	Q = 24 m³/h

Mit dem vorhandenen Bandeindicker ergeben sich folgende tägliche Betriebsstunden.

$$t_{d,Ist} = \frac{97{,}7\ m^3/d}{15\ m^3/h} = 6{,}5\ h/d$$

$$t_{d,Prog.} = \frac{170{,}7\ m^3/d}{15\ m^3/h} = rd.\ 11{,}5\ h/d$$

Die installierte Anlagentechnik besitzt eine maximale Leistung von Q = 24 m³/h. Um den Schlammaustrag hinsichtlich des TR-Gehaltes und des Polymerbedarfs zu optimieren, ist die Anlage mit rd. 60 - 70 % der Maximalleistung, entsprechend 15 m³/h, zu betreiben. Da die Anlagentechnik vollautomatisiert betrieben wird, ist die vorhandene Anlagengröße dauerhaft ausreichend.

Im Austrag der Eindickanlage ergeben sich bei der Prognosebelastung bei einem erreichbaren Austrags-TR von 6 % ⇒ 60 kg TS/m³.

$$Q = \frac{170{,}7\ m^3/d \cdot 7\ kg\ TS/m^3}{60\ kg\ TR/m^3} = rd.\ 20\ m^3/d$$

Zur Zwischenspeicherung stehen im Schlammspeicher zur Langzeitspeicherung V = 1.500 m³ zur Verfügung.

Die Speicherkapazität ermittelt sich unter Berücksichtigung eines Abminderungsfaktors von 0,7 zur Berücksichtigung von Belastungsschwankungen zu:

$$t_{Sp} = \frac{1.500\ m^3}{20\ m^3/d\ \cdot\ 0{,}7} = 107\ Tage$$

Mit dem Betrieb des Feldrandcontainers und der unmittelbaren Schlammabholung ergibt sich eine mittlere Speicherzeit von:

$$t_{Sp} = \frac{60\ m^3}{20\ m^3/d\ \cdot\ 0{,}7} = 4\ Tage$$

Die Gesamtanlage zur Schlammbehandlung ist umfänglich ausreichend.

II. Sanierungsmaßnahmen 2023 - 2030

1 Einlaufstecke

2013 erfolgte die Modernisierung der Einlaufstrecke, bestehend aus einer Feinrechenanlage sowie einem belüfteten Sand- und Fettfang. Der Anlagennachweis zeigt, dass die vorhandene Einlaufstrecke auch für die Prognosebelastung ausreichend ist.

Erst mit einer getrennten Förderung der Pumpwerke „Triftweg“ und „Wildeshauser Straße“ können Stoßbelastungen entsprechend der maximalen Förderleistung der Pumpwerke auftreten. Aus Punkt 5.1.1 ergibt sich diese zu Q = 308 m³/h.

Sanierungsbedarf bis 2030 wird hier nicht erwartet.

Nach Aussagen des Kläranlagenpersonals entstehen sowohl im Sandfang als auch im Belebungsbecken vermehrt Verzopfungen seit Installation der neuen Rechenanlage. Hinsichtlich einer Überprüfung der Rechenanlage ist die Firma DMS aus Rastede eingeschaltet worden. Für eine ausreichende Rückhaltung von Rechen- und Siebgut muss bei der installierten Technik sichergestellt sein, dass die Rechenroste möglichst dauerhaft mit Siebgut belegt ist und die Fließgeschwindigkeiten im Rechenrost niedrig sind. Das Ergebnis der Überprüfung ist abzuwarten.

2 Ausgleichs- und Belebungsbecken

Aufgrund der derzeitigen Belastungssituation wird lediglich das Ausgleichs- und Belebungsbecken II betrieben. 2007 erfolgte mit der Ergänzung der Belüftungstechnik im Ausgleichs- und Belebungsbecken I eine Erhöhung der Belüfteranzahl im Becken I. 2023 erfolgte die Erneuerung der Membranrohrbelüfter für das Belebungsbecken II. Eine Erneuerung der Belüfter im Belebungsbecken II wird vorerst nicht notwendig. Es wird dennoch angeraten die Gesamteffizienz der Belüftungsanlagen zu überprüfen und auf Wirtschaftlichkeit hin zu untersuchen.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Mit einer Wiederinbetriebnahme des Belebungsbecken I sind vorhandene Erdeinbauschieber in den zur Druckluftversorgung vorhandenen Leitungen vor dem Becken zu erneuern.

- **Maschinentechnik:**

  Mit steigender Belastung ist das Belebungsbecken I wieder in Betrieb zu nehmen. Damit verbunden ist auch eine Erneuerung der Belüfter sowie der Rührwerke. Die maximale Belüfterbeaufschlagung liegt mit 34,8 m^3_N/m^2 oberhalb empfohlener Beaufschlagungen, die einen hocheffizienten Betrieb sicherstellen. Eine Überprüfung der Effizienz der Anlage sollte vor einer Wiederinbetriebnahme erfolgen.

  Für das Belebungsbecken II liegt bei maximaler Luftmenge eine Belüftungsbeaufschlagung deutlich größer 5 $m^3_N/(m \times h)$ vor. Bei der mittleren Belastung liegt die Beaufschlagung unterhalb des zulässigen Wertes.

Im Rahmen weitergehender Planungen sollte unter Berücksichtigung von Sauerstoffeintragsmessungen geprüft werden, wie die Belüftungstechnik einschließlich der Belüfteranzahl optimiert werden kann. Gegebenenfalls wird für das Belebungsbecken II eine Erweiterung der Belüftungstechnik erforderlich. Dabei ist unter Berücksichtigung der vorhandenen Beckengeometrie zu prüfen, welche maximale Belüfteranzahl in dem Belebungsbecken II installiert werden kann.

Für die Kostenschätzung wird vorbehaltlich der Detailplanungen ein reiner Austausch der Belüftermembranen im Belebungsbecken I berücksichtigt.

- **EMSR-Technik:**

  Zur Anpassung des Energiebedarfs sollten neue Rührwerke mit Frequenzumformern ausgerüstet werden.

Kostenschätzung

1.	**Bautechnik**		
1.1	Verbindende Leitungen (Erneuerung Schieber)	netto	7.500,00 €
	Gesamt Bautechnik	netto	**7.500,00 €**
2.	**Maschinentechnik**		
2.1	Erneuerung Belüfter BB I	netto	32.500,00 €
2.2	Erneuerung Rührwerke BB I	netto	36.000,00 €
	Gesamt Maschinentechnik	netto	**68.500,00 €**
3.	**EMSR-Technik**		
3.1	Frequenzumformer für Rührwerke BB I und BB II	netto	15.000,00 €
	Gesamt EMSR-Technik	netto	**15.000,00 €**
4.	**Baunebenkosten**		
	Gesamt Baunebenkosten rd. 22 %	netto	**20.000,00 €**
	Gesamt Baukosten	netto	111.000,00 €
	+ 19 % Mehrwertsteuer		21.090,00 €
	Gesamt Baukosten	brutto	132.090,00 €
	Gesamt Baukosten gerundet	**brutto**	**135.000,00 €**

3 Gebläsestation

Zur Druckluftversorgung sind in einer Gebläsestation insgesamt 6 Gebläse installiert. Zwei dem Belebungsbecken I zugeordnete Gebläse sind 2007 installiert worden. Die dem Becken II zugeordneten vier Gebläse sind deutlich älter (1991).

Unterhalb des Rücklaufschlammpumpwerks ist eine weitere Gebläsestation mit drei Aggregaten aus den 1980ern installiert. Diese sind abgängig.

In der Gebläsestation integriert ist ein abgetrennter Raum, in dem die Schaltanlagen u.a. zu den Belebungsbecken (Gebläse, Rührwerke), dem Nachklärbecken II, dem Rücklaufschlammpumpwerk sowie dem Schlammspeicher II installiert sind. Die Schaltanlagen für die 2021 installierte Schlammeindickung wurden aus Platzgründen im Gebläseraum installiert. Der vorhandene Schaltanlagenraum (L x B = ca. 4,0 x 2,4 m) ist zu klein, um die zukünftig erforderliche Schaltanlagentechnik unterzubringen.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Mit einer notwendigen Erneuerung der Schaltanlagentechnik ist der vorhandene Schaltanlagenraum zu vergrößern (Variante 1).

  Um im Gebläseraum ausreichend Platz für die erforderlichen Gebläse zu erhalten, ist eine Vergrößerung des Schaltanlagenraumes nur im Eingangsbereich zur Gebläsestation möglich. Dabei ist der Eingang zur Gebläsestation zu verschließen und die Wand zwischen Schaltanlagenraum und Gebläseraum über die Gesamtbereite des Gebäudes zu verlängern. Der neue Schaltanlagenraum besitzt dann eine Abmessung von L x B = ca. 6,80 x 2,40 m. Für den Zugang zum Gebläseraum ist an anderer Stelle ein neuer Eingang herzustellen.

  Alternativ können die Schaltanlagen aus dem vorhandenen Gebäude ausgegliedert und in einem zu errichteten Anbau hinter Gebläsestation und Schlammeindickung installiert werden (Variante 2). Für den Anbau steht eine Gesamtfläche von ca. 6,0 m x 5,5 m zur Verfügung.

  Bei beiden Varianten steht ausreichend Fläche für eine Schaltanlagenerneuerung zur Verfügung.

  Im Rahmen einer Detailplanung ist festzulegen, welche Variante umgesetzt werden soll.

  Mit dem Neubau des Rücklaufschlammpumpwerks (Kapitel II.6) können die dazugehörigen Schaltanlagen aus der Gebläsestation ausgegliedert und in dem neuen RS-Pumpwerk untergebracht werden. Dieses berücksichtigt, steht mit der Variante 1 als Vorzugsvariante ausreichend Reservefläche zur Verfügung.

- **Maschinentechnik:**

  Die vorhandenen Gebläse zum Belebungsbecken II sind abgängig und entsprechend der Prognosebelastung durch neue Aggregate zu ersetzen.

  Die Gebläse für das Belebungsbecken I, wobei ein Gebläse als Reserveaggregat für beide Becken zu sehen ist, sollten hinsichtlich der Effizienz mit der Inanspruchnahme des Belebungsbecken I geprüft werden. Die Aggregate sind zu groß.

- **EMSR-Technik:**

  Die Schaltanlagen sind altersbedingt zu erneuern und dabei entsprechend der neuen Belüftungstechnik anzupassen.

In Abhängigkeit der Variantenumsetzung werden entsprechende Maßnahmen, insbesondere im Bereich der Verkabelung, notwendig. Bei beiden Varianten ist die Erneuerung im laufenden Betrieb möglich.

Mit dem Neubau des Rücklaufschlammpumpwerks (Kapitel II.6) können die Schaltanlagen zu diesem im neuen Gebäude installiert werden. Die Investitionskosten für die Schaltanlagen zum Rücklaufschlammpumpwerk werden daher in Kapitel II.6 aufgeführt. Die Frequenzumformer zu den Gebläsen können mit in dem Gebläseraum installiert werden.

Kostenschätzungen

Kostenschätzung mit Variante 1 bei Erweiterung Schaltanlagenraum.

1.	**Bautechnik**		
1.1	Erweiterung Schaltanlagenraum	netto	20.000,00 €
	Gesamt Bautechnik	netto	**20.000,00 €**
2.	**Maschinentechnik**		
2.1	Erneuerung Druckluftversorgungsanlagen	netto	210.000,00 €
	Gesamt Maschinentechnik	netto	**210.000,00 €**
3.	**EMSR-Technik***		
3.1	Erneuerung Schaltanlagen, FU für Gebläse	netto	145.000,00 €
	Gesamt EMSR-Technik*	netto	**145.000,00 €**
4.	**Baunebenkosten**		
	Gesamt Baunebenkosten	netto	**82.500,00 €**
	Gesamt Baukosten (Variante 1)	netto	457.500,00 €
	+ 19 % Mehrwertsteuer		86.925,00 €
	Gesamt Baukosten (Variante 1)	brutto	544.425,00 €
	Gesamt Baukosten gerundet (Variante 1)	**brutto**	**545.000,00 €**

* Ohne Schaltanlage RS-Pumpwerk (siehe Kapitel II.6)

Kostenschätzung Variante 2 mit Anbau Schaltanlagenraum

1.	**Bautechnik**		
1.1	Anbau Schaltanlagenbaum (Variante 2)	netto	96.000,00 €
	Gesamt Bautechnik*	netto	**96.000,00 €**
2.	**Maschinentechnik**		
2.1	Erneuerung Druckluftversorgungsanlagen	netto	210.000,00 €
	Gesamt Maschinentechnik	netto	**210.000,00 €**

3.	**EMSR-Technik****		
3.1	Erneuerung Schaltanlagen, FU für Gebläse	netto	165.000,00 €
	Gesamt EMSR-Technik*	netto	**165.000,00 €**
4.	**Baunebenkosten**		
	Gesamt Baunebenkosten	netto	**105.000,00 €**
	Gesamt Baukosten (Variante 2)	netto	576.000,00 €
	+ 19 % Mehrwertsteuer		109.440,00 €
	Gesamt Baukosten (Variante 2)	brutto	685.440,00 €
	Gesamt Baukosten gerundet (Variante 1)	**brutto**	**686.000,00 €**

* Ohne Schaltanlage RS-Pumpwerk (siehe Kapitel II.6)

Für die Gesamtkosten wird Variante 1 als Vorzugsvariante berücksichtigt.

4 Ablaufregelanlage

Den beiden Ausgleichs- und Belebungsbecken sind je eine Ablaufregelanlage (Q = 10 - 300 m³/h) nachgeschaltet, über welche die Beschickung der Nachklärbecken erfolgt. Über eine Verbindungsleitung ist jedes Belebungsbecken mit beiden Ablaufregelanlagen verbunden.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **Maschinentechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **EMSR-Technik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

5 Nachklärbecken

Für das vorhandene Nachklärbecken I ist ein Nachweis nach dem Stand der Technik nicht möglich. Das Bauwerk ist undicht.

2020 erfolgte die Sanierung der Ablaufrinne des Nachklärbeckens II.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Das vorhandene Nachklärbecken I kann nach dem Stand der Technik nicht mehr nachgewiesen werden. Unter Berücksichtigung des baulichen Zustands wird ein Neubau grundsätzlich erforderlich. Bei den Planungen ist die erforderliche Leistungsfähigkeit zur Prognosebelastung zu berücksichtigen.

  Die vorhandene Gestaltung des Einlaufbauwerks des Nachklärbeckens II entspricht nicht mehr den Empfehlungen der DWA-Regelwerke. Die Erfahrungen zeigen jedoch, dass mit den für das Becken ermittelten Zuflüssen ein sachgerechter Betrieb möglich ist. Eine Umgestaltung des Mittelbauwerks ist daher nicht erforderlich.

- **Maschinentechnik:**

  Mit dem Neubau des Nachklärbeckens I wird eine maschinelle Ausrüstung inklusive Räumerbrücke erforderlich.

- **EMSR-Technik:**

  Mit dem Neubau des Nachklärbeckens I wird eine Erneuerung der Schaltanlagen entsprechend der maschinellen Ausrüstung erforderlich.

Kostenschätzung

1.	**Bautechnik**		
1.1	Neubau Nachklärbecken I		
1.1.10	Abbruch- und Demontagearbeiten	netto	80.000,00 €
1.1.20	Erdarbeiten	netto	100.000,00 €
1.1.30	Nachklärbecken	netto	210.000,00 €
1.1.40	Verbindende Leitungen	netto	55.000,00 €
1.1.50	Pflasterarbeiten	netto	25.000,00 €
	Gesamt Bautechnik	netto	470.000,00 €
2.	**Maschinentechnik**		
2.1	Nachklärbeckenausrüstung NKB I	netto	250.000,00 €
	Gesamt Maschinentechnik	netto	250.000,00 €
3.	**EMSR-Technik**		
3.1	Schaltanlagen und Blitzschutz	netto	70.000,00 €
	Gesamt EMSR-Technik	netto	70.000,00 €
4.	**Baunebenkosten**		
4.1	Nebenkosten 22 %	netto	174.000,00 €
	Gesamt Baunebenkosten	netto	174.000,00 €

	Gesamt Baukosten	netto	964.000,00 €
	+ 19 % Mehrwertsteuer		183.160,00 €
	Gesamt Baukosten	brutto	1.147.160,00 €
	Gesamt Baukosten gerundet	**brutto**	**1.150.000,00 €**

6 Rücklaufschlammpumpwerk

Das Rücklaufschlammpumpwerk ist mit zwei Pumpen (Q = 2 x 120 m³/h) sowie einer als Reserve dienenden Förderschnecke (Q = 120 m³/h) ausgerüstet.

Das vorhandene Rücklaufschlammbauwerk soll aufgegeben und auf einer Freifläche ein neues Rücklaufschlammpumpwerk errichtet werden. Die erforderlich werdenden Maßnahmen sind im Rahmen des Neubaus des Nachklärbecken I mit auszuführen.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Das vorhandene Rücklaufschlammpumpwerk ist abzubrechen. Für das neue Rücklaufschlammpumpwerk ist ein neues Gebäude zu errichten. Vorbehaltlich einer Detailplanung ist von einem Gebäude (ca. 5,0 x 7,0 m) auszugehen. Das Gebäude kann auf eine Freifläche, welche ursprünglich als Erweiterungsfläche für ein Selektor- und Dephosphatierungsbecken vorgesehen war, errichtet werden.

- **Maschinentechnik:**

  Die vorhandene Rücklaufschlammschnecke ist im Betrachtungszeitraum alterungsbedingt zu ersetzen. Mit dem Neubau des Rücklaufschlammpumpwerks erfolgt die Rücklaufschlammförderung zukünftig über 3 trocken aufgestellte Pumpen (2 x Betrieb, 1 x Reserve).

  Im Zuge des Neubaus kann eine generelle Grauwasserversorgung für die Kläranlage installiert werden, welche in dem neuen Rücklaufschlammpumpwerk mit untergebracht werden kann.

- **EMSR-Technik:**

  Die Schaltanlagentechnik zur Rücklaufschlammförderung befindet sich derzeit in der Gebläsestation. Mit dem Neubau des RS-Pumpwerks können die Schaltanlagen zukünftig in dem Gebäude mit untergebracht werden.

Kostenschätzung

1.	**Bautechnik**		
1.1	Abbrucharbeiten	netto	45.000,00 €
1.2	Neubau Rücklaufschlammpumpwerk	netto	140.000,00 €
1.3	Verbindende Leitungen	nett	40.000,00 €
	Gesamt Bautechnik	netto	**225.000,00 €**

2.	**Maschinentechnik**		
2.1	Maschinelle Ausrüstung RS-Pumpwerk, Verrohrung	netto	80.000,00 €
2.2	Grauwasserversorgungsanlage	netto	30.000,00 €
	Gesamt Maschinentechnik	netto	**110.000,00 €**
3.	**EMSR-Technik**		
3.1	Schaltanlagentechnik	netto	35.000,00 €
3.2	Verkabelung, Einbindung PLT	netto	15.000,00 €
3.3	Messtechnik	netto	15.000,00 €
3.4	Gebäudeinstallation, Blitzschutz, Potenzialausgleich	netto	10.000,00 €
	Gesamt EMSR-Technik	netto	**75.000,00 €**
4.	**Baunebenkosten**		
	Gesamt Baunebenkosten	netto	**90.000,00 €**
	Gesamt Baukosten	netto	500.000,00 €
	+ 19 % Mehrwertsteuer		95.000,00 €
	Gesamt Baukosten	brutto	595.000,00 €
	Gesamt Baukosten gerundet	**brutto**	**595.000,00 €**

7 Ablaufmengenmessanlage

Hinter den Nachklärbecken ist eine gemeinsame Ablaufmengenmessanlage (Q = 10 - 300 m³/h) vorhanden. Die Probenahme des Kläranlagenablaufs erfolgten an dieser Stelle.

Nach Aussagen des Kläranlagenpersonals ist die vorhandene Mengenmessung nicht voll eingestaut, wodurch es zu Problemen bei der Ablaufmengenmessung kommt. Mit dem Neubau des Nachklärbecken I ist die Ablaufmengenmessung anzupassen. Gegebenenfalls wird ein Neubau erforderlich. Alternativ lässt sich die Messung mit im neuen Gebäude für die Rücklaufschlammförderung integrieren. Dieses ist im Rahmen einer Detailplanung zu prüfen.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Im Rahmen einer Detailplanung ist zu prüfen, ob ein Neubau des Ablaufmengenmessung erforderlich wird.

- **Maschinentechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **EMSR-Technik:**

  Mit dem Neubau ist die vorhandene Mengenmessung zu erneuern.

Kostenschätzung

1.	**Bautechnik**		
1.1	Neubau Ablaufmengenmessung	netto	30.000,00 €
	Gesamt Bautechnik	netto	**30.000,00 €**
2.	**Maschinentechnik**		
	Zurzeit kein Sanierungsbedarf		
3.	**EMSR-Technik**		
3.1	Erneuerung Mengenmessung	netto	4.500,00 €
	Gesamt EMSR-Technik	netto	**4.500,00 €**
4.	**Baunebenkosten**		
	Gesamt Baunebenkosten	netto	**7.500,00 €**
	Gesamt Baukosten	netto	42.000,00 €
	+ 19 % Mehrwertsteuer		7.980,00 €
	Gesamt Baukosten	brutto	49.980,00 €
	Gesamt Baukosten gerundet	**brutto**	**50.000,00 €**

8 Fällmitteldosierung

Zur chemischen Phosphatfällung ist auf der Kläranlage Ahlhorn eine Fällmitteldosieranlage vorhanden. Der Eisensalzbehälter (V = 25 m³) ist in einem 1998 errichteten Gebäude untergebracht. Die Dosiertechnik ist 2015 komplett erneuert worden.

Im Rahmen wiederkehrender Prüfungen ist der bauliche Zustand des Fällmittelbehälters durch zugelassene Gutachter zu prüfen. Hier vornehmlich der Zustand der Innenbeschichtungen. Äußere Einwirkungen durch UV-Strahlungen sind aufgrund der vorhandenen Einhausung gering. Eine Erneuerung des Fällmittelbehälters bis Ende 2030 wird derzeit nicht gesehen. Sofern zukünftig ein Neubau erforderlich wird, ist der Fällmittelbehälter stehend (V = 25 m³) auszuführen.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **Maschinentechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **EMSR-Technik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

9 Schlammeindickung

2020/2021 erfolgte die Errichtung einer neuen Schlammeindickanlage. Der Nachweis zeigt, dass die installierte Anlagengröße ausreichend ist.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **Maschinentechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **EMSR-Technik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

10 Schlammspeicher

Die Zwischenspeicherung des eingedickten Schlamms erfolgt in ein Feldrandcontainer (V = 60 m³). Alternativ können zwei vorhandene Schlammbehälter als Langzeitspeicher genutzt werden.

Für die Nassschlammverwertung sind langfristige Verträge abgeschlossen worden, um eine Entsorgungssicherheit zu gewährleisten.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Eine der vorhandenen Schlammspeicher kann statisch bedingt nur noch zu ca. 50 % befüllt werden. Zur Nutzung einer Langzeitspeicherung über das Volumen von V = 500 m³ ist dieser zu sanieren. Im Rahmen weitergehender Planungen zur Klärschlammentsorgung ist zu prüfen, ob grundsätzlich auf den Speicher verzichtet werden kann. Mit der Beibehaltung der derzeitigen Klärschlammentsorgungsstrategie kann voraussichtlich auf diesen Speicher verzichtet werden.

  Im Rahmen wiederkehrender Prüfungen ist der bauliche Zustand des noch intakten Speichers zu untersuchen. Hier vornehmlich der Zustand des Behälters an den Sollrissfugen. Eine Sanierung oder die Notwendigkeit des Neubaus eines Speichers bis Ende 2030 wird derzeit nicht gesehen.

- **Maschinentechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **EMSR-Technik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

11 Betriebsgebäude

Im Betriebsgebäude befinden sich Lager-, Büro- und Verwaltungsräume sowie Werkstatt und Labor. Das Gebäude wird 2016 umfangreich umgebaut und saniert.

Es darf davon ausgegangen werden, dass die Sanitär- und Aufenthaltsbereiche für die Mitarbeiter für den Zeitraum der nächsten Jahre ausreichend sind.

Im Keller des Betriebsgebäudes befindet sich weiterhin die Brauchwasserversorgung. Im Rahmen des Neubaus des Nachklärbeckens I / des Rücklaufschlammpumpwerks ist die Installation einer neuen Grauwasserversorgungsanlage vorgesehen. Es wird auf Kabel II.6 verwiesen.

Erforderliche Maßnahmen

- **Bautechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

- **Maschinentechnik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf

- **EMSR-Technik:**

  Zurzeit kein Sanierungsbedarf.

III. Kostenzusammenstellung und Festlegung der Dringlichkeit

1 Kostenzusammenstellung

Nachfolgend sind die geschätzten Investitionskosten aufgeführt. Kleine Maßnahmen sowie wiederkehrende Wartungsmaßnahmen Instandsetzungen und Unterhaltung sind nicht erfasst und eigenständig durch das Kläranlagenpersonal und der Verwaltung der Gemeinde zu erfassen und durchzuführen.

1.	Einlaufstrecke	brutto	-
2.	Ausgleichs- und Belebungsbecken (Austausch Belüfter)	brutto	135.000,00 €
3.	Gebläsestation (inkl. Schaltanlagen)	brutto	545.000,00 €
4.	Ablaufregelanlage	brutto	-
5.	Nachklärbecken	brutto	1.150.000,00 €
6.	Rücklaufschlammpumpwerk (inkl. Grauwasserversorgung)	brutto	595.000,00 €
7.	Ablaufmengenmessanlage	brutto	50.000,00 €
8.	Fällmitteldosierung	brutto	-
9.	Schlammeindickung	brutto	-
10.	Schlammspeicher	brutto	-
11.	Betriebsgebäude	brutto	-
	Gesamtsumme	**brutto**	**2.475.000,00 €**

2 Festlegung der Dringlichkeit

Die unter Punkt II dargestellten Maßnahmen können der Dringlichkeit nach beurteilt werden. Danach gilt:

1 ⇒ dringend
2 ⇒ weniger dringend
3 ⇒ nicht dringend

Zu den aufgeführten Maßnahmen wird die Dringlichkeit wie folgt eingestuft:

1.	Einlaufstrecke	-
2.	Ausgleichs- und Belebungsbecken	2
3.	Gebläsestation (inkl. Schaltanlagen)	1
4.	Ablaufregelanlage	-
5.	Nachklärbecken	2
6.	Rücklaufschlammpumpwerk (inkl. Grauwasserversorgung)	2

7.	Ablaufmengenmessanlage	2
8.	Fällmitteldosierung	-
9.	Schlammeindickung	-
10.	Schlammspeicher	-
11.	Betriebsgebäude	-

Eine Übersicht der Sanierungsmaßnahme ist im Lageplan zur Kläranlage Ahlhorn dargestellt.

3 Zusammenfassung und Fazit

Die Kläranlage Ahlhorn weist derzeit eine mittlere Anlagenbelastung von rd. 7.500 EW_{120} bzw. rd. 9.500 EW_{120} als Nennbelastung auf. Unter Berücksichtigung aller dargestellten Entwicklungen im Bereich der Wohnbebauungen sowie der gewerblichen Erweiterungsflächen erhöht sind die Anlagenbelastung auf rd. 13.700 EW_{120} (Mittelbelastung) bzw. rd. 16.600 EW_{120} (Nennbelastung).

Die Kläranlage ist nach einem Ausbauentwurf von April 1990 für eine Belastung von 16.000 EW_{60} ausgebaut. Aufgrund der derzeit geringen Belastungssituation werden das Belebungsbecken I sowie das Nachklärbecken I im Regelbetrieb nicht betrieben. Mit zunehmender Belastung ist das Belebungsbecken I wieder in Betrieb zu nehmen. Für das Nachklärbecken I wird vor der Inbetriebnahme des Belebungsbecken I ein Neubau erforderlich.

Wann mit welchen Belastungssteigerungen zu rechnen ist, lässt sich nur schwer abschätzen. Für 2025 ist die Umsetzung der Planungen aus dem Bebauungsplan Nr. 122 vorgesehen. Mit der Fertigstellung des Amazon-Zentrums auf dem Fliegerhorst rechnet die Gemeinde mit schnelleren Entwicklungen und höheren gewerblichen Ansiedlungen gegenüber den vergangenen Jahren.

Im beigefügten Maßnahmenplan ist eine mögliche Projektierung der verschiedenen Maßnahmen entsprechend ihre Dringlichkeit dargestellt.

Mittelfristig sollen die vorhandenen Schönungsteiche aufgegeben werden. Die Probenahme des Kläranlagenablaufs findet derzeit bereits in der Ablaufmengenmessung auf der Kläranlage den Schönungsteichen vorgeschaltet, statt. Eine Außerbetriebnahme der Teiche ist mit der zuständigen Genehmigungsbehörde abzustimmen. Unter Berücksichtigung des Bundenutzungsgesetztes (BNutSchG) ist zu prüfen, ob die vorhandenen Teiche für Ausgleichsmaßnahmen renaturiert werden können.

Im Rahmen der Erstellung dieses Konzeptes wurde deutlich, dass mit zunehmender Belastung, damit verbunden höhere Abwassermengen, die vorhandene Kanalisation im Ort hinsichtlich der Leistungsfähigkeit zu überprüfen ist. Nach Aussagen der Gemeinde Großenkneten kommt es bereits heute, vornehmlich bei Starkregenereignissen, zu Überstauproblemen im Kanalnetz.

Im Rahmen eines Generalentwässerungsplans wird empfohlen, in wieweit zukünftig Wohn- und Gewerbegebiete noch an das vorhandene Kanalnetz angeschlossen werden können, welche Maßnahmen im Kanal selbst erforderlich werden und in welcher Form die Abwasserableitung zur Kläranlage Ahlhorn erfolgen soll. Es ist

davon auszugehen, dass mit steigenden Abwassermengen, insbesondere vom Fliegerhorst, eine getrennt Abwasserförderung der Pumpwerke „Triftweg“ und „Wildeshauser Straße“ notwendig wird. Für die Anlagenbemessung der Kläranlage wird davon ausgegangen, dass im Kanalnetz entsprechende Maßnahmen, u.a. zur Zwischenspeicherung bei Starkregenereignissen, getroffen werden, um die Kläranlage Ahlhorn hydraulisch nicht zu überlasten.

Der Gemeinde Großenkneten wird empfohlen, einen Generalentwässerungsplan, in dem sowohl die Schmutz- als auch die Regenwasserkanalisation betrachtet wird, zu erstellen. Für die Kläranlage Ahlhorn wird empfohlen, die erforderlichen Maßnahmen zur Gebläsestation sowie zum Nachklärbecken I / RS-Pumpwerk im Rahmen weitergehender Planungen vornehmlich zu verfolgen.

Aufgestellt:
Vechta, 12.09.2023

INGENIEURBÜRO
FRILLING+ROLFS GMBH

Jürgen Varnhorn Dennis Ahlhorn

III. Anhänge

Anhang 1 **Nachweis Ausgleichsvolumen für Trockenwetterzufluss**

Anhang 2 **Nachweis Ausgleichsvolumen für Regenwetterzufluss**

Anhang 3 **Maßnahmenplan**

Anhang 1

Nachweis Ausgleichsvolumen für

Trockenwetterzufluss

Ausgleichsvolumen für den Trockenwetterzufluss (Ist-Belastung)					
Uhrzeit	**Zulauf**		**Ablauf AGB ohne Int. Kreisl**	**Fehlbetrag/Überschuss**	**Zulauf**
	proz. Zufluss (Literatur)	$Q_{TW,h}$	Q_{AGB}	$Q_{TW,h} - Q_{AGB}$	Tagesmittel = 52,50 m³/h
	[%]	[m³/h]	[m³/h]	[m³/h]	[m³/h]
0:00	2,0	25,2	52,50	-27,3	52,50
1:00	1,5	18,9	52,50	-33,6	52,50
2:00	1,0	12,6	52,50	-39,9	52,50
3:00	0,5	6,3	52,50	-46,2	52,50
4:00	0,5	6,3	52,50	**-46,2**	52,50
5:00	1,5	18,9	52,50	-33,6	52,50
6:00	2,5	31,5	52,50	-21,0	52,50
7:00	3,0	37,8	52,50	-14,7	52,50
8:00	3,5	44,1	52,50	-8,4	52,50
9:00	4,0	50,4	52,50	-2,1	52,50
10:00	5,0	63,0	52,50	10,5	52,50
11:00	7,0	88,2	52,50	35,7	52,50
12:00	9,5	119,7	52,50	67,2	52,50
13:00	10,0	126,0	52,50	**73,5**	52,50
14:00	8,5	107,1	52,50	54,6	52,50
15:00	5,0	63,0	52,50	10,5	52,50
16:00	3,5	44,1	52,50	-8,4	52,50
17:00	3,0	37,8	52,50	-14,7	52,50
18:00	5,0	63,0	52,50	10,5	52,50
19:00	8,0	100,8	52,50	48,3	52,50
20:00	6,0	75,6	52,50	23,1	52,50
21:00	4,0	50,4	52,50	-2,1	52,50
22:00	3,0	37,8	52,50	-14,7	52,50
23:00	2,5	31,5	52,50	-21,0	52,50
Summe	100,0	1260	1260	0	1260

Ausgleichsvolumen für den Trockenwetterzufluss (Prognose-Belastung)					
Uhrzeit	**Zulauf**		**Ablauf AGB ohne Int. Kreisl**	**Fehlbetrag/Überschuss**	**Zulauf**
	proz. Zufluss (Literatur)	$Q_{TW,h}$	Q_{AGB}	$Q_{TW,h} - Q_{AGB}$	Tagesmittel = 109,29 m³/h
	[%]	[m³/h]	[m³/h]	[m³/h]	[m³/h]
0:00	2,0	52,5	109,29	-56,8	109,29
1:00	1,5	39,3	109,29	-69,9	109,29
2:00	1,0	26,2	109,29	-83,1	109,29
3:00	0,5	13,1	109,29	-96,2	109,29
4:00	0,5	13,1	109,29	**-96,2**	109,29
5:00	1,5	39,3	109,29	-69,9	109,29
6:00	2,5	65,6	109,29	-43,7	109,29
7:00	3,0	78,7	109,29	-30,6	109,29
8:00	3,5	91,8	109,29	-17,5	109,29
9:00	4,0	104,9	109,29	-4,4	109,29
10:00	5,0	131,2	109,29	21,9	109,29
11:00	7,0	183,6	109,29	74,3	109,29
12:00	9,5	249,2	109,29	139,9	109,29
13:00	10,0	262,3	109,29	**153,0**	109,29
14:00	8,5	223,0	109,29	113,7	109,29
15:00	5,0	131,2	109,29	21,9	109,29
16:00	3,5	91,8	109,29	-17,5	109,29
17:00	3,0	78,7	109,29	-30,6	109,29
18:00	5,0	131,2	109,29	21,9	109,29
19:00	8,0	209,8	109,29	100,5	109,29
20:00	6,0	157,4	109,29	48,1	109,29
21:00	4,0	104,9	109,29	-4,4	109,29
22:00	3,0	78,7	109,29	-30,6	109,29
23:00	2,5	65,6	109,29	-43,7	109,29
Summe	100,0	2623	2623	0	2623

Anhang 2

Nachweis Ausgleichsvolumen für

Regenwetterzufluss

Ausgleichsvolumen für den Regenwetterzufluss (Ist-Belastung)					
Uhrzeit	**Zulauf**		**Ablauf AGB ohne Int. Kreisl**	**Fehlbetrag/Überschuss**	**Zulauf**
	proz. Zufluss (Literatur)	$Q_{RW,h}$	Q_{AGB}	$Q_{TW,h} - Q_{AGB}$	Tagesmittel = 75,67 m³/h
	[%]	[m³/h]	[m³/h]	[m³/h]	[m³/h]
0:00	2,0	36,3	75,67	-39,3	75,67
1:00	1,5	27,2	75,67	-48,4	75,67
2:00	1,0	18,2	75,67	-57,5	75,67
3:00	0,5	9,1	75,67	-66,6	75,67
4:00	0,5	9,1	75,67	**-66,6**	75,67
5:00	1,5	27,2	75,67	-48,4	75,67
6:00	2,5	45,4	75,67	-30,3	75,67
7:00	3,0	54,5	75,67	-21,2	75,67
8:00	3,5	63,6	75,67	-12,1	75,67
9:00	4,0	72,6	75,67	-3,0	75,67
10:00	5,0	90,8	75,67	15,1	75,67
11:00	7,0	127,1	75,67	51,5	75,67
12:00	9,5	172,5	75,67	96,9	75,67
13:00	10,0	181,6	75,67	**105,9**	75,67
14:00	8,5	154,4	75,67	78,7	75,67
15:00	5,0	90,8	75,67	15,1	75,67
16:00	3,5	63,6	75,67	-12,1	75,67
17:00	3,0	54,5	75,67	-21,2	75,67
18:00	5,0	90,8	75,67	15,1	75,67
19:00	8,0	145,3	75,67	69,6	75,67
20:00	6,0	109,0	75,67	33,3	75,67
21:00	4,0	72,6	75,67	-3,0	75,67
22:00	3,0	54,5	75,67	-21,2	75,67
23:00	2,5	45,4	75,67	-30,3	75,67
Summe	100,0	1816	1816	0	1816

Ausgleichsvolumen für den Regenwetterzufluss (Prognose-Belastung)

Uhrzeit	Zulauf		Ablauf AGB ohne Int. Kreisl	Fehlbetrag/Überschuss	Zulauf
	proz. Zufluss (Literatur)	$Q_{TW,h}$	Q_{AGB}	$Q_{TW,h} - Q_{AGB}$	Tagesmittel = 132,46 m³/h
	[%]	[m³/h]	[m³/h]	[m³/h]	[m³/h]
0:00	2,0	63,6	132,5	-68,9	132,46
1:00	1,5	47,7	132,5	-84,8	132,46
2:00	1,0	31,8	132,5	-100,7	132,46
3:00	0,5	15,9	132,5	-116,6	132,46
4:00	0,5	15,9	132,5	**-116,6**	132,46
5:00	1,5	47,7	132,5	-84,8	132,46
6:00	2,5	79,5	132,5	-53,0	132,46
7:00	3,0	95,4	132,5	-37,1	132,46
8:00	3,5	111,3	132,5	-21,2	132,46
9:00	4,0	127,2	132,5	-5,3	132,46
10:00	5,0	159,0	132,5	26,5	132,46
11:00	7,0	222,5	132,5	90,1	132,46
12:00	9,5	302,0	132,5	169,5	132,46
13:00	10,0	317,9	132,5	**185,4**	132,46
14:00	8,5	270,2	132,5	137,8	132,46
15:00	5,0	159,0	132,5	26,5	132,46
16:00	3,5	111,3	132,5	-21,2	132,46
17:00	3,0	95,4	132,5	-37,1	132,46
18:00	5,0	159,0	132,5	26,5	132,46
19:00	8,0	254,3	132,5	121,9	132,46
20:00	6,0	190,7	132,5	58,3	132,46
21:00	4,0	127,2	132,5	-5,3	132,46
22:00	3,0	95,4	132,5	-37,1	132,46
23:00	2,5	79,5	132,5	-53,0	132,46
Summe	100,0	3179	3179	0	3179

Anhang 3

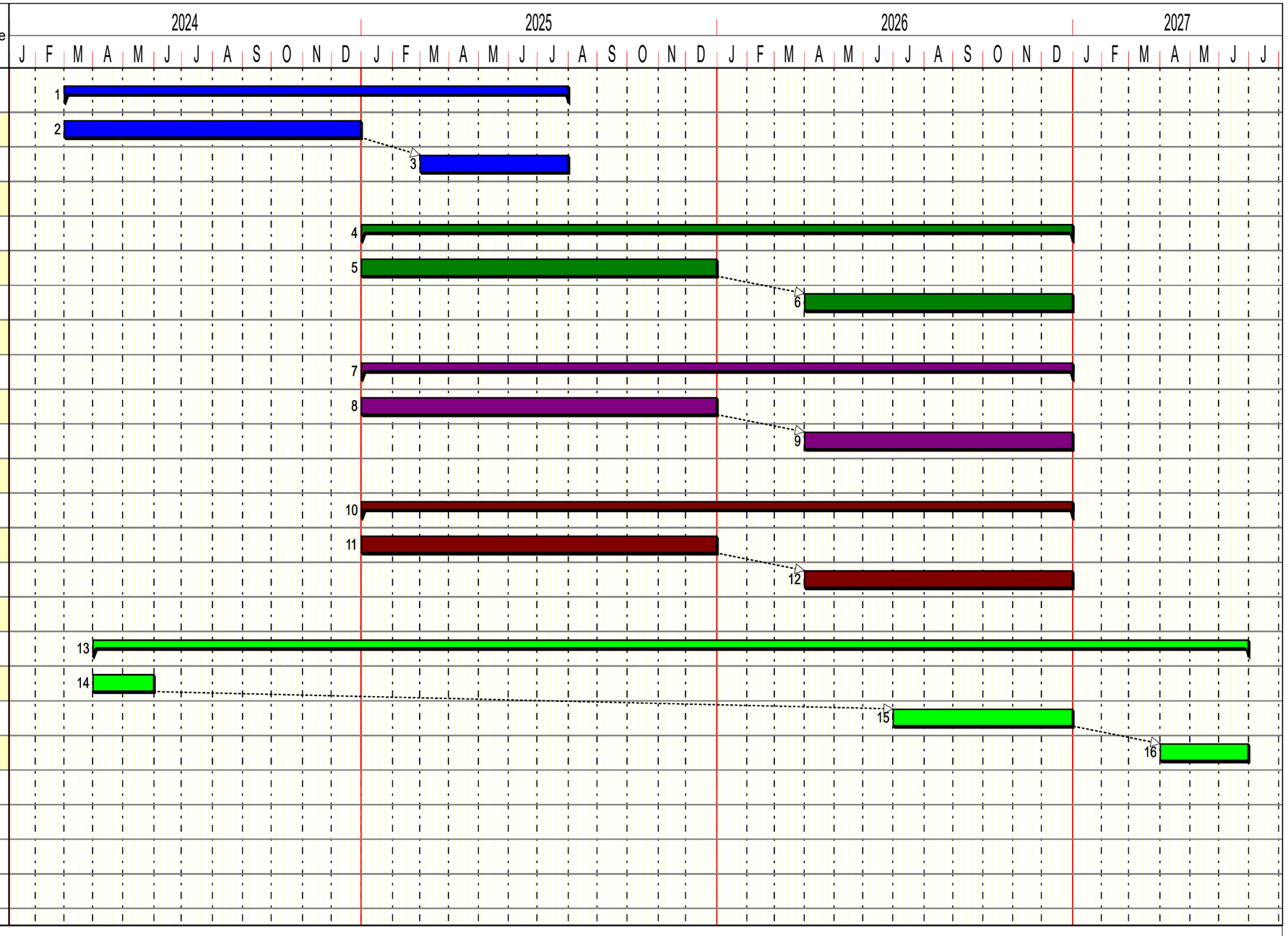
Maßnahmenplan

Maßnahmenplan

Auftraggeber:
Gemeinde Großenkneten

Projekt: KA Ahlhorn
Maßnahmenplan 2023 - 2030

Nr.	Bezeichnung	Start	Aktuelles Ende
1	**Gebläsestation**	**01.03.2024**	**31.07.2025**
2	Planung	01.03.2024	31.12.2024
3	Bauausführung	03.03.2025	31.07.2025
4	**Neubau Nachklärbecken I**	**01.01.2025**	**31.12.2026**
5	Planung	01.01.2025	31.12.2025
6	Bauausführung	01.04.2026	31.12.2026
7	**Naubau RS-Pumpwerk**	**01.01.2025**	**31.12.2026**
8	Planung	01.01.2025	31.12.2025
9	Bauausführung	01.04.2026	31.12.2026
10	**Ablaufbauwerk**	**01.01.2025**	**31.12.2026**
11	Planung	01.01.2025	31.12.2025
12	Bauausführung	01.04.2026	31.12.2026
13	**Ausgleichs- und Belebungsbecken**	**01.04.2024**	**30.06.2027**
14	Sauerstoffeintragsversuche	01.04.2024	31.05.2024
15	Planung	01.07.2026	31.12.2026
16	Bauausführung	01.04.2027	30.06.2027



Farbcodes

Gebläsestation | Naubau Nachklärbecken I | Naubau RS-Pumpwerk | Ablaufbauwerk | Ausgleichs- und Belebungsbecken

Stand: 12.09.2023