

Stadt Unternehmen Mainburg

Kläranlage Mainburg

27.000 EW

Wasserrechtsantrag

**mit
Erläuterung
und
Bemessung**

München, im Juni 2020

Dünser.Aigner.Kollegen
Ingenieurplanungsgruppe GmbH
Baierbrunner Str. 3, 81379 München
Tel.: 089 / 55 22 64 – 0
Fax: 089 / 55 22 64 – 29

Inhaltsverzeichnis

I. Erläuterung	6
1. Veranlassung und Aufgabenstellung	6
1.1 <i>Vorhabensträger</i>	6
1.2 <i>Zweck</i>	6
2. Bestehende Verhältnisse	6
2.1 <i>Allgemeines</i>	6
2.2 <i>Baugrundverhältnisse</i>	7
2.3 <i>Gemeindestruktur</i>	8
2.4 <i>Bestehende Wasserversorgung</i>	8
2.5 <i>Bestehende Abwasseranlagen</i>	8
2.5.1 <i>Kanalisation</i>	8
2.5.2 <i>Kläranlage</i>	9
2.6 <i>Vorfluterverhältnisse</i>	12
2.7 <i>Ist-Belastung Kläranlage 27.000 EW</i>	12
3. Geplante Ergänzungsmaßnahmen der Kläranlage	15
4. Vergleich Bemessung KA 1999 / Auswertung 2019	17
5. Auslegung Kläranlage	18
5.1 <i>Beantragte Ablaufwerte</i>	18
5.2 <i>Nachweis der Ausbaugröße / Bemessung der KA für 27.000 EW</i>	19
6. Zusammenfassung / Antrag	19

II. Bemessung	20
1. Vergleich Bemessung KA 1999 / Auswertung 2019	20
2. Schmutzfrachten Ist-Zustand	21
3. Hochrechnung Schmutzfrachten auf 27.000 EW	21
4. Schmutzfrachten der Belebung für 27.000 EW	22
5. Hydraulische Größen	23
5.1. <i>Vergleich IST/Auslegung</i>	23
5.2. <i>Ermittlung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage nach ATV-DVWK – A198</i>	23
6. Diskussion der Messwerte	24
6.1. <i>Biologische Belastung</i>	24
6.2. <i>Hydraulische Belastung</i>	25
6.2.1. <i>Trockenwetterzufluss (50% Wert)</i>	25
6.2.2. <i>Trockenwetterzufluss (85% Wert)</i>	25
6.2.3. <i>Trockenwetterzufluss gewählt</i>	26
6.2.4. <i>Mischwasserzufluss Q_m</i>	26
7. Mechanische Stufe	26
7.1. <i>Rechenanlage bestehend</i>	26
7.2. <i>Sandfang bestehend</i>	26
7.3. <i>Vorklärung</i>	27
8. Tropfkörperanlage – bestehend	28
8.1. <i>Geplante Belastung der Tropfkörperanlage (siehe unten):</i>	28
8.2. <i>Tropfkörper</i>	28

8.3. TK-Nachklärbecken - bestehend	29
9. Zwischenpumpwerk zur Beschickung der Belebung – neu	30
10. Wasserrechtliche Anforderungen	30
11. Belebungsanlage für 27.000 EW	31
Anlage 1: Auswertung Betriebstagebuch 2016 – 2018	33
Anlage 2: Bemessung Belebung (BB) mit beiden Nachklärbecken (NKB)	34
Anlage 3: Vorhandene Retentionsräume	35
III. Hydraulische Berechnung	36
1. Grundlagen	36
2. Hochwasserspiegel Abens	36
2.1. Auslauf Vorfluter bis Ablaufmengenmessung	36
2.2. MID Ablaufmengenmessung	37
2.3. MID Ablaufmengenmessung bis NKB 2	38
2.4. Ablaufrinne NKB 2	39
2.5. Überlaufschwelle NKB-Ablaufrinne	40
2.6. NKB bis Ablaufschacht Belebung	41
3. Zulauf KA mit mechanischer Reinigung	42
3.1. Ablaufschwelle in VKB	42
3.2. Einlaufbauwerk VKB	43
3.3. Zulaufrinne VKB	43

3.4. <i>Venturi</i>	44
3.5. <i>Ablaufschwelle Sandfang</i>	44
3.6. <i>Sandfang – Ablauf Rechen</i>	45
3.7. <i>Hydraulikzulauf / Mechanische Reinigung</i>	46
IV. Literaturverzeichnis	47

I. ERLÄUTERUNG

1. VERANLASSUNG UND AUFGABENSTELLUNG

1.1 Vorhabensträger

Vorhabensträger für die Verlängerung der Erlaubnis der Kläranlage Mainburg 27.000 EW ist das Stadt Unternehmen Mainburg SUM, Marktplatz 1 – 4, 84048 Mainburg, vertreten durch Herrn Stadtbaumeister Ulrich Dempf als Vorstand der SUM.

Die Verlängerung der Erlaubnis wird hiermit beantragt

1.2 Zweck

Gemäß Bescheid vom 24.10.2000 (Nr. III 4.641-M2) i.d.F. des Bescheides vom 16.12.2014 (Nr. V2-641-M2), besitzt das Stadt Unternehmen Mainburg eine bis zum 31.12.2020 befristete gehobene Erlaubnis zur Benutzung der Abens durch Einleiten gesammelter Abwässer aus der Kläranlage Mainburg.

Diese Erlaubnis soll verlängert werden.

2. BESTEHENDE VERHÄLTNISSE

2.1 Allgemeines

Die Stadt Mainburg liegt im Regierungsbezirk Niederbayern im Landkreis Kelheim. Die Einwohnerzahl beträgt insgesamt ca. 16.000 [1]. Die Bundesstrasse B301 von Freising nach Abensberg führt durch Mainburg. Die Autobahn A93 München – Regensburg liegt etwa 6 km (Luftlinie) von Mainburg entfernt und ist über die Ausfahrt „Mainburg“ erreichbar.

2.2 Baugrundverhältnisse

Für den Bereich der Erweiterungsfläche Richtung Norden wurde im November 1999 ein Baugrundgutachten durch das Büro für Ingenieurgeologie Dr. Stadler erstellt. Für den südlichen Bereich der Kläranlage (Sandfang) liegt ein Gutachten aus dem Jahre 1989 vor.

Für den Bereich der Schlammsilos liegt ebenfalls ein Gutachten des Grundbaulabors München aus dem Jahre 1989 vor.

Mainburg liegt im Bereich des sog. tertiären Hügellandes. Das sind Ablagerungen der oberen Süßwassermolasse.

In den Tallagen – also im Bereich der Kläranlage – wurden Abspülmassen der tertiären Lockersedimente alluvial abgelagert.

Es handelt sich dabei überwiegend um Kiese, Sande und zum Teil vermergelte Schluffe und Tone, zeitweise mit Torfeinlagerungen, mit unregelmäßiger Zusammensetzung.

Unter diesen quartären Aueböden folgen in 4,10 m bis 4,40 m Tiefe bis in große Tiefen die o.g. tertiären Schichten. Der Baugrund ist sehr ungleichmäßig aufgebaut.

Folgender Schichtaufbau wurde im November 1999 erbohrt:

- | | |
|--------------------------|-----------------------------|
| 1,10 m unter GOK: | Auffüllungen |
| 1,10 - 1,80 m unter GOK: | Tonschicht |
| 1,80 – 4,10 m unter GOK: | Kiesschicht, sandig |
| 4,10 – 13,0 m unter GOK: | Sandschicht, schwach kiesig |

2.3 Gemeindestruktur

Die Stadt Mainburg hat ca. 16.000 Einwohner [1] in der Kernstadt und vielen Ortsteilen.

Nennenswerte Übernachtungszahlen aus Fremdenverkehr sind nicht zu verzeichnen. Die Einwohnerzahlen steigen noch leicht. In der Stadt ist ein Krankenhaus des Landkreises.

Mainburg ist ein bedeutender Gewerbestandort.

2.4 Bestehende Wasserversorgung

Das Stadtgebiet von Mainburg wird von den städtischen Wasserwerken versorgt. Die Ortsteile außerhalb von Mainburg werden vom Wasserzweckverband in Au/Hallertau versorgt. Der Anschlussgrad der Wasserversorgung beträgt 100% [2].

2.5 Bestehende Abwasseranlagen

2.5.1 Kanalisation

Die Stadt Mainburg hat ein ausgebautes Kanalnetz, das in seinen gewachsenen Hauptteilen im Mischsystem entwässert. Neubaugebiete, Gewerbegebiete und außerhalb der Stadt liegende Ortsteile sind teilweise im Trennsystem erschlossen.

In das Kanalnetz sind eine Vielzahl von Regenüberläufen und mehrere Regenüberlaufbecken und Stauraumkanäle integriert. Das letzte Regenüberlaufbecken im städtischen Hauptsammler liegt direkt vor der Kläranlage.

Der Anschlussgrad an die Kanalisation beträgt 98,1% [2].

2.5.2 Kläranlage

Die bestehende Kläranlage der Stadt Mainburg wurde 1967 in Betrieb genommen. Sie war als mechanisch-biologische Anlage mit separater Schlammfäulung nach damaligen Bemessungsgrundsätzen für eine Kapazität von 34.400 EW gebaut worden.

Die biologische Grundreinigung erfolgte in 2 Tropfkörpern.

Danach wurden die Tropfkörper bautechnisch saniert und die Maschinentechnik mit Pumpwerk weitgehend erneuert. Die TK-Füllung wurde gegen eine Kunststofffüllung ausgetauscht.

Anschließend wurde eine neue Feinsiebrechenanlage (7 mm Spaltweite) in einem neuen Rechengebäude in Betrieb genommen.

Ebenso wurde die Ausrüstung des Faulbehälters teilweise (Schlamm pumpen, FB-Kopf, Gasanlagen) erneuert.

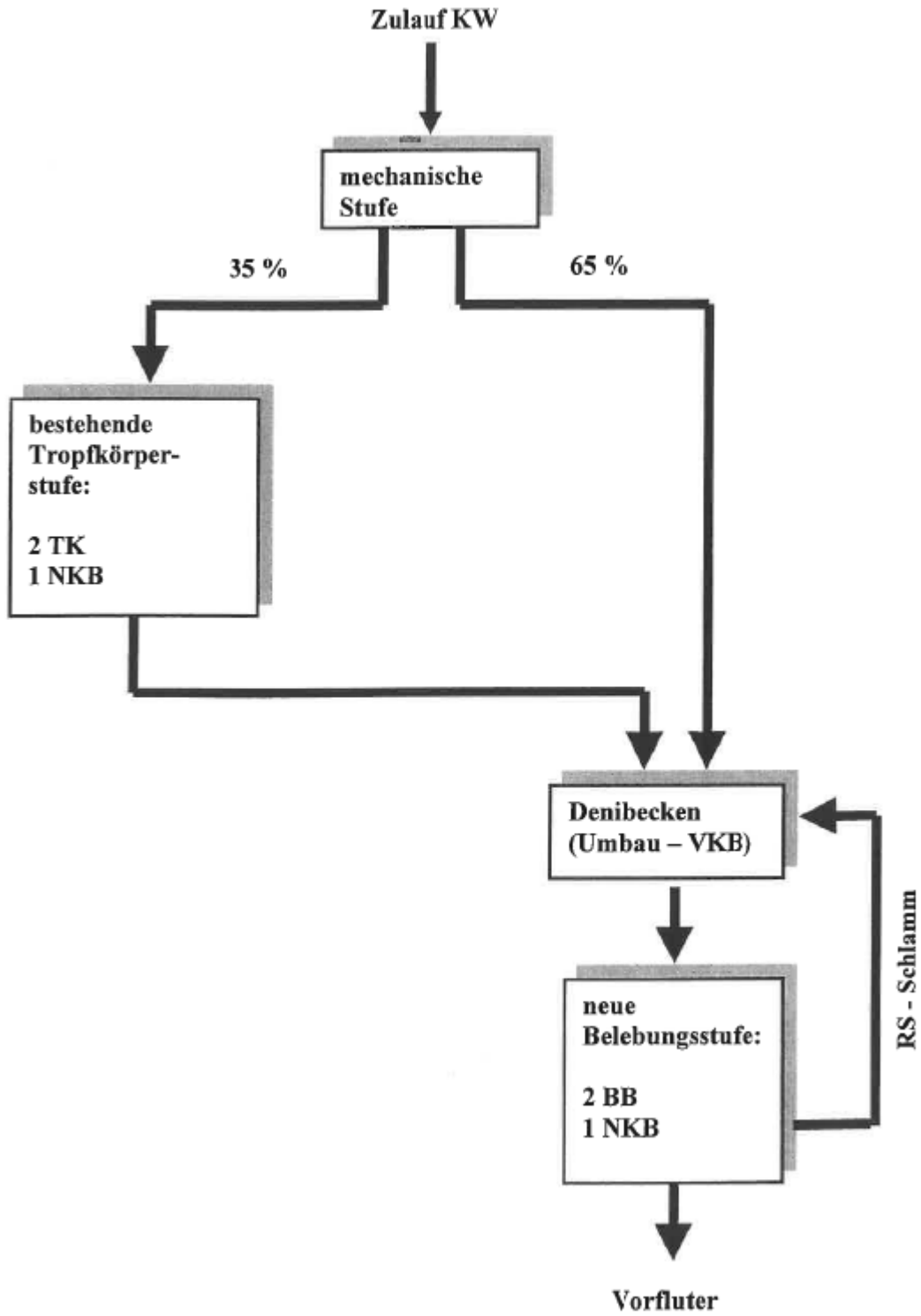
1997 wurde eine Fäkalienannahme mit Speicherbehälter in Betrieb genommen.

Ende der neunziger Jahre wurde das Betriebsgebäude um ein Stockwerk aufgestockt und insgesamt renoviert. 2001 bis 2002 wurde die Kläranlage durch die Errichtung einer Belebungsanlage auf 27.000 EW erweitert.

Die Kläranlage besteht zur Zeit aus folgenden Anlagenteilen [6]:

- Feinrechenanlage
- Rundsandfang und Sandwäscher
- Vorklärbecken
- Denibecken mit Zwischenpumpwerk
- Tropfkörperpumpwerk

- 2 Tropfkörper
- Zwischenklärbecken für die Tropfkörper
- 2-straßiges Belebungsbecken
- Nachklärbecken
- Ablaufmengenmessung
- Filtratspeicher
- Schlammumpwerk
- Maschinelle Überschussschlammeindickung
- Faulbehälter
- 3 Schlammsilos
- Gasbehälter
- BHKW-Anlage
- Betriebsgebäude
- Fäkalannahmestation
- P-Fällungsanlage
- Trafostation



2.6 Vorfluterverhältnisse

Vorfluter für das gereinigte Abwasser ist die Abens.

Die Einleitungsstelle bleibt unverändert, das bestehende Auslaufbauwerk einschl. des Ablaufkanales außerhalb des Klärwerksgrundstückes bleibt ebenfalls unverändert in Betrieb. Der einzuleitende Mischwasserzufluss beträgt bisher 154 l/s. Eine Erhöhung von Q_m auf 185 l/s wird beantragt um das Kanalnetz zu entlasten [3] [4].

Die Abens mündet nach etwa 30 Kilometer in die Donau.

Die Hochwassersituation ist in folgendem Plan dargestellt.

Abflüsse am Pegel Mainburg:	Niedrigwasserabfluss:	$NQ = 0,237 \text{ m}^3/\text{s}$
	Mittl. Niedrigwasserabfluss:	$MNQ = 0,478 \text{ m}^3/\text{s}$
	Mittl. Abfluss:	$MQ = 0,912 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hochwasser:	$HW_{100} = 413,25 \text{ m}$ [12]

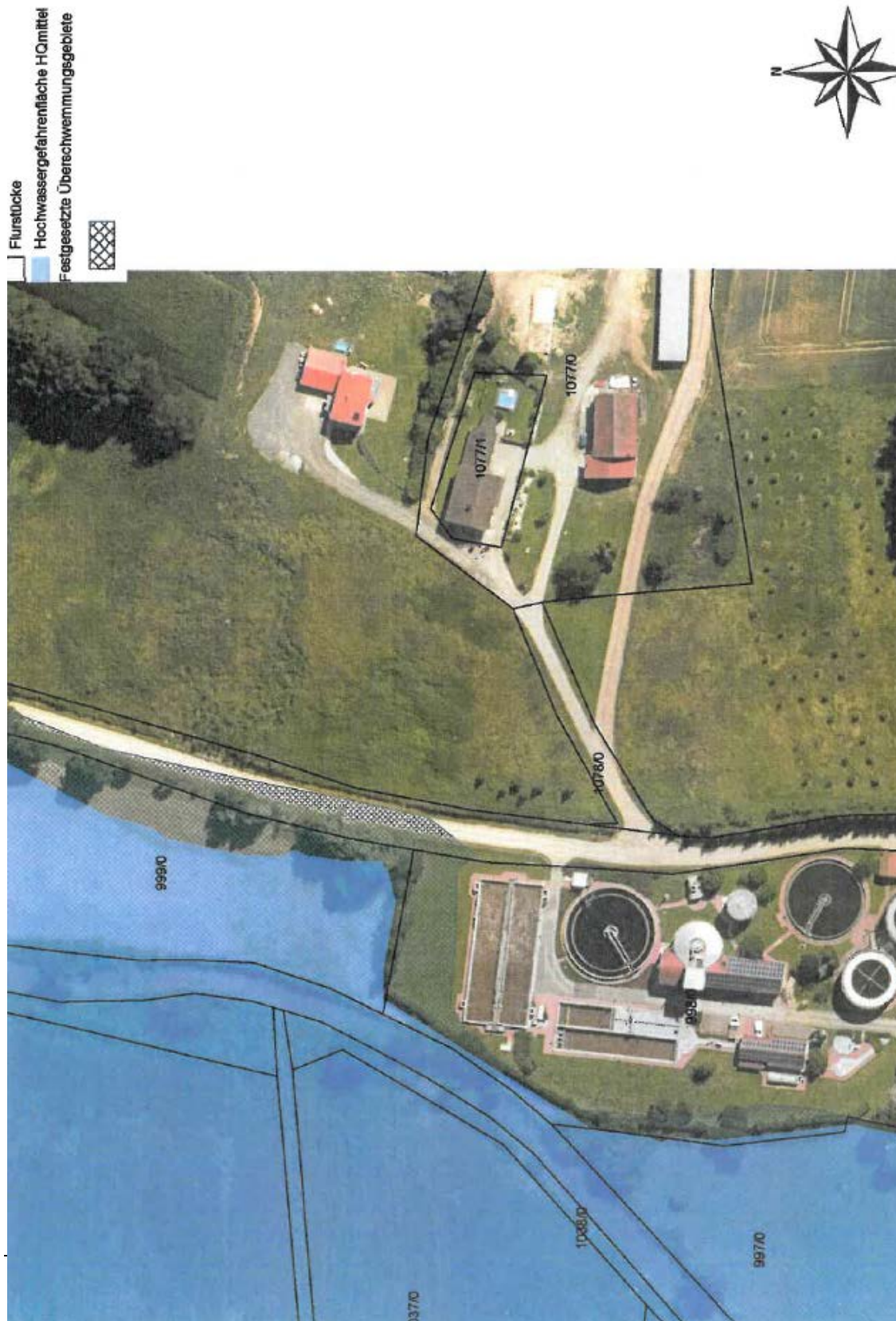
2.7 Ist-Belastung Kläranlage 27.000 EW

Die Rückbelastung aus Klärschlammwässerung ist in den Messwerten bereits enthalten.

	Rohabwasser(siehe Auswertung 01/2016 – 12/2018)
EW	15.766 EW_{60}
CSB	2.308 kg/d (19.233 EW)
CSB _{gel}	$2.308 \cdot 0,6 = 1.385 \text{ kg/d}$
CSB _{Part}	$2.308 \cdot 0,4 = 923 \text{ kg/d}$
BSB ₅	1.147 kg/d (19.117 EW)
NH ₄ -N	204 kg/d
N _{ges}	291 kg/d
P _{ges}	28 kg/d

AFS	1.346 kg/d
Q _t	84 l/s
Q _m	154 l/s
Q _d	3.659 m ³ /d

EW-Ansätze in Anlehnung A198, Tabelle 1



3. GEPLANTE ERGÄNZUNGSMAßNAHMEN DER KLÄRANLAGE

Gemäß Abstimmung mit den Kanalnetzplaner, IB SiwaPlan München, ist zur Vermeidung von Rückhaltevolumen im Kanalnetz für die aktualisierte Kanalnetzberechnung ein Mischwasserzufluss Q_m von 185 l/s erforderlich [5]. Der bisherige Mischwasserzufluss der Kläranlage beträgt 154 l/s.

Derzeit ist die zentrale Zulaufmengenmessung zur Drosselung des maximalen Mischwasserzulaufes nach dem Regenüberlaufbecken Kläranlage, jedoch vor der Einmündung zweier Abwasserdruckleitungen aus Ortsteilen angeordnet. Diese Positionierung ist für eine Regelung nicht optimal. Deshalb wird sie in einem neuen Messschacht vor dem Rechen und nach der Druckleitungseinmündung neu installiert.

Bei erhöhtem Mischwasserzulauf ist die Erhöhung der Förderleistung des Zwischenpumpwerks notwendig.

Hier werden sowohl das zulaufende Abwasser wie auch der Rücklaufschlamm in die Belebung gepumpt.

Zusätzlich zur Erhöhung der Abwasserfördermenge von $\Delta Q = 31$ l/s kommen noch maximal 100% Rücklaufschlamm dazu, d.h. das Zwischenpumpwerk muss in der Förderleistung durch Austausch von Tauchmotorpumpen durch leistungsstärkere von bisher 2×154 l/s = 308 l/s auf 2×185 l/s = 370 l/s gesteigert werden.

Das Abwasser-Rücklaufschlammgemisch wird in die beiden Belebungsbecken gefördert.

Ein zweites Nachklärbecken mit einer hydraulischen Leistungsfähigkeit von 45 l/s = 160 m³/h wird nördlich der Kläranlage auf der Flur-Nr. 990/0 im vorläufig gesicherten Überschwemmungsgebiet der Abens errichtet [7]. Dieser Standort liegt auch im festgesetzten Überschwemmungsgebiet [8].

Dieser Neubau ist genehmigungsfähig wenn die Hochwasserrückhaltung nur unwesentlich beeinträchtigt wird:

- der Rückhalteraum ausgeglichen wird
- der Wasserstand und der Abfluss bei Hochwasser nicht verändert wird
- der bestehende Hochwasserschutz nicht beeinträchtigt wird und
- die Ausführung hochwasserangepasst erfolgt [9]

Durch die gewählte Lage nordwestlich der bestehenden Kläranlage in einem „Eck“ des Überschwemmungsgebietes sind diese Anforderungen erfüllbar. Der verloren gegangene Retentionsraum ist jedoch auszugleichen. Dieses Retentionsvolumen ist vorhanden [10] (siehe Anlage 3).

Die Lage des Nachklärbeckens ist so gewählt, dass eine Erweiterung der Belebung wie bereits in der Entwurfsplanung 1999 vorgesehen neben den bestehenden Becken durchgeführt werden kann, da dies derzeit die einzige wirtschaftliche Erweiterungsoption der Kläranlage darstellt.

Das geplante Nachklärbecken mit Schildräumer besitzt einen Durchmesser von 14,0 m bei einer Tiefe von $h_{\text{ges}} = 4,0$ m (siehe Bemessung). Die Oberkante liegt deutlich über dem vorläufig festgesetzten Hochwasserstand und auch über dem des festgesetzten Überschwemmungsgebietes. Es ist eine hydraulische Reserve von $45 \text{ l/s} - 31 \text{ l/s} = 14 \text{ l/s}$ vorhanden.

Die Verteilung des Abwasser – Belebtschlammgemisches auf das vorhandene und das neu geplante Nachklärbecken erfolgt im Ablaufgerinne der Belebungsbecken durch einen Steckschieber im Verhältnis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Nachklärbecken:

- $\frac{154}{154+45} = 77\%$ in das bestehende Nachklärbecken und
- $\frac{45}{154+45} = 23\%$ in das geplante Becken.

Das gereinigte Abwasser aus der neuen Nachklärung fließt der bestehenden Ablaufmengenmessung zu. Durch einen hochwassersicheren Regelschacht für den Rücklaufschlamm fließt dieser den Denitrifikationsbecken zu. Dies entspricht dem bereits bestehenden System (beim NKB1)

Der Überschussschlamm wird wie bisher dem System über die Rücklaufschlammregelung des bestehenden Nachklärbeckens entzogen.

4. VERGLEICH BEMESSUNG KA 1999 / AUSWERTUNG 2019

		Ist-Zustand
Bemessung 1999		Auswertung 2019 (siehe Anlage 1)
27.000 EW	>	15.766 EW (bei Trockenwetter)
BSB = 1.620 kg/d (27.000 EW)	>	1.147 kg/d (19.117 EW ₆₀)
CSB = 3.263 kg/d (27.190 EW)	>	2.308 kg/d (19.233 EW ₁₂₀)
N _{ges} = 236 kg/d	<	291 kg/d (26.455 EW ₁₁)
CSB/N _{ges} = 3.263/236 = 12,4		2.308/291 = 7,9

- ⇒ Stickstofffracht im Ist-Zustand überschreitet bereits Auslegungswert aus dem Jahr 1999.
- ⇒ BSB-Belastung bei Trockenwetter (15.766 EW) unterscheidet sich stark von der BSB-Belastung aller Tage (19.117 EW) vermutlich aufgrund von Ablagerungen im Kanalnetz
- ⇒ Mainburg hat ca. 16.000 Einwohner und bedeutendes Gewerbe d.h. 15.766 EW sind zu niedrig: Ansatz: 19.233 EW_{CSB} als Ist-Belastung

Die Rückbelastung aus der Klärschlammwässerung ist in den Messwerten enthalten.

5. AUSLEGUNG KLÄRANLAGE

Die Kapazität der Kläranlage wird nicht erhöht.

Eine Ausbaugröße von 27.000 EW (wie bisher) wird beantragt.

5.1 Beantragte Ablaufwerte

Durch das ungünstige Mischungsverhältnis zwischen Abwasseranfall und Wasserführung des Vorfluters Abens (siehe Bemessung) ergibt sich die Anforderungsstufe 3 in der Größenklasse (GK) 4.

Anforderungen an die Ablaufwerte (mg/l) gemäß LfU-Merkblatt 4.4/22 [11]

	Derzeitiger Bescheid	Derzeitig erklärt	Beantragte Werte
CSB	77	40	75
BSB ₅	17	17	15
NH ₄ -N vom (01.05. – 31.10.)	8	8	5
N _{ges} vom (01.05. – 31.10.)	15	15	18
AFS	20		15
P	1,7	1,2	1,0

Hydraulischer Abfluss

Mittlerer Trockenwetterabfluss: $Q_d = 5.123 \text{ m}^3/\text{d}$

Spitzenabfluss Trockenwetter: $Q_t = 117 \text{ l/s}$

Mischwasserabfluss: $Q_m = 185 \text{ l/s}$

5.2 Nachweis der Ausbaugröße / Bemessung der KA für 27.000 EW

Die Stickstoffmenge im Ist-Zustand übertrifft die maximale Auslegung der Kläranlage von 1999. Dies schlägt sich in einem erhöhten Bedarf an Denitrifikationsvolumina nieder. Dieser Mehrbedarf konnte im Bestand durch eine Erhöhung des Trockensubstanzgehaltes (TS) in der Biologie ausgeglichen werden.

Die beiden Nachklärbecken ermöglichen diese TS-Erhöhung (siehe Nachweis in der Bemessung). Durch den sehr günstigen Schlammindex ISV – kleiner 100 mg/l – sind hier noch Reserven vorhanden. 2 Nachklärbecken ermöglichen die Einhaltung der verschärften Anforderungen bei den Abfiltrierbaren Stoffen (15 mg/l).

Künftig werden 30% des zufließenden Abwassers über die Tropfkörper geführt (bisher 35%). Auf diese Weise steht ausreichend Kohlenstoff für die Denitrifikation zur Verfügung.

Der Nachweis für 27.000 EW wird durch die Bemessung durch das Programm Belebungs expert geführt (siehe Anlage 2).

6. ZUSAMMENFASSUNG / ANTRAG

Das Stadt Unternehmen Mainburg (SUM) vertreten durch Herrn Stadtbaumeister Ulrich Dempf als Vorstand der SUM beantragt hiermit die Verlängerung der wasserrechtlichen Erlaubnis für die Benutzung der Abens durch Einleiten gesammelter Abwässer aus der Kläranlage Mainburg. Die Ausbaukapazität der Kläranlage bleibt unverändert bei 27.000 Einwohnerwerten (EW). Da der Mischwasserzufluss Q_m in Abstimmung mit dem Kanalnetz auf 185 l/s erhöht wird, wird ein zweites Nachklärbecken ergänzt. Der Verwaltungsrat der SUM hat in seiner Sitzung am 06.02.2020 den Bau dieses 2. Nachklärbeckens beschlossen.

Mainburg, den
.....
Herr SBM Ulrich Dempf, SUM

München, den
.....
Herr Helmut Aigner, D.A.K.

II. BEMESSUNG

1. VERGLEICH BEMESSUNG KA 1999 / AUSWERTUNG 2019

		Ist-Zustand
Bemessung 1999		Auswertung 2019 (siehe Anlage 1)
27.000 EW	>	15.766 EW (bei Trockenwetter)
BSB = 1.620 kg/d (27.000 EW)	>	1.147 kg/d (19.117 EW ₆₀)
CSB = 3.263 kg/d (27.190 EW)	>	2.308 kg/d (19.233 EW ₁₂₀)
N _{ges} = 236 kg/d	<	291 kg/d (26.455 EW ₁₁)
CSB/N _{ges} = 3.263/236 = 12,4		2.308/291 = 7,9

- ⇒ Stickstofffracht im Ist-Zustand überschreitet bereits Auslegungswert 1999.
- ⇒ BSB-Belastung bei Trockenwetter (15.766 EW) unterscheidet sich stark von der BSB-Belastung aller Tage (19.117 EW) vermutlich aufgrund von Ablagerungen im Kanalnetz
- ⇒ Mainburg hat ca. 16.000 Einwohner und bestehendes Gewerbe d.h. 15.766 EW sind zu niedrig: Ansatz: 19.233 EW_{CSB} als Ist-Belastung

2. SCHMUTZFRACHTEN IST-ZUSTAND

Die Rückbelastung aus Klärschlammwässerung ist in den Messwerten bereits enthalten.

	Rohabwasser(siehe Auswertung 01/2016 – 12/2018)	Ablauf VKB und ohne Vorfällung
EW	15.766 EW ₆₀	
CSB	2.308 kg/d (19.233 EW)	1.846 kg/d (80%)
CSB _{gel}	$2.308 \cdot 0,6 = 1.385$ kg/d	$1.846 - 554 = 1.292$ kg/d
CSB _{Part}	$2.308 \cdot 0,4 = 923$ kg/d	$923 \cdot 0,6 = 554$ kg/d
BSB ₅	1.147 kg/d (19.117 EW)	918 kg/d (80%)
NH ₄ -N	204 kg/d	184 kg/d (90%)
N _{ges}	291 kg/d	262 kg/d (90%)
P _{ges}	28 kg/d	25 kg/d (90%)
AFS	1.346 kg/d	552 kg/d (50%)

EW-Ansätze in Anlehnung A198, Tabelle 1

Die Rückbelastung aus der Klärschlammwässerung ist in den Messwerten enthalten.

3. HOCHRECHNUNG SCHMUTZFRACHTEN AUF 27.000 EW

Ist: 19.233 EW_{CSB} Faktor $\frac{27.000}{19.233} = 1,40$ Differenz: $27.000 - 19.233 = 7.767$ EW

	Zulauf KA	Ablauf VKB
EW	19.233 EW ₁₂₀	
CSB	$2.308 \cdot 1,40 = 3.231$ kg/d	2.585 kg/d (80%)
CSB _{gel}	$3.231 \cdot 0,6 = 1.939$ kg/d	$2.585 - 775 = 1.810$ kg/d

	Zulauf KA	Ablauf VKB
CSB _{part}	$3.231 \cdot 0,4 = 1.292 \text{ kg/d}$	$1.292 \cdot 0,6 = 775 \text{ kg/d}$
BSB ₅	$1.147 \cdot 1,40 = 1.606 \text{ kg/d}$	1.285 kg/d (80%)
N _{ges}	$291 + 7.767 \cdot 0,011 = 376 \text{ kg/d}$	339 kg/d (90%)
NH ₄ -N	$376/1,4 = 269 \text{ kg/d}$	242 kg/d (90%)
P _{ges}	$28 + 7.767 \cdot 0,0018 = 42 \text{ kg/d}$	38 kg/d (90%)
AFS	$27.000 \cdot 0,07 = 1.890 \text{ kg/d}$	945 kg/d (50%)

$$Q_d = 1,40 \cdot 3.659 = 5.123 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_t = 1,40 \cdot 84 = 117 \text{ l/s} = 423 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_m = 185 \text{ l/s} = 666 \text{ m}^3/\text{h}$$

4. SCHMUTZFRACHTEN DER BELEBUNG FÜR 27.000 EW

Nach der Vorklämung wird 30% des Abwassers und somit der Frachten über den Tropfkörper geführt.

$$\text{CSB: } 2.585 \cdot 0,7 = 1.810 \text{ kg/d (Annahme 100\% Abbau im TK)}$$

$$\text{CSB}_{\text{gel}}: 1.810 \cdot 0,7 = 1.267 \text{ kg/d (Annahme 100\% Abbau im TK)}$$

$$\text{AFS: } 945 \cdot 0,7 = 662 \text{ kg/d (Annahme 100\% Absetzung im ZKB)}$$

$$\text{NO}_3\text{-N: } 339 \cdot 0,3 - 0,04 \cdot 1.285 \cdot 0,30 \text{ (4\% des BSB werden im TK inkorporiert)}$$

$$102 - 15 = 87 \text{ kg/d}$$

$$\text{TKN: } 339 \cdot 0,7 = 237 \text{ kg/d}$$

$$\text{NH}_4\text{-N: } 237/1,4 = 169 \text{ kg/d}$$

$$\text{P: } 28 \cdot 0,7 + 5.123 \cdot 0,3 \cdot 0,002 = \text{ (Fällung im TK-Zulauf, Restbelastung 2,0 mg/l)}$$

$$26,6 + 3,1 = 30 \text{ kg/d}$$

5. HYDRAULISCHE GRÖßEN

5.1. Vergleich IST/Auslegung

	Ist 19.233 EW ₁₂₀	Auslegung 27.000 EW
VQ _t	= 3.659 m ³ /d	1,40 · 3.659 = 5.123 m ³ /d (s. 6.2)
Q _t	= 84 l/s (85%)	1,40 · 84 = 117 l/s (s. 6.2)
Ist:Q _m	= 154 l/s	154 l/s
Geplant:Q _m	= 185 l/s < Q _{m,max} = 250,8 l/s (siehe 5.2.)	

5.2. Ermittlung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage nach ATV-DVWK – A198

Einwohner (aus Fremdwasserermittlung): 15.700 E

max. Faktor $f_{s,QM}$ für 15.700 E (Mittelstädte): $f_{s,QM} = 7,22$ (siehe Anlage)

min. Faktor $f_{s,QM}$ für 15.700 E (Mittelstädte): $f_{s,QM} = 4,22$ (siehe Anlage)

$$\Rightarrow \text{max. } Q_m = f_{s,QM} \cdot Q_{s,aM} + Q_{F,aM}$$

Fremdwasseranfall:	2015: $Q_{F,aM} = 21,1\%$	
	2016: $Q_{F,aM} = 22,1\%$	
	2017: $Q_{F,aM} = 21,8\%$	
	<u>2018: $Q_{F,aM} = 18,6\%$</u>	
	Ø = 20,9%	gewählt: 21%

Auswertung BTB 2016 – 2018: $Q_{T,aM} = 3.659 \text{ m}^3/\text{d} \triangleq 152,5 \text{ m}^3/\text{h}$
 $\triangleq 42,4 \text{ l/s}$

$\Rightarrow Q_{F,aM} = 0,21 \cdot 42,4 = 8,9 \text{ l/s}$

$\Rightarrow Q_{S,aM} = 42,4 - 8,9 = 33,5 \text{ l/s}$

$\Rightarrow Q_{M,max} = 7,22 \cdot 33,5 + 8,9 = \mathbf{250,8 \text{ l/s}} > Q_m = 154 \text{ l/s}$

$\Rightarrow Q_{M,min} = 4,22 \cdot 33,5 + 8,9 = \mathbf{150,3 \text{ l/s}} < Q_m = 154 \text{ l/s}$

Vorschlag IB Siwa-Plan München: $Q_m = 185 \text{ l/s}$

6. DISKUSSION DER MESSWERTE

6.1. Biologische Belastung

85% Wert BSB5 bei Trockenwetter: $946 \text{ kg/d} \triangleq 15.767 \text{ EW}$

Die aktuelle Einwohnerzahl 2019 beträgt:	Hauptwohnsitz	ca. 15.400 E
	Gesamt	ca. 15.900 E

Der Anschlussgrad beträgt gem. Angaben des statistischen Landesamtes: ca. 98%

Mainburg weist bedeutendes Gewerbe auf.

Im Planungswettbewerb 1997 hat die LGA 8.533 EW_{60} für Gewerbe veranschlagt bei zusätzlichen 12.800 Einwohnern. Somit wurde eine Ist-Belastung von 21.333 EW festgestellt.

→ Die bei Trockenwetter ermittelte BSB-Belastung von 15.767 EW ist zu niedrig.

Zulauffrachten KA (85%-Wert alle Tage): $\text{BSB} = 1.147 \text{ kg/d} \triangleq 19.117 \text{ EW}_{60}$

$$\text{CSB} = 2.308 \text{ kg/d} \triangleq 19.223 \text{ EW}_{120}$$

$$N_{\text{ges}} = 291 \text{ kg/d} \triangleq 26.455 \text{ EW}_{11}$$

$$P_{\text{ges}} = 28 \text{ kg/d} \triangleq 15.555 \text{ EW}_{1,8}$$

- Belastung von ca. 19.200 EW ist realistisch
- Die gemessene Belastung (alle Tage) ist Basis der Überprüfung der Biologie (Volumina).

6.2. Hydraulische Belastung

6.2.1. Trockenwetterzufluss (50% Wert)

$$Q_f = 21\%$$

$$Q_d (50\%) = 3.659 \text{ m}^3/\text{d} \quad Q_f = 0,21 \cdot 3.659 = 768 \text{ m}^3/\text{d} = 32 \text{ m}^3/\text{h} = 8,9 \text{ l/s}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow Q_s &= 3.659 - 768 \text{ m}^3/\text{d} = 2.891 \text{ m}^3/\text{d} \rightarrow 2.891 / 19.200 = 0,151 \text{ m}^3/(\text{EW} \cdot \text{d}) \\ &= 2.891/12 = 241 \text{ m}^3/\text{h} = 67 \text{ l/s (Spitzenfaktor 1/12)} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow Q_d = 67,0 + 8,9 = 76 \text{ l/s} \triangleq \text{gemessener Mittelwert Spitzendurchfluss Trockenwetter}$$

6.2.2. Trockenwetterzufluss (85% Wert)

$$Q_d (85\%) = 4.084 \text{ m}^3/\text{d} \quad Q_f = 0,21 \cdot 4.084 = 857 \text{ m}^3/\text{d} = 36 \text{ m}^3/\text{h} = 9,9 \text{ l/s}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow Q_s &= 4.084 - 857 \text{ m}^3/\text{d} = 3.227 \text{ m}^3/\text{d} \rightarrow 3.227 / 19.200 = 0,168 \text{ m}^3/(\text{EW} \cdot \text{d}) \\ &= 3.227/12 = 269 \text{ m}^3/\text{h} = 74,7 \text{ l/s (Spitzenfaktor 1/12)} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow Q_t = 74,7 + 9,9 = 84,6 \text{ l/s} \triangleq \text{gemessener 85\%-Wert Spitzendurchfluss Trockenwetter}$$

6.2.3. Trockenwetterzufluss gewählt

Gewählt wird der 85%-Wert trotz des erhöhten spezifischen Schmutzwasseranfalles, da er mit den Messergebnissen als 85%-Wert gut zusammenpasst.

$$27.000 \text{ EW: } Q_t = 1,4 \cdot 84 = 117 \text{ l/s} = 423 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_d = 1,4 \cdot 3.659 = 5.123 \text{ m}^3/\text{d}$$

6.2.4. Mischwasserzufluss Q_m

Wie unter 3.2. nachgewiesen soll der Mischwasserzufluss Q_m zwischen 150 l/s und 250 l/s liegen. Der bisherige Mischwasserzufluss Q_m beträgt 154 l/s.

Der vom IB Siwa-Plan München empfohlene künftige Mischwasserzufluss beträgt 185 l/s und liegt somit im optimalen Bereich.

7. MECHANISCHE STUFE

7.1. Rechenanlage bestehend

Die vorhandene automatische Feinrechenanlage (System Huber) wird unverändert weiter betrieben.

hydraul. Leistung nach Firmenangabe: 250 l/s → ausreichend für $Q_m = 185 \text{ l/s}$

7.2. Sandfang bestehend

gewählt: Rundsandfang
+ separater Sandwäscher

$$Q_t = 117 \text{ l/s} = 424 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (max. Spitzenzufluss)}$$

$$Q_m = 185 \text{ l/s} = 666 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (Anforderung Kanalnetz)}$$

$$V_{\text{vorh}} = 37 \text{ m}^3$$

$$t_{A,Qt} = \frac{37 \text{ m}^3}{0,117 \text{ m}^3/\text{s}} = 316 \text{ s} = 5,3 \text{ min}$$

$$t_{A,Qm} = \frac{37 \text{ m}^3}{0,185 \text{ m}^3/\text{s}} = 200 \text{ s} = 3,3 \text{ min}$$

gewählt: $t_A = 3,3 \text{ min}$ bei Q_{max} noch ausreichend für Rundsandfang

7.3. Vorklärung

$$\text{besteh. } V = 210 \text{ m}^3$$

$$\text{gewählt: } L = 17,50 \text{ m}$$

$$B = 6,00 \text{ m}$$

$$T_{\text{Mittel}} = 2,00 \text{ m}$$

$$V = 210 \text{ m}^3$$

$$\text{bei } TW t_A = \frac{210}{424} = 0,50 \text{ h} = 30 \text{ min} (\hat{=} t_{\text{min}} \rightarrow \text{Absetzwirkung } 80\% \text{ für CSB})$$

bei RW 1 Drittel des Zulaufes direkt zum Denibecken (wie bisher)

2 Drittel des Zulaufes in die Vorklärung (wie bisher)

$$Q_{m \text{ VKB}} = 2/3 \cdot 185 \cdot 3,6 = 444 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$t_A = \frac{210}{444} = 0,47 \text{ h} = 28 \text{ min}$$

⇒ ausreichende Aufenthaltszeit

8. TROPFKÖRPERANLAGE – BESTEHEND

Die Tropfkörperanlage wird zur Vollreinigung mit Nitrifikation für eine 30%-Teilmenge des Zuflusses genutzt.

8.1. Geplante Belastung der Tropfkörperanlage (siehe unten):

30% der Gesamtbelastung Ablauf Vorklärung

$$\begin{aligned} B_{d,BSB5} &= 1.285 \text{ kg BSB}_5/\text{d} \cdot 0,3 = 385 \text{ kg/d} \\ VQ_t &= 5.123 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 0,3 = 1.537 \text{ m}^3/\text{d} \\ Q_t &= 117 \text{ l/s} \cdot 0,3 = 35,1 \text{ l/s} \triangleq 126 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q_m &= 185 \text{ l/s} \cdot 0,3 = 55,5 \text{ l/s} \triangleq 200 \text{ m}^3/\text{h} \\ P_{\text{ges}} &= 38 \cdot 0,3 = 11,4 \text{ kg/d} \\ \text{AFS} &= 945 \cdot 0,3 = 284 \text{ kg TS/d} \\ N_{\text{ges}} &= 339 \cdot 0,3 = 102 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

gem. A 135

8.2. Tropfkörper

Tropfkörper mit Kunststofffüllung: $150 \text{ m}^3/\text{m}^3$

$$\begin{aligned} D &= 15,0 \text{ m} \\ \text{zul. } B_{R,BSB5} &= 0,3 \text{ kg/m}^3/\text{d} \quad \text{bei Nitrifikation} \\ \text{erf. } q_A &= 0,8 - 1,2 \text{ m/h} \\ \text{RV bei } Q_t &= 1,0 \\ \text{vorhanden: } V &= 2 \times 825 = 1.650 \text{ m}^3 \\ &A = 2 \times 172 = 344 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

maximal zulässige Belastung:

$$B_{d,BSB5} = 1.650 \cdot 0,3 = 495 \text{ kg/d} > 385 \text{ kg/d}$$

$$\text{erf. } q_A = 344 \cdot 0,8 \div 1,2 = 275 \div 413 \text{ m/h} = 76 \div 115 \text{ l/s}$$

bzw.

$$Q_{TK} = (1 \div 1) \cdot 35,1 = 70,2 \text{ l/s}$$

vorhandene Beschickungspumpen: 2 + 1 Kreiselpumpen

$$2 \text{ Pumpen à } 70 \text{ l/s} = 140 \text{ l/s} > 115 \text{ l/s } (q_{A,\text{max}})$$

$$1 \text{ Pumpe à } 90 \text{ l/s} \approx Q_{TK}$$

Durch die vorhandenen Pumpen ist die nach A 281 geforderte Flächenbeschickung gewährleistet.

8.3. TK-Nachklärbecken - bestehend

$$D = 20,0 \text{ m}$$

$$V = 650 \text{ m}^3$$

$$A = 304 \text{ m}^2$$

$$\text{bei TW} = t_A = \frac{650}{70 \cdot 3,6} = 2,6 \text{ h (einschl. RV bei 1 Pumpe)}$$

$$\text{bei RW} = t_A = \frac{650}{70 \cdot 2 \cdot 3,6} = 1,3 \text{ h (einschl. RV bei 2 Pumpen)}$$

Der Ablauf aus dem NKB fließt zum Denibecken, nicht zum Vorfluter.

9. ZWISCHENPUMPWERK ZUR BESCHICKUNG DER BELEBUNG – NEU

$Q_{\max} = 2 \cdot 185 = 370 \text{ l/s}$ (einschl. 100% RS bei Q_{\max})

Bestand: 3 Pumpen je 103 l/s + 1 FU

gewählt: 2 Pumpen je 103 l/s (Bestand)

1 Pumpe je 164 l/s (neu)

10. WASSERRECHTLICHE ANFORDERUNGEN

Ermittlung der Anforderungsstufe

IST: 27.000 EW

MNQ Abens: 0,478 m³/s 0,478 m³/s

$Q_{t,aM}$: 3.659 m³/d 5.123 m³/d
= 0,042 m³/s = 0,059 m³/s

⇒ $MNQ/Q_{t,aM}$: 0,478/0,042 = 11,4 0,478/0,059 = 8,1

⇒ Anforderungsstufe 3, GK4 bereits im Istzustand, da Mischungsverhältnis kleiner 15

Betrachtung für Phosphor

Ist 27.000 EW

MQ Abens: 0,912 m³/s 0,912 m³/s

$Q_{t,aM}$: 0,042 m³/s 0,059 m³/s

⇒ $MQ/Q_{t,aM} = 0,912/0,042 = 21,7$ 0,912/0,059 = 15,45

⇒ Mischungsverhältnis kleiner 30 somit $P = 1,0 \text{ mg/l}$

(außerhalb Phosphorhandlungsgebiet)

Anforderungen an die Ablaufwerte (mg/l) gemäß LfU-Merkblatt 4.4/22

	Derzeitiger Bescheid	Derzeitig erklärt	Beantragte Werte
CSB	77	40	75
BSB ₅	17	17	15
NH ₄ -N (vom 01.05. – 31.10.)	8	8	5
N _{ges} (vom 01.05. – 31.10.)	15	15	18
AFS	20		15
P	1,7	1,2	1,0

11. BELEBUNGSANLAGE FÜR 27.000 EW

Nutzung des bestehenden Nachklärbeckens für anteilig $Q_m = 154$ l/s (wie bisher)

Neubau eines 2. Nachklärbeckens für $Q_m = 45$ l/s (anteilig 31 l/s, 14 l/s Reserve)

(siehe Anlage 2 Bemessung BB und NKB)

Ergebnis für Ausbaugröße 27.000 EW (wie bisher)

notwendiges Belebungsvolumen: 3.958 m^3 (bei $TS_{AB} = 3,75 \text{ kg/m}^3$)

notwendiges Denivolumen 55%: $\cong 2.176 \text{ m}^3$

vorhandenes Belebungsvolumen: $3.966 \text{ m}^3 > 3.958 \text{ m}^3$

($15,5 + 365 + 2 \times 1.723$)

vorhandenes Denivolumen:

Deni-BioP 1 155 m^3

Deni-BioP 2 365 m^3

Denibecken 1	380 m ³
Denibecken 2	383 m ³
Deni-Nitribecken 1	380 m ³
<u>Deni-Nitribecken 2</u>	<u>380 m³</u>
Σ	2.040 m ³ \approx 2.176 m ³

Bis Erreichen der Maximalbelastung ist ausreichend Deni-Volumen vorhanden.

ANLAGE 1: AUSWERTUNG BETRIEBSTAGEBUCH 2016 – 2018

Datum	Wetter	Abwassertemp. Zul. Mittelwert	BSB5	BSB5-Fracht	CSB	CSB-Fracht	BSB- Trockenwetter Fracht					Schlamm			Nährstoffe				Verhältnisse			Temperatur		
								max. Spitzendurchfluss	max. Spitzendurchfluss Trockenwetter	Tagesdifferenz	Tagesdifferenz Trockenwettertage	Schlammvolumen	TS-Gehalt	Schlammindex	Gesamt-N	Nges-Fracht	Pges-Konz.	Pges-Fracht	Verhältnis CSB/BSB	Verhältnis BSB/Nges	Verhältnis BSB/Pges			
		°C	mg/l	kg/d	mg/l	kg/d	kg/d	l/s	l/s	m³/d	m³/d	ml/l	g/l	mg/l	mg/l	kg/d	mg/l		-	-	-	°C		
Mittel		12	208	960	411	1.880	845	107	76	4.948	3.659	257	4	65	52	238	5	24	2,0	4,2	40,3	7,3	min	
Max		19	365	1.932	665	3.077	1.239	189	159	12.620	5.374	360	6	91	95	465	8	37	4,0	7,7	72,0	18,0	max	
85%-Wert		17	250	1.147	533	2.308	946	147	84	6.696	4.084	280	4	73	67	291	7	28	2,3	5,1	47,4	12,5	mittel	
MIN								53	53															
99%-Wert								180	137	11.469	4.704													
Anzahl		1096	183	183	183	183	76	1096	489	1096	489	1096	1096	1096	182	182	183	183	183	182	182	183		

ANLAGE 2: BEMESSUNG BELEBUNG (BB) MIT BEIDEN NACHKLÄRBECKEN (NKB)

DWA-Regelwerk

Belebungs-Expert
 Berechnung von einstufigen Belebungsanlagen
 nach dem DWA-Arbeitsblatt A131(2016)

Projekt: KA Mainburg 27.000 EW

bearbeitet von: Hr. Martin

berechnet am: 30.01.2020

Anlagenkonfiguration:

- Vorklärung
- Belebungsbecken
- Nachklärung

Reinigungsziele:

- Abbau des org. Kohlenstoffs
- Nitrifikation
- Denitrifikation
- Phosphor-Simultanfällung

Denitrifikationsverfahren: vorgeschaltete Denitrifikation

Fällmittel: dreiwertiges Eisen

Nachklärung: Beckentyp Rundbecken, Strömung vertikal, Räumertyp Schildräumer

Lastannahmen:

Größenklasse: 3231 kg CSB/d

Berechnete Lastfälle:

- Lastfall 1: Bemessung
- Lastfall 2: Nachweis der Nitrifikation bei tiefster Temperatur
- Lastfall 3: Ermittlung des Sauerstoffbedarfs bei höchster Temperatur

	Lastfall	1	2	3
Zulaufmenge:				
Abwassermenge	Q _d	5123	5123	5123 m ³ /d
	Q _t	423	423	423 m ³ /h

		1	2	3
Zulaufkonzentrationen:				
CSB	C _{CSB,ZB}	353	353	353 mg/l
Gelöster CSB	S _{SCSB,ZB}	247	247	247 mg/l
Abfiltrierbare Stoffe	X _{TS,ZB}	129	129	129 mg/l
Kjeldahl-Stickstoff	C _{KN,ZB}	46,3	46,3	46,3 mg/l
Ammoniumstickstoff	S _{NH4,ZB}	33,0	33,0	33,0 mg/l
Nitratstickstoff	S _{NO3,ZB}	17,0	17,0	17,0 mg/l
Phosphor	C _{P,ZB}	5,9	5,9	5,9 mg/l
Säurekapazität	S _{KS,ZB}	10,00	10,00	10,00 mmol/l

		1	2	3
Zulauffrachten:				
CSB	B _{d,CSB}	1810	1810	1810 kg/d
Gelöster CSB	B _{d,SCSB}	1267	1267	1267 kg/d
Abfiltrierbare Stoffe	B _{d,XTS}	662	662	662 kg/d
Kjeldahl-Stickstoff	B _{d,KN}	237,0	237,0	237,0 kg/d
Ammoniumstickstoff	B _{d,NH4}	169,0	169,0	169,0 kg/d
Nitratstickstoff	B _{d,NO3}	87,0	87,0	87,0 kg/d
Phosphor	B _{d,P}	30,0	30,0	30,0 kg/d

Belebungsbecken, Bemessungs-Lastfall:

Temperatur im Belebungsbecken T 12,0 Grad C

Stickstoffbilanz:

Zulauf: C _{KN} + S _{NO3}	CN	63,2 mg/l
im Schlamm gebunden	X _{orgN,BM}	3,5 mg/l
Ammonium im Ablauf	S _{NH4,AN}	0,0 mg/l
organischer Stickstoff im Ablauf	S _{orgN,AN}	2,0 mg/l
nitrifizierter Stickstoff	S _{NO3,N}	38,9 mg/l
Nitrat im Ablauf (Sollwert)	S _{NO3,AN}	15,0 mg/l
zu denitrifizierendes Nitrat	S _{NO3,D}	40,9 mg/l
Gewählter Denitrifikationsanteil	V _{D/VBB}	0,55 -
vorhandene Denitrifikationskapazität	S _{NO3,D}	40,7 mg/l
denitrifiziertes Nitrat	S _{NO3,D}	40,7 mg/l
Nitrat im Ablauf (vorhanden)	S _{NO3,AN}	15,1 mg/l
Minimal erforderliche Rückführung	RF	1,59 -

Phosphorelimination:

Phosphor im Zulauf	C _{P,ZB}	5,9 mg/l
Im Schlamm gebunden (normale Aufnahme)	X _{P,BM}	1,8 mg/l
Im Schlamm gebunden (erhöhte Aufnahme)	X _{P,BioP}	0,7 mg/l
Phosphor im Ablauf (vorhanden)	S _{P04,AN}	1,0 mg/l
Phosphor im Ablauf (Sollwert)	S _{P04,AN}	1,0 mg/l
gefällter Phosphor	X _{P,Fäll}	2,4 mg/l
Fällmittel: Dreiwertiges Eisen		
Fällmittelbedarf	FM	33,1 kg Me/d

Schlamm-trockensubstanz im Belebungsbecken:

Zulässige Schlamm-trockensubstanz im Ablauf BB	TS _{AB}	3,78 kg/m ³
Gewählte Schlamm-trockensubstanz im Ablauf BB	TS _{AB}	3,75 kg/m ³

Schlammalter und Belastungskennwerte:

Erforderliches Schlammalter	erf.t _{TS}	22,3 d
Erforderliches Volumen	V _{BB}	3958 m ³
Gewähltes Volumen	V _{BB}	3966 m ³
Vorhandenes Schlammalter	t _{TS}	22,4 d
Vorhandenes aerobes Schlammalter	t _{TS,aer.}	10,1 d
Vorhandener Prozessfaktor	PF	2,20 -

Schlammproduktion:

Schlamm aus Kohlenstoffelimination	Ü _{Sd,C}	570 kg/d
Schlamm aus biol. P-Elimination	Ü _{Sd,BioP}	11 kg/d
Schlamm aus P-Fällung	Ü _{Sd,F}	83 kg/d
Schlammproduktion gesamt	Ü _{Sd}	663 kg/d

Sauerstoffverbrauch:

aus Kohlenstoffelimination	OV _{d,C}	1144 kg/d
aus Nitrifikation	OV _{d,N}	857 kg/d
aus C-Elimination durch Denitrifikation	OV _{d,D}	-605 kg/d
Täglicher Sauerstoffverbrauch	OV _d	1395 kg/d
Stoßfaktor für C-Elimination	f _C	1,15 -
Stoßfaktor für Nitrifikation	f _N	2,00 -

Maximaler stündl. Sauerstoffverbrauch	OV _h	93,8 kg/h
Säurekapazität:		
Säurekapazität im Ablauf	SKS _{AN}	7,50 mmol/l
Belebungsbecken, Lastfall tiefste Temperatur:		
Temperatur im Belebungsbecken	T	10,0 Grad C
Stickstoffbilanz:		
Zulauf: C _{KN} + S _{NO3}	C _N	63,2 mg/l
im Schlamm gebunden	X _{orgN,BM}	3,9 mg/l
Ammonium im Ablauf	S _{NH4,AN}	0,0 mg/l
organischer Stickstoff im Ablauf	S _{orgN,AN}	2,0 mg/l
nitrifizierter Stickstoff	S _{NO3,N}	38,5 mg/l
Gewählter Denitrifikationsanteil	V _{D/VBB}	0,47 -
vorhandene Denitrifikationskapazität	S _{NO3,D}	36,3 mg/l
denitrifiziertes Nitrat	S _{NO3,D}	36,3 mg/l
Nitrat im Ablauf (vorhanden)	S _{NO3,AN}	19,1 mg/l
Phosphorelimination:		
Phosphor im Zulauf	C _{P,ZB}	5,9 mg/l
Im Schlamm gebunden (normale Aufnahme)	X _{P,BM}	1,8 mg/l
Im Schlamm gebunden (erhöhte Aufnahme)	X _{P,BioP}	0,7 mg/l
Phosphor im Ablauf (vorhanden)	S _{PO4,AN}	1,0 mg/l
Phosphor im Ablauf (Sollwert)	S _{PO4,AN}	1,0 mg/l
gefällter Phosphor	X _{P,Fäll}	2,4 mg/l
Fällmittel: Dreiwertiges Eisen		
Fällmittelbedarf	FM	33,1 kg Me/d
Schlammrockensubstanz im Belebungsbecken:		
Zulässige Schlammrockensubstanz im Ablauf BB	TS _{AB}	3,78 kg/m ³
Gewählte Schlammrockensubstanz im Ablauf BB	TS _{AB}	3,75 kg/m ³
Schlammalter und Belastungskennwerte:		
Vorhandenes Schlammalter	t _{TS}	21,7 d
Vorhandenes aerobes Schlammalter	t _{TS,aer.}	11,5 d
Vorhandener Prozessfaktor	PF	2,07 -
Schlammproduktion:		
Schlamm aus Kohlenstoffelimination	Ü _{Sd,C}	594 kg/d
Schlamm aus biol. P-Elimination	Ü _{Sd,BioP}	11 kg/d
Schlamm aus P-Fällung	Ü _{Sd,F}	83 kg/d
Schlammproduktion gesamt	Ü _{Sd}	687 kg/d
Sauerstoffverbrauch:		
aus Kohlenstoffelimination	OV _{d,C}	1118 kg/d
aus Nitrifikation	OV _{d,N}	848 kg/d
aus C-Elimination durch Denitrifikation	OV _{d,D}	-540 kg/d
Täglicher Sauerstoffverbrauch	OV _d	1425 kg/d
Stoßfaktor für C-Elimination	f _C	1,15 -
Stoßfaktor für Nitrifikation	f _N	2,00 -
Maximaler stündl. Sauerstoffverbrauch	OV _h	94,7 kg/h
Säurekapazität:		
Säurekapazität im Ablauf	SKS _{AN}	7,23 mmol/l

Belebungsbecken, Lastfall maximaler Sauerstoffbedarf:

Temperatur im Belebungsbecken T 20,0 Grad C

Stickstoffbilanz:

Zulauf: C _{KN} + S _{NO3}	C _N	63,2 mg/l
im Schlamm gebunden	X _{orgN,BM}	2,0 mg/l
Ammonium im Ablauf	S _{NH4,AN}	0,0 mg/l
organischer Stickstoff im Ablauf	S _{orgN,AN}	2,0 mg/l
nitrifizierter Stickstoff	S _{NO3,N}	40,2 mg/l
Nitrat im Ablauf (Sollwert)	S _{NO3,AN}	15,0 mg/l
zu denitrifizierendes Nitrat	S _{NO3,D}	42,2 mg/l
Gewählter Denitrifikationsanteil	V _{D/VBB}	0,55 -
vorhandene Denitrifikationskapazität	S _{NO3,D}	43,6 mg/l
denitrifiziertes Nitrat	S _{NO3,D}	42,2 mg/l
Nitrat im Ablauf (vorhanden)	S _{NO3,AN}	15,0 mg/l
Minimal erforderliche Rückführung	RF	1,68 -

Phosphorelimination:

Phosphor im Zulauf	C _{P,ZB}	5,9 mg/l
Im Schlamm gebunden (normale Aufnahme)	X _{P,BM}	1,8 mg/l
Im Schlamm gebunden (erhöhte Aufnahme)	X _{P,BioP}	0,7 mg/l
Phosphor im Ablauf (vorhanden)	S _{PO4,AN}	1,0 mg/l
Phosphor im Ablauf (Sollwert)	S _{PO4,AN}	1,0 mg/l
gefällter Phosphor	X _{P,Fäll}	2,4 mg/l
Fällmittel: Dreiwertiges Eisen		
Fällmittelbedarf	FM	33,1 kg Me/d

Schlammrockensubstanz im Belebungsbecken:

Zulässige Schlammrockensubstanz im Ablauf BB	TS _{AB}	3,78 kg/m ³
Gewählte Schlammrockensubstanz im Ablauf BB	TS _{AB}	3,75 kg/m ³

Schlammalter und Belastungskennwerte:

Vorhandenes Schlammalter	t _{TS}	24,8 d
Vorhandenes aerobes Schlammalter	t _{TS,aer.}	11,2 d
Vorhandener Prozessfaktor	PF	5,35 -

Schlammproduktion:

Schlamm aus Kohlenstoffelimination	Ü _{Sd,C}	506 kg/d
Schlamm aus biol. P-Elimination	Ü _{Sd,BioP}	11 kg/d
Schlamm aus P-Fällung	Ü _{Sd,F}	83 kg/d
Schlammproduktion gesamt	Ü _{Sd}	599 kg/d

Sauerstoffverbrauch:

aus Kohlenstoffelimination	OV _{d,C}	1228 kg/d
aus Nitrifikation	OV _{d,N}	886 kg/d
aus C-Elimination durch Denitrifikation	OV _{d,D}	-627 kg/d
Täglicher Sauerstoffverbrauch	OV _d	1487 kg/d
Stoßfaktor für C-Elimination	f _C	1,15 -
Stoßfaktor für Nitrifikation	f _N	2,00 -
Maximaler stündl. Sauerstoffverbrauch	OV _h	98,9 kg/h

Säurekapazität:

Säurekapazität im Ablauf	SKS _{AN}	7,51 mmol/l
--------------------------	-------------------	-------------

Nachklärung

Beckentyp: Rundbecken

Art der Durchströmung: vertikal

Räumertyp: Schildräumer

Maßgebende Wassermenge Q_m 162 m³/h

Schlammindex, Eindickzeit, Rücklaufverhältnis:

Schlammindex, gewählt	ISV	100 l/kg
Eindickzeit des Schlammes, gewählt	tE	2,0 h
Schlammrockensubstanz an der Beckensohle	TS _{BS}	12,6 kg/m ³
Gewähltes Verhältnis TS _{RS} /TS _{BS}		0,70 -
Schlammrockensubstanz im Rücklaufschlamm	TS _{RS}	8,8 kg/m ³
Rücklaufverhältnis bei RW, gewählt	RV	0,75 -
Zulässige Schlammrockensubstanz im Zulauf	TS _{ZN}	3,78 kg/m ³
Gewählte Schlammrockensubstanz im Zulauf	TS _{ZN}	3,75 kg/m ³

Beckenoberfläche, Anzahl und Abmessungen:

Zulässige Schlammvolumenbeschickung	q _{SV}	650 l/(m ² *h)
Zulässige Flächenbeschickung	q _A	2,00 m/h
Erf. Gesamt-Beckenoberfläche	ANB	93 m ²
Anzahl der Becken	a	1
Erforderlicher Durchmesser	D _{NB}	11,40 m
Gewählter Durchmesser	D _{NB}	14,00 m
Durchmesser des Mittelbauwerks	D _{MB}	3,30 m
Vorhandene Beckenoberfläche	ANB	145 m ²
Vorhandene Schlammvolumenbeschickung	q _{SV}	418 l/(m ² *h)
Vorhandene Flächenbeschickung	q _A	1,11 m/h

Beckentiefe:

Klarwasserzone	h ₁	0,61 m
Übergangs- und Pufferzone	h ₂₃	2,22 m
Eindick- und Räumzone	h ₄	1,16 m
Maßgebende Beckentiefe	h _{ges}	4,00 m

Einlaufbauwerk:

Tiefe des Einlaufs unter WSP	h _e	2,70 m
Volumen der Einlaufkammer	V _E	4,7 m ³
Höhe des Einlaufschlitzes	h _{SE}	0,30 m
Querschnittsfläche des Zulauf(düker)s	A _{ZD}	0,10 m ²
Eintrittsgeschwindigkeit in die Zulaufkammer	v _{ZD}	0,79 m/s
Aufenthaltszeit in der Zulaufkammer	t _{EB}	60 s
In die Zulaufkammer eingetragene Leistung	P _E	24 Nm/s
Turbulente Scherbeanspruchung	G	64,4 1/s
Densimetrische Froude-Zahl	Fr _D	0,464 -

DWA-Regelwerk

Belebungs-Expert
Berechnung von einstufigen Belebungsanlagen
nach dem DWA-Arbeitsblatt A131(2016)

Projekt: KA Mainburg besteh. NKB 154 l/s

bearbeitet von: Hr Martin

berechnet am: 29.06.2020

Anlagenkonfiguration:

- Vorklärung
- Belebungsbecken
- Nachklärung

Reinigungsziele:

- Abbau des org. Kohlenstoffs
- Nitrifikation
- Denitrifikation

Denitrifikationsverfahren: DV!

Nachklärung: Beckentyp Rundbecken, Strömung horizontal, Räumertyp Schildräumer

Lastannahmen:

Größenklasse: 3231 kg CSB/d

Berechnete Lastfälle:

- Lastfall 1: Bemessung

	Lastfall	1
Zulaufmenge:		
Abwassermenge	Q _d	0 m ³ /d
	Q _t	0 m ³ /h

Zulaufkonzentrationen:		
CSB	C _{CSB,ZB}	0 mg/l
Gelöster CSB	S _{SCSB,ZB}	0 mg/l
Abfiltrierbare Stoffe	X _{TS,ZB}	0 mg/l
Kjeldahl-Stickstoff	C _{KN,ZB}	0,0 mg/l
Ammoniumstickstoff	S _{NH4,ZB}	0,0 mg/l
Nitratstickstoff	S _{NO3,ZB}	0,0 mg/l
Phosphor	C _{P,ZB}	0,0 mg/l
Säurekapazität	S _{KS,ZB}	0,00 mmol/l

Zulauffrachten:		
CSB	B _{d,CSB}	0 kg/d
Gelöster CSB	B _{d,SCSB}	0 kg/d
Abfiltrierbare Stoffe	B _{d,XTS}	0 kg/d
Kjeldahl-Stickstoff	B _{d,KN}	0,0 kg/d
Ammoniumstickstoff	B _{d,NH4}	0,0 kg/d
Nitratstickstoff	B _{d,NO3}	0,0 kg/d
Phosphor	B _{d,P}	0,0 kg/d

Belebungsbecken, Bemessungs-Lastfall:

Temperatur im Belebungsbecken	T	0,0 Grad C
-------------------------------	---	------------

Stickstoffbilanz:

Zulauf: C _{KN} + S _{NO3}	CN	0,0 mg/l
im Schlamm gebunden	X _{orgN,BM}	0,0 mg/l
Ammonium im Ablauf	S _{NH4,AN}	0,0 mg/l
organischer Stickstoff im Ablauf	S _{orgN,AN}	0,0 mg/l
nitrifizierter Stickstoff	S _{NO3,N}	0,0 mg/l
Nitrat im Ablauf (vorhanden)	S _{NO3,AN}	0,0 mg/l

Phosphorelimination:

Phosphor im Zulauf	C _{P,ZB}	0,0 mg/l
Im Schlamm gebunden (normale Aufnahme)	X _{P,BM}	0,0 mg/l
Im Schlamm gebunden (erhöhte Aufnahme)	X _{P,BioP}	0,0 mg/l
Phosphor im Ablauf (vorhanden)	S _{PO4,AN}	0,0 mg/l

Schlammrockensubstanz im Belebungsbecken:

Zulässige Schlammrockensubstanz im Ablauf BB	TS _{AB}	3,78 kg/m ³
Gewählte Schlammrockensubstanz im Ablauf BB	TS _{AB}	0,00 kg/m ³

Schlammalter und Belastungskennwerte:

Erforderliches Schlammalter	erf.t _{TS}	12,8 d
Erforderliches Volumen	V _{BB}	0 m ³
Gewähltes Volumen	V _{BB}	0 m ³
Vorhandenes Schlammalter	t _{TS}	0,0 d
Vorhandenes aerobes Schlammalter	t _{TS,aer.}	0,0 d
Vorhandener Prozessfaktor	PF	0,00 -

Schlammproduktion:

Schlamm aus Kohlenstoffelimination	Ü _{d,C}	##### kg/d
Schlamm aus biol. P-Elimination	Ü _{d,BioP}	##### kg/d
Schlamm aus P-Fällung	Ü _{d,F}	##### kg/d
Schlammproduktion gesamt	Ü _d	##### kg/d

Sauerstoffverbrauch:

aus Kohlenstoffelimination	OV _{d,C}	0 kg/d
aus Nitrifikation	OV _{d,N}	0 kg/d
aus C-Elimination durch Denitrifikation	OV _{d,D}	0 kg/d
Täglicher Sauerstoffverbrauch	OV _d	0 kg/d
Stoßfaktor für C-Elimination	f _C	0,00 -
Stoßfaktor für Nitrifikation	f _N	0,00 -
Maximaler stündl. Sauerstoffverbrauch	OV _h	0,0 kg/h

Säurekapazität:

Säurekapazität im Ablauf	SKS _{AN}	0,00 mmol/l
--------------------------	-------------------	-------------

Nachklärung

Beckentyp: Rundbecken

Art der Durchströmung: horizontal

Räumertyp: Schildräumer

Maßgebende Wassermenge Q_m 554 m³/h

Schlammindex, Eindickzeit, Rücklaufverhältnis:

Schlammindex, gewählt	ISV	100 l/kg
Eindickzeit des Schlammes, gewählt	tE	2,0 h
Schlammrockensubstanz an der Beckensohle	TS _{BS}	12,6 kg/m ³
Gewähltes Verhältnis TS _{RS} /TS _{BS}		0,70 -
Schlammrockensubstanz im Rücklaufschlamm	TS _{RS}	8,8 kg/m ³
Rücklaufverhältnis bei RW, gewählt	RV	0,75 -
Zulässige Schlammrockensubstanz im Zulauf	TS _{ZN}	3,78 kg/m ³
Gewählte Schlammrockensubstanz im Zulauf	TS _{ZN}	3,75 kg/m ³

Beckenoberfläche, Anzahl und Abmessungen:

Zulässige Schlammvolumenbeschickung	q _{SV}	500 l/(m ² *h)
Zulässige Flächenbeschickung	q _A	1,60 m/h
Erf. Gesamt-Beckenoberfläche	ANB	416 m ²
Anzahl der Becken	a	1
Erforderlicher Durchmesser	DNB	23,28 m
Gewählter Durchmesser	DNB	24,00 m
Durchmesser des Mittelbauwerks	DMB	3,60 m
Vorhandene Beckenoberfläche	ANB	442 m ²
Vorhandene Schlammvolumenbeschickung	q _{SV}	470 l/(m ² *h)
Vorhandene Flächenbeschickung	q _A	1,25 m/h

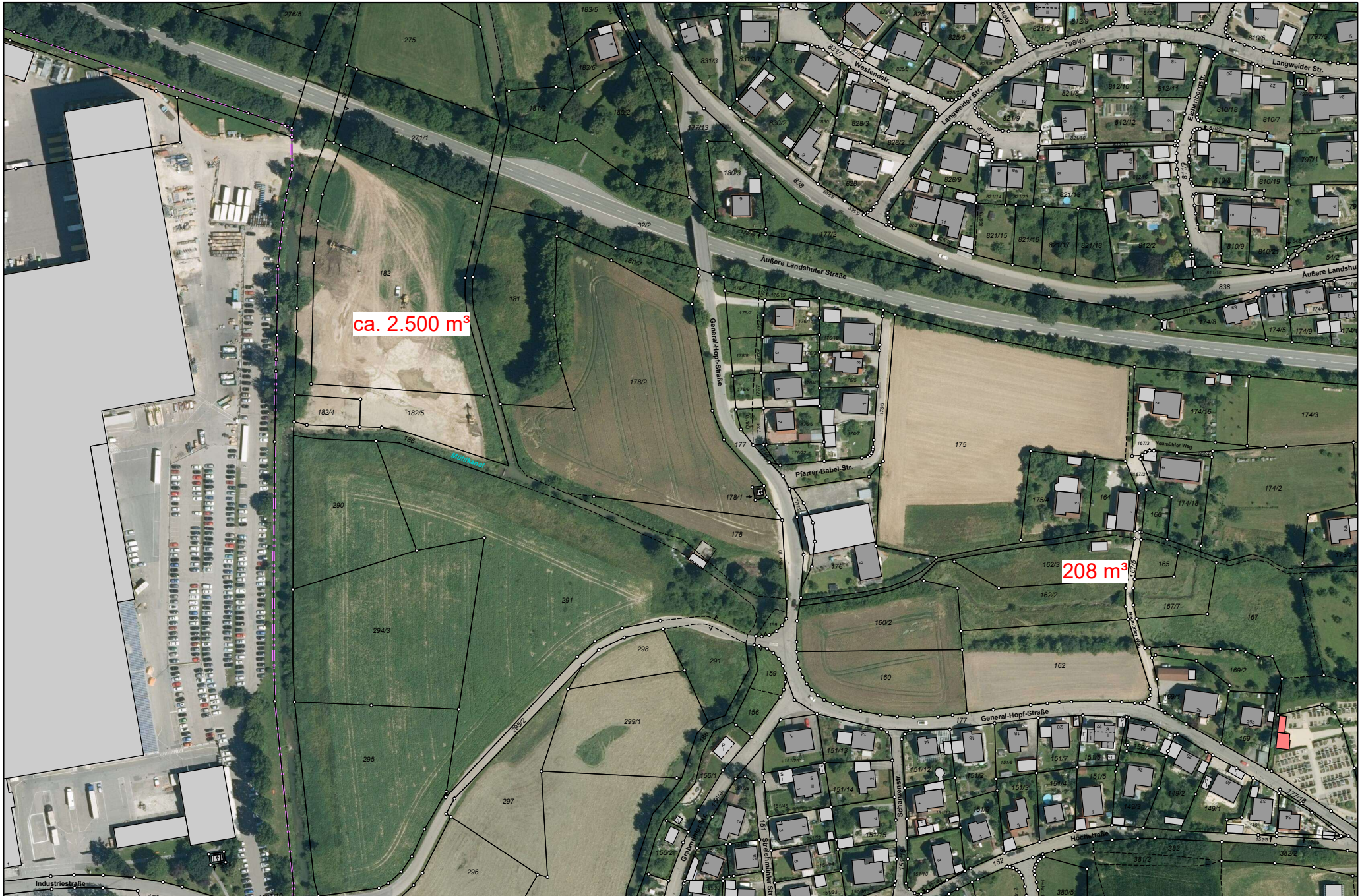
Beckentiefe:

Klarwasserzone	h ₁	0,84 m
Übergangs- und Pufferzone	h ₂₃	2,50 m
Eindick- und Räumzone	h ₄	1,31 m
Maßgebende Beckentiefe	h _{ges}	4,65 m

Einlaufbauwerk:

Tiefe des Einlaufs unter WSP	h _e	3,00 m
Volumen der Einlaufkammer	V _E	16,2 m ³
Höhe des Einlaufschlitzes	h _{SE}	1,60 m
Querschnittsfläche des Zulauf(düker)s	A _{ZD}	0,30 m ²
Eintrittsgeschwindigkeit in die Zulaufkammer	v _{ZD}	0,90 m/s
Aufenthaltszeit in der Zulaufkammer	t _{EB}	60 s
In die Zulaufkammer eingetragene Leistung	P _E	109 Nm/s
Turbulente Scherbeanspruchung	G	73,4 1/s
Densimetrische Froude-Zahl	Fr _D	0,118 -

ANLAGE 3: VORHANDENE RETENSIONSÄUME



III. HYDRAULISCHE BERECHNUNG

1. GRUNDLAGEN

Die hydrotechnische Berechnung für Abwasserkanäle und –leitungen wird auf der Grundlage des Arbeitsblattes A 110 der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV) vom August 1988 [13] durchgeführt und beruht im Wesentlichen auf den Gleichungen von Prandtl und Colebrook.

Das Tabellenbuch zur hydraulischen Berechnung nach ATV Arbeitsblatt A 110 von K. J. Ueker / P. Unger, wird ergänzend als Arbeitshilfsmittel verwendet [14]. Zusätzlich und für sonstige hydrotechnische Berechnungen werden die Schneider Bautabellen [15] zugrunde gelegt.

Bereits in der Bemessung der Erweiterung der Kläranlage Mainburg (November 1999) wurde ein hydraulischer Maximallastfall mit $Q_{\max, \max} = 177 \text{ l/s} \triangleq 637 \text{ m}^3/\text{h}$ berechnet.

Aus den Ergebnissen lässt sich eindeutig erkennen, dass ein Q_{\max} von 185 l/s im Zulauf keine hydraulischen Engpässe schafft.

Die Nachweise im Zulauf mit mechanischer Reinigung und für das 2. Nachklärbecken werden geführt.

2. HOCHWASSERSPIEGEL ABENS

2.1. Auslauf Vorfluter bis Ablaufmengenmessung

Annahme: Rohrleitung eingestaut

$$HW_{100 \text{ Auslauf}} = 413,25 \text{ m} \text{üNN}$$

$$Q_{\max} = 185 \text{ l/s}$$

DN 800

$$v = 0,37 \text{ m/s}$$

$$\Delta l = 280 \text{ m}$$

$$I = 1/5500$$

$$\Delta h = 280/5500 = 0,05 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{WSP}_{\max} = 413,25 + 0,05 = 413,30 \text{ m}$$

Rohrleitung eingestaut

$$Q_{\max} = 185 \text{ l/s}$$

DN 500

$$K_b = 0,50 \text{ mm}$$

$$v = 0,94 \text{ m/s}$$

$$\Delta l = 45 \text{ m}$$

$$I = 1/540$$

$$\Delta h = 45/540 = 0,08 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{WSP}_{\max} = 413,30 + 0,08 = 413,38 \text{ m}$$

2.2. MID Ablaufmengenmessung

Rohrleitung eingestaut

$$Q_{\max} = 185 \text{ l/s}$$

DN 400	DN 500
$k_b = 0,25 \text{ mm}$	$K_b = 0,25 \text{ mm}$
$v = 1,47 \text{ m/s}$	0,94 m/s

$\Delta l = 3 \text{ m}$	1,5 m
$I = 1/195$	1/600
$\zeta_e = 0,5$ $\zeta_{ges} = 0,5$	$\zeta_e = 1,2 \cdot (1 - 0,1963/0,1257)^2 = 0,35$ $\zeta_s = 0,3$ $\zeta_a = 1,0$ $\zeta_{ges} = 1,65$
$\Delta h_1 = 3/195 + 0,5 \cdot 1,42^2/19,62 = 0,07 \text{ m}$	$\Delta h_2 = 1,5/600 + 1,65 \cdot 0,94^2/19,62 = 0,08 \text{ m}$
$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,15 \text{ m}$	

$WSP_{max} = 413,38 + 0,15 = 413,53 < 414,17 = WSP \text{ NKB } 1$

2.3. MID Ablaufmengenmessung bis NKB 2

Zulauf MID: RS = 411,70

DN 300: Rohrscheitel: $411,70 + 0,3 = 412,00 \text{ m} < WSP_{max} = 413,53 \text{ m}$

→ Rohrleitung eingestaut	Rohrleitung im Freispiegel (Normalfall)
$Q_{max,max} = 45 \text{ l/s}$	$\Delta h_{geo \text{ RS}}: 412,40 - 411,70 = 0,7 \text{ m}$
DN 300	$I = 0,7/75 = 1/107$
$K_b = 0,50 \text{ mm}$	$Q_{voll} = 118 \text{ l/s}$
$v = 0,64 \text{ m/s}$	$Q_t = 45 \text{ l/s}$
$\Delta l = 75 \text{ m}$	$Q_t/Q_v = 45/118 = 0,381$

$I = 1/690$	
$\Delta h = 75/690 = 0,11 \text{ m}$	$\rightarrow h_t/d = 0,427$
$WSP_{\max} = 413,53 + 0,11 = 413,64$ $< 413,80 = \text{Sohle Rinne NKB}$	$H_T = 0,427 \cdot 0,3 = 0,13 \text{ m}$

⇒ Hochwasser der Abens wirkt sich nicht auf die Nachklärbecken 1 und 2 aus, d.h. kein Rückstau in die Nachklärbecken

2.4. Ablaufrinne NKB 2

Normalbetrieb

$$Q = Q_m/2 = 22,5 \text{ l/s}$$

(Zulauf von 2 Seiten)

$$l = l_R/2 = 21 \text{ m (Zulauf von 2 Seiten)}$$

$$b = 0,40 \text{ m (Stahlkonstruktion)}$$

$$t = 0,35 \text{ m}$$

$$k_{ST} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

$$v = K_{ST} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$

$$\Rightarrow I_e = (v/(K_{ST} \cdot r_{hy}^{2/3}))^2$$

1. Iteration:

$$\text{Annahme: } h_1 = 0,15 \text{ m}$$

$$A = 0,15 \cdot 0,40 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$l_u = 2 \times 0,15 + 0,40 = 0,70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow r_{hy} = 0,06/0,7 = 0,085 \text{ m}$$

$$v = 0,023/0,06 = 0,38 \text{ m/s}$$

$$l_e = (0,38/(80 \cdot 0,085^{0,66}))^2 = 1 / 1.730$$

$$\Rightarrow h_2 = 21/1730 = 0,012 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,38^2/19,62 = 0,007 \text{ m}$$

$$h_{\text{ges}} = 0,15 + 0,012 + 0,007 + 0,007 = 0,17 \text{ m} < 0,35 \text{ m (Höhe Ablaufrinne)}$$

2. Iteration:

$$h_1 = 0,10 \text{ m}$$

$$A = 0,10 \cdot 0,40 = 0,04 \text{ m}^2$$

$$l_u = 2 \times 0,1 + 0,40 = 0,60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow r_{\text{hy}} = 0,04/0,6 = 0,066 \text{ m}$$

$$v = 0,023/0,04 = 0,58 \text{ m/s}$$

$$l_e = (0,58/(80 \cdot 0,066^{0,66}))^2 = 1 / 526$$

$$\Rightarrow h_2 = 21/526 = 0,04 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,58^2/19,62 = 0,02 \text{ m}$$

$$h_{\text{ges}} = 0,10 + 0,04 + 0,02 = 0,16 \text{ m} < 0,35 \text{ m (Höhe Ablaufrinne)}$$

\Rightarrow Ablaufrinne ist ausreichend dimensioniert

2.5. Überlaufschwelle NKB-Ablaufrinne

Normalbetrieb

Einseitige Überlaufschwelle:

$$l = 41,5 \text{ m}$$

$$Q = 45 \text{ l/s} = 162 \text{ m}^3/\text{h}$$

⇒ Schwellenbeschickung:

$$q_s = 162/49,5 = 3,9 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{h}) < 20 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{h})$$

gewählt: Form A, DIN 19558: $h = 0,020 \text{ m}$

⇒ gewählt: Höhe Schwelle: 414,15 m

$$\Rightarrow WSP_{\max, \text{NKB2}} = 414,15 + 0,02 = 414,17 \text{ m} \triangleq WSP_{\max, \text{NKB1}}$$

2.6. NKB bis Ablaufschacht Belebung

$$Q_{\max} = 1,75 \cdot 45 = 80 \text{ l/s}$$

DN 350

$$k_b = 0,25 \text{ mm}$$

$$v = 0,84 \text{ m/s}$$

$$l = 11 \text{ m}$$

$$l = 1/500$$

$$\zeta_v = 0,5$$

$$\zeta_a = 1,0$$

$$\zeta_k = 2 \times 0,15$$

$$\zeta_{\text{ges}} = 1,8$$

$$\Delta h_1 = 11/500 + 1,8 \cdot 0,84^2/19,62 = 0,09 \text{ m}$$

$$Q_{\max\max} = 2 \cdot 45 = 90 \text{ l/s}$$

DN 350

$$k_b = 0,25 \text{ mm}$$

$$v = 0,94 \text{ m/s}$$

$$l = 11 \text{ m}$$

$$l = 1/400$$

$$\zeta_{\text{ges}} = 1,8$$

$$\Delta h_1 = 11/400 + 1,8 \cdot 0,94^2/19,62 = 0,11 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = 80 \text{ l/s}$$

DN 400

$$k_b = 0,25 \text{ mm}$$

$$v = 0,63 \text{ m/s}$$

$$Q_{\max} = 90 \text{ l/s}$$

DN 400

$$k_b = 0,25 \text{ mm}$$

$$v = 0,72 \text{ m/s}$$

$$l = 30 \text{ m}$$

$$I = 1/1000$$

$$\zeta_e = 0,5$$

$$\zeta_K = 3 \times 0,15$$

$$\zeta_{\text{ges}} = 1,0$$

$$\Delta h_2 = 30/1000 + 1,0 \cdot 0,63^2/19,62 = 0,05 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,09 + 0,05 = 0,14 \text{ m}$$

$$\text{WSP} = 414,17 + 0,14 = 414,31 \text{ m}$$

$$l = 30 \text{ m}$$

$$I = 1/800$$

$$\Delta h_2 = 30/800 + 1,0 \cdot 0,72^2/19,62 = 0,06 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,11 + 0,06 = 0,17 \text{ m}$$

$$\text{WSP} = 414,17 + 0,17 = 414,34 \text{ m}$$

$$< \text{ÜS} = 419,70 \text{ m}$$

⇒ Kein Rückstau in die Biologie

3. ZULAUF KA MIT MECHANISCHER REINIGUNG

3.1. Ablaufschwelle in VKB

Annahme: Rohrleitung eingestaut

$$Q_{\text{max}} = 185 \text{ l/s}$$

$$B = 5,70 \text{ m}$$

$$\mu = 0,59 \text{ m}$$

$$h_{\ddot{u}} = 0,48584 \cdot (0,185/(0,59 \cdot 5,7))^{2/3} = 0,07 \text{ m}$$

entspricht Überlaufhöhe Entwurf 1999 für $Q_{\text{maxmax}} = 177 \text{ l/s}$

$$\text{ÜS} = 411,95 \text{ m}$$

$$\text{WSP} = 411,95 + 0,07 = 412,02 \text{ m}$$

3.2. Einlaufbauwerk VKB

5 Stück Einlauföffnung DN 350 → 5 x 0,096 m²

$$Q = Q_{\max} / 5 = 185/5 = 37 \text{ l/s}$$

$$v = 0,037/0,096 = 0,39 \text{ m/s}$$

$$\zeta_e = 0,5$$

$$\zeta_a = 1,0$$

$$\zeta_{\text{ges}} = 1,5$$

$$\Delta h = 1,5 \cdot 0,39^2/19,62 = 0,01 \text{ m}$$

$$\text{WSP} = 412,02 + 0,01 = 412,03 \text{ m} < 412,04 = \text{Sohle Gerinne}$$

3.3. Zulaufrinne VKB

Normalbetrieb

$$Q = 185 \text{ l/s}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

$$b = 0,80 \text{ m}$$

$$t = 1,36 \text{ m}$$

$$k_{\text{ST}} = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

$$v = K_{\text{ST}} \cdot r_{\text{hy}}^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$

$$\Rightarrow I_e = (v/(K_{\text{ST}} \cdot r_{\text{hy}}^{2/3}))^2$$

1. Iteration:

Annahme: $h_1 = 0,25 \text{ m}$

$$A = 0,25 \cdot 0,80 = 0,20 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}l_u &= 2 \times 0,25 + 0,80 = 1,30 \text{ m} \\ \Rightarrow r_{hy} &= 0,20 / 1,30 = 0,15 \text{ m} \\ v &= 0,185 / 0,2 = 0,93 \text{ m/s} \\ l_e &= (0,93 / (70 \cdot 0,15^{0,66}))^2 = 1 / 463 \\ \Rightarrow h_2 &= 7 / 463 = 0,01 \text{ m} \\ h_3 &= 0,93^2 / 19,62 = 0,05 \text{ m} \\ h_{ges} &= 0,25 + 0,01 + 0,05 = 0,31 \text{ m} \\ RS &= 412,04 \text{ m} \\ WSP &= 412,04 + 0,31 = 412,35 \text{ m}\end{aligned}$$

3.4. Venturi

Ansatz: Fließteile am Ende 0,42 m (siehe Hydraulik 1999)

WSP am Ende: $412,05 + 0,42 = 412,47 \text{ m}$

3.5. Ablaufschwelle Sandfang

$$\ddot{U}S = 412,18 \text{ m} < 412,47 \text{ m}$$

\Rightarrow Unvollkommener Überfall

$$B = 1,6 \text{ m}$$

$$\mu = 0,5 \text{ m}$$

$$h_u = 412,47 - 412,18 = 0,29 \text{ m}$$

$$h_{\ddot{u}} = 0,32 \text{ m (Annahme)}$$

$h_u / h_{\ddot{u}} = 0,9 \rightarrow$ Abminderungsfaktor $c = 0,9$ für breitröhrigen Überfall

$$Q = 2/3 \cdot c \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2}$$

$$= 0,666 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 4,43 \cdot 0,32^{3/2} = 0,385 \text{ m}^3/\text{d}$$
$$= 385 \text{ l/s} > 185 \text{ l/s}$$

$$h_{\bar{u}} = 0,30 \text{ m (Annahme)}$$

$$h_u/h_{\bar{u}} = 0,97 \rightarrow \text{Abminderungsfaktor } c = 0,5$$

$$Q = 0,666 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 4,43 \cdot 0,30^{3/2} = 0,194 \text{ m}^3/\text{d}$$
$$= 194 \text{ l/s} = Q_m = 185 \text{ l/s}$$

$$\text{WSP} = 412,18 + 0,30 = 412,48 \text{ m}$$

3.6. Sandfang – Ablauf Rechen

$$RS_{AR} = 412,18 \text{ m (Annahme siehe Hydraulik 1999)}$$

$$RS_{SF} = 412,13 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,05 \text{ m}$$

$$\Delta l = 20 \text{ m}$$

$$I = 0,05/20 = 1/400$$

$$\text{DN } 500$$

$$k_b = 0,50 \text{ m}$$

$$Q_v = 216 \text{ l/s}$$

$$Q_t/Q_v = 185/216 = 0,086$$

$$\Rightarrow h_t/D = 0,72$$

$$h_t = 0,72 \cdot 0,5 = 0,36 \text{ m}$$

$$\text{WSP} = 412,18 + 0,36 = 412,54 \text{ m} \triangleq 412,55 = \text{WSP Entwurf 1999}$$

3.7. Hydraulikzulauf / Mechanische Reinigung

Der Bestand muss für eine Erhöhung von $Q_m = 154 \text{ l/s}$ auf $Q_m = 185 \text{ l/s}$ nicht verändert werden.
Die Wasserspiegel ändern sich nur geringfügig.

-
- | | | |
|------|------------------------------|---|
| [7] | LRA Kelheim | Bekanntmachung vorläufig gesichertes
Überschwemmungsgebiet
Kelheim, 20.12.2019 |
| [8] | LRA Kelheim | Verordnung festgesetztes Überschwemmungsgebiet
Kelheim, 08.06.1991 |
| [9] | WWA Landshut | Erweiterung Kläranlage Mainburg
Mail von WWA, Hr. Schraner
Landshut, 09.01.2020 |
| [10] | Stadt Mainburg | Retentionsvolumen
Mail vom 22.06.2020
Hr. Kronauer |
| [11] | Bay. Landesamt
für Umwelt | Merkblatt Nr. 4.4/12
Bemessung, Begutachtung und Beratung
beim Ausbau von Kläranlagen
Stand: 21. Juli 2011 |
| [12] | Bayernatlas | Hochwasserrisiken |

- [13] Abwassertechnische
Vereinigung (ATV) Arbeitsblatt A 110
Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und –leitungen
Regelwerk Abwasser – Abfall
GfA, St. Augustin, August 1988
- [14] K. J. Ueker / P. Unger Tabellen zur hydraulischen Berechnung von Steinzeugkanälen nach ATV Arbeitsblatt A 110.
Steinzeug Hydraulik
4. Auflage
WGWIS-Verlag, Lich, 1990
- [15] Schneider Bautabellen
mit Berechnungshinweisen und Beispielen
6. Auflage
Werner Verlag, Düsseldorf 1984



aufgestellt im Juni 2020
Dünser.Aigner.Kollegen