

## **Abschlussbericht TransMiT**

# **Teil B**

Strategiekomponente B.I Qualitätsbasierte Trennentwässerung

## **B 4.8 Untersuchung zur vermehrten Mischwasserannahme auf der Klieranlage Hildesheim und Hannover**

Autoren:

Dr.-Ing. Maïke Beier, Nils Kabisch, studentische Arbeiten

Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik (ISAH), Leibniz Universität  
Hannover

---

### **Kurzbeschreibung des Einzelkapitels**

*Durch die bereits vorhandene und weiterhin zunehmende Flächennutzung in Form von Siedlungs- und Verkehrsflächen steigt auch die versiegelte Bodenfläche an mit der Folge, dass Regenwasser von diesen Flächen oftmals infrastrukturell durch Kanäle abgeleitet werden muss. Kommt es zu starken Niederschlägen (Starkregenereignissen), kann dies aufgrund einer begrenzten Aufnahmekapazität der Kläranlagen zur Überlastung des Kanalsystems führen. Die Folge solcher Ereignisse sind Entlastungsabschläge, bei denen ungereinigtes Mischwasser in die Gewässer eingeleitet wird. Diese Abschläge mindern die Wasserqualität und stellen für die aquatischen Ökosysteme punktuelle Belastungen dar.*

*Maßnahmen zur Minimierung solcher Abschläge liegen vor allem in baulichen Veränderungen und Erweiterungen des Kanalsystems. Eine kostengünstigere Alternative, durch welche die Mischwasseraufnahme auf der Kläranlage erhöht werden kann, bietet dagegen das sogenannte Bypassverfahren. Durch diese Verfahrensweise werden in der Regel vorhandene, ungenutzte Kapazitäten der Nachklärungen ausgenutzt. Durch eine Bypassführung wird verunreinigtes Mischwasser direkt in die Nachklärung eingeleitet, wo es durch Adsorptionen und Rückführprozesse eine Teilreinigung erfährt. Insgesamt wird dadurch die Schmutzfracht in das Gewässer und somit die Belastung auf das Ökosystem und die darin lebende Biozönose reduziert.*

*In dieser Arbeit wurde die Anwendbarkeit dieser Verfahrensweise für die Stadtentwässerung der Landeshauptstadt Hannover untersucht. In verschiedenen Versuchen auf dem Klärwerk Herrenhausen konnten dabei erste Teilerfolge dokumentiert werden, wodurch ein Potenzial in der Anwendung dieser Verfahrensweise erkennbar wurde.*

# Inhaltsverzeichnis

<b>Inhaltsverzeichnis .....</b>	<b>1</b>
<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>3</b>
<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>5</b>
<b>1 Grundsätzliches Vorgehen.....</b>	<b>6</b>
<b>2 Systembeschreibung.....</b>	<b>7</b>
2.1    Flächennutzung der Stadt Hannover .....	7
2.2    Kanalisationsaufbau .....	7
2.2.1    Abschläge aus der Kanalisation .....	9
2.3    Trockenwetter- und Mischwasserzufluss .....	11
2.3.1    Abwasserkonzentrationen .....	12
2.4    Bestandsaufnahme der Kläranlagen Hannover Herrenhausen und Gümmerwald .....	13
2.4.1    Klärwerk Hannover Herrenhausen .....	13
2.4.2    Klärwerk Gümmerwald.....	20
2.4.3    Vergleich wesentlicher Kennzahlen der Klärwerke .....	21
2.5    Auswertung und Schlussfolgerung der Systembeschreibung .....	21
<b>3 Versuchsanwendung des Bypassverfahrens auf dem Klärwerk Herrenhausen ..</b>	<b>23</b>
3.1    Zielsetzung der Bypassversuche.....	23
3.2    Übersicht Praxisversuche.....	23
3.3    Labortechnische Umsetzung .....	24
<b>4 Ergebnisse .....</b>	<b>25</b>
4.1    Ergebnisse der hydraulischen Betrachtung .....	25
4.1.1    Schlussfolgerung.....	29
4.2    Ergebnisse der Stofflichen Betrachtung.....	30
4.2.1    Schlussfolgerung.....	33
4.3    Einordnung der Ergebnisse .....	35
<b>5 Fazit und Empfehlung .....</b>	<b>39</b>
<b>6 Literaturverzeichnis.....</b>	<b>40</b>
<b>7 Anlage .....</b>	<b>41</b>
7.1    Anlage 1 – Verordnungen.....	41
7.2    Anlage 2 – verwendete Materialien.....	41
7.2.1    Labor/Analytik .....	41
7.2.2    Versuchsaufbau .....	42

7.3	Anlage 3 – Trübung .....	42
7.4	Anlage 4 – Datenblätter .....	43
7.5	Anlage 5 – Bilder.....	47

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Aufbau Kanalsystem Hannover (eigene Darstellung betriebseigener Daten SEH) .....	7
Abbildung 2: Hauptsammler Stadtgebiet Hannover (Stadtentwässerung Hannover 2020) .....	8
Abbildung 3: Höhenstand Pumpensumpf ZS vom 22.06.2017 (eigene Darstellung betriebseigener Daten) .....	9
Abbildung 4: Verteilung der Abschlüge aus dem ZS für das Jahr 2017 (eigene Darstellung betriebseigener Daten SEH) .....	10
Abbildung 5: Abgeschlagene Mischwassermenge aus dem ZS in den Jahren 2011 bis 2019 (eigene Darstellung betriebsinterne Daten SEH) .....	10
Abbildung 6: Tagesganglinie hydraulische Belastung bei Regenwetter und Trockenwetter (eigene Darstellung betriebseigener .....	12
Abbildung 7: Belastung des Zulaufs Klärwerk Herrenhausen bezogen auf die tägliche CSB Fracht (eigene Darstellung betriebseigener Daten der SEH) .....	14
Abbildung 8: Schematische Darstellung vom Klärwerk Hannover Herrenhausen (eigene Darstellung) .....	15
Abbildung 9: Verhalten der BB bei erhöhter hydraulischer Belastung .....	16
Abbildung 10: Auswirkungen der hydraulischen Belastung auf die Schlammvolumenbeschickung (eigene Darstellung betriebsinterne Daten SEH) .....	17
Abbildung 11: Auswirkungen der hydraulischen Belastung auf die Oberflächenbelastung (eigene Darstellung betriebsinterne Daten SEH) .....	17
Abbildung 12: Schlammspiegelhöhe im Verhältnis zur hydraulischen Belastung der Kläranlage Herrenhausen (eigene Darstellung betriebseigener Daten der SEH) .....	18
Abbildung 13: Ausschnitt aus dem Prozessleitsystem des EPW 2 .....	19
Abbildung 14: Ausschnitt aus dem Prozessleitsystem des EPW 1 .....	19
Abbildung 15: Skizze der Kläranlage Hh mit Bypassverfahren (eigene Darstellung) .....	22
Abbildung 16: Schlammspiegel NKB 1-4 im Verhältnis zur hydraulischen Belastung (BP-Versuch 1) .....	25
Abbildung 17: Trübungsmessung Ablauf NK 4 (BP-Versuch 1) .....	26
Abbildung 18: Schlammspiegel NKB 1-4 im Verhältnis zur hydraulischen Belastung (BP-Versuch 2) .....	26
Abbildung 19: Trübungsmessung Ablauf NK 4 (BP-Versuch 2) .....	26
Abbildung 20: Schlammspiegel NKB 1-4 im Verhältnis zur hydraulischen Belastung (BP-Versuch 3) .....	27
Abbildung 21: Trübungsmessung Ablauf NK 4 (BP-Versuch 3) .....	27
Abbildung 22: Schlammspiegel NKB 1-4 im Verhältnis zur hydraulischen Belastung (BP-Versuch 4) .....	27
Abbildung 23: Oberflächenbeschickung und Schlammvolumenbeschickung der NK 4 mit und ohne BP (BP-Versuch 3) .....	28
Abbildung 24: Oberflächenbeschickung und Schlammvolumenbeschickung der NK 4 mit und ohne BP (BP-Versuch 4) .....	29
Abbildung 25: Ablaufwerte der NK 4 während des BP-Versuchs 1 .....	31
Abbildung 26: Ablaufwerte der NK 4 während des BP-Versuchs 2 .....	31
Abbildung 27: Ablaufwerte der NK 4 während des BP-Versuchs 3 .....	32
Abbildung 28: Ablaufwerte der NK 4 während des BP-Versuchs 4 .....	32

Abbildung 29: $P_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentration der KA während BP-Versuch 3 und 4.....	34
Abbildung 30: $PO_4\text{-P}$ & $NH_4\text{-N}$ -Konzentration Ablauf BB1+2 (BP-Versuch 4).....	34
Abbildung 31 theoretische Entwicklung der Ablaufkonzentration NK 4 (BP-Versuch 4)....	36
Abbildung 32 theoretische Entwicklung der Ablaufkonzentration NK 4 (BP-Versuch 3)....	36
Abbildung 33: theoretische Entwicklung der Ablaufkonzentration NK 4 (BP-Versuch 2)...	36
Abbildung 34: theoretische Entwicklung der Ablaufkonzentration NK 4 (BP-Versuch 1)...	36
Abbildung 35: Mischwasserkonzentrationen ZS, NS, SS (Entnahmestelle Ablauf VK).....	43
Abbildung 36: Luftaufnahme KA Hh - EPW, mech. Reinigung und RÜB ( <a href="https://www.google.de/maps">https://www.google.de/maps</a> , Stand 04.01.2021, eigene Erweiterung) .....	47
Abbildung 37: Luftaufnahme KA Hh - BB & NKB ( <a href="http://www.google.de/maps">http://www.google.de/maps</a> , Stand 28.01.2021, eigene Erweiterung).....	47
Abbildung 38: Luftaufnahme KA Hh (Gesamtüberblick) ( <a href="http://www.google.de/maps">http://www.google.de/maps</a> , Stand 28.01.2021) .....	47

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: CSB Frachten und Konzentrationen von Mischwasserabschlägen aus dem Jahr 2019 (betriebseigene Daten).....	11
Tabelle 2: Abwasserzusammensetzung bei Regenwetter und Trockenwetter (betriebseigene Daten) .....	13
Tabelle 3: behördliche Überwachungswerte und erklärte Werte der Kläranlagen Hh & Gw .....	13
Tabelle 4: Reinigungsleistung der Kläranlage Herrenhausen 2019 (betriebseigene Daten der SEH) .....	14
Tabelle 5: Vergleich Klärwerk Hh und Gw (2019) (betriebseigene Daten SEH) .....	21
Tabelle 6: Übersicht der BP Versuche.....	24
Tabelle 7: maximale Flächenbeschickung und Schlammvolumenbeschickung mit und ohne BP .....	29
Tabelle 8: Übersicht der Stoffkonzentrationen der einzelnen Bypässe .....	30
Tabelle 9: Frachtbilanzierung und Wirkungsgrade der BP-Versuche 1-4.....	37
Tabelle 10: Frachtersparnisse (BP-Versuche 1-4).....	38
Tabelle 11: Einleitbestimmungen (Abw. V. Anhang 1) .....	41
Tabelle 12: Verwendetes labortechnisches Gerät/Materialien .....	41
Tabelle 13: Verwendete Küvetten zur Auswertung der Abwasserparameter .....	42
Tabelle 14: Verwendete Materialien (Versuchsaufbau) .....	42
Tabelle 15: Trübung verschiedener Flüssigkeiten .....	42
Tabelle 16: Umrechnung Trübungseinheiten .....	43
Tabelle 17: Analyseergebnisse BP 1 .....	45
Tabelle 18: Analyseergebnisse BP 2.....	45
Tabelle 19: Analyseergebnisse BP 3.....	46
Tabelle 20: Analyseergebnisse BP 4.....	46

# 1 Grundsätzliches Vorgehen

Aufgrund der versiegelten Flächen, insbesondere im urbanen Raum, müssen Niederschläge oftmals über das kommunale Kanalisationssystem entwässert werden. Werden Niederschläge zusammen mit Schmutzwasser in einem Kanal abgeleitet, wird das Abwasser als Mischwasser bezeichnet, welches durch Mischwasserkanäle auf die Kläranlage geleitet wird. Kommt es zu Starkregenereignissen, kann der hydraulische Zulauf zur Kläranlage somit deutlich zunehmen, was sich insbesondere auf den biologischen Reinigungsprozess der Abwasserreinigung sowie den Trennprozess in der Nachklärung auswirkt. Zum einen vermindert sich die stoffliche Abbauleistung der Nitrifikation bzw. Denitrifikation, was zu erhöhten Stickstoffkonzentrationen im Ablauf der Belebung führen kann. Zum anderen wird die Nachklärung durch den erhöhten hydraulischen Zulauf zunehmend belastet. Kommt es daraufhin zu einem ungenügenden Trenn- bzw. Sedimentationsprozess, kann es zu Schlammabtrieb kommen und infolgedessen zum Überschreiten von behördlichen Grenzwerten.

Um einer Überschreitung der Grenzwerte vorzubeugen, wird der Mischwasserzufluss zur Kläranlage auf dessen Bemessungsgrenze gedrosselt. Darüber hinaus anfallendes Mischwasser wird nach dem Erreichen der Kapazitätsgrenze des Kanalisationssystems direkt in ein natürliches Gewässer abgeschlagen. Mit diesen Mischwasserabschlägen verbunden ist eine hydraulische und stoffliche Belastung der Vorfluter, welche im Interesse der WRRL vermieden werden sollte.

Eine Verfahrensweise, welche eine erhöhte Abnahme von Mischwasser aus dem Kanal auf die Kläranlage als Ziel hat, ist das Bypassverfahren. Durch eine Bypassführung um die biologische Reinigungsstufe herum, kann ein zusätzlicher Teilvolumenstrom aus dem Kanal aufgenommen werden und gleichzeitig die sonst auftretenden Nachteile einer zu hohen Mischwasseraufnahme reduziert bzw. verhindert werden.



## 2 Systembeschreibung

*Wesentliche Inhalte dieses Abschnittes basieren auf der Masterarbeit von D. Möller, Optimierung des Mischwassermanagements auf der Kläranlage Hannover Herrenhausen unter Anwendung des Bypassverfahrens zur Minimierung von Mischwasserabschlägen“ durchgeführt 2021 am ISAH*

Um einen Handlungsbedarf hinsichtlich neuer Strategien im Umgang mit Mischwasser bei der SEH ableiten und eine mögliche Anwendung des Bypassverfahrens auf dem Klärwerk Herrenhausen nachvollziehen zu können, sind grundlegende Kenntnisse über den infrastrukturellen und abwassertechnischen Aufbau der SEH notwendig. Primär ist hier der Aufbau des Kanalisationssystems sowie die Einbindung der zwei Klärwerke Hannover Herrenhausen und Gümmerwald von Bedeutung, welche in diesem Kapitel u.a. näher beschrieben werden.

### 2.1 Flächennutzung der Stadt Hannover

Die Landeshauptstadt Hannover erstreckt sich über eine Fläche von 204 km<sup>2</sup>, von welcher 140,4 km<sup>2</sup> (68,8 %) als SuV-Flächen genutzt werden (destatis 2020). Die zur Berechnung der Niederschlagsgebühren erfasste versiegelte Fläche liegt für das Einzugsgebiet der Stadt Hannover bei aktuell 43,9 km<sup>2</sup> (betriebseigene Erhebung der SEH).

Diese Fläche steht einer dezentralen Niederschlagsversickerung entgegen, sodass das gesamte hier herabregnende Niederschlagswasser durch Regenwasser- oder Mischwasserkanäle abgeleitet werden muss. Entsprechend der versiegelten Fläche von 43,9 km<sup>2</sup> ergibt sich bei einer mittleren jährlichen Niederschlagshöhe von 580 mm/m<sup>2</sup> im Einzugsgebiet Hannovers eine theoretisch abzuleitende Niederschlagsmenge von 25.462.000 m<sup>3</sup>/a.

### 2.2 Kanisationsaufbau

Um die Aufgabe der Abwasserableitung gewährleisten zu können, bewirtschaftet die SEH ein Kanalnetz von 2.503 km Länge, welches sich in 1.101 km (43,9 %) Schmutzwasser-, 275 km (11 %) Mischwasser- und 1.127 km (45,4 %) Regenkanalisation unterteilt. Insgesamt sind davon 8 % als Druckrohrleitungen und 92 % als Freispiegelkanalisation realisiert. Von den 2.503 km sind 20 km aktuell nicht in Betrieb.

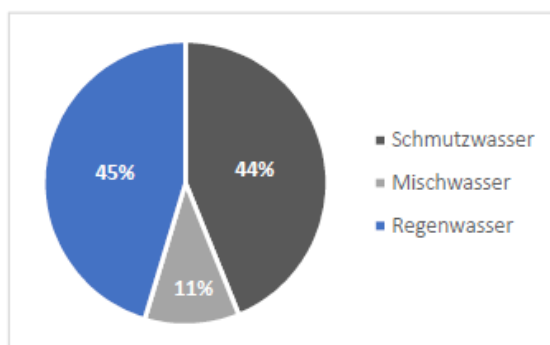


Abbildung 39: Aufbau Kanalsystem Hannover (eigene Darstellung betriebseigener Daten SEH)

Aufgrund der flachen Topografie des Einzugsgebiets wird das Abwasser bzw. Regenwasser mit Hilfe von 2 Mischwasser-, 54 Schmutz- und 53 Regenwasserpumpwerken durch das Kanalnetz befördert. Durch dieses Leitungsnetz wird das täglich anfallende Abwasser von 744.000 Einwohnern (E) aus dem Stadtgebiet Hannover sowie den umliegenden Gemeinden Gehrden, Ronnenberg, Hemmingen und Laatzen abgeleitet. Zusätzlich leiten Betriebe als sog. Indirekteinleiter ihr Abwasser in die öffentliche

Kanalisation ein, sodass sich die Belastung der zwei vorhandenen Kläranlagen auf über 1,25 Mio. Einwohnerwerte (EW) erweitert. Zentrum dieses Systems bilden insgesamt 7

Hauptsammler, von welchen 4 Sammler an das Klärwerk Herrenhausen angeschlossen sind. Abbildung 2 zeigt den Aufbau und die Verteilung der Sammler im Stadtgebiet.

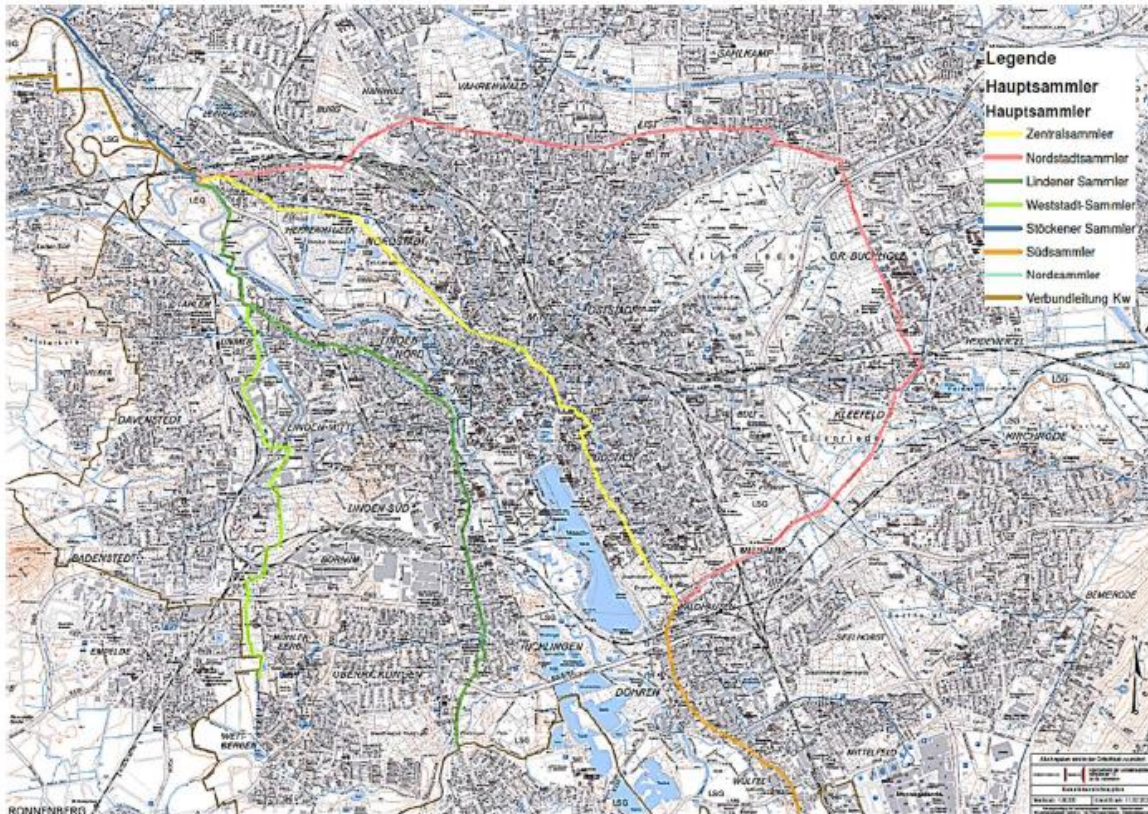


Abbildung 40: Hauptsammler Stadtgebiet Hannover (Stadtentwässerung Hannover 2020)

Der Abbildung ist zu entnehmen, dass sich die verschiedenen Sammler über das Stadtgebiet verteilen, wobei der Zentralsammler (ZS) (gelb), der Stöckener Sammler (SS) (blau), der Lindener Sammler (LS) (grün) und der Nordstadtsammler (NS) (rot) auf dem Klärwerk Hannover Herrenhausen an den Eingangspumpwerken (EPW) 1 bzw. 2 enden. Die Sammler Nord (hellblau) (hier nicht abgebildet), West (hellgrün) und Süd (orange) sind an den SS den LS bzw. NS angebunden.

Vom Klärwerk Herrenhausen aus verläuft eine Verbunddruckrohrleitung (braun) zum Klärwerk Gümmerwald. Durch diese wird ein Teil des Abwassers, in erster Linie das Abwasser aus dem ZS und dem LS, zur Reinigung in das Klärwerk Gümmerwald geleitet. In diese Druckleitung leiten zudem die Gemeinden Garbsen und Seelze ihr Abwasser über sechs Pumpwerke ein. Im Zusammenhang mit Regenereignissen ist insbesondere der ZS zu betrachten. Durch die überwiegend angeschlossene Mischwasserkanalisation kommt es bei Regenereignissen zu einem vermehrten Mischwasseranfall. Mit einem fast über die gesamte Länge reichenden Innendurchmesser von DN 3.000 kann im Regenfall die anfallende Mischwassermenge abgeleitet werden. Bei besonders intensiven oder langanhaltenden Regenereignissen ist das Stauraumvolumen (ca. 30.000 m<sup>3</sup>) dieses Sammlers jedoch schnell ausgereizt, sodass es zu Abschlügen kommen kann. Dahingehende Überlegungen, das Mischsystem hin zu einer getrennten Ableitung umzubauen, sind durch die beengten Platzverhältnisse im Anbindungsbereich des ZS kaum realisierbar.

## 2.2.1 Abschläge aus der Kanalisation

Kommt es im Einzugsgebiet zu Regenereignissen, bedarf der ZS wie eingangs erwähnt, einer besonderen Fokussierung. Aufgrund der Mischwasseranschlüsse steigt die abzuleitende Mischwassermenge je nach Regenintensität innerhalb kurzer Zeit stark an. Nicht selten kann es dabei sogar zu einer hydraulischen Überlastung des Systems kommen und infolgedessen Abschläge zur Entlastung notwendig werden. Um ein Abschlagen aus dem Kanal zu verhindern oder zumindest zu verzögern, wird zunächst das RÜB auf dem Klärwerk Herrenhausen mit einem Beckenvolumen von 3.600 m<sup>3</sup> (s. Anlage 5) annähernd zu 100% befüllt. Überläufe und somit das Abschlagen in die Leine aus diesem Becken sollen sofern möglich, vermieden werden. Trotz des RÜBs und einem Stauraumvolumen des ZS von 30.000 m<sup>3</sup> kommt es dennoch mehrmals im Jahr zu Entlastungsabschlägen aus dem ZS. Abbildung 3 zeigt exemplarisch eine solche hydraulische Belastung des ZS.

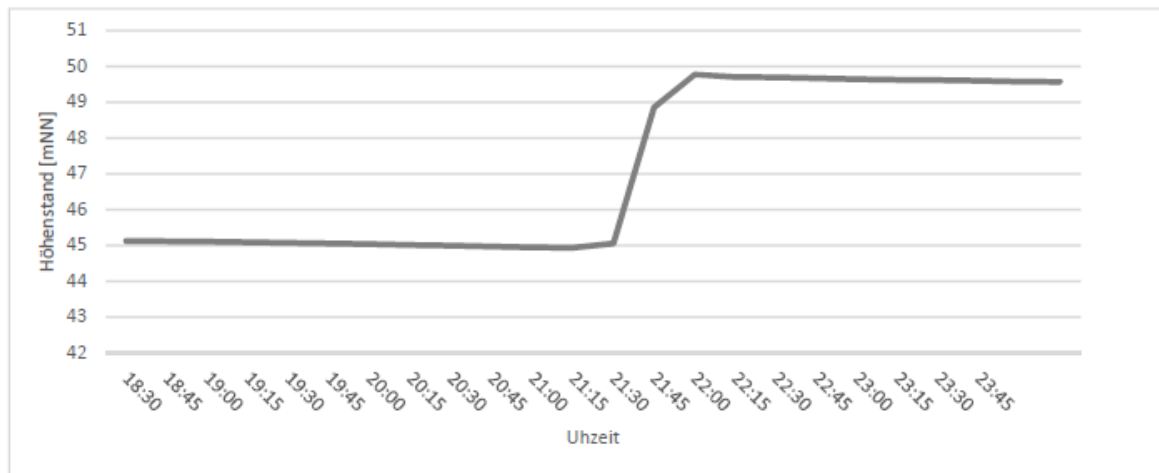


Abbildung 41: Höhenstand Pumpensumpf ZS vom 22.06.2017 (eigene Darstellung betriebseigener Daten)

Abgebildet ist der Höhenstand des Pumpensumpfs des ZS vor dem EPW 2 auf dem Klärwerk Herrenhausen. Zu erkennen ist, dass innerhalb von 15 Minuten (zwischen 21:00 und 21:15 Uhr) die Füllhöhe des Sammlers von 45,00 mNN auf 49,70 mNN ansteigt. Der erste Abschlag aus dem Kanal tritt bei einer Höhe von 49,70 mNN ein (Herrenhäuser Allee). Staut sich das Abwasser im ZS weiterhin an, kommt es auch zu Abschlägen an höher liegenden Regenüberläufen (Braunstraße bei 49,79 mNN bis hin zum Abschlagbauwerk am Aegidientorplatz bei einer Höhe von 50,39 mNN). Das abgeschlagene Mischwasser wird bei allen Abschlagbauwerken ohne weitere Reinigung in die Leine eingeleitet.

Die Häufigkeit solcher Abschläge und die dabei abgeschlagene Mischwassermenge kann pro Jahr sehr unterschiedlich ausfallen. Zudem konzentrieren sich die Abschläge auf wenige Tage pro Jahr (s. Abb. 4). Im Jahr 2017 kam es bspw. zu 24 Entlastungsabschlägen, in den Jahren 2018 und 2019 zu 9 bzw. 18 Abschlägen aus dem ZS (vgl. Abb. 5).

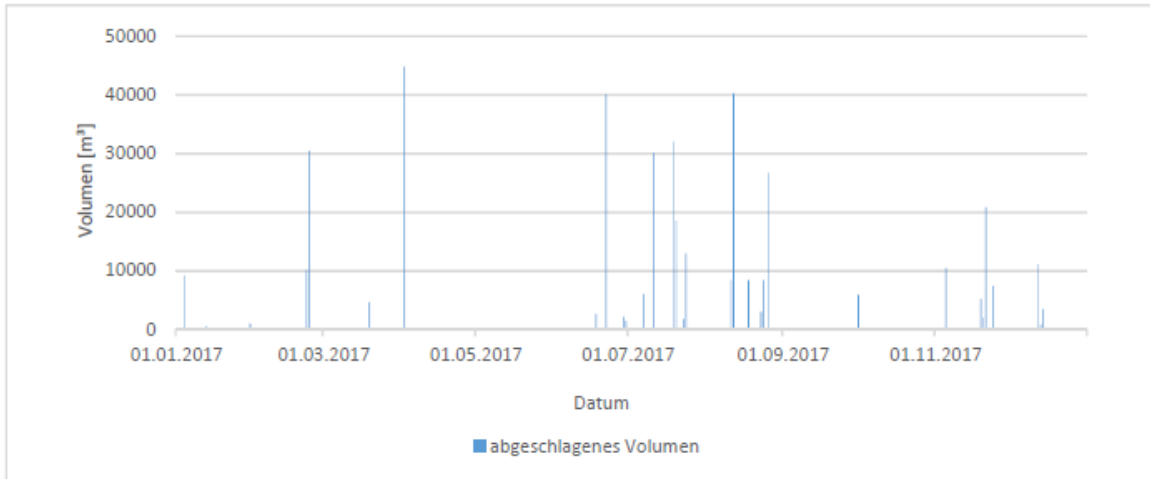


Abbildung 42: Verteilung der Abschläge aus dem ZS für das Jahr 2017 (eigene Darstellung betriebseigener Daten SEH)

Abbildung 5 zeigt darüber hinaus das abgeschlagene Volumen in den Jahren 2011 bis 2019. Im Durchschnitt der letzten neun Jahre wurden dabei pro Jahr etwa 795.000 m<sup>3</sup> Mischwasser ungereinigt in die Leine eingeleitet, wobei ein deutliches Maximum mit 1,6 Mio. m<sup>3</sup> abgeschlagenes Mischwasser im Jahr 2013 auftrat.

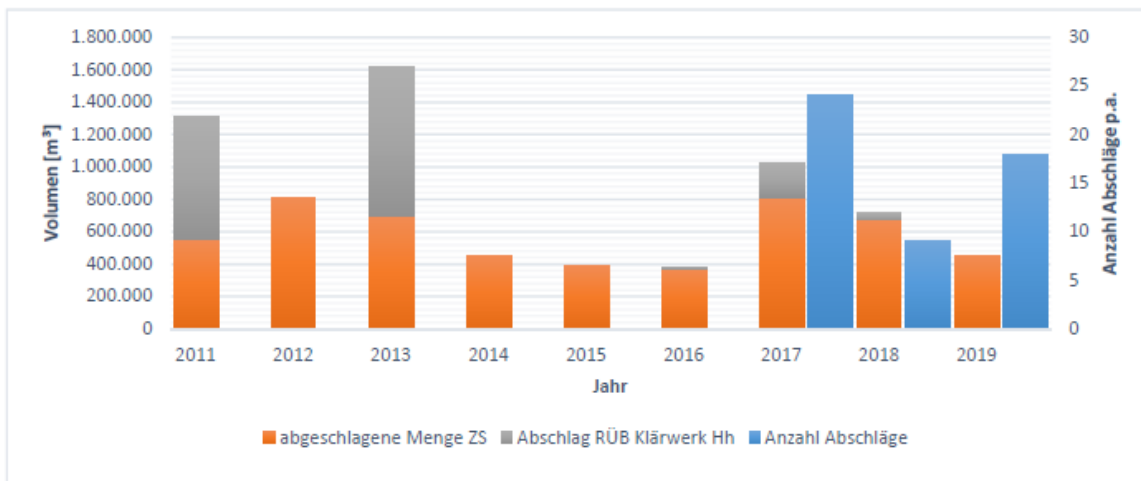


Abbildung 43: Abgeschlagene Mischwassermenge aus dem ZS in den Jahren 2011 bis 2019 (eigene Darstellung betriebsinterne Daten SEH)

Eine verfahrenstechnische Besonderheit liegt dabei dann vor, wenn aufgrund von Hochwasser die Abschlagbauwerke im ZS geschlossen werden müssen, um ein Eindringen von Wasser aus der Leine in die Kanalisation zu verhindern. Kommt es in diesen Situationen zu einer hydraulischen Überlastung des Kanalsystems aufgrund von Regenereignissen, muss die überschüssige Mischwassermenge ausschließlich über das RÜB auf dem Klärwerk Herrenhausen abgeschlagen werden. Der Anteil dieser Abschläge ist in der Abbildung 5 durch den grauen Balkenanteil dargestellt.

Bei Abschlägen aus dem ZS finden zeitnah manuelle Probenahmen direkt an den Abschlagbauwerken sowie auf dem Klärwerk Herrenhausen aus der Leine statt. In Tabelle 1 sind auszugsweise die ermittelten CSB-Konzentrationen für das Jahr 2019 dargestellt.

Anzahl	Datum	CSB Abschlagbauwerk Herrenhäuser Alle [g/m <sup>3</sup> ]	Abgeschlagenes Volumen [m <sup>3</sup> ]	Fracht [kg]	CSB Leine [g/m <sup>3</sup> ]
1	08.01.19	245	24.125	5911	21
2	13.01.19	157	1.092	171	< 15
3	26.01.19	94	19.341	1818	< 15
4	10.03.19	208	52.364	10892	22
5	11.03.19	429	23.534	10096	
6	14.03.19	183	1.102	202	18
7	15.06.19	240	3.061	735	
8	20.07.19	270	5.814	1570	
9	29.09.19	240	52.008	12501	< 15
10	01.10.19	240	96.571	23177	< 15
11	03.10.19	240	3.165	760	16
12	04.10.19	240	41.085	9860	18
13	16.10.19	110	124.641	13735	22,2
14	11.12.19	240	10	2	15
<b>Summe</b>			<b>447.994</b>	<b>91.428</b>	

Tabelle 1: CSB Frachten und Konzentrationen von Mischwasserabschlägen aus dem Jahr 2019 (betriebseigene Daten)

Die aus der Tabelle 1 hervorgehende Anzahl von 14 Abschlägen ist im Vergleich zur Anzahl in Abbildung 5 geringer, da hierbei lediglich die Abschläge aus dem Abschlagbauwerk Herrenhäuser Allee abgebildet werden. Dokumentiert werden diese Daten u.a. für die Ermittlung der abgeschlagenen CSB-Fracht, bezogen auf die angeschlossene Fläche gemäß des Arbeitsblattes ATV-A 128. Im Vergleich zu den Werten in der Leine oder den gesetzlichen CSB-Einleitbestimmungen für die Größenklasse 5 gemäß Anhang 1 der Abw.V. von 75 mg/L ist eine deutlich höhere CSB-Konzentration in dem abgeschlagenen Mischwasser festzuhalten. Entsprechend der eingeleiteten Menge von 447.994 m<sup>3</sup> Mischwasser ergibt dies eine eingeleitete CSB-Fracht von 91 Mg<sup>1</sup> im Jahr 2019. Über die Kläranlage wurde im gleichen Zeitraum zum Vergleich eine CSB-Fracht von 849 Mg in die Leine eingeleitet. Die durch Entlastungsabschläge eigenleitete CSB-Fracht entspricht somit 9,7 % der in die Leine eingetragenen CSB-Gesamtfracht, welche sich zudem auf lediglich 14 Tage verteilt. In den vorherigen Jahren ist aufgrund des zum Teil deutlich erhöhten abgeschlagenen Volumen von einem noch größeren Anteil auszugehen. Diese erhöhten Frachten können punktuell zu einer erhöhten Sauerstoffzehrung mit den unter Kap. 2.2.2 beschriebenen Folgen führen. Aufgrund dieser Gegebenheiten und entsprechenden naturschutzrechtlichen Richtlinien (bspw. WRRL) hat die SEH bereits planerische Maßnahmen unternommen, welche einen Ausbau des bisherigen RÜB auf etwa 30.000 m<sup>3</sup> Stauraum vorsehen. Fertigstellung dieses Projektes ist für das Jahr 2030 geplant.

## 2.3 Trockenwetter- und Mischwasserzufluss

Wie bereits aus den vorangegangenen Beschreibungen abzuleiten ist, kann die auf die Kläranlage wirkende hydraulische Belastung zwischen Trocken- und Regenwettertagen stark variieren. So wurden in den vergangenen 10 Jahren täglich durchschnittlich 64.553

<sup>1</sup> Die hier aufgezeigte abgeschlagene CSB-Fracht von 91 Mg ist nur eine grobe Abschätzung, resultierend aus den genommenen Stichproben. Über die Dauer eines Mischwasserabschlags ist davon auszugehen, dass die CSB-Konzentration nicht konstant ist.

$m^3$  Abwasser auf dem Klärwerk Herrenhausen und  $93.881 m^3$  Abwasser auf dem Klärwerk Gümmerwald gereinigt. Zusammen ergibt sich damit ein täglich zu reinigendes Abwasservolumen von durchschnittlich  $158.434 m^3$ . Wird lediglich die reine Schmutzwassermenge betrachtet, so werden auf dem Klärwerk Herrenhausen  $60.580 m^3/d$  und auf dem Klärwerk Gümmerwald von  $85.701 m^3/d$  Schmutzwasser gereinigt. Gemeinsam ergibt sich daraus eine Schmutzwassermenge von  $146.281 m^3/d$ . Ermittelt werden die reinen Schmutzwassermengen dabei durch die Mitteilung der Abwassermenge an Trockentagen. Aus der Differenz der Abwassermengen  $Q_d$ , Misch und  $Q_d$ , Schmutz ergibt sich die theoretisch auf den Kläranlagen behandelte Regenwassermenge von  $4.435.845 m^3/a$ . Entsprechend der unter Kapitel 2.1 angenommenen jährlichen Niederschlagsmenge von  $25.462.000 m^3$  entspricht dies einem Anteil von ca. 12 %, welcher auf den Kläranlagen mitbehandelt wird.

Dieser Anteil verteilt sich jedoch nicht gleichmäßig auf alle Tage im Jahr. So gab es in Hannover in den letzten zehn Jahren durchschnittlich 143 Regentage mit einer Niederschlagshöhe  $> 1 mm$  sowie 12 Tagen mit  $\geq 10mm$ .

An diesen Tagen kann der Anteil des Niederschlagswassers im Abwasser einen erheblichen Anteil am Volumenstrom ausmachen. Abbildung 6 zeigt beispielhaft die unterschiedliche hydraulische Belastung der Kläranlage Hannover Herrenhausen bei Trockenwetter (18./19.10.2017) und bei Regenwetter (15./16.10.2017).

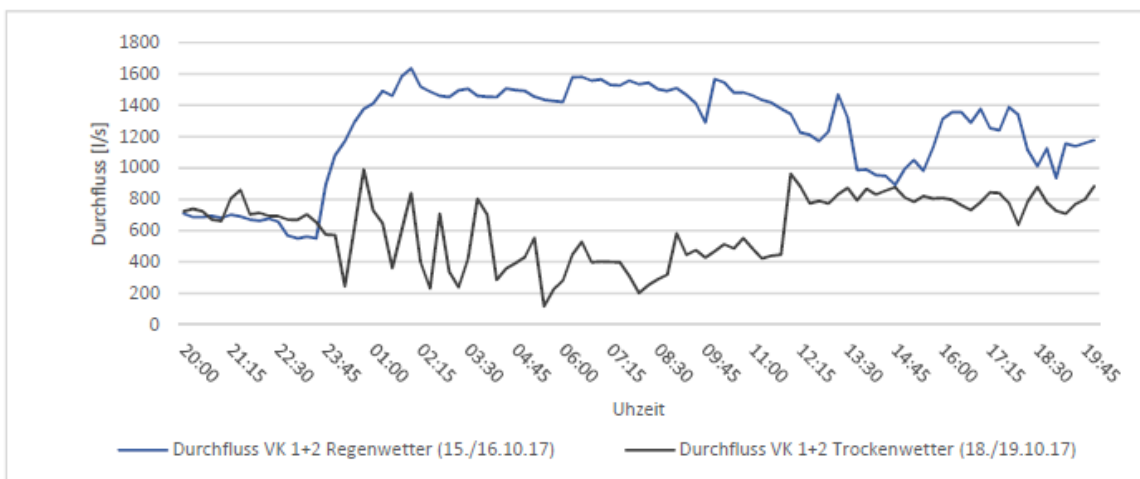


Abbildung 44: Tagesganglinie hydraulische Belastung bei Regenwetter und Trockenwetter (eigene Darstellung betriebseigener)

Zu erkennen ist, dass insbesondere in den Nachtstunden eine Differenz von über  $1.000 l/s$  zwischen Trocken- und Regenwettertagen auftreten kann. Die Differenz kann daher als reines Regenwasser interpretiert werden.

### 2.3.1 Abwasserkonzentrationen

Wie bereits unter Kap. 2.3.3. erläutert wurde, ist durch eine erhöhte Mischwasserbelastung, nach einer zunächst auftretenden Frachtspitze eine Abnahme der Abwasserkonzentrationen im Zulauf zur Kläranlage verbunden. Tabelle 2 zeigt für die Abwasserparameter CSB,  $NH_4-N$ ,  $P_{ges}$  und  $PO_4-P$  die Konzentrationsunterschiede im Ablauf der Vorklärung zwischen Trockenwetter- und Mischwasserzufluss.

Parameter	Mischwasser		Schmutzwasser	
	ZS+LS	NS + SS	ZS+LS	NS + SS
	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
CSB	353	529	654	656
NH <sub>4</sub> -N	23,3	41,2	50,3	48,5
P <sub>ges</sub>	5,6	8,2	9,5	9,4
PO <sub>4</sub> -P	3,9	5,5	6,5	6,9

Tabelle 2: Abwasserzusammensetzung bei Regenwetter und Trockenwetter (betriebseigene Daten)

Die Trockenwetterkonzentrationen wurden dabei aus den Monatsmittelwerten abzüglich der Konzentrationen an Regentagen der Monaten Januar bis März 2020 gebildet. Für die Bestimmung der Mischwasserkonzentrationen wurden 7 Mischproben (3 Proben /15 Minuten) bei entsprechenden Mischwasserereignissen analysiert.

## 2.4 Bestandsaufnahme der Kläranlagen Hannover Herrenhausen und Gümmerwald

Die zwei Verbundklärwerke Hannover Herrenhausen und Gümmerwald sind auf Grund der angeschlossenen Einwohner bzw. der täglichen Schmutzfracht jeweils der Größenordnung 5 zuzuordnen. Für diese Größe liegen gemäß der Abwasserverordnung (Stand 2018) folgende Einleitbestimmungen vor, welche in den letzten Jahren zudem freiwillig herunter erklärt werden konnten (s. Tabelle 3).

Parameter	Überwachungswert	Erklärter Wert
CSB	75 mg/l	48 mg/l
TOC	15 mg/l	
BSB <sub>5</sub>	15 mg/l	
NH <sub>4</sub> -N	10 mg/l	
N <sub>ges</sub>	13 mg/l	10 mg/l
P <sub>ges</sub>	1 mg/l	0,8 mg/l
Q <sub>d</sub>	7.200 m <sup>3</sup> /h	
JSM	50.000.000 m <sup>3</sup> /a	

Tabelle 3: behördliche Überwachungswerte und erklärte Werte der Kläranlagen Hh & Gw

Die Prozesse der Abwasserreinigung sind auf beiden Kläranlagen mit je drei Reinigungsstufen identisch. Es gibt jedoch zum Teil Unterschiede im Aufbau und der Größe sowie verfahrenstechnische Besonderheiten, welche im Folgenden dargestellt werden. Da für das Verständnis dieser Arbeit keine weiteren Informationen zum Verbleib sowie zur weiteren Nutzung des Klärschlammes nötig sind, wird auf diesen Teil in der Beschreibung nicht weiter eingegangen

### 2.4.1 Klärwerk Hannover Herrenhausen

Das Klärwerk Hannover Herrenhausen besteht seit den 1890er Jahren und wurde in der Vergangenheit den jeweiligen gesetzlichen Anforderungen angepasst. Die Ausbaugröße liegt derzeit bei 500.000 EW, wobei die Belastung bezogen auf den CSB in den letzten Jahren zum Teil deutlich darüber lag. Im Jahr 2016 lag die Belastung bspw. bei 617.000 EW, was einer Auslastung von 123,5 % entspricht. Abbildung 7 zeigt dazu die Entwicklung der letzten 9 Jahre.

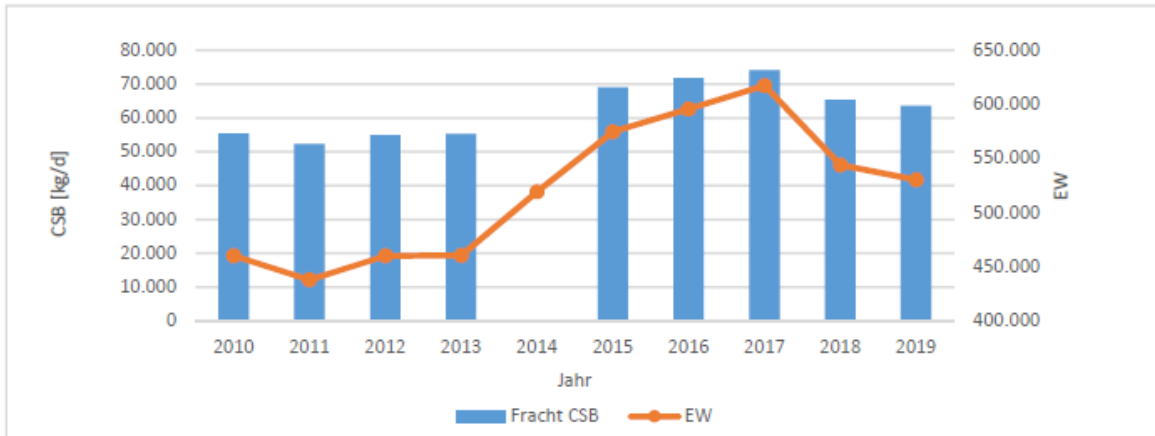


Abbildung 45: Belastung des Zulaufs Klärwerk Herrenhausen bezogen auf die tägliche CSB Fracht (eigene Darstellung betriebseigener Daten der SEH)

Trotz der zum Teil höheren Belastung konnten die behördlichen Einleitbestimmungen stets eingehalten und sogar deutlich unterschritten werden. Die Abbauleistung in Form des Wirkungsgrades sowie die mittleren Ablaufkonzentrationen der verschiedenen Abwasserparameter aus dem Jahr 2019 sind Tabelle 4 zu entnehmen.

Abwasserparameter	Ø Zulaufkonzentration [mg/l]	Ø Ablaufkonzentration [mg/l]	Wirkungsgrad [%]
BSB <sub>5</sub>	509	5	98,1
CSB	1043	38	96,3
NH <sub>4</sub> -N	46,7	0,18	99,6
N <sub>ges</sub>	65,6	7,6	88,4
P <sub>ges</sub>	11,3	0,3	97,1

Tabelle 4: Reinigungsleistung der Kläranlage Herrenhausen 2019 (betriebseigene Daten der SEH)

### 2.4.1.1 Aufbau

Auf dem Klärwerk Herrenhausen enden die bereits erwähnten 4 Hauptsammler, wobei der ZS an dem EPW 2 und die restlichen 3 Sammler an das EPW 1 angeschlossen sind. Hier ist auch das RÜB angebunden, sodass bei erhöhtem Mischwasseranfall über das EPW 2 bis zu 3.600 m<sup>3</sup> zwischengespeichert werden können. Jedes EPW verfügt über 9 trocken aufgestellte Kreiselpumpen mit einer maximalen Förderleistung zwischen 500 l/s bis 1.000 l/s. Der parallele Betrieb aller Pumpen kommt in der Praxis nicht vor. Durch die Anzahl der Pumpen können jedoch verschiedene Verfahrensweisen realisiert werden.

In der folgenden Abbildung 8 ist der abwasserseitige Aufbau der Kläranlage Herrenhausen schematisch dargestellt.



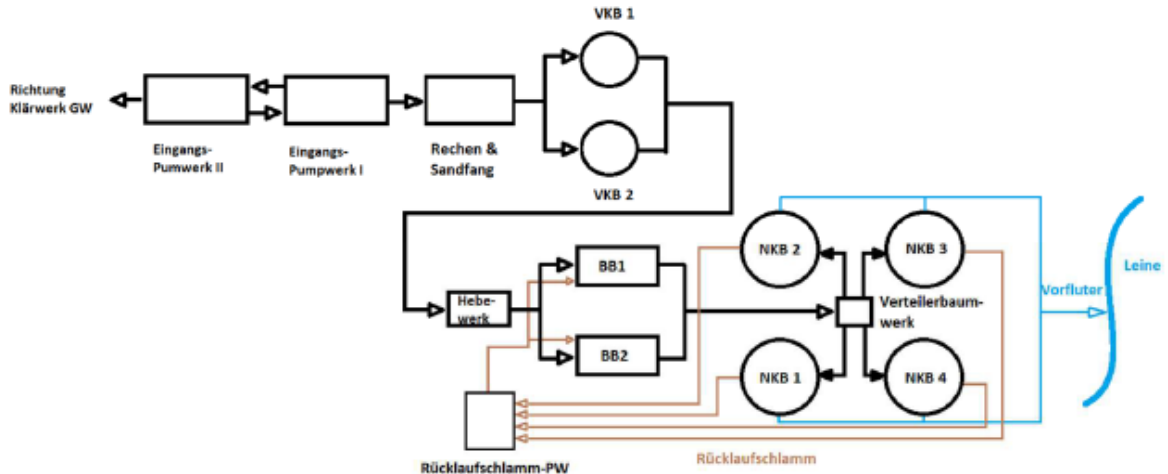


Abbildung 46: Schematische Darstellung vom Klärwerk Hannover Herrenhausen (eigene Darstellung)

Die mechanische Reinigungsstufe besteht aus 4 Grob- und 4 Feinrechen, gefolgt von einem belüfteten Langsandfang mit manuellem Fettabzug. Auf den Sandfang folgend durchströmt das Abwasser ein ( $Q < 1.500 \text{ L/s}$ ) bzw. zwei Vorklärbecken ( $Q > 1.500 \text{ L/s}$ ), welche als Rundbecken mit Räumern und Bodenschlammabzug sowie Fetträumung ausgestattet sind. Durch den Sedimentationsprozess und anschließenden Primärschlammabzug werden bereits 16 %  $P_{\text{ges}}$ , 5 %  $\text{NH}_4\text{-N}$  und 48 % CSB aus dem Abwasserstrom entfernt (Durchschnittswerte für das Jahr 2019 / betriebseigene Daten SEH).

Nach dem mechanischen Reinigungsprozess folgt die biologische Reinigung. Nicht dargestellt ist eine Bahntrasse zwischen den Vorklärbecken und dem Hebewerk, aufgrund welcher das Abwasser zunächst durch einen Düker fließen muss, bevor es durch ein Schneckenpumpwerk weiter in die Belebungsbecken gefördert werden kann. Die biologische Reinigungsstufe besteht aus zwei Belebungsbecken mit integrierter Bio-P Stufe. Verfahrenstechnisch handelt es sich bei der biologischen Stufe um eine vorgeschaltete Denitrifikation. Jedes Becken hat ein Volumen von  $23.400 \text{ m}^3$ . Das aerobe Schlammalter liegt im Jahresmittel (2019) bei 6,3 Tagen, die Trockensubstanz bei  $3,7 \text{ g/l}$ , das aerobe Volumen bei  $22.404 \text{ m}^3$  und der Schlammindex bei  $125 \text{ ml/g}$ . Die mittlere Schlammbelastung lag in diesem Zeitraum bei  $0,19 \text{ kgCSB/kgTS}^*\text{d}$ . Im Jahresmittel werden in der biologischen Reinigung die verbleibenden Schmutz- und Nährstoffe aus dem Ablauf der Vorklärung zu 96,8 % für  $P_{\text{ges}}$ , 99,7 % für  $\text{NH}_4\text{-N}$  und 93 % für CSB abgebaut. Kommt es zu erhöhten Mischwasserbelastungen, bewirkt dies entsprechend der unter Kap. 2.3.3 beschriebenen Prozesse einen Rückgang der biologischen Reinigungsleistung. Durch die erhöhte Hydraulik kommt es zum Anstieg der Abwasserkonzentrationen im Ablauf der Belebungsbecken, wie beispielhaft in der Abbildung 9 zu erkennen ist.

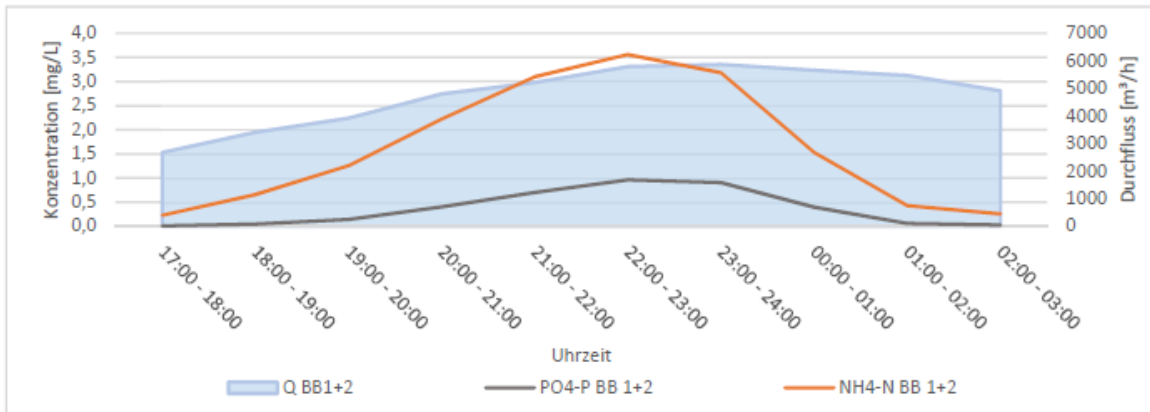


Abbildung 47: Verhalten der BB bei erhöhter hydraulischer Belastung

Im Falle einer solchen Zunahme steht eine Simultanfällung zur chemischen Elimination des  $\text{PO}_4\text{-P}$  zur Verfügung, um die Einleitbestimmungen jederzeit einhalten zu können.

Die als 3. Reinigungsstufe geltende, aber verfahrenstechnisch mit der biologischen Stufe verbundene Nachklärung, besteht aus 4 Rundbecken mit einem leichten Bodengefälle und Bodenschlammräumung. Über das Verteilerbauwerk zwischen den Nachklärbecken wird das Abwasser aus den Belebungsbecken auf die Nachklärbecken gleichmäßig verteilt. Die Becken haben einen Durchmesser von 52 m und eine mittlere Tiefe von 4 m. Daraus ergibt sich für jedes Becken ein Volumen von  $9.125 \text{ m}^3$  und eine Oberfläche von  $2.256,5 \text{ m}^2$ . Insgesamt steht somit eine Oberfläche aller Nachklärbecken von  $9.025 \text{ m}^2$  zur Verfügung. Der im unterem Beckenbereich sedimentierte belebte Schlamm wird über das Mittelbauwerk durch das Rücklaufschlamm-Pumpwerk aus den Nachklärbecken zurück in die Belebungsbecken gefördert, wobei ein Teilvolumenstrom als Überschussschlamm (ÜS) aus dem System entfernt wird. Das Rücklaufverhältnis (RV) lag im Jahr 2019 im Durchschnitt bei 89 % und wird mengenproportional zur Abwasserzulaufmenge über frequenzgesteuerte Schneckenpumpen geregelt. Der als Überschussschlamm abgezogene Anteil liegt dabei im Jahresmittel bei 60 bis  $70 \text{ m}^3/\text{h}$ .

#### 2.4.1.2 Auslastung und Verhalten der Nachklärung

Im Zusammenhang mit der Anwendung des Bypassverfahrens ist weitergehend zu prüfen, wie groß die Auslastung der Nachklärungen in der Praxis ist. Dafür werden im Folgenden die für die Bemessung relevanten, theoretischen Parameter (s. Kap. 2.3.2.1) mit den aus der Praxis vorliegenden Werten verglichen. Die folgenden zwei Abbildungen 10 und 11 zeigen die jeweils errechnete Oberflächen- bzw. Schlammvolumenbeschickung bei verschiedenen hydraulischen Belastungen.

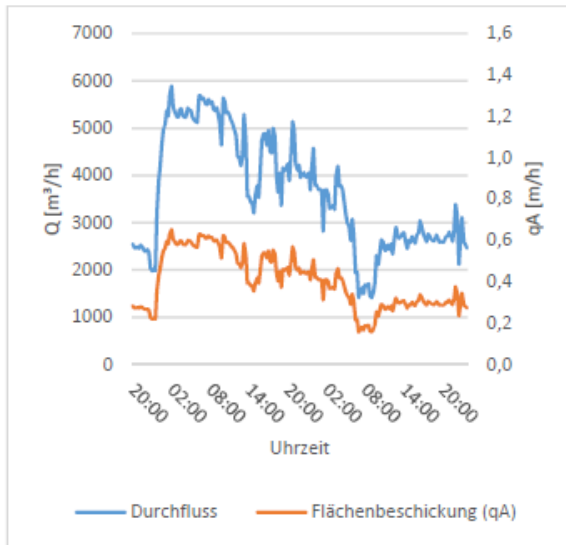


Abbildung 49: Auswirkungen der hydraulischen Belastung auf die Oberflächenbelastung (eigene Darstellung betriebsinterne Daten SEH)

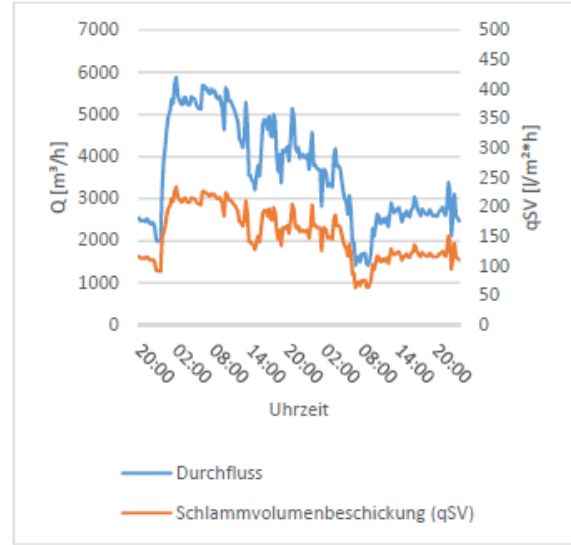


Abbildung 48: Auswirkungen der hydraulischen Belastung auf die Schlammvolumenbeschickung (eigene Darstellung betriebsinterne Daten SEH)

Mit ca. 5.890 m<sup>3</sup>/h bzw. 1.636 l/s entspricht die hier dargestellte hydraulische Belastung dem in der Praxis i.d.R. maximalen Volumenstrom, welcher über die Kläranlage geleitet wird. Zwar ist die Kläranlage behördlich für einen maximalen Durchfluss von 2.000 l/s zugelassen, welcher jedoch aufgrund von Verfrachtungsvorgängen aus der biologischen Stufe und infolgedessen einer erschwerten Stickstoffelimination in der Praxis nicht umgesetzt wird (vgl. Kap. 2.4.1.1. Abb. 9). Wie den Grafiken zu entnehmen ist, liegt die Flächenbeschickung während der hier dargestellten hydraulischen Belastung bei maximal 0,653 m<sup>3</sup>/h und die Schlammvolumenbeschickung bei maximal 235 l/(m<sup>2</sup>\*h). Im Vergleich zu den maximalen Werten für qA von 1,6 m<sup>3</sup>/h und qSV von 500 l/(m<sup>2</sup>\*h) gemäß DWA A 131 (s. Kap. 2.3.2.1) ergibt sich somit eine Auslastung der Nachklärung auf dem Klärwerk Herrenhausen von 40,8 % bzw. 47 %. Eine hydraulische Belastung entsprechend der behördlichen Genehmigung von 2.000 l/s entspricht dagegen einer Auslastung von 49,9 % (qA = 0,798) bzw. 57,4 % (qSV = 287).

Im Hinblick auf die Anwendung des Bypassverfahrens wird bereits an dieser Stelle ein Potenzial für eine erhöhte Mischwasserabnahme aus dem ZS ersichtlich. Entsprechend der unter Kap. 2.5 genannten Gleichung zur Bestimmung des Bypassvolumenstroms ergibt sich eine theoretische Erhöhung der hydraulischen Kapazität um 2.011 l/s bzw. 7.240 m<sup>3</sup>/h, was mehr als dem Doppeltem der aktuellen Belastung entspricht.

Wird weitergehend die hydraulische Belastung mit den Höhen der Schlamm Spiegel in den Nachklärungen verglichen, ergibt sich folgender der Abbildung 12 zu entnehmender Zusammenhang:

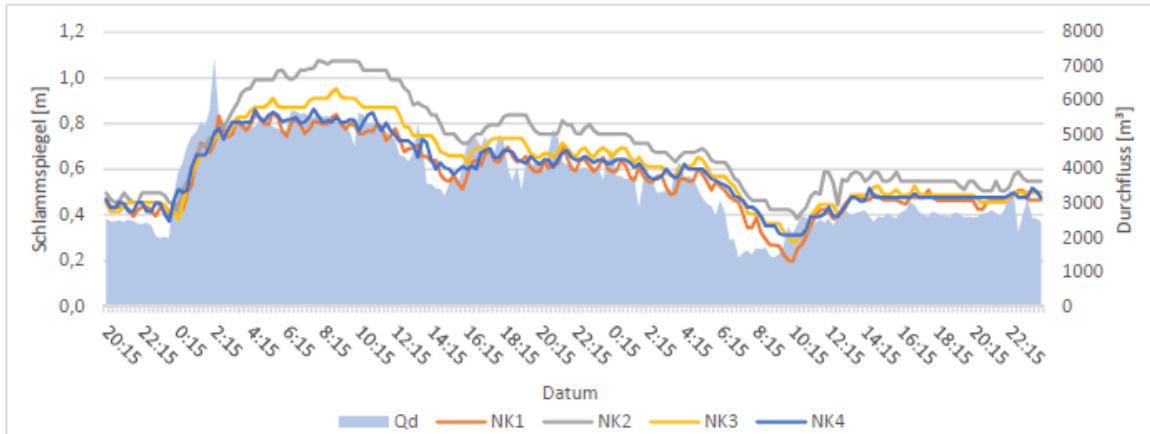


Abbildung 50: Schlammspiegelhöhe im Verhältnis zur hydraulischen Belastung der Kläranlage Herrenhausen (eigene Darstellung betriebseigner Daten der SEH)

Abgebildet ist die Entwicklung der Schlammspiegelhöhen der Nachklärbecken 1-4 bei einsetzendem Starkregen und dem daraus resultierenden erhöhten Mischwasseranfall. Mit steigender hydraulischer Beanspruchung ist eine leicht zeitversetzte Zunahme des Schlammspiegels in den Nachklärungen verbunden. Diese ist auf eine Verfrachtung der Biomasse aus der biologischen Reinigungsstufe zurückzuführen. Dabei steigt der Schlammspiegel im Wechsel zwischen Trockenwetter- (QT) zu erhöhten Mischwasserzuläufen (QM) um ca. 50 cm auf 80 bis 90 cm an.

#### 2.4.1.3 Verfahrenstechnische Besonderheiten der Eingangspumpwerke 1 und 2 auf dem Klärwerk Herrenhausen

Die Abwasserverteilung auf die beiden Klärwerke wird durch die EPW 1 und 2 auf dem Klärwerk Herrenhausen realisiert. Bei Trockenwetter wird das Abwasser aus dem SS und dem NS durch das EPW 1 direkt in das Zulaufgerinne der mechanischen Reinigungsstufe des Klärwerks Herrenhausen gefördert. Das Abwasser aus dem LS wird mit den Pumpen 5, 6 oder 7 in den Pumpensumpf des EPW 2 gefördert. Mit den Pumpen 8 und 9 des EPW 1 kann das Abwasser direkt in die Verbundleitung Richtung Gümmerwald gefördert werden (s. Abb. 13+14).

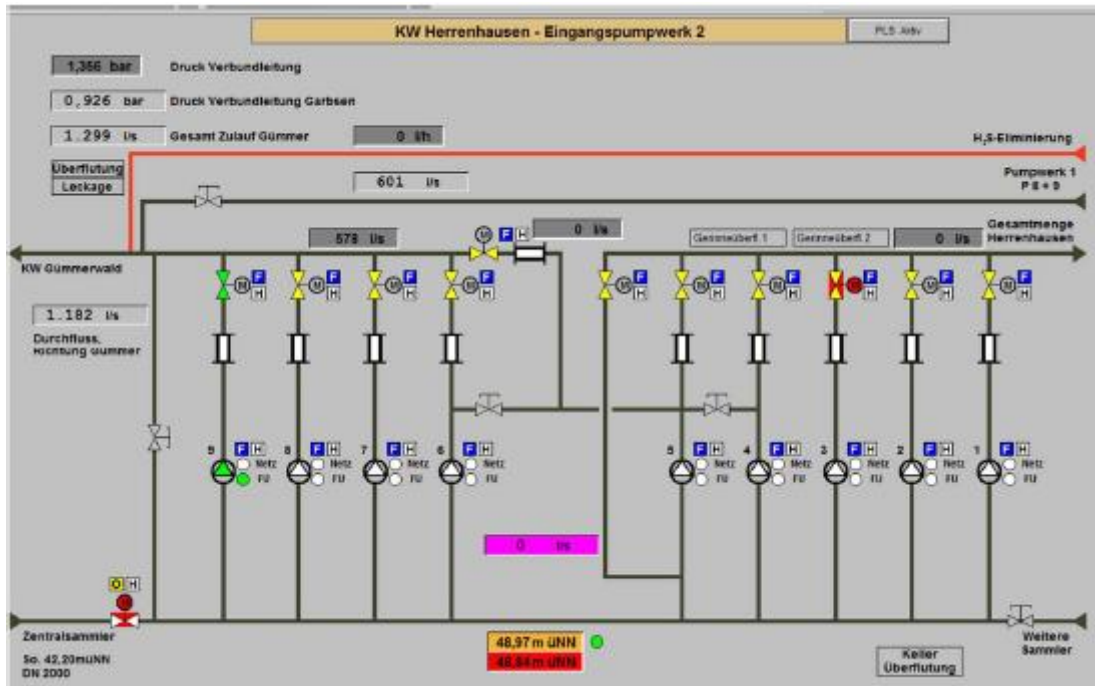


Abbildung 51: Ausschnitt aus dem Prozessleitsystem des EPW 2

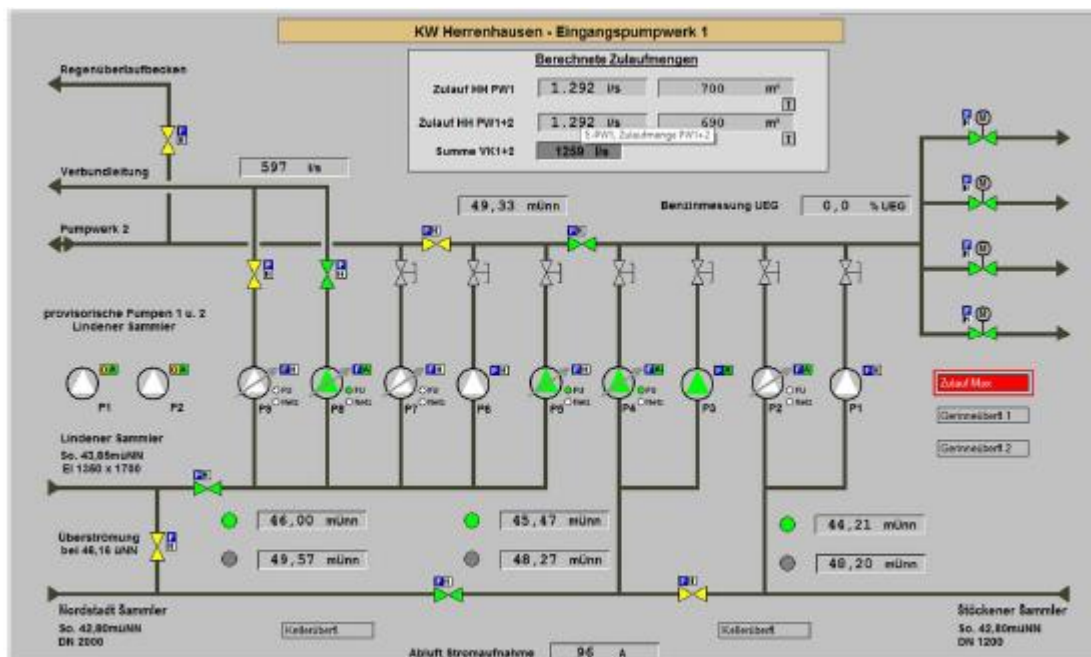


Abbildung 52: Ausschnitt aus dem Prozessleitsystem des EPW 1

Bei Regenereignissen werden die Sammler zusätzlich hydraulisch belastet. Besonders im ZS steigt das Volumen aufgrund der angeschlossenen Mischwasserkanäle in solchen Situationen stark an. Füllen sich jedoch auch die anderen Sammler zunehmend, so wird eine Priorisierung in der Prozessführung vorgenommen. Das Abwasser aus dem SS, LS und NS muss dabei zu 100 % von den beiden Klärwerken aufgenommen werden, da es sich hierbei um reine Schmutzwasserkanäle handelt und eine Konzentrationsverdünnung entsprechend des Arbeitsblattes ATV-A 128 nicht stattfinden kann. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, dass bei weiter ansteigenden Füllständen in den Sammlern die Pumpenleistung aus dem ZS reduziert werden muss, sodass mehr Abwasser aus den

verbleibenden Sammlern abgenommen werden kann. Dies kann in manchen Fällen dazu führen, dass die Abnahme aus dem ZS komplett eingestellt wird und somit das Mischwasser zu 100 % direkt abgeschlagen wird. Das Abwasser aus dem NS, SS und LS wird dann über die EPW 1 und 2 auf die beiden Klärwerke verteilt. In der Regel wird dabei das Mischwasser aus dem LS über die Pumpe 8 und 9 im EPW 1 nach Gümmerwald gefördert. Gründe für den Anstieg der hydraulischen Belastung insbesondere im LS sind dabei Fehlanschlüsse bzw. Mischwassereinleitung und das Eindringen von Fremdwasser.

## 2.4.2 Klärwerk Gümmerwald

Das Klärwerk Gümmerwald ist über eine 13 km lange Druckrohrleitung (DN 1600) mit dem EPW 1 und 2 auf dem Klärwerk Hannover Herrenhausen verbunden. An diese Verbunddruckrohrleitung sind die anliegenden Gemeinden Seelze und Garbsen mit insgesamt sechs Pumpwerken angeschlossen. Im Jahresmittel haben diese Gemeinden einen Anteil am gesamten Abwasseraufkommen auf dem Klärwerk Gümmerwald von 16,4 % (2019). Aufgrund der Dimensionierung der Druckrohrleitung ist der hydraulische Zufluss auf die Kläranlage begrenzt. Der Durchfluss lässt sich bei Regenwetter daher nicht beliebig steigern, zumal ein vertragliches Mindestvolumen aus den anliegenden Verbundpumpwerken abgenommen werden muss. Eine Abwasserförderung von mehr als 2.000 l/s würde den Druck in der Leitung kritisch ansteigen lassen, sodass die aus den Verbundpumpwerken abzunehmenden Abwassermengen nicht eingehalten werden können. Aus diesem Grund eignet sich das Klärwerk Gümmerwald nicht oder nur bedingt für eine erhöhte hydraulische Aufnahme von Mischwasser.

Die Verfahrenstechnik der Kläranlagen Gümmerwald und Herrenhausen ähneln sich im Wesentlichen. Unterschiede sind lediglich hinsichtlich der Beckenanzahl, der Beckenform und/oder der Beckengröße der jeweiligen Verfahrensstufen zu finden. Im Jahr 2000 wurde die Kläranlage Gümmerwald durch den Bau von 4 neuen Belebungsbecken mit einem Gesamtvolumen von 106.000 m<sup>3</sup> auf eine Ausbaugröße von 750.000 EW erweitert. Zuvor wurde bereits eine 5. Nachklärung gebaut, da die 4 bisherigen Becken der zunehmenden Belastung nicht hinreichend standhalten konnten. Zusammen ergibt sich eine Nachklärungsoberfläche von 9.817 m<sup>2</sup>.

Das EPW ist im Gegensatz zum Klärwerk Hannover Herrenhausen ein Schneckenpumpwerk, bestehend aus 4 Abwasserschnecken mit einer jeweiligen Förderleistung von max. 700 l/s. Zusätzlich verfügt das Klärwerk Gümmerwald über eine Kalkmilchdosierungsanlage (Kalkhydrat). Aufgrund der überwiegenden Abwasserzuleitung aus dem ZS kann es bei Regenereignissen im Vergleich zum Klärwerk Herrenhausen zu einer schnelleren bzw. stärkeren Reduzierung der Säurekapazität und infolgedessen zu einer Abnahme des pH-Werts in der Belebungsstufe kommen („weiches Wasser“). Durch Zugabe einer Kalkhydratmilchlösung kann dem Abfallen des pH-Werts entgegengewirkt werden.

Eine Besonderheit liegt weitergehend darin, dass auf dem Gelände der Kläranlage Gümmerwald die Schlamm entwässerung angesiedelt ist. Hier wird der ausgefaulte Klärschlamm von beiden Kläranlagen in insgesamt 6 Kammerfilterpressen und 1 Zentrifuge entwässert. Das dabei anfallende Filtrat / Zentrat wird in die biologische Reinigungsstufe zurückgeführt, wodurch diese besonders durch NH<sub>4</sub>-N belastet wird. Der durchschnittliche Nährstoffgehalt des Filtrats liegt dabei bei CSB = 518 mg/l, P<sub>ges</sub> = 28,7 mg/l und NH<sub>4</sub>-N = 948 mg/l (Durchschnittswerte 2019). Eine externe Kohlenstoffdosierung ist nicht notwendig.

Kommt es dennoch zum Anstieg der  $\text{NH}_4\text{-N}$  Konzentrationen in der Belebung, so kann die Filtratdosierung entsprechend der Speicherkapazität reduziert oder eingestellt werden.

Die Kläranlage Gümmerwald ist im Vergleich zu der Kläranlage in Hannover Herrenhausen auf insgesamt 750.000 EW ausgelegt und somit um 250.000 EW größer. Bezogen auf den  $\text{CSB}_{120}$  lag die Auslastung mit 662.667 EW im Jahr 2019 bei 88 %. Durch die zusätzliche Filtratbelastung aus der Schlammwässerung erhöht sich die Stickstofffracht jedoch von täglich 3.835 kg  $\text{NH}_4\text{-N/d}$  auf 5.275 kg  $\text{NH}_4\text{-N/d}$ . Insbesondere bei Mischwasserbedingungen wird diese zusätzliche Belastung in der biologischen Reinigungsstufe durch erhöhte Konzentrationen ersichtlich.

### 2.4.3 Vergleich wesentlicher Kennzahlen der Klärwerke

Zusammenfassend sind abschließend in der Tabelle 5 wesentliche Kennzahlen der zwei Kläranlage abgebildet.

Parameter	Klärwerk Gw	Klärwerk Hh
Ausbaugröße	750.000 E	500.000 E
$Q_d$	87.000 m <sup>3</sup> /d	60.582 m <sup>3</sup> /d
Oberfläche VK	2.400 m <sup>2</sup>	1.414 m <sup>2</sup>
Volumen VK	6.000 m <sup>3</sup>	4.000 m <sup>3</sup>
Volumen BB	106.000 m <sup>3</sup>	46.800 m <sup>3</sup>
Aerobes Volumen BB	41.200 m <sup>3</sup>	22.404 m <sup>3</sup>
Schlammindex	121 ml/l	125 ml/l
Schlammbelastung	0,12 kg CSB/kgTS*d	0,19 kg CSB/kgTS*d
Aerobes Schlammalter	6,3 d	6,3 d
CSB Zulauf BB	47.059 kg/d	33.329 kg/d
$P_{ges}$ Zulauf BB	755 kg/d	568 kg/d
$\text{NH}_4\text{-N}$ Zulauf BB	5.275 kg/d inkl. Filtrat	2.684 kg/d
BSB <sub>5</sub> Zulauf BB	25.613 kg/d	17.073 kg/d
Oberfläche NK	9.818 m <sup>2</sup>	9.025 m <sup>2</sup>
Volumen NK	27.020 m <sup>3</sup>	36.500 m <sup>3</sup>

Tabelle 5: Vergleich Klärwerk Hh und Gw (2019) (betriebseigene Daten SEH)

Im direkten Vergleich wird insbesondere im Hinblick auf die Nachklärungen ersichtlich, dass trotz einer deutlich größeren Ausbaugröße der Kläranlage Gümmerwald die Nachklärbeckenoberfläche kaum größer ist, als auf der Kläranlage Herrenhausen. Das gesamte Nachklärbeckenvolumen in Gümmerwald ist mit 27.020 m<sup>3</sup> gegenüber dem Volumen auf der Kläranlage Herrenhausen mit 36.500 m<sup>3</sup> sogar deutlich kleiner. Zudem fällt auf, dass das Nährstoffverhältnis in Form der auf die Belebung wirkenden, täglichen Fracht unterschiedlich groß ist. Gemessen an den hier aufgezeigten durchschnittlichen Daten aus dem Jahr 2019 liegt das BSB<sub>5</sub>:N:P Verhältnis für das Klärwerk Gümmerwald bei 100:21:3, für die Kläranlage Herrenhausen bei 100:16:3.

## 2.5 Auswertung und Schlussfolgerung der Systembeschreibung

In der durchgeführten Systembeschreibung konnte zunächst aufgezeigt werden, dass das Kanalsystem und die zwei Klärwerke der SEH mit einer Ausbaugröße von 1,25 Mio. EW die tägliche Abwasserableitung und -reinigung sicherstellen. Problematisch kann es jedoch werden, wenn intensive, langanhaltende und zudem ungleichmäßig über das Jahr verteilte Niederschläge zu einem erhöhten Mischwasseraufkommen im Kanal bzw. auf der Kläranlage führen. Durch die besonders im urbanen Raum geprägte Flächenversiegelung

müssen Niederschläge infrastrukturell abgeleitet werden. So auch in Hannover mit einer versiegelten Fläche von 43,9 km<sup>2</sup>. Die Hauptsammler im Stadtgebiet, insbesondere der ZS, stoßen bei solchen Ereignissen aufgrund der begrenzten Aufnahmekapazität der Kläranlagen mehrmals im Jahr an die hydraulischen Kapazitätsgrenzen, sodass es zu Entlastungsabschlägen aus dem ZS kommt (2019 = 18 Abschläge). Diese Entlastungsabschläge können sich je nach Häufigkeit und Intensität negativ auf die natürlichen Gewässer auswirken und stehen dem Ziel der europäischen WRRL, einen ökologisch und chemisch guten Zustand der Fließgewässer zu erreichen, entgegen.

Die naheliegende Idee zur Verhinderung dieser Abschläge vermehrt Mischwasser auf den Kläranlagen aufzunehmen, wird durch die biologische Reinigung in Herrenhausen limitiert (Verlagerungsprozesse (vgl. Kap. 2.4.1.2)). Auch auf dem Klärwerk Gümmerwald ist die hydraulische Zulaufmenge durch die Druckrohrleitung begrenzt. Wie aus der Betrachtung der Nachklärbecken in Herrenhausen jedoch deutlich wurde, sind diese lediglich zu etwa 42 % hydraulisch ausgelastet. In der Anwendung des Bypassverfahrens liegt aus dieser Sicht somit ein großes Potenzial, vermehrt Mischwasser auf der Kläranlage Herrenhausen aufnehmen zu können. Im Folgenden soll daher abschließend eine mögliche Anwendung der Bypassverfahrensweise auf der Kläranlage Herrenhausen vorgestellt werden.

Ausgehend von den bei Regenereignissen bereits hydraulisch ausgelasteten Kläranlagen Hannover Herrenhausen und Gümmerwald (hinsichtlich der biologischen Reinigungsstufe) sowie einem weiterhin ansteigenden Füllstand des ZS, soll über das EPW 2 (Pumpe 1-4) ein zusätzlicher, ggf. über die Bemessungsgrenze hinausgehender Volumenstrom (Q<sub>Bypass</sub>) aus dem ZS auf das Klärwerk Herrenhausen gefördert werden. Dieser Volumenstrom wird nach dem Passieren der mechanischen Reinigung im Pumpensumpf des Hebewerks (Pumpwerk 3) über einen Bypass an der biologischen Reinigungsstufe vorbei in das Verteilerbauwerk der Nachklärungen gefördert (s. Abb. 15). Dadurch soll die biologische Stufe bei gleichzeitig höherer Mischwasserentnahme aus dem ZS entlastet werden. Eine erhöhte Abwasserförderung auch über den Bemessungsvolumenstrom hinaus, sollte aufgrund der Bemessung der mechanischen Reinigung sowie Vorklärung inkl. Düker von 3.000 l/s kein Problem darstellen (vgl. Kap. 2.4.1.1)

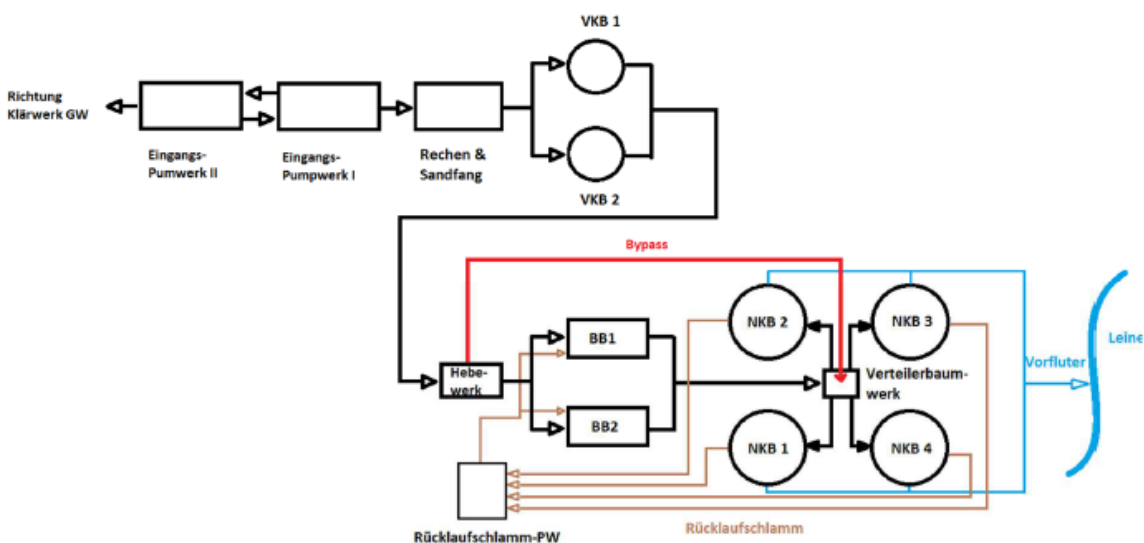


Abbildung 53: Skizze der Kläranlage Hh mit Bypassverfahren (eigene Darstellung)



## 3 Versuchsanwendung des Bypassverfahrens auf dem Klärwerk Herrenhausen

*Wesentliche Inhalte dieses Abschnittes basieren auf der Masterarbeit von D. Möller, Optimierung des Mischwassermanagements auf der Kläranlage Hannover Herrenhausen unter Anwendung des Bypassverfahrens zur Minimierung von Mischwasserabschlägen“ durchgeführt 2021 am ISAH*

### 3.1 Zielsetzung der Bypassversuche

Mit den Bypassversuchen auf dem Klärwerk Herrenhausen soll die Möglichkeit untersucht werden, ob durch das Bypassverfahren die Nachklärbecken hydraulisch optimal ausgenutzt werden können, um eine größere Mischwassermenge aus dem ZS auf der Kläranlage aufnehmen zu können. Konkret wurde als Zielsetzung ein zu untersuchender Bypassvolumenstrom von 400 l/s definiert. Mit dieser zusätzlichen Mischwassermenge soll die in der Praxis maximale Zulaufmenge von ca. 1.600 l/s auf den behördlich genehmigten Volumenstrom von 2.000 l/s erweitert werden. Ein Bypassvolumenstrom entsprechend einer nahezu 100 % -igen Auslastung gemäß A-131 läge bei zusätzlichen 2.000 l/s und konnte im Rahmen dieser Arbeit aus begrenzten technischen Ressourcen nicht untersucht werden. Den Bypassversuchen zugrunde liegen dabei zwei Untersuchungsschwerpunkte. Zum einen soll zunächst das hydraulische Verhalten der Nachklärbecken bei aktiviertem Bypass untersucht werden. Ziel ist es dabei, Auffälligkeiten der Schlamm Spiegelhöhe sowie der Trübung im Ablauf der Nachklärbecken zu dokumentieren. Zum anderen soll durch analytische Methoden untersucht werden, inwieweit die Schmutz- und Nährstoffe aus dem Bypass in den Nachklärbecken reduziert werden.

### 3.2 Übersicht Praxisversuche

Die praktische Versuchsdurchführung umfasste den Zeitraum von Mitte Juni bis Ende September. Dabei konnten insgesamt 4 Bypassversuche realisiert werden, wovon der 1. und 2. Versuch mit künstlich generiertem Mischwasser, die Versuche 3 und 4 unter realen Mischwasserbedingungen stattgefunden haben.

Nach erstmaliger Aktivierung der Tauchmotorpumpen erzeugten diese entgegen der theoretisch möglichen Förderleistung von 100 l/s einen Gesamtvolumenstrom von durchschnittlich 45 l/s bzw. 162 m<sup>3</sup>/h. Der Volumenstrom setzte sich dabei zu 59 % (27 l/s) aus dem gereinigten Abwasser der NK1 und zu 41 % (18 l/s) aus dem mechanisch vorgereinigten Abwasser aus PW3 (Ablauf VK) zusammen. Eine Erhöhung des Bypassvolumenstroms konnte mit den technisch zur Verfügung stehenden Ressourcen nicht umgesetzt werden. Auch eine Veränderung der Bypasszusammensetzung durch eine Erhöhung oder Reduzierung des einen oder des anderen Teilvolumenstroms war nicht möglich.

Da für die Dauer des 1. Bypassversuchs noch keine Erfahrungswerte vorlagen, wurde der Versuchszeitraum zunächst über die Dauer einer vollständigen Durchmischung des Beckeninhaltes mit dem Bypass versucht, zu definieren. Bei einem angenommenen durchschnittlichen Volumenstrom von ca. 600 m<sup>3</sup>/h (inkl. Bypass) würde es somit etwa 15 Stunden bis zum Erreichen der Durchmischung dauern. Um jedoch auch mögliche, evtl. erst später auftretende Veränderungen feststellen zu können, wurde das gesamte Wochenende als Versuchszeitraum gewählt. Zu Beginn des Versuchs wurde eine Stichprobe aus dem Ablauf der Nachklärung 4 entnommen, um die Ausgangskonzentration

bestimmen zu können. Anschließend wurde der automatische Probenehmer aktiviert, sodass alle 2 Stunden eine Mischprobe, bestehend aus 6 Einzelproben zur weiteren Auswertung zur Verfügung standen. Aufgrund des langen Versuchszeitraums und der damit verbundenen großen Probenanzahl wurden nicht alle entnommenen Proben analysiert. Eine Übersicht der entsprechenden Probenahmen bzw. analysierten Proben ist der Anlage 4 zu entnehmen.

Auch der 2. Versuch fand mit dem Bypassvolumenstrom von 45 l/s statt. Aufgrund der gemachten Erfahrung aus dem 1. Versuchsdurchgang wurde für diesen Durchgang ein kleinerer Zeitraum gewählt. Auch die Probenahmedichte der Ablaufwerte der Nachklärung 4 wurde daraufhin von einer Mischprobe, bestehend aus 6 Proben alle 2 Stunden, auf eine Mischprobe bestehend aus 6 Proben je 1 Stunde verkürzt.

Nach dem unter Kapitel 4.2 beschriebenen Umbau des Versuchsaufbaus konnten die Versuche 3 und 4 am 14.-15.08. bzw. am 26.-27.09.2020 unter realen Mischwasserbedingungen durchgeführt werden. Trotz der neu eingesetzten, größeren Tauchmotorpumpe erzielten beide Pumpen zusammen ebenfalls eine Förderleistung von 45 l/s, wobei die bisher im Pumpensumpf des PW 3 installierte Pumpe 18 l/s, die neue Pumpe 27 l/s förderte. Beginn und Dauer der Versuche 3 und 4 konnte zuvor nicht geplant werden, da diese von den meteorologischen Gegebenheiten abhängig waren.

Der Versuchsauswertung des 4. Versuchs vorwegzunehmen ist, dass dieser lediglich über einen Zeitraum von drei Stunden stattfinden konnte. Der zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung diensthabende Betriebsinspektor musste den Versuch aufgrund eines zu hohen  $P_{ges}$ -Wertes im Ablauf der Kläranlage abbrechen (s. Kap. 4.2. Abb. 29). Anderenfalls hätte es möglicherweise zu einer Überschreitung der behördlichen Einleitbestimmungen kommen können. Die genauen Zusammenhänge werden bei der Ergebnisdarstellung/-auswertung näher beschrieben. Der Tabelle 6 sind zusammenfassend alle wichtigen Daten der durchgeführten Bypassversuche zu entnehmen.

	Datum	Dauer	BP-Volumenstrom	Künstliches Mischwasser	Echtes Mischwasser
BP-Versuch 1	17.-20.07.2020	84 h	45 l/s	X	
BP-Versuch 2	06.-07.08.2020	32 h	45 l/s	X	
BP-Versuch 3	14.-15.08.2020	11 h	45 l/s		X
BP-Versuch 4	26.-27.09.2020	3h	45 l/s		X

Tabelle 6: Übersicht der BP Versuche

### 3.3 Labortechnische Umsetzung

Die für die stoffliche Auswertung notwendigen Analysen der während der Versuche entnommenen Proben wurden im betriebseigenen Labor auf dem Klärwerk Gümmerwald photometrisch analysiert. Die verwendeten Materialien sind der Anlage 2 zu entnehmen. Die Proben wurden mit Beginn der analytischen Untersuchungen entsprechend der jeweiligen Normen aufbereitet. Nach der Homogenisierung sämtlicher Proben wurden zur Bestimmung der  $NH_4-N$  und  $PO_4-P$  Konzentration die Proben weitergehend über Spritzenfilter (0,45  $\mu m$ ) filtriert. Für die Bestimmungen der  $P_{ges}$  bzw.  $PO_4-P$  sowie  $NH_4-N$  Konzentrationen im Ablauf der Vorklärung (PW 3) mussten zudem teilweise Verdünnungen im Bereich 1:2 und 1:4 zur Bestimmung angesetzt werden. Diese wurden in der Auswertung entsprechend berücksichtigt.

## 4 Ergebnisse

### 4.1 Ergebnisse der hydraulischen Betrachtung

Der Schwerpunkt dieser Betrachtung liegt in der Überprüfung, ob durch den Bypass eine Veränderung bei der Schlamm Spiegelhöhe oder der Trübung festgestellt werden kann. Dafür wird die auf die Nachklärung 4 einwirkende hydraulische Belastung inkl. Bypass, der Schlamm Spiegelhöhe sowie der Trübung gegenübergestellt. Weitergehend werden die Veränderungen hinsichtlich der Flächenbeschickung und Schlammvolumenbeschickung aufgezeigt.

Entgegen der Abbildung 12 unter Kapitel 2.4.1.2 bilden die folgenden Grafiken 16, 18, 20 und 22 die Entwicklung des Schlamm Spiegels im Verhältnis zum hydraulischen Zufluss bei aktiviertem Bypass ab. Die rote Kurve zeigt dabei jeweils den Schlamm Spiegel der Nachklärung 4 auf, welche mit dem simulierten Bypass von zusätzlich 163 m<sup>3</sup>/h beaufschlagt wurde. Um Auffälligkeiten feststellen zu können, sind zum Vergleich die Schlamm Spiegel der verbleibenden 3 Nachklärbecken ebenfalls abgebildet. Die Abbildungen 17, 19 und 21 geben die Entwicklung der Trübung der Bypassversuche 1 bis 3 wieder. Darüber hinaus ist in den Abbildungen 19 und 21 die Entwicklung der Trübung im Ablauf der Kläranlage aufgeführt. Für den Versuch 4 stand die Trübungsmessung aufgrund eines technischen Defekts nicht zur Verfügung.

Da die ermittelten Daten hinsichtlich des hydraulischen Verhaltens in den vier Versuchen nicht wesentlich voneinander abweichen und derselbe Zusammenhang erkennbar wird, wurde an dieser Stelle darauf verzichtet, jede Abbildung einzeln vorzustellen. Daher werden im Folgenden zunächst die Abbildungen dargestellt und abschließend zusammenfassend erläutert.

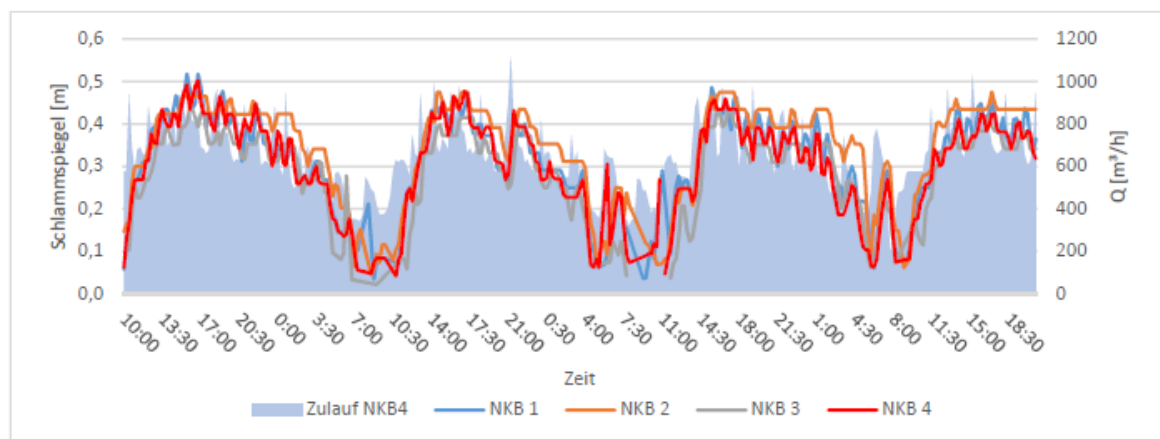


Abbildung 54: Schlamm Spiegel NKB 1-4 im Verhältnis zur hydraulischen Belastung (BP-Versuch 1)

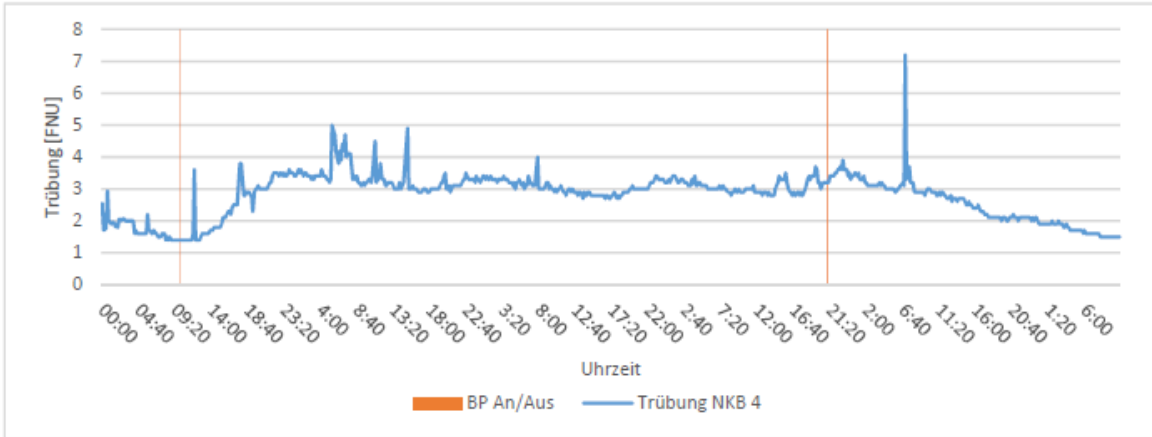


Abbildung 55: Trübungsmessung Ablauf NK 4 (BP-Versuch 1)

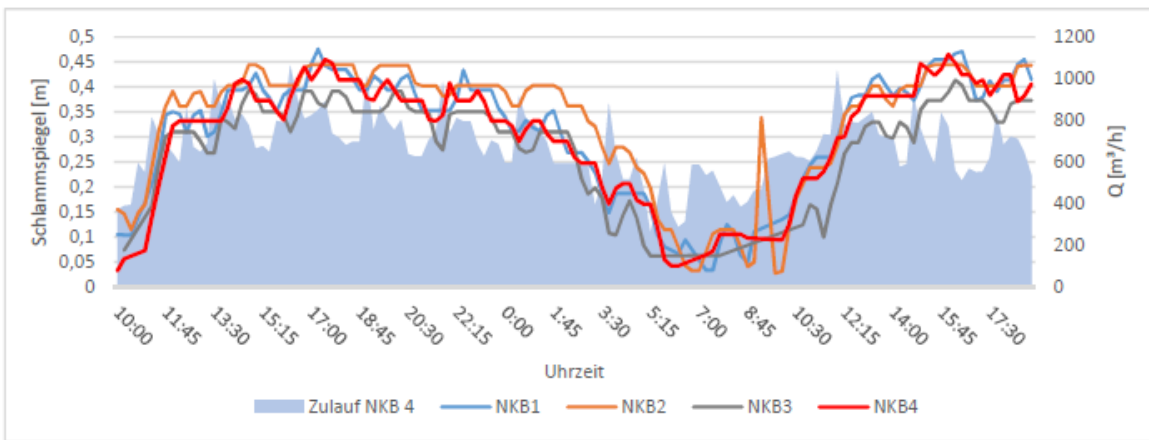


Abbildung 56: Schlamm Spiegel NKB 1-4 im Verhältnis zur hydraulischen Belastung (BP-Versuch 2)

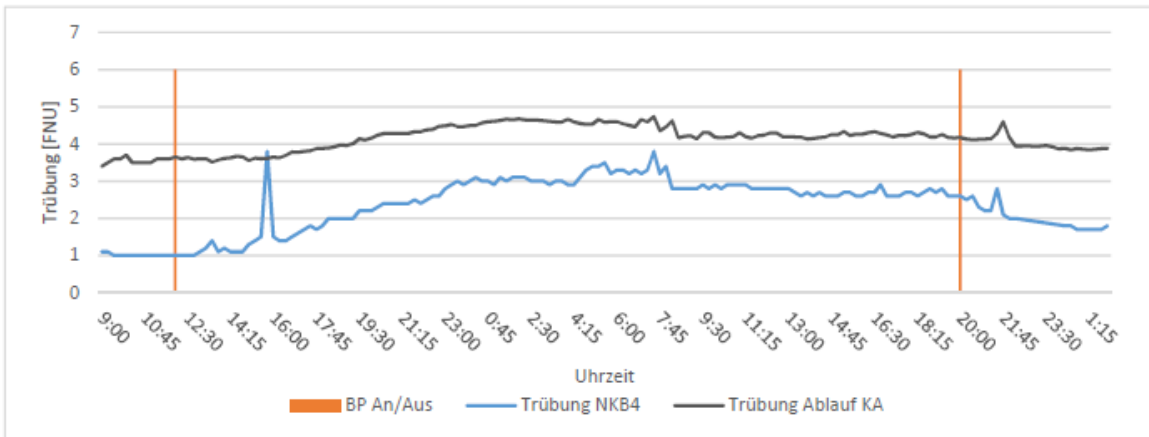


Abbildung 57: Trübungsmessung Ablauf NK 4 (BP-Versuch 2)

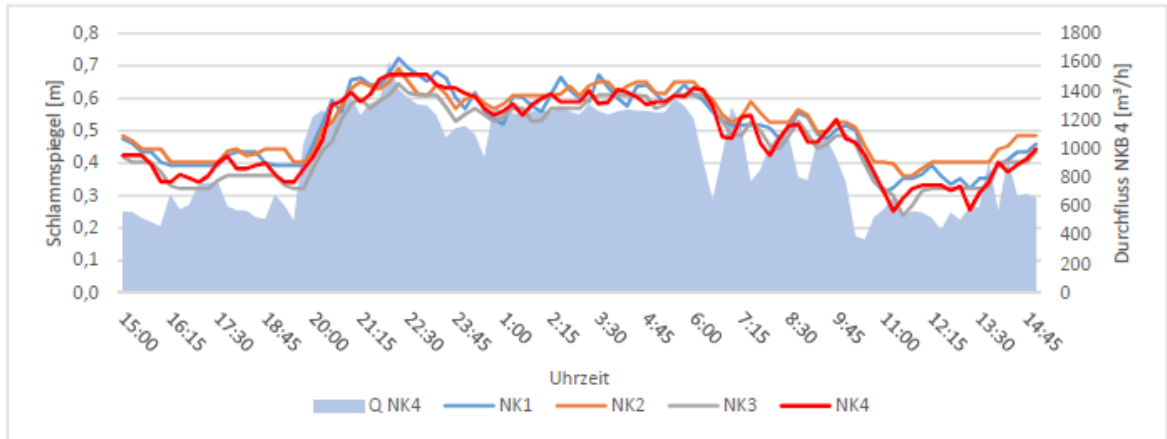


Abbildung 58: Schlamm Spiegel NKB 1-4 im Verhältnis zur hydraulischen Belastung (BP-Versuch 3)

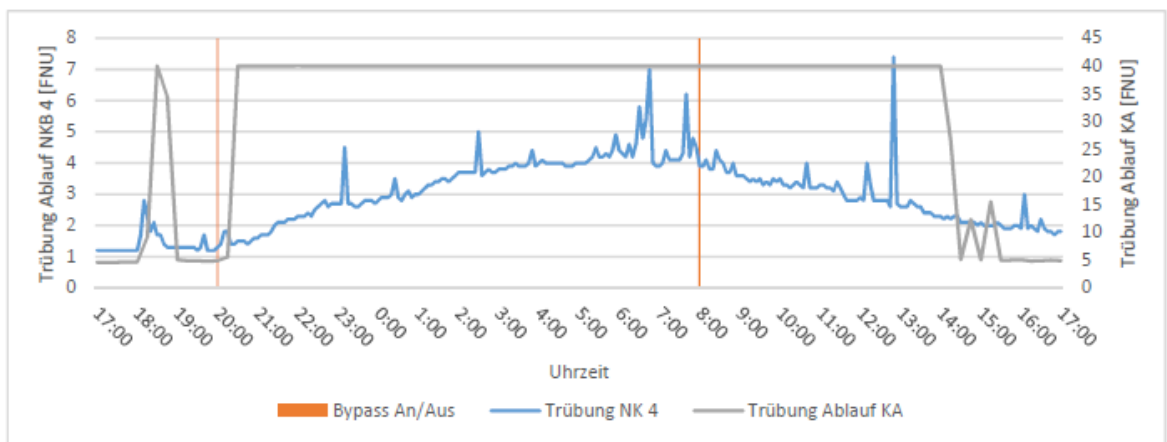


Abbildung 59: Trübungsmessung Ablauf NK 4 (BP-Versuch 3)

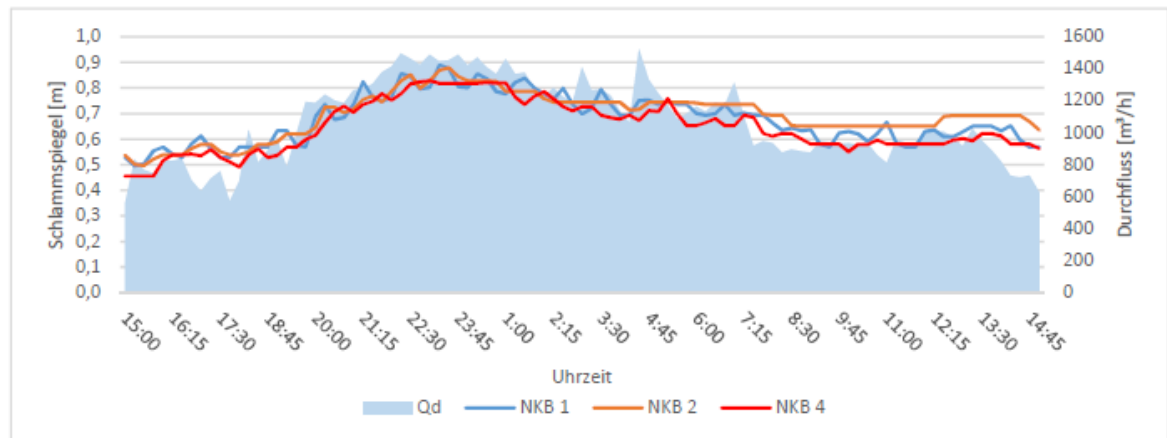


Abbildung 60: Schlamm Spiegel NKB 1-4 im Verhältnis zur hydraulischen Belastung (BP-Versuch 4)

Den Abbildungen 16, 18, 20 und 22 ist zu entnehmen, dass trotz aktiviertem Bypass die Schlamm Spiegelhöhe im Nachklärbecken 4 gegenüber den anderen drei Nachklärbecken keine bedeutenden Abweichungen aufweist. Auch eine nach Aktivierung des Bypass kurzfristige Erhöhung des Schlamm Spiegels in Form eines kurzzeitigen Ausschlags der Kurve ist nicht erkennbar. Eine leichte Veränderung ist dagegen bei der Trübung im Ablauf der Nachklärung 4 feststellbar. Nach Aktivierung des Bypass steigt die Trübung während der Versuche 1 + 2 von im Durchschnitt 1,5 FNU auf im Mittel 3 FNU (s. Abb. 17 und 19), während des 3. Versuchs auf ca. 4,6 FNU an (s. Abb. 29). Zudem kommen insbesondere

im Verlauf des 3. Versuchs deutliche Schwankungen im Kurvenverlauf in Form von Spitzen, welche eine Trübung von bis zu 7 FNU anzeigen. Nach Einstellung des Bypass sinkt die Trübung langsam wieder auf die Ausgangswerte herab. In den Abbildungen 19 und 21 sind neben der Trübungsmessung der Nachklärbecken 4 der Trübungsverlauf zum Zeitpunkt der Bypassversuche im Ablauf der Kläranlage abgebildet. Während des 2. Versuchs steigt auch die Trübung im Ablauf der Kläranlage leicht mit an. Die Aufzeichnung der Trübung im Ablauf der Kläranlage während des 3. Versuchs, überschreitet mit  $> 40$  FNU den Messbereich nach Aktivierung des Bypass. Auch wenn die Messüberschreitung vermutlich durch Verunreinigungen an der Messsonde hervorgerufen wurden, kann von einer erhöhten Trübung im Ablauf der Kläranlage während des 3. Versuchs ausgegangen werden. Ob die erhöhte Trübung im Ablauf der Kläranlage ausschließlich durch den in Nachklärung 4 eingeleiteten Bypass hervorgerufen wurde oder aufgrund einer insgesamt veränderten hydraulischen Belastung, ist aufgrund fehlender Trübungsmessungen in den anderen drei Nachklärbecken nicht möglich. Die über den gesamten Versuchszeitraum erhöhte Trübung im Ablauf der Nachklärung 4 (vgl. Abb. 17, 19 und 21), lässt jedoch darauf schließen, dass diese durch den Bypass selbst verursacht wurde. Anderenfalls wäre während der Nachtstunden (geringere hydraulische Belastung) mit einem Rückgang der Trübung zu rechnen gewesen.

Für die Beurteilung der hydraulischen Auslastung der Nachklärbecken sind wie unter Kap. 2.3.2.1 beschreiben, die Schlammvolumenbeschickung sowie Flächenbeschickung von hoher Bedeutung. Die Abbildungen 23 und 24 stellen diese zwei Parameter beispielhaft für die 3. und 4. Versuchsdurchführung einander gegenüber und zeigen zudem die Veränderungen auf, welche durch den Bypass hervorgerufen werden (rote u. blaue Linie). Da die hydraulische Belastung während der 1. und 2. Versuchsdurchführung deutlich geringer war, wurde auf die entsprechende Abbildung bei diesen Versuchen verzichtet. Tabelle 7 zeigt darüber hinaus die während der Bypassversuche maximal erzielte Flächenbeschickung sowie Schlammvolumenbeschickung und ordnet diese den Maximalwerten gemäß A-131 zu.

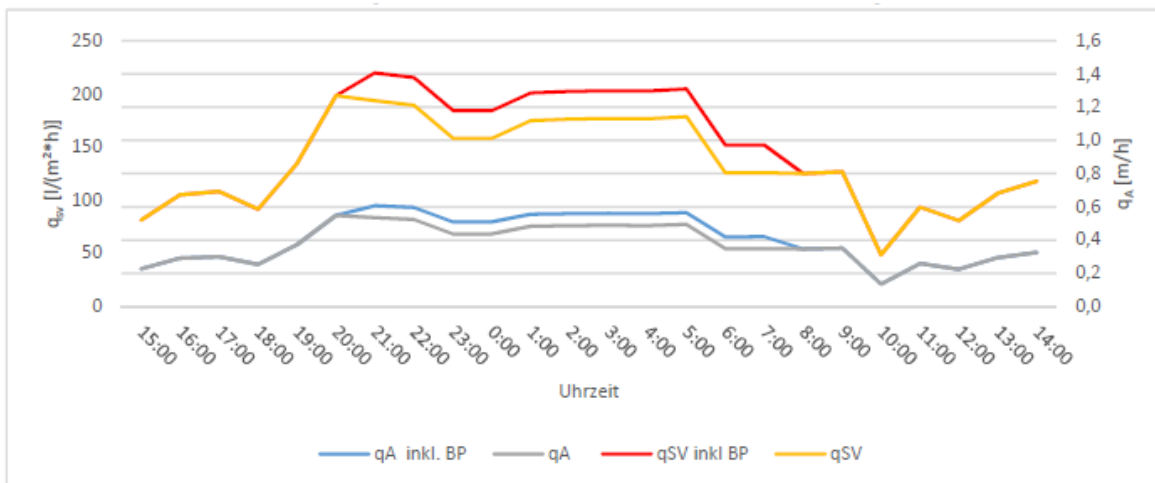


Abbildung 61: Oberflächenbeschickung und Schlammvolumenbeschickung der NK 4 mit und ohne BP (BP-Versuch 3)

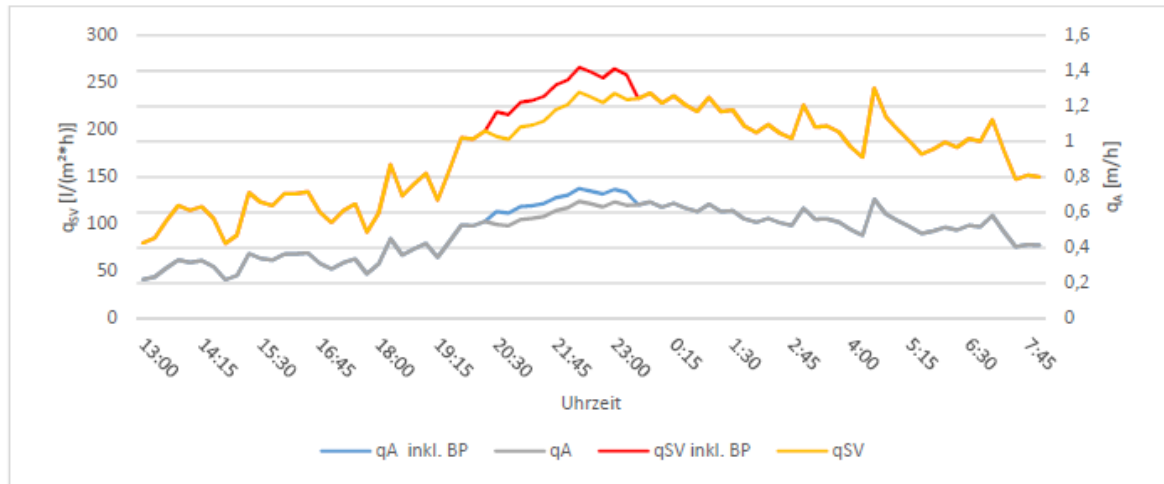


Abbildung 62: Oberflächenbeschickung und Schlammvolumenbeschickung der NK 4 mit und ohne BP (BP-Versuch 4)

	$Q_{\text{NKB4}}$ max. inkl. BP	$q_A$ max.	Auslastung nach A 131	$q_A$ max. mit BP	Auslastung nach A 131	$q_{\text{SV}}$ max.	Auslastung nach A 131	$q_{\text{sv}}$ max. mit BP	Auslastung nach A 131
	[m <sup>3</sup> /h]	[m/h]	[%]	[m/h]	[%]	[l/(m <sup>2</sup> *h)]	[%]	[l/(m <sup>2</sup> *h)]	[%]
BP-Versuch 1	1.221	0,47	29	0,54	34	158	32	182	36
BP-Versuch 2	1.063	0,40	25	0,47	29	147	29	173	35
BP-Versuch 3	1.600	0,64	40	0,71	44	223	45	248	50
BP-Versuch 4	1.658	0,66	41	0,74	46	240	48	266	53

Tabelle 7: maximale Flächenbeschickung und Schlammvolumenbeschickung mit und ohne BP

Aus den Abbildungen geht hervor, dass sich die Flächenbeschickung sowie die Schlammvolumenbeschickung durch den Bypass erhöhen, diese jedoch mit 0,735 m/h und 266,1 l/qm\*h während des 4. Versuchs deutlich unter den theoretischen Maximalwerten gemäß A-131 von  $q_A = 1,6$  m/h und  $q_{\text{SV}} = 500$  l/(m<sup>2</sup>\*h) bleiben. Zu berücksichtigen ist bei diesen Darstellungen, dass die Versuchsdurchgänge 1 und 2 bei Trockenwetter mit künstlichem Mischwasser und somit einer insgesamt geringeren hydraulischen Eingangsbelastung im Vergleich zum 3. und 4. Versuch durchgeführt wurden.

#### 4.1.1 Schlussfolgerung

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass eine hydraulische Mehrbelastung entsprechend dem Bypassvolumenstrom von 162 m<sup>3</sup>/h je Nachklärbecken keine negativen Auswirkungen auf das Absetzverhalten hat. Auf alle vier Nachklärbecken bezogen, entspricht die nachgewiesene hydraulische Steigerung somit einem Bypassvolumenstrom von 648 m<sup>3</sup>/h. Dies entspricht wiederum einer potenziellen Erhöhung der Mischwasseraufnahme der Kläranlage um ca. 11 %. Neben dem Verhalten des Schlammspiegels hat die Einordnung der erhöhten Hydraulik auf  $q_A$  und  $q_{\text{SV}}$  aufgezeigt, dass trotz des Bypass die Nachklärbecken hydraulisch weiterhin große Kapazitäten aufweisen (s. Abb. 31 u. 32 + Tab. 7). Dies lässt die Vermutung zu, dass eine Erweiterung des Bypassvolumenstroms entsprechend der Zielsetzung auf  $Q_{\text{BP}} = 100$  l/s je Nachklärbecken und darüber hinaus möglich ist. Die erhöhte Trübung kann vermutlich auf die Bypassverfahrensweise zurückgeführt werden. Im Vergleich mit der durchschnittlichen Trübung im Ablauf der Kläranlage aus den Monaten Juni bis September 2020 in Höhe von 3,7 FNU, handelt es sich bei Spitzenwerten von 7 FNU während des 3. Versuchs zwar um

eine Erhöhung um das Doppelte, insgesamt kann diese Größenordnung jedoch noch als unbedenklich eingestuft werden (Vergleichswerte sind in Anlage 3 aufgelistet).

## 4.2 Ergebnisse der Stofflichen Betrachtung

Für die Ergebnisauswertung der stofflichen Betrachtung ist es von hoher Bedeutung, die Konzentrationen der jeweiligen Bypässe zu kennen, um später eine Aussage über mögliche Eliminationsprozesse tätigen zu können. Tabelle 8 stellt daher für alle durchgeführten Versuche die jeweiligen durchschnittlichen Bypasskonzentrationen der untersuchten Abwasserparameter dar. Als Datengrundlage dienen während der Versuche entnommene und analysierte Proben der Bypässe. Für die Versuche 1 und 2 wurden diese weitergehend durch entsprechende Mischungsberechnungen der zwei Bypassvolumenströme ermittelt.

Parameter	BP Versuch 1	BP Versuch 2	BP Versuch 3	BP Versuch 4
CSB [mg/L]	263	305	532	627
NH <sub>4</sub> -N [mg/L]	18,6	22,1	29,2	33,8
P <sub>ges</sub> [mg/L]	3,5	3,7	5,8	8
PO <sub>4</sub> -P [mg/L]	2,2	2,14	3,4	3,6

Tabelle 8: Übersicht der Stoffkonzentrationen der einzelnen Bypässe

Bei der Betrachtung der Werte aus Tabelle 8 fällt auf, dass die Konzentrationen der Versuche 1 und 2 unter künstlich generiertem Mischwasser deutlich geringerer ausfallen als die Abwasserkonzentrationen der Versuche 3 und 4 unter echten Mischwasserbedingungen. Ein Vergleich mit den unter Kap. 2.3.1 in Tab 2 aufgezeigten durchschnittlichen Mischwasserkonzentrationen bestätigt, dass das künstlich generierte Mischwasser geringere Konzentrationen aufweist, als dies im Durchschnitt unter realen Bedingungen der Fall ist. Des Weiteren ist zu erkennen, dass auch zwischen dem 1. und 2. sowie dem 3. und 4. Bypassversuch ebenfalls relativ große Unterschiede in den Konzentrationen auftreten. So liegt bspw. zwischen Bypassversuch 1 und 2 ein Unterschied zwischen den CSB-Konzentrationen von 42 mg/l vor. Ein weit größerer Konzentrationsunterschied ist zudem zwischen den Bypassversuchen 3 und 4 mit einer Differenz von 95 mg/l beim CSB und von 2,2 mg/l beim P<sub>ges</sub> zu erkennen. Die Mischwasserkonzentrationen der 4. Versuchsdurchführung erinnern dabei eher an Trockenwetterkonzentrationen (vgl. Kap. 2.3.1 Tab. 2). Ob und wenn ja, in welcher Größenordnung sich die verschiedenen Ausgangskonzentrationen während der Versuche auswirken, wird aus den nachfolgenden Ergebnisdarstellungen und -auswertungen deutlich.

Die folgenden Abbildungen 25 und 26 zeigen zunächst die aus den Bypassversuchen 1 und 2 resultierenden Ablaufwerte der Nachklärung 4.



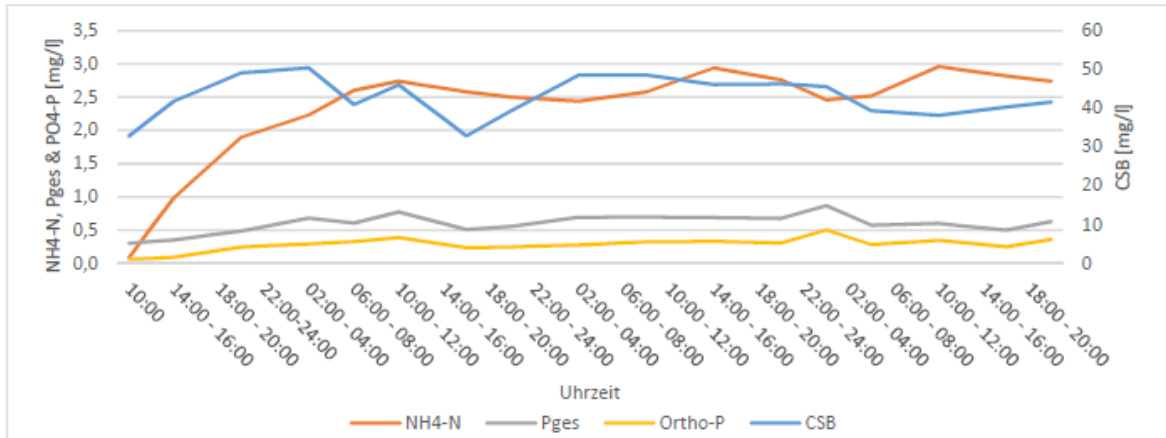


Abbildung 63: Ablaufwerte der NK 4 während des BP-Versuchs 1

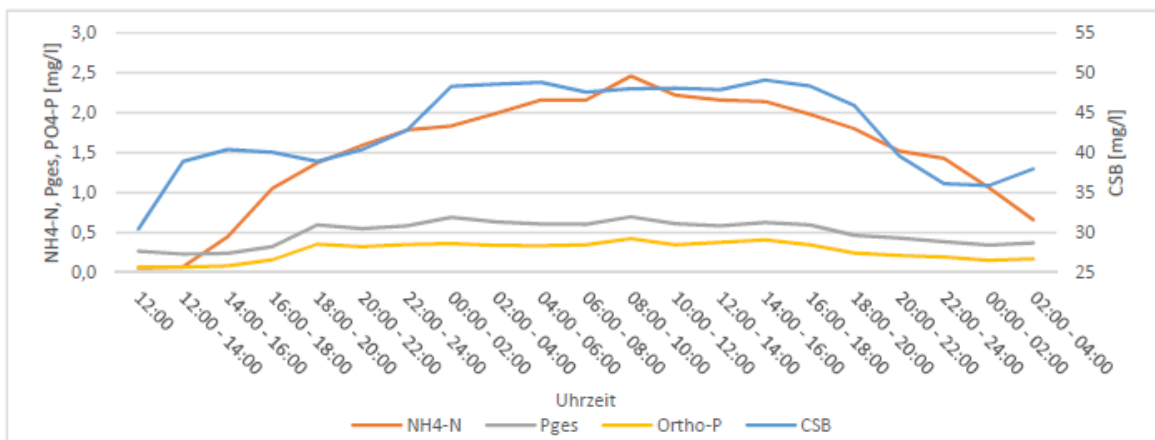


Abbildung 64: Ablaufwerte der NK 4 während des BP-Versuchs 2

Die Konzentrationsentwicklungen der einzelnen Abwasserparameter weisen im direkten Vergleich der beiden Versuche große Ähnlichkeiten auf. Auch wenn die Probenahmedichte zu Beginn der 1. Versuchsdurchführung mit 3 Probenahmen in 12 h vergleichsweise gering war, lässt sich ein gemeinsamer Trend erkennen. Für alle untersuchten Parameter ist ein Anstieg der Stoffkonzentrationen bereits nach der ersten Probenahme zu erkennen. Nach einer Zunahme der Stoffkonzentrationen im weiteren Verlauf wird ein Abflachen sowie das anschließende Erreichen einer Maximalkonzentration ersichtlich. Auch die lange Versuchsdauer von 84 Stunden im 1. Versuchsdurchgang zeigt keine weitere Steigerung der Ablaufkonzentrationen. Nach Einstellung des Bypasses ist eine Abnahme der Konzentrationen zu erkennen (s. Abb 26).

Die stärkste (relative) Konzentrationszunahme ist beim  $\text{NH}_4\text{-N}$  zu erkennen. Auch die Steigung der Kurve, welche die Konzentrationszunahme im Verhältnis zur Zeit abbildet, ist hier am stärksten ausgeprägt. Von einer Ausgangskonzentration in Höhe von 0,05 mg/l bzw. 0,09 mg/l, werden während der Versuchsdurchläufe Maximalwerte von 2,96 mg/l bzw. 2,46 mg/l ermittelt. Dies entspricht im 1. Versuch mehr als dem 59-fachen der Ausgangskonzentration, im 2. Versuch dem 27-fachen.

Beim CSB ist die Konzentrationszunahme im Nachklärbecken 4 ebenfalls deutlich zu erkennen. Im Vergleich zum  $\text{NH}_4\text{-N}$  kommt es hier jedoch zu einer geringeren relativen Erhöhung der Ablaufwerte. Die Ausgangswerte erhöhen sich dabei von 32,8 mg/l auf 50,4 mg/l bzw. 30,4 mg/l auf 49,1 mg/l und somit um 54 % bzw. 62 %. Nach dem Einstellen des Bypasses ist zudem zu erkennen, dass die Konzentrationsabnahme im Vergleich zu den

anderen Parametern deutlich schneller verläuft. Trotz der unterschiedlichen Eingangskonzentrationen hinsichtlich der CSB-Belastung zwischen den Versuchen 1 und 2 liegen die gemessenen (Maximal-) Ablaufwerte der Nachklärung 4 kaum auseinander.

Bei den Parametern  $P_{ges}$  und  $PO_4\text{-P}$  finden Konzentrationszunahmen ebenfalls statt. Interessant dabei zu beobachten ist jedoch, um welchen Faktor diese ansteigen. Die Ausgangskonzentrationen von  $P_{ges}$  liegen im 1. Versuchsdurchgang bei 0,30 mg/l, vor dem 2. Versuch bei 0,27 mg/l und steigen im Verlauf auf einen Maximalwert von 0,87 mg/l (BP-Versuch 1) bzw. 0,70 mg/l (BP-Versuch 2). Die  $PO_4\text{-P}$ -Konzentration erhöht sich dagegen von einer Ausgangskonzentration von 0,06 mg/l beim 1. Bypassversuch sowie 0,07 mg/l beim 2. Bypassversuch auf Maximalwerte von 0,5 mg/l bzw. 0,42 mg/l und somit um das 8,3- und 6-fache. Der Anteil an  $PO_4\text{-P}$  im Nachklärbecken 4 wächst somit deutlich stärker an.

Analog zu den Darstellungen der Bypassversuche 1 und 2 stellen die folgenden Abbildungen 27 und 28 weitergehend die Ergebnisse der Versuche 3 und 4 unter echten Mischwasserbedingungen dar.

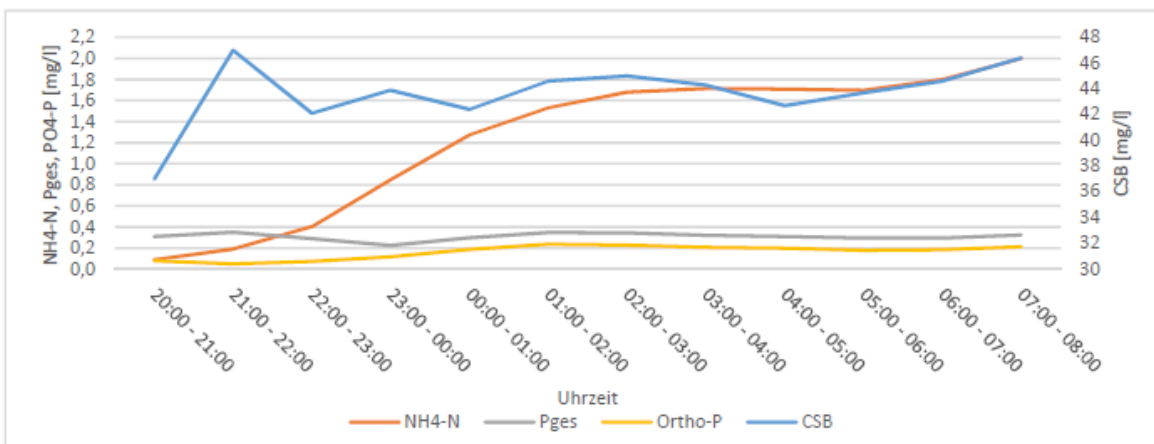


Abbildung 65: Ablaufwerte der NK 4 während des BP-Versuchs 3

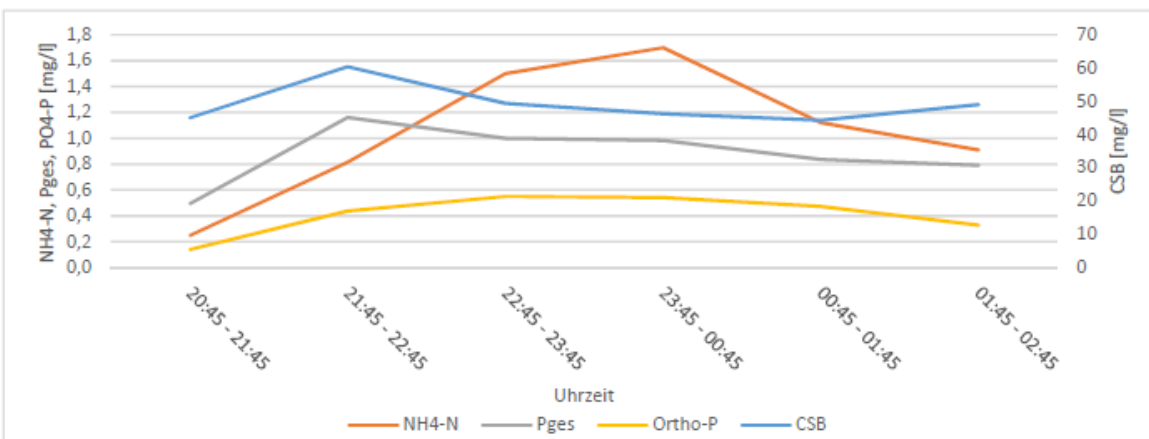


Abbildung 66: Ablaufwerte der NK 4 während des BP-Versuchs 4

Deutlich erkennbar ist, dass auch während der Bypassversuche 3 und 4 die  $NH_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Vergleich zu den restlichen Parametern ebenfalls am deutlichsten ansteigen. So erhöht sich die  $NH_4\text{-N}$ -Konzentration während des 3. Bypassversuchs von 0,08 mg/l auf etwa 1,7 mg/l und somit um mehr als das 21-fache. Zwar ist zum Ende des 3. Versuchsdurchgangs eine weitere Zunahme der  $NH_4\text{-N}$ -Konzentration zu beobachten, welche jedoch auf eine nachlassende Mischwassermenge und somit zunehmende

Konzentration im Bypass zurückzuführen ist (vgl. Anlage 4). Während des 4. Versuchs steigt die  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration aufgrund der deutlich höheren Eingangskonzentration lediglich um das 6-fache an. Mit dem Abbruch des 4. Versuches gegen 23:45 Uhr beginnt die  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration anschließend wieder zu sinken.

Beim CSB dagegen steigt die Konzentration in der ersten Stunde lediglich um 36 % von 35 mg/l auf 47,5 mg/l, während des 3. Versuchs und um 33 % von 45 mg/l auf 60 mg/l während der 4. Versuchs an. Nach einer weiteren Stunde sinken die Konzentrationen in beiden Versuchen wieder. Anschließend zeigen sich nur noch kleine Konzentrationsschwankungen, wobei auch hier ein Anstieg der CSB-Konzentration zum Ende des 3. Versuchs aufgrund der zurückgehenden Mischwassermenge wie auch beim  $\text{NH}_4\text{-N}$  deutlich wird. Die Konzentrationsunterschiede der Bypässe zwischen dem 3. und 4. Versuch zeigen gemessen an den prozentualen Veränderungen ebenfalls nur geringe Auswirkungen auf die Ablaufkonzentrationen der Nachklärung 4.

Deutliche Unterschiede bestehen dagegen in der Entwicklung der P-Konzentrationen zwischen den Bypassversuchen 3 und 4. Trotz der sehr kurzen Bypassbeschickung der Nachklärung 4 im 4. Versuchsdurchgang steigt insbesondere die  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Konzentration deutlich an. Dabei überschreitet diese sogar den Grenzwert gemäß Abw.V., wohingegen die  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Konzentration während des 3. Versuchs nur marginale Veränderungen aufweist. Ein ähnlicher Verlauf ist bei der  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Konzentrationsentwicklung zu sehen. Auch hier steigt die Konzentration mit Maximalwerten von 0,55 mg/l im 4. Versuch deutlich stärker an als während des 3. Versuchs, bei welchem eine Höchstkonzentration von lediglich 0,23 mg/l ermittelt wurde. Bezogen auf die unterschiedlichen Bypasseingangskonzentrationen der Bypassversuche 3 und 4 zeigen sich hier deutliche Unterschiede in der Entwicklung der P-Konzentrationen.

Der abschließende Vergleich zwischen den unter künstlich generierten und unter echten Mischwasserszenarien durchgeführten Bypassversuchen lässt zudem weitere Auffälligkeiten erkennen. Trotz der deutlich höheren Bypasskonzentrationen während der Versuche 3 und 4 waren die ermittelten Ablaufkonzentrationen nicht ebenfalls größer. Entgegen dieser Vermutung waren die maximalen  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen mit 1,7 mg/l für die Versuche 3 und 4 im Vergleich zu den Versuchen 1 und 2 mit 3 mg/l und 2,6 mg/l sogar deutlich niedriger. Derselbe Trend ist zudem beim CSB zu erkennen. Ein Blick auf den prozentualen Anstieg der jeweiligen CSB-Konzentrationen zeigt auf, dass trotz der geringeren Bypasskonzentrationen die Ablaufkonzentrationen der Nachklärung 4 während der Versuch 1 und 2 deutlicher anstiegen.

Abschließend ist festzuhalten, dass die Ablaufwerte der Nachklärung 4 zu Beginn der 4. Versuchsdurchführung im Vergleich zum 3. Versuch bereits bei allen untersuchten Parametern in dessen Ausgangskonzentrationen höher lagen. Insbesondere  $\text{P}_{\text{ges}}$  mit 0,49 mg/l zu 0,35 mg/l und  $\text{PO}_4\text{-P}$  mit 0,14 mg/l zu 0,05 mg/l sind hierbei hervorzuheben.

#### **4.2.1 Schlussfolgerung**

Die stoffliche Betrachtung der Versuche hat aufgezeigt, dass durch einen Bypassvolumenstrom von 163  $\text{m}^3/\text{h}$  und Nachklärbecken ein Anstieg der Abwasserkonzentrationen verursacht wird. Dabei nehmen die einzelnen Abwasserparameter jedoch unterschiedlich stark in ihren Konzentrationen zu. Wie aufgezeigt wurde, ist die deutlichste, relative Zunahme bei Ammoniumstickstoff zu beobachten. Ein Erklärungsansatz ist in der Form des  $\text{NH}_4\text{-N}$  zu suchen, wie es im Abwasser vorkommt. Durch die im Abwasser gelöste Form kann Ammonium nur sehr

eingeschränkt von dem belebten Schlamm adsorbiert werden. Eine Reduzierung kann somit nur anteilig über den R-Schlamm geschehen oder zu kleinen Anteilen durch Ionenaustauschprozesse zwischen dem  $\text{NH}_4\text{-N}$  und dem im Abwasser bzw. belebten Schlamm vorkommenden Zeolith (vgl. Kap. 2.5.1). Die relativ geringe Erhöhung des CSB's dagegen lässt sich auf ein gutes Adsorptionsverhalten der gelösten, organischen Bestandteile zurückführen sowie auf dessen Vorkommen in partikulärer Form. Beim Zusammenführen des Bypasses mit dem belebten Schlamm im Verteilerbauwerk der Nachklärungen vermischen sich die Volumenströme, sodass partikuläres CSB gut in die Schlammmatrix eingebunden bzw. gelöste organische Substanzen von dieser adsorbiert werden können (vgl. Kap.2.5.1).

Bei den Phosphatkonzentrationen ist ebenfalls eine Zunahme zu erkennen. Zwar steigen sowohl die  $\text{PO}_4\text{-P}$  - als auch die  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Konzentration im Vergleich zum  $\text{NH}_4\text{-N}$  gering an, zu beachten sind hierbei jedoch die deutlich strengeren Überwachungswerte von maximal  $1 \text{ mgP}_{\text{ges}}/\text{l}$  in der Größenklasse 5. Die verhältnismäßig stärkere Zunahme der  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Konzentration im Vergleich zum  $\text{P}_{\text{ges}}$  kann dadurch begründet werden, dass unter Trockenwetterbedingungen bzw. ohne Bypassbetrieb der  $\text{PO}_4\text{-P}$ -Anteil im Rohabwasser während der biologischen Reinigung nahezu vollständig eliminiert wird.  $\text{P}_{\text{ges}}$  bildet dagegen auch partikuläre und inerte Verbindungen ab, welche auch nach dem Passieren der biologischen Reinigungsstufe nicht abgebaut werden können, wodurch im Normalbetrieb immer eine gewisse  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Konzentration im Ablauf der Belebung bzw. Nachklärung vorliegt. Durch die Bypassführung gelangt  $\text{PO}_4\text{-P}$  dagegen direkt in die Nachklärung, was den deutlicheren Anstieg der Konzentration bewirkt. Die insgesamt schnellere Konzentrationszunahme von  $\text{PO}_4\text{-P}$  während des 4. Bypassversuchs lässt sich auf die deutlich höhere Fracht im Zulauf der Kläranlage und folglich im Bypass zurückführen (vgl. Tab. 8). Rückblickend liegt die Vermutung nahe, dass der Bypass zeitlich betrachtet, zu früh aktiviert worden ist. Zum Zeitpunkt der Aktivierung hat der Frachtstoß aus dem Kanalsystem offensichtlich noch nicht vollständig den mechanischen Anlagenteil passiert. Dies erklärt neben einer aus der biologischen Stufe kommenden, generell höheren Fracht (vgl. Abb. 30) den sprunghaften Anstieg von  $\text{P}_{\text{ges}}$  im Ablauf der Kläranlagen, was folglich zu dem vorzeitigen Abbruch der 4. Versuchsdurchführung geführt hat (s. Abb. 29).

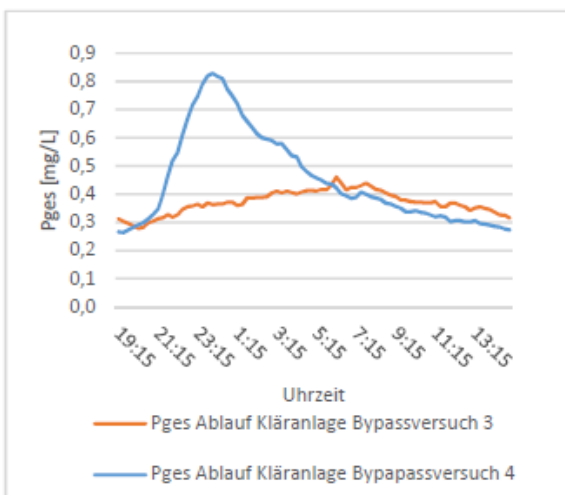


Abbildung 67:  $\text{P}_{\text{ges}}$ -Ablaufkonzentration der KA während BP-Versuch 3 und 4

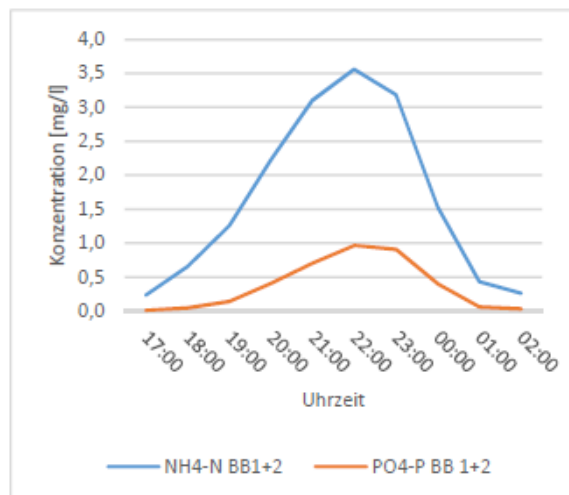


Abbildung 68:  $\text{PO}_4\text{-P}$  &  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration Ablauf BB1+2 (BP-Versuch 4)

Die nach Abbruch der 4. Bypassversuchsdurchführung zurückgehende P<sub>ges</sub>-Konzentration im Ablauf der Kläranlage sowie die zurückgehende PO<sub>4</sub>-P-Konzentration in der biologischen Stufe unterstützt zudem die oben genannte Vermutung eines noch im Kanalsystem bzw. mechanischen Anlagenteil befindlichen Frachtstoßes.

### 4.3 Einordnung der Ergebnisse

Um die ermittelten Ergebnisse praxisnah einzuordnen und somit eine potenzielle Anwendbarkeit des Bypassverfahrens auf dem Klärwerk Herrenhausen beurteilen zu können, muss abschließend betrachtet werden, ob mit den durchgeführten Bypassversuchen eine Frachtreduzierung realisiert wurde.

Dazu soll zunächst ausgeschlossen werden, dass es sich bei den Ablaufkonzentrationen der Nachklärung 4 während der Versuche lediglich um Mischungskonzentrationen aus den zwei Volumenströmen handelt. Dafür werden im Folgenden die ermittelten Ablaufkonzentrationen mit den theoretischen, d.h. berechneten Ablaufkonzentrationen verglichen. Sollte es zu keinen Rückführungs- oder Adsorptionsprozessen in der Nachklärung kommen, so müssten die Ablaufwerte der Nachklärung 4 entsprechend der berechneten Ablaufkonzentrationen ansteigen.

Die Bestimmung der theoretischen Ablaufkonzentration ( $C_{NK4}$ , theoretisch) basiert dabei auf einer Mischungsberechnung der stündlichen Volumenströme und dessen Konzentrationen. Dabei können die Berechnungen nur annähernd die Wirklichkeit widerspiegeln, da es sich um eine vereinfachte Darstellung unter der Annahme einer vollständigen Durchmischung handelt. So konnten die durch die eigene Onlineüberwachung zur Verfügung stehenden PO<sub>4</sub>-P- und NH<sub>4</sub>-N-Konzentrationen im Ablauf der biologischen Stufe genutzt werden. Für die Parameter CSB und P<sub>ges</sub> mussten dagegen die jeweils ermittelten Tageskonzentrationen aus der Eigenüberwachung der SEH als konstant angenommen werden. Zudem verfügen die Nachklärbecken nicht über separate Durchflussmessungen, sodass der Volumenstrom zur Nachklärung 4 rechnerisch über den Gesamtvolumenstrom zu den Nachklärbecken 1-4 ermittelt werden musste. Auch die Bypasskonzentrationen mussten aufgrund einer zu geringen Datendichte durch Interpolation der vorhandenen Messwerte mathematisch ergänzt werden. In Anlage 4 sind die gemessenen sowie mathematisch ermittelten Werte entsprechend gekennzeichnet.

Grundlage für die Berechnung bildet ein stündlicher Bypassvolumenstrom ( $Q_{BP}$ ) von 163 m<sup>3</sup>/h, welcher mit einer deutlich höheren Schmutz- und Nährstoffkonzentration ( $C_{BP}$ ) zusätzlich zum regulären Zulauf ( $Q_{Zulauf, NK4}$ ) in die Nachklärung eingeleitet wird. Zusammen ergeben sich aus den beiden Zuflüssen somit neue Mischungskonzentrationen ( $C_{Zulauf, NK4 ges}$ ), welche auf die Nachklärung einwirken.

Für die ersten zwei Stunden nach Aktivierung des 1. Versuchs ergibt sich so bspw. ein Gesamtzulauf in die Nachklärung 4 von  $Q_{ges} = 1.743$  m<sup>3</sup> mit den Konzentrationen  $c_{CSB} = 85,8$  mg/l,  $c_{NH4-N} = 3,4$  mg/l,  $c_{P_{ges}} = 0,9$  mg/l und  $c_{PO4-P} = 0,5$  mg/l. Im weiteren Verlauf wird für jede weitere Stunde die jeweilige Zulaufkonzentration ( $C_{Zulauf, ges.}$ ) berechnet und mit der aus der vorangegangenen Beckenkonzentration ( $C_{NK4}$ ) verrechnet. Gleichzeitig wird das jeweilige Zulaufvolumen ( $Q_{ges}$ ) mit der im Becken (zuletzt) befindlichen Konzentration ( $C_{NK4}$ ) verdrängt bzw. über den Rücklaufschlamm zurückgeführt. Mathematisch kann dies zudem mit folgender Gleichung 1 ausgedrückt werden:

$$C_{NK4,neu} = \frac{(V_{NK4} * C_{NK4} - Q_{ges} * C_{NK4} + Q_{ges} * C_{Zulauf,ges})}{V_{NK4}} \quad \text{Gl.1}$$

mit

$$C_{Zulauf,ges.} = \frac{Q_{Zulauf\ NK4} * C_{Zulauf\ NK4} + Q_{BP} * C_{BP}}{Q_{Zulauf\ NK4} + Q_{BP}} \quad \text{Gl. 2}$$

Unter Verwendung dieser Gleichung ergeben sich für die Bypassversuche die in den Abbildungen 34 bis 31 abgebildeten theoretischen Ablaufkonzentrationen.

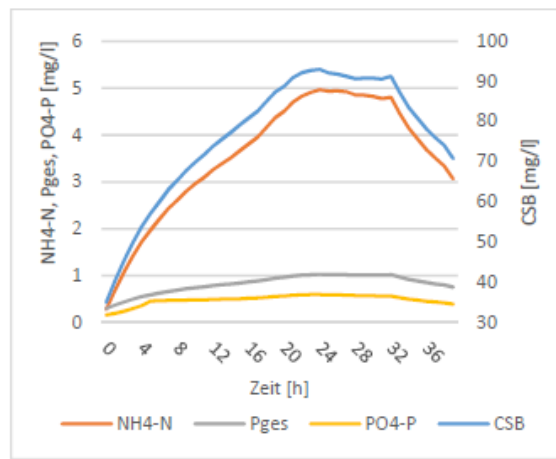
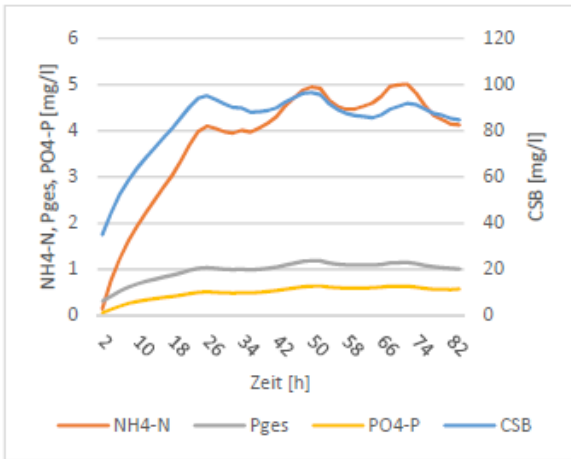


Abbildung 72: theoretische Entwicklung der Ablaufkonzentration NK 4 (BP-Versuch 1)

Abbildung 71: theoretische Entwicklung der Ablaufkonzentration NK 4 (BP-Versuch 2)

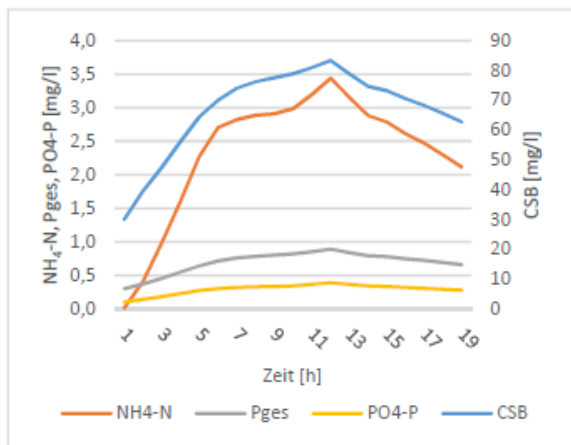


Abbildung 70 theoretische Entwicklung der Ablaufkonzentration NK 4 (BP-Versuch 3)

Abbildung 69 theoretische Entwicklung der Ablaufkonzentration NK 4 (BP-Versuch 4)

Im Vergleich zu den Ablaufkonzentrationen aus den Versuchsdurchführungen (vgl. Abb. 25 - 28) ist zu erkennen, dass die hier aufgezeigten Entwicklungen der Ablaufwerte deutlich höhere Konzentrationen aufweisen. Aus diesen Vergleichen kann somit abgeleitet werden, dass eine Reduktion der durch den Bypass in die Nachklärung 4 eingetragenen Fracht stattgefunden hat. Zu berücksichtigen ist bei dieser Betrachtung jedoch, dass bei den Parametern P<sub>ges</sub> und CSB in der Praxis partikuläre Bestandteile durch den

Sedimentationsprozess in der Nachklärung immer abgeschieden und somit zurückgehalten werden. Die hier angewandte Methode der Mischungsberechnung berücksichtigt diese Tatsache nicht, sodass diese Abbildungen die theoretischen CSB und  $P_{ges}$ -Ablaufkonzentrationen weniger genau darstellen. Für eine erste Tendenz hinsichtlich Abbauprozessen musste dies jedoch auch nicht näher berücksichtigt werden.

Um weitergehend abzubilden, wie groß diese Reduktion und der daraus resultierende Wirkungsgrad ist, müssen die Frachten aus den unterschiedlichen Volumenströmen während der Bypassversuche ermittelt werden. Durch die Multiplikation des jeweiligen stündlichen Volumenstroms mit der in diesem Zeitraum ermittelten Abwasserkonzentration konnten die entsprechenden Frachten für jede Stunde berechnet werden.

Die Tabelle 9 ordnet die aus den Ergebnissen resultierenden Gesamtfrachten den verschiedenen Volumenströmen zu und bildet darüber hinaus zwei Wirkungsgrade ab.

		Fracht				Rückführ- elimination [%]
		CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	PO <sub>4</sub> -P	
		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
BP 1	Zulauf KA	30723	2355	416	267	
	Zulauf BB 1+2	27137	2101	369	238	
	Ablauf BB 1+2	1752	5	16	4	
	Fracht BP	3585	253	47	29	
	Ablauf NK 4	2539	140	35	17	
	Gesamtwirkungsgrad KA	92%	94%	92%	94%	
	Wirkungsgrad BP-Verfahren	52%	46%	44%	50%	49
BP 2	Zulauf KA	13979	1068	174	102	
	Zulauf BB 1+2	12399	954	154	91	
	Ablauf BB 1+2	556	1	5	1	
	Fracht BP	1580	114	19	11	
	Ablauf NK 4	1007	37	12	6,68	
	Gesamtwirkungsgrad KA	93%	97%	93%	93%	
	Wirkungsgrad BP-Verfahren	53%	68%	52%	46%	49,05
BP 3	Zulauf KA	7049	382	76	44,05	
	Zulauf BB 1+2	6101	330	66	38,07	
	Ablauf BB 1+2	361	6	3	0,11	
	Fracht BP	948	52	10	5,97	
	Ablauf NK 4	584	17	4	2,21	
	Gesamtwirkungsgrad KA	92%	95%	95%	95%	
	Wirkungsgrad BP-Verfahren	55%	70%	71%	64%	41,36
BP 4	Zulauf KA	2941	158,9	37,71	16,68	
	Zulauf BB 1+2	2636	142,4	33,82	14,95	
	Ablauf BB 1+2	507	55,3	5,07	14,64	
	Fracht BP	304	16,4	3,90	1,73	
	Ablauf NK 4	244	4,1	4,22	1,80	
	Gesamtwirkungsgrad KA	92%	97,4%	89%	89%	
	Wirkungsgrad BP-Verfahren	70%	94,3%	53%	89%	34

Tabelle 9: Frachtbilanzierung und Wirkungsgrade der BP-Versuche 1-4

Der Gesamtwirkungsgrad stellt dabei die Abbauleistung der in die Kläranlage eingeleiteten Fracht während der Bypassversuche dar. Entsprechend der Versuchsbegrenzung auf ein Nachklärbecken wurde in der Berechnung die Reduzierung der Kläranlagenzulauffracht auf ¼ berücksichtigt. Wie zu erkennen ist, liegt dieser bei den Versuchen und den untersuchten Abwasserparametern überwiegend bei > 90 %. Verglichen mit den in Tabelle 4 (Kap. 2.4.1)

aufgeführten durchschnittlichen Wirkungsgraden der Kläranlage ohne BP-Betrieb ist einleichter Rückgang während der Versuche festzustellen.

Der Bypasswirkungsgrad bildet dagegen die Eliminationsrate der in die Nachklärung 4 eingeleiteten Fracht, bestehend aus dem Zulauf aus den Belebungsbecken 1+2 und dem Bypass ab. Während der Versuche lag dieser überwiegend bei > 50 %. Verglichen mit der Rückführelimination über den Rücklaufschlamm, welcher als minimaler Wirkungsgrad angesehen wird (vgl. Kap. 2.5), liegt der ermittelte Wirkungsgrad darüber, was auf weitere Abbauprozesse schließen lässt. Aufgrund der Datenlage ist eine qualitativ hochwertige Einordnung von weiteren Adsorptionsvorgängen jedoch nicht sinnvoll, für die Zielsetzung der Versuche aber auch nicht notwendig.

Für die Beurteilung des Bypassverfahrens ist auch in Bezug auf den geringeren Gesamtwirkungsgrad der Kläranlage während der Versuche deutlich entscheidender, ob eine Reduzierung der in den Vorfluter eingeleiteten Fracht realisiert werden konnte. Zur Bestimmung wird davon ausgegangen, dass ohne die Anwendung des Bypassverfahrens die Fracht des Bypasses nicht über die Kläranlage reduziert, sondern über ein Abschlagbauwerk diese direkt in die Leine eingeleitet worden wäre. Diese Fracht wird zzgl. der aus der Kläranlage emittierten Fracht (hier Ablauf BB) der während der Versuche aus der Nachklärung 4 emittierten Fracht gegenübergestellt. Rechnerisch wird dies durch Gleichung 3 abgebildet. Die Ergebnisse für jeden Versuch sind weitergehend in Tabelle 10 aufgelistet.

$$\Delta_{Fracht} = Fracht_{BP} + Fracht_{Ablauf\ BB1+2} - Fracht_{Ablauf\ NK4\ inkl.BP} \quad \text{Gl. 3}$$

		CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	PO <sub>4</sub> -P
		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
<b>BP 1</b>	Fracht Ablauf NK 4 mit BP	2539	140	35	17
	Fracht Ablauf NK 4 ohne BP + Fracht BP	5337	258	63	34
	<b>Frachtersparnis</b>	<b>2797</b>	<b>119</b>	<b>28</b>	<b>17</b>
	<b>Frachtersparnis [%]</b>	<b>52</b>	<b>46</b>	<b>44</b>	<b>50</b>
<b>BP 2</b>	Fracht Ablauf NK 4 mit BP	1007	37	12	7
	Fracht Ablauf NK 4 ohne BP + Fracht BP	2135	116	25	12
	<b>Frachtersparnis</b>	<b>1128</b>	<b>79</b>	<b>13</b>	<b>6</b>
	<b>Frachtersparnis [%]</b>	<b>53</b>	<b>68</b>	<b>52</b>	<b>47</b>
<b>BP 3</b>	Fracht Ablauf NK 4 mit BP	584	17	4	2
	Fracht Ablauf NK 4 ohne BP + Fracht BP	1308	58	14	6
	<b>Frachtersparnis</b>	<b>724</b>	<b>41</b>	<b>10</b>	<b>4</b>
	<b>Frachtersparnis [%]</b>	<b>55</b>	<b>70</b>	<b>71</b>	<b>64</b>
<b>BP 4</b>	Fracht Ablauf NK 4 mit BP	244	4	4	2
	Fracht Ablauf NK 4 ohne BP + Fracht BP	811	72	9	16
	<b>Frachtersparnis</b>	<b>567</b>	<b>68</b>	<b>5</b>	<b>15</b>
	<b>Frachtersparnis [%]</b>	<b>70</b>	<b>94</b>	<b>53</b>	<b>89</b>

Tabelle 10: Frachtersparnisse (BP-Versuche 1-4)

Wie zu erkennen ist, konnten durch die Versuche deutliche Frachtreduktionen nachgewiesen werden. Dabei fällt auf, dass bei den unter echten Mischwasserbedingungen



durchgeführten Versuchen trotz höherer Bypasskonzentrationen größere Frachtersparnisse eintraten, als dies bei den Versuchen 1 und 2 unter künstlichen Bedingungen der Fall gewesen ist. Bereits in den Ergebnissen der analytischen Untersuchungen der Ablaufkonzentrationen des Nachklärbeckens 4 war insbesondere beim  $\text{NH}_4\text{-N}$  eine ähnliche Tendenz zu erkennen. Auch hier hat sich trotz der höheren  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Bypass eine geringere Ablaufkonzentration der Nachklärung 4 gezeigt.

## 5 Fazit und Empfehlung

Hinsichtlich der praktischen Versuchsdurchführung ist festzuhalten, dass ein Bypassvolumenstrom  $> 45 \text{ l/s}$  mit den technischen Ressourcen nicht umsetzbar war. Eine Analyse hinsichtlich des Verhaltens der Nachklärbecken bis zu einer annähernd 100 % - igen hydraulischen Auslastung war somit nicht möglich. Für eine Beurteilung des Bypassverfahrens war dies im Kontext einer erstmaligen Untersuchung jedoch auch nicht erforderlich.

Durch die zunächst vorangegangene theoretische Betrachtung der Nachklärungen konnte aufgezeigt werden, dass die Nachklärbecken auf dem Klärwerk Herrenhausen hydraulisch theoretisch lediglich zur Hälfte ausgelastet sind. Eine hydraulische Mehrbelastung wäre demnach also denkbar. Dies konnte durch die Versuche in dem hier untersuchten Rahmen bestätigt werden. Im direkten Vergleich der mit dem Bypass beaufschlagten Nachklärung 4 und den unbeteiligten Nachklärbecken 1-3 war kein Unterschied bei der Schlammspiegelhöhe erkennbar. Zwar war eine leichte Erhöhung der Trübung zu beobachten, welche jedoch als unproblematisch einzustufen ist. Durch die analytischen Untersuchungen und eine anschließende Frachtbilanzierung konnte zudem nachgewiesen werden, dass durch den Bypass insgesamt eine Reduzierung der in die Leine eingetragenen Fracht von im Mittel 55 % stattfindet. Dennoch muss berücksichtigt werden, dass die eigenen, heruntererklärten Ablaufkonzentrationen im Ablauf der Nachklärung 4 trotz des geringen Bypassvolumenstroms bereits stellenweise überschritten wurden. Eine Überschreitung der Einleitwerte gemäß Abw.V. Anhang 1 ist bei größeren Bypassvolumenströmen daher wahrscheinlich. Um dem Bypassverfahren eine auf dem Klärwerk Herrenhausen sinnvolle Anwendung zuzusprechen, sollten jedoch deutlich größere Bypassvolumenströme als die hier untersuchten realisiert werden können.

## 6 Literaturverzeichnis

## 7 Anlage

### 7.1 Anlage 1 – Verordnungen

Proben nach Größenklassen der Abwasserbehandlungsanlagen	Chemischer Sauerstoffbedarf	Biochemischer Sauerstoffbedarf in 5 Tagen	Ammoniumstickstoff	Stickstoff, gesamt, als Summe von Ammonium-, Nitrit- und Nitratstickstoff	Phosphor gesamt
	(CSB)	(BSB <sub>5</sub> )	(NH <sub>4</sub> -N)	(N <sub>ges</sub> )	(P <sub>ges</sub> )
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
	Qualifizierte Stichprobe oder 2-Stunden-Mischprobe				
Größenklasse 1 kleiner als 60 kg/d BSB <sub>5</sub> (roh)	150	40	-	-	-
Größenklasse 2 60 bis 300 kg/d BSB <sub>5</sub> (roh)	110	25	-	-	-
Größenklasse 3 größer als 300 bis 600 kg/d BSB <sub>5</sub> (roh)	90	20	10	-	-
Größenklasse 4 größer als 600 bis 6 000 kg/d BSB <sub>5</sub> (roh)	90	20	10	18	2
Größenklasse 5 größer als 6 000 kg/d BSB <sub>5</sub> (roh)	75	15	10	13	1

Tabelle 11: Einleitbestimmungen (Abw. V. Anhang 1)

### 7.2 Anlage 2 – verwendete Materialien

#### 7.2.1 Labor/Analytik

Verwendetes Gerät:

Gerät	Verwendungszweck	Firma / Modell
Photometer	Analyse/Auswertung der Küvette	Fa. Hach Lange: DR 2800 eco
Thermostat	Probenaufbereitung (Aufschluss) bei CSB <sub>ges</sub> und P <sub>ges</sub>	Fa. Hach Lange: LT 200
Dispergiergerät	Homogenisierung der Proben	Fa. IKA: T25 digital ultra Turrax
Filter	Filtrierung der Proben für NH <sub>4</sub> -N	Fa. Sartorius: Minisart Syringe Filter

Tabelle 12: Verwendetes labortechnisches Gerät/Materielien

Verwendete Küvetten:

Parameter	Methode	Messbereich	Firma
CSB	LCK 514	100 - 2000 mg/l	Hach Lange
	LCI 500	0 - 150 mg/l	Hach Lange
NH <sub>4</sub> -N	LCK 304	0,015 - 2,000 mg/l	Hach Lange
	LCK 303	2 - 47 mg/l	Hach Lange
P <sub>ges</sub> / PO <sub>4</sub> -P	LCK 348	0,5 - 5,0 mg/l	Hach Lange
	LCK 349	0,05 - 1,5 mg/l	Hach Lange

Tabelle 13: Verwendete Küvetten zur Auswertung der Abwasserparameter

## 7.2.2 Versuchsaufbau

Material	Verwendungszweck	Firma / Modell
Transportabler Probenehmer	Automatische Probenahme und Kühlung	MAXX: TP5 C
MID	Ermittlung der Durchflussmenge der zwei BP-Volumenströme	Fa. Endress & Hauser - DN 80 Fa. Endress & Hauser - DN 100
Tauchmotorpumpe	Förderung der Bypassvolumenströme	Fa. Flygt 3171 (100 l/s) Fa. Flygt 3152 (50 l/s)
Trübungsmessung	Ermittlung der Trübung im Ablauf der NK 4	Fa. Hach Lange Solitax sc Sonde

Tabelle 14: Verwendete Materialien (Versuchsaufbau)

## 7.3 Anlage 3 – Trübung

Medium	Trübungswert (NTU)
Sauberstes Wasser	0.02
Trinkwasser	0.05 - 0.5
Abwasser	100-2000
Formazin	4000
Milch (1.5% Fett)	50000

Tabelle 15: Trübung verschiedener Flüssigkeiten

(<https://www.chemie.de/llexikon/Tr%C3%BCbung.html>)

EBC	1 FNU 1 NTU 1 FTU 1 FAU	1 ASBC	
1	0,25	0,014	EBC
4	1	0,057	FNU NTU FTU FAU
70	17,5	1	ASBC

Tabelle 16: Umrechnung Trübungseinheiten

([https://www.chemie.de/lexikon/Nephelometric\\_Turbidity\\_Unit.html](https://www.chemie.de/lexikon/Nephelometric_Turbidity_Unit.html))

## 7.4 Anlage 4 – Datenblätter

Mischwasserereignis	CSB <sub>ges</sub>		NH <sub>4</sub> -N		P <sub>ges</sub>		PO <sub>4</sub> -P	
	ZS	NS+SS	ZS	NS+SS	ZS	NS+SS	ZS	NS+SS
1	410	531	21,3	41,6	5,2	7,8	3,3	5,3
2	321	487	22,7	37,1	6,1	8,0	3,9	5,0
3	379	560	25,9	39,0	6,9	8,3	4,2	6,1
4	345	622	20,4	48,4	5,8	7,3	3,2	5,9
5	309	531	21,0	42,2	4,8	8,5	3,8	4,9
6	367	522	26,1	36,9	5,3	8,7	4,3	5,7
7	340	448	25,7	43,2	5,2	8,5	4,8	5,5
<b>Mittelwert</b>	<b>353</b>	<b>529</b>	<b>23,3</b>	<b>41,2</b>	<b>5,6</b>	<b>8,2</b>	<b>3,9</b>	<b>5,5</b>

Abbildung 73: Mischwasserkonzentrationen ZS, NS, SS (Entnahmestelle Ablauf VK)

**Legende:**    Analysierte Proben  
                   Interpolierte Werte

Datum	Uhrzeit	Dauer [h]	Analyseergebnisse												
			Ablauf NKB 1				Ablauf VK1				Ablauf NKB 4				
			CSB [mg/L]	NH <sub>4</sub> -N [mg/L]	P <sub>ges</sub> [mg/L]	Ortho-P [mg/L]	CSB [mg/L]	NH <sub>4</sub> -N [mg/L]	P <sub>ges</sub> [mg/L]	Ortho-P [mg/L]	CSB [mg/L]	NH <sub>4</sub> -N [mg/L]	P <sub>ges</sub> [mg/L]	Ortho-P [mg/L]	
17.7.20	10:00	0													
	10:00 - 12:00	2	48,3	0,14	0,31	0,06	509	47,60	7,06	4,50	32,8	0,1	0,30	0,06	
	12:00 - 14:00	4	44,9	0,11	0,33	0,07	554	44,60	8,01	5,19	37,3	0,5	0,33	0,08	
	14:00 - 16:00	6	41,5	0,07	0,35	0,08	600	41,60	8,96	5,88	41,8	1,0	0,36	0,09	
	16:00 - 18:00	8	41,4	0,09	0,35	0,08	614	42,13	8,77	5,69	44,2	1,3	0,40	0,15	
	18:00 - 20:00	10	41,3	0,10	0,36	0,08	629	42,67	8,59	5,51	46,7	1,6	0,45	0,20	
	20:00 - 22:00	12	41,1	0,11	0,36	0,07	644	43,20	8,40	5,32	49,1	1,9	0,49	0,25	
	22:00 - 24:00	14	41,0	0,12	0,36	0,07	659	43,73	8,21	5,13	49,5	2,0	0,55	0,27	
18.7.20	00:00 - 02:00	16	40,9	0,13	0,36	0,07	674	44,27	8,03	4,95	50,0	2,1	0,62	0,28	
	02:00 - 04:00	18	40,8	0,14	0,36	0,07	689	44,80	7,84	4,76	50,4	2,2	0,68	0,30	
	04:00 - 06:00	20	40,0	0,14	0,35	0,07	680	45,11	7,88	4,80	45,7	2,4	0,65	0,31	
	06:00 - 08:00	22	39,3	0,13	0,35	0,07	672	45,42	7,91	4,84	41,0	2,6	0,61	0,33	
	08:00 - 10:00	24	38,6	0,12	0,34	0,07	663	45,73	7,95	4,88	43,5	2,7	0,69	0,36	
	10:00 - 12:00	26	37,9	0,11	0,34	0,07	655	46,04	7,98	4,92	46,1	2,7	0,77	0,39	
	12:00 - 14:00	28	37,2	0,11	0,34	0,07	646	46,36	8,02	4,96	41,7	2,7	0,69	0,34	
	14:00 - 16:00	30	36,5	0,10	0,33	0,08	638	46,67	8,05	5,00	37,3	2,6	0,60	0,29	
	16:00 - 18:00	32	35,8	0,09	0,33	0,08	629	46,98	8,09	5,04	32,9	2,6	0,51	0,24	
	18:00 - 20:00	34	35,1	0,08	0,32	0,08	621	47,29	8,12	5,08	36,1	2,5	0,54	0,25	
	20:00 - 22:00	36	34,4	0,08	0,32	0,08	612	47,60	8,16	5,12	39,4	2,5	0,56	0,25	
	22:00 - 24:00	38	34,6	0,06	0,32	0,08	610	47,42	8,30	5,22	42,4	2,5	0,60	0,26	
19.7.20	00:00 - 02:00	40	34,9	0,05	0,32	0,09	607	47,23	8,44	5,31	45,5	2,5	0,65	0,27	
	02:00 - 04:00	42	35,1	0,04	0,32	0,09	605	47,05	8,58	5,41	48,6	2,4	0,70	0,28	
	04:00 - 06:00	44	35,4	0,03	0,33	0,09	603	46,87	8,72	5,50	48,6	2,5	0,70	0,30	
	06:00 - 08:00	46	35,6	0,01	0,33	0,10	600	46,68	8,86	5,60	48,6	2,5	0,70	0,31	
	08:00 - 10:00	48	35,9		0,33	0,10	598	46,50	9,00	5,69	48,6	2,6	0,70	0,33	
	10:00 - 12:00	50	36,1	0,00	0,34	0,11	593	47,59	8,89	5,65	47,8	2,7	0,70	0,33	
	12:00 - 14:00	52	36,3	0,01	0,35	0,11	587	48,68	8,78	5,62	46,9	2,8	0,69	0,33	
	14:00 - 16:00	54	36,5	0,01	0,36	0,12	582	49,76	8,67	5,58	46,1	2,9	0,69	0,34	
	16:00 - 18:00	56	36,7	0,01	0,37	0,13	576	50,85	8,57	5,55	46,2	2,9	0,69	0,33	
	18:00 - 20:00	58	36,9	0,01	0,38	0,13	571	51,94	8,46	5,51	46,2	2,8	0,68	0,32	
	20:00 - 22:00	60	37,1	0,02	0,38	0,14	565	53,03	8,35	5,47	46,3	2,8	0,68	0,31	
	22:00 - 24:00	62	37,3	0,02	0,39	0,15	560	54,11	8,24	5,44	46,0	2,6	0,77	0,41	
20.7.20	00:00 - 02:00	64	37,5	0,02	0,40	0,16	554	55,20	8,13	5,40	45,6	2,5	0,87	0,51	
	02:00 - 04:00	66	37,6	0,04	0,40	0,14	562	52,22	7,92	5,22	42,5	2,5	0,72	0,39	
	04:00 - 06:00	68	37,7	0,05	0,39	0,13	569	49,24	7,72	5,03	39,4	2,5	0,58	0,28	
	06:00 - 08:00	70	37,9	0,06	0,38	0,12	577	46,26	7,51	4,85	39,0	2,7	0,59	0,31	
	08:00 - 10:00	72	38,0	0,08	0,38	0,10	584	43,28	7,31	4,66	38,6	2,8	0,59	0,33	
	10:00 - 12:00	74	38,1	0,09	0,37	0,09	592	40,30	7,10	4,48	38,2	3,0	0,60	0,35	
	12:00 - 14:00	76	38,9	0,17	0,37	0,10	579	41,10	7,26	4,76	38,9	2,9	0,57	0,32	

	14:00 - 16:00	78	39,6	0,25	0,36	0,11	566	41,90	7,42	5,05	39,6	2,9	0,53	0,29
	16:00 - 18:00	80	40,4	0,34	0,36	0,13	553	42,70	7,58	5,33	40,3	2,8	0,50	0,25
	18:00 - 20:00	82	41,1	0,42	0,35	0,14	540	43,50	7,74	5,62	41,0	2,8	0,57	0,31
	20:00 - 22:00	84	41,9	0,50	0,35	0,15	527	44,30	7,90	5,90	41,6	2,7	0,63	0,36
	<b>Mittelwert</b>						263	18,6	3,5	2,2				

Tabelle 17: Analyseergebnisse BP 1

		Analyseergebnisse												
Datum	Uhrzeit	Dauer	Ablauf NKB 1				Ablauf VK1				Ablauf NKB 4			
			CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	Ortho-P	CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	Ortho-P	CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	Ortho-P
			[h]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]
6.8.20	12:00	0									30,40	0,05	0,27	0,07
	12:00 - 14:00	2	35	0,1	0,33	0,06	806	59,8	10,60	5,38	38,90	0,07	0,23	0,07
	14:00 - 16:00	4	34	0,1	0,31	0,07	779	57,6	10,00	5,28	40,40	0,44	0,24	0,08
	16:00 - 18:00	6	34	0,1	0,30	0,08	751	55,4	9,40	5,18	40,05	1,05	0,32	0,16
	18:00 - 20:00	8	33	0,1	0,29	0,10	724	53,2	8,80	5,08	38,90	1,37	0,59	0,35
	20:00 - 22:00	10	32	0,1	0,30	0,08	715	52,9	8,63	5,06	40,40	1,59	0,55	0,32
	22:00 - 24:00	12	32	0,1	0,30	0,07	707	52,7	8,45	5,04	42,80	1,78	0,58	0,35
7.8.20	00:00 - 02:00	14	31	0,1	0,31	0,06	698	52,4	8,28	5,02	48,30	1,84	0,69	0,36
	02:00 - 04:00	16	31	0,1	0,31	0,05	689	52,1	8,10	5,00	48,60	1,99	0,63	0,34
	04:00 - 06:00	18	31	0,1	0,32	0,06	686	53,1	8,22	5,12	48,80	2,16	0,61	0,33
	06:00 - 08:00	20	30	0,1	0,32	0,07	684	54,1	8,35	5,24	47,60	2,16	0,60	0,35
	08:00 - 10:00	22	30	0,1	0,33	0,08	681	55,2	8,47	5,36	48,00	2,46	0,70	0,42
	10:00 - 12:00	24	30	0,1	0,34	0,09	679	56,2	8,60	5,48	48,10	2,22	0,61	0,35
	12:00 - 14:00	26	30	0,1	0,34	0,10	676	57,2	8,72	5,60	47,90	2,16	0,58	0,38
	14:00 - 16:00	28	31	0,1	0,33	0,09	696	56,6	8,88	5,47	49,10	2,14	0,63	0,41
	16:00 - 18:00	30	33	0,1	0,32	0,09	716	56,1	9,04	5,34	48,35	1,98	0,60	0,35
ENDE	18:00 - 20:00	32	34	0,1	0,31	0,09	736	55,5	9,20	5,21	45,90	1,80	0,46	0,24
	20:00 - 22:00	34									39,60	1,52	0,43	0,21
	22:00 - 24:00	36									36,10	1,43	0,39	0,19
	00:00 - 02:00	38									35,90	1,06	0,34	0,15
	02:00 - 04:00	40									38,00	0,66	0,37	0,17
	<b>Mittelwert</b>						305	22,1	3,7	2,1				

Tabelle 18: Analyseergebnisse BP 2

Datum	Uhrzeit	Zeit	Ablauf VK1				Ablauf NKB 4			
			CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	Ortho-P	CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	Ortho-P
		[h]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]
14.6.20	20:00 - 21:00	0					37,00	0,09	0,31	0,08
	21:00 - 22:00	1	529	21,6	4,36	3,04	47,00	0,19	0,35	0,05
	22:00 - 23:00	2	581	28,4	5,53	3,42	42,10	0,40	0,29	0,07
	23:00 - 00:00	3	633	35,2	6,71	3,81	43,90	0,85	0,23	0,12
15.8.20	00:00 - 01:00	4	685	42,0	7,88	4,20	42,40	1,28	0,30	0,19
	01:00 - 02:00	5	613	34,3	6,80	3,68	44,60	1,53	0,35	0,24
	02:00 - 03:00	6	541	26,6	5,72	3,15	45,00	1,68	0,34	0,23
	03:00 - 04:00	7	491	24,6	5,36	2,98	44,30	1,72	0,32	0,21
	04:00 - 05:00	8	441	22,6	5,00	2,81	42,70	1,71	0,31	0,20
	05:00 - 06:00	9	443	25,7	5,25	3,03	43,70	1,70	0,30	0,18
	06:00 - 07:00	10	446	28,7	5,51	3,26	44,60	1,80	0,30	0,19
ENDE BP	07:00 - 08:00	11	448	31,7	5,76	3,48	46,40	2,00	0,33	0,21
	08:00 - 09:00	12	450	34,7	6,01	3,71				
	09:00 - 10:00	13	453	37,8	6,27	3,93				
	10:00 - 11:00	14	455	40,8	6,52	4,16	37,30	0,78	0,31	0,11
<b>Mittelwert</b>			<b>532</b>	<b>29,2</b>	<b>5,8</b>	<b>3,4</b>				

Tabelle 19: Analyseergebnisse BP 3

Datum	Uhrzeit	Zeit	Ablauf VK1				Ablauf NKB 4			
			CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	Ortho-P	CSB	NH <sub>4</sub> -N	P <sub>ges</sub>	Ortho-P
		[h]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]
26.9.20	19:45 - 20:45	0								
	20:45 - 21:45	1	680,00	35,50	8,16	3,90	45,00	0,25	0,49	0,14
	21:45 - 22:45	2	626,50	33,80	8,02	3,56	60,40	0,81	1,16	0,44
	22:45 - 23:45	3	573,00	32,10	7,87	3,21	49,40	1,50	1,00	0,55
27.9.20	23:45 - 00:45	4					46,20	1,70	0,98	0,54
	00:45 - 01:45	5					44,30	1,12	0,84	0,47
	01:45 - 02:45	6					49,00	0,91	0,79	0,33
<b>Mittelwert</b>			<b>627</b>	<b>33,8</b>	<b>8</b>	<b>3,6</b>				

Tabelle 20: Analyseergebnisse BP 4



## 7.5 Anlage 5 – Bilder



Abbildung 74: Luftaufnahme KA Hh - EPW, mech. Reinigung und RÜB (<https://www.google.de/maps>, Stand 04.01.2021, eigene Erweiterung)



Abbildung 75: Luftaufnahme KA Hh - BB & NKB (<http://www.google.de/maps>, Stand 28.01.2021, eigene Erweiterung)



Abbildung 76: Luftaufnahme KA Hh (Gesamtüberblick) (<http://www.google.de/maps>, Stand 28.01.2021)