

MARKT WEGSCHEID

LANDKREIS PASSAU / NIEDERBAYERN



Wasserrechtsantrag

Abwasseranlage Markt Wegscheid

Neubemessung der Kläranlage Wegscheid

auf 8 000 EW

Vorhabensträger:

Markt Wegscheid
Marktstraße 1
94110 Wegscheid

Entwurfsverfasser:



Mantelkam 1
84036 Kumhausen

aufgestellt:

Mantelkam, Juli 2024

MARKT WEGSCHEID

LANDKREIS PASSAU / NIEDERBAYERN



Wasserrechtsantrag

Abwasseranlage Markt Wegscheid

Neubemessung der Kläranlage Wegscheid

auf 8 000 EW

Inhaltsverzeichnis

- 1. Erläuterungsbericht Kläranlage**
- 2. Planbeilagen Kläranlage**
- 3. Anlagen Kläranlage**

MARKT WEGSCHEID

LANDKREIS PASSAU / NIEDERBAYERN



Wasserrechtsantrag

Abwasseranlage Markt Wegscheid

Neubemessung der Kläranlage Wegscheid

auf 8 000 EW

1. Erläuterungsbericht Kläranlage

Inhaltsverzeichnis

1.	Allgemeines	3
1.1	Vorhabensträger	3
1.2	Gegenstand des Antrages	3
1.3	Zweck der Benutzung	3
1.4	Örtliche Verhältnisse	4
1.4.1	Allgemeines	4
1.4.2	Einwohnerzusammenstellung	4
1.4.3	Hydrologische Daten	5
1.4.4	Geologische Verhältnisse	5
2.	Entlastungsbauwerke	6
3.	Kläranlage	7
3.1	Allgemeines	7
3.1.1	Kanalnetz	11
3.1.2	mechanische Vorklärung - Rechen/Sand- und Fettfang	11
3.1.3	Verteilerbauwerk	11
3.1.4	Biologische Reinigungsstufe	12
3.1.5	Chemische Reinigungsstufe	13
3.1.6	Nachklärung	13
3.1.7	Rücklaufschlammumpwerk	14
3.1.8	Schlammeindickung	15
3.1.9	Schlammbehandlung	15
3.1.10	Ablauf	16
3.2	Abwassertechnische Berechnungen	16
4.	Abwassertechnische Neuberechnung	23
4.1	Einleitungsbedingungen	26
4.2	Erforderliches Belebungsbeckenvolumen	29
4.3	Bemessung der Nachklärung:	30
5.	Zusammenfassung	31

1. Allgemeines

1.1 Vorhabensträger

Vorhabensträger ist der Markt Wegscheid, Marktstraße 1, 94110 Wegscheid, nachstehend Unternehmerin genannt. Die Unternehmerin hat das Ingenieurbüro Neumayer mit der Erstellung der benötigten Unterlagen beauftragt.

1.2 Gegenstand des Antrages

Die Unternehmerin beantragt die Verlängerung der gehobenen Erlaubnis zur Benutzung des Jägermühlbaches, durch Einleitung gesammelter Abwässer der Kläranlage Wegscheid.

1.3 Zweck der Benutzung

Die beantragte Gewässerbenutzung dient der Beseitigung des in der Kläranlage der Unternehmerin behandelten Abwassers.

Es wird eingeleitet das

- in der Kläranlage behandelte Abwasser auf dem Grundstück Fl.-Nr. 509/1, Gemarkung Wegscheid, in den Jägermühlbach. Die Einleitungsstelle befindet sich auch auf der Flurnummer 502, Gemarkung Wegscheid im Mündungsbereich des Altesbaches in den Jägermühlbach.

1.4 Örtliche Verhältnisse

1.4.1 Allgemeines

Der Markt Wegscheid liegt in der Region Donau-Wald an der Grenze Deutschland – Österreich, im Landkreis Passau, Regierungsbezirk Niederbayern, und ist Teil der Planungsregion 12 Straubing. Der Markt besitzt eine Fläche von 80,64 km² und liegt auf einer mittleren Höhe von ca. 718 mü NN.

Die Kläranlage entwässert in den Jägermühlbach.

Der Markt Wegscheid betreibt derzeit 4 Kläranlagen (Wegscheid, Rannasee, Thalberg und Reischlhof). Die Kläranlagen Thalberg und Reischlhof sollen 2025 an die Kläranlage Wegscheid angeschlossen werden.

Die Kläranlage befindet sich rund 1,2 km südöstlich des Ortskerns von Wegscheid auf dem markteigenen Grundstück Fl. Nr. 509/1 der Gemarkung Wegscheid.

1.4.2 Einwohnerzusammenstellung

An die Kläranlage Wegscheid sind derzeit rund 2.800 tatsächliche Einwohner angeschlossen. Die Anlage ist belastet mit rund 4.500 EW.

Diese Belastung setzt sich wie folgt zusammen:

Bezeichnung	Anzahl		Faktor	EW
Wegscheid	2.800	Einwohner	1,0	2.800
Gewerbe etc.				
Zambelli	158	Mitarbeiter	0,8	126
Stahlbau	117	Mitarbeiter	0,8	94
Enna	30	Mitarbeiter	0,8	24
Moser	15	Mitarbeiter	0,8	12
Krankenhaus	90	Mitarbeiter	1,0	90
Krankenhaus	79	Betten	2,7	213
Kindergarten	125	Kinder	0,2	19
Hotel Rosenberger	246	Betten	1,7	418
Hotel Rosenberger	50	Mitarbeiter	0,8	40
Summe				3.836

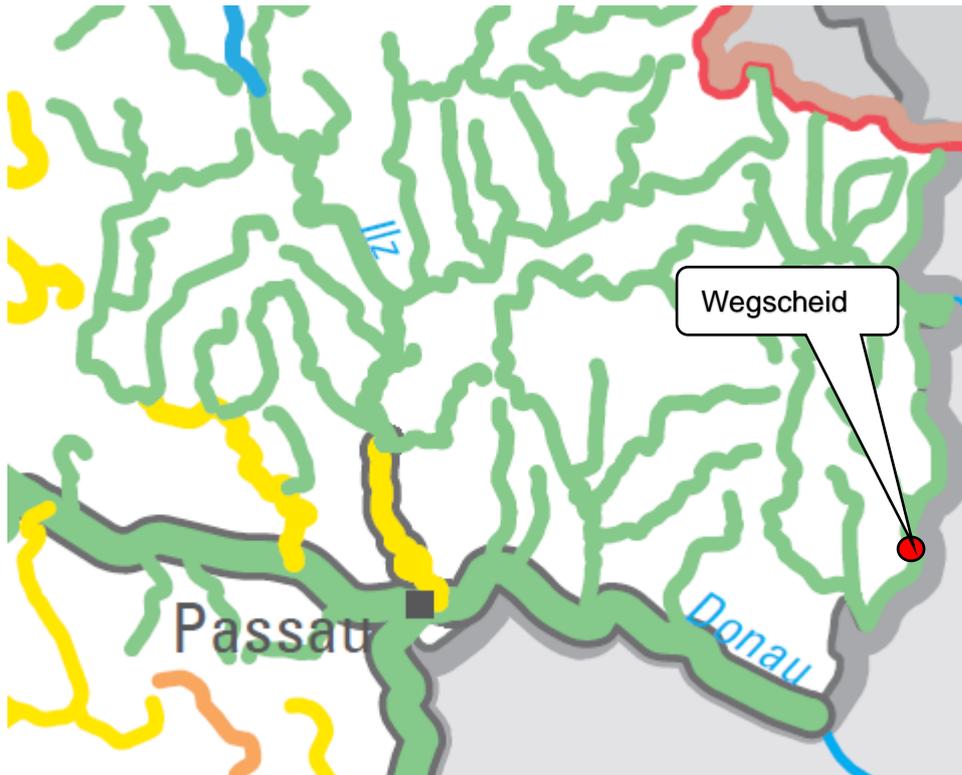
Hinzu kommen an 2 Tagen in der Woche die Schlachtungen bei der Metzgerei Wasner, so dass die sich ergebende Belastung aus der Auswertung der Betriebstagebücher von 2015 – 2023 mit 4.500 EW (85 % Perzentilwert) plausibel ist.

Aus dem Anschluss der Kläranlagen Thalberg und Reischlhof kommen nun rund 150 Einwohner von Thalberg und rund 700 EW vom Reischlhof hinzu.

1.4.3 Hydrologische Daten

Der Vorfluter der Kläranlage ist der Jägermühlbach (Gewässer III. Ordnung).

Der ökologische Zustand des Jägermühlbaches wird als „gut“ definiert (lt. Bewirtschaftungsplan 2016-2021).



Die Gewässerfolge des Großen Michelbachs beschreibt sich wie folgend:

Altesbach – Jägermühlbach- Ranna - Donau – Schwarzes Meer

1.4.4 Geologische Verhältnisse

Das Gemeindegebiet ist naturräumlich dem unteren Bayerischen Wald zuzuordnen. Der geologische Untergrund besteht aus Granit und dessen Zersetzungsgesteinen.

2. Entlastungsbauwerke

Die angeschlossenen Ortsteile sind hauptsächlich im Trennsystem angeschlossen. Die Regenrückhaltung findet zum Großteil in Regenrückhaltebecken statt, welche das anfallende Regenwasser zu den Vorflutern drosseln. Lediglich in Wegscheid ist ein Großteil im Mischsystem entwässert. Die Drosslung zur Kläranlage erfolgt hier in einem RÜB vor der Kläranlage.

3. Kläranlage

3.1 Allgemeines

Die Kläranlage am jetzigen Standort wurde im Jahre 2004 als Ersatz für die alte Scheibentauchkörperanlage als 2-straßige Belebungsanlage in Betrieb genommen, um den gestiegenen Reinigungszielen gerecht zu werden. Die 2004 errichtete Anlage wird in wesentlichen Teilen weiterbetrieben. In einer Studie vom September 2022 wurden Erweiterungsmöglichkeiten aufgezeigt, um die erhöhte Belastung durch die nun hinzukommenden Ortsteile sicher reinigen zu können. Die Auslegung erfolgt auf die Ausbaugröße von 8 000 EW (bisher 6 000 EW).

Bei der Anlage handelt es sich um eine aerobe Stabilisierungsanlage mit 2 Belebungsbecken und einer Nachklärung mit getauchtem Ablaufrohr.

Die Anlage besitzt eine gehobene Erlaubnis bis 31.12.2024. Sie ist mit 6 000 EW eine Anlage der Größenklasse 3, woran sich auch durch die Erhöhung der Ausbaugröße auf 8 000 EW nichts ändert.

Die Kläranlage besteht aus folgenden Bauteilen/Einrichtungen:

1 Zulaufdrossel im RÜB	(Q= 50 l/s)
1 Rechengebäude	Kompaktanlagen der Fa. Huber SE mit Rechen, Sand und Fettfang (Q= 60 l/s)
1 Verteilerbauwerk	(mit Überlauftulpen)
2 Belebungsbecken	(je: V _{nutz} = 1 235 m ³ , t _w = 4,9 m)
1 Nachklärbecken	(d = 18 m, t _w = 3,70 m)
1 Rücklaufschlammumpwerk	(Q= 40 l/s)
1 Schlammindicker	(V _{nutz} = 100 m ³)
1 Schlammstapelbehälter	(V _{nutz} = 2 x 560 m ³ = 1 120 m ³)
1 Schlammmentwässerungshalle	(V _{nutz} = 20 m ³ entwässerter Schlamm)
1 Solare Trocknungshalle	(Trocknungsfläche 624 m ²)
1 Ablaufmessung	(MID)

Für die Neuerteilung der wasserrechtlichen Genehmigung werden folgende Ablaufwerte erklärt:

Chem. Sauerstoffbedarf (CSB)	50 mg/l
Biochem. Sauerstoffbedarf (BSB ₅)	20 mg/l
Ammoniumstickstoff (NH ₄ -N)	10 mg/l
Stickstoff gesamt (N _{ges})	14 mg/l
Phosphor gesamt (P _{ges})	2 mg/l

Die Kläranlage Wegscheid liegt in keinem Gebiet mit einem überdurchschnittlichen Phosphor-Eintrag aus kommunalen Abwassereinleitungen (vgl. Phosphor-Problemzonenkarte)

Da die Kläranlagen Thalberg und Reischlhof an die Kläranlage Wegscheid angeschlossen werden, werden nun alle drei Anlagen betrachtet. Die Auswertung der Jahresberichte von 2021 bis 2023 ergibt folgenden Zufluss zur Kläranlage Wegscheid. Diese werden zukünftig in der Kläranlage Wegscheid behandelt.

	Jahr	EZ	JSM		TW _{max} m ³ /h	TW _{max} m ³ /d	FW	FW m ³ /a	SW m ³ /a	Q _{Sam} l/s	l/Ed	Q _{Fam} l/s
Wegscheid	2021	2.818	188.897		98	920	20,30%	38.346	150.551	4,8	117	1,2
Wegscheid	2022	2.818	174.380		90	986	21,50%	37.492	136.888	4,3	104	1,2
Wegscheid	2023	2.833	177.038		91	980	21,40%	37.886	139.152	4,4	106	1,2
	Mittelwert	2.823	180.105	Maxwert	98	986		Mittelwert		4,5	109	1,2
Thalberg	2021	153	7.751		4,9	44	23,00%	1783	5968	0,2	107	0,1
Thalberg	2022	153	6.647		5,3	40	19,00%	1263	5384	0,2	96	0,0
Thalberg	2023	151	7.204		4,4	65	24,00%	1729	5475	0,2	99	0,1
	Mittelwert	152	7.201	Maxwert	5,3	65		Mittelwert		0,2	101	0,1
Reischlhof (Corona bis April)	2021	586 EW	11.035		4,7	63	0,00%	0	11035	0,3	52	0,0
Reischlhof	2022	624 EW	19.911		5,0	60	0,00%	0	19911	0,6	87	0,0
Reischlhof	2023	662 EW	20.273		5,2	65	0,00%	0	20273	0,6	84	0,0
	Mittelwert	624	17.073	Maxwert	5,2	65		Mittelwert		0,5	74	0,0
Wegscheid + Thalberg + Reschlhd	2021	3.557	207.683		108	1.027		40129	167554	5,3	106	1,3
Wegscheid + Thalberg + Reschlhd	2022	3.595	200.938		100	1.086		38755	162183	5,1	101	1,2
Wegscheid + Thalberg + Reschlhd	2023	3.646	204.515		101	1.110		39615	164900	5,2	101	1,3
	Mittelwert	3.599	204.379	Maxwert	108	1.110		Mittelwert		5,2	103	1,3

Der spezifische Schmutzwasseranfall der Kläranlage Wegscheid liegt mit 109 l/ (EW x d) im realistischen Bereich. Von der sich ergebenden Schmutzwassermenge wurden 30.000 m³ für Gewerbe und Hotel in Ansatz gebracht. Für die Kläranlagenauslegung wird deshalb mit einem Fremdwasseranfall von 20% für die Kläranlage Wegscheid gerechnet. Für die Kläranlage Thalberg ergeben sich vergleichbare Werte, wobei das dortige Kanalsystem in den nächsten Jahren in ein Trennsystem umgebaut wird. Von der Kläranlage Reischlhof kommt kein Fremdwasser

Berechnung der Auslegungswassermengen

Wasserverbrauch	105	l/E d	wie derzeit; keine Steigerung zu erwarten						
Fremdwasseranfall	20	%							
Spitzenfaktor x	14	h / d							
	EZ bzw.	Q_{d max}	Q_{s24}	Q_{f24}	Q_{t24}	x	Q_{sx}	Q_{tx}	Q_m
	EW	m³/d	l/s	l/s	l/s	h/d	l/s	l/s	l/s
derz. Belastung Wegscheid	4484	980,0	4,50	1,20	5,70	14	7,71	8,91	32,9
derz. Belastung Thalberg	194	65,0	0,20	0,10	0,30	14	0,34	0,44	3,0
derz. Belastung Reischlhof	624	65,0	0,60	0,00	0,60	14	1,03	1,03	2,0
Zukunftsreserve	2698	354,1	3,28	0,82	4,10	14	5,62	6,44	12,1
Wasseranfall gesamt	8000	1464	8,0	2,1	10,1		13,7	15,8	50,0

Q_{d max} = der Wert aus dem Jahr 2023, der in Summe der 3 Anlagen den Maximalwert von 2021 - 2023 ergibt
Q_{s24} und **Q_{f24}** sind die Mittelwerte aus den Jahren 2021 - 2023 errechnet aus der Jahresschmutzwassermenge und dem mittleren Fremdwasser

Als maximaler Stundenwert für die Berechnung im Belebungs-Expert wurde der Maxwert der drei bestehenden Anlagen + Q_{tx} aus der Reserve verwendet ==> 108 m³/h + 6,44 x 3,6 = 131 m³/h aufg. 140 m³/h

Für die Ermittlung des Mischwasserzuflusses wurde gem. DWA A 198 Kap. 4.2.2.6 mit folgender Formel gerechnet:

$$Q_M = f_{s,QM} \cdot Q_{S,aM} + Q_{F,aM}$$

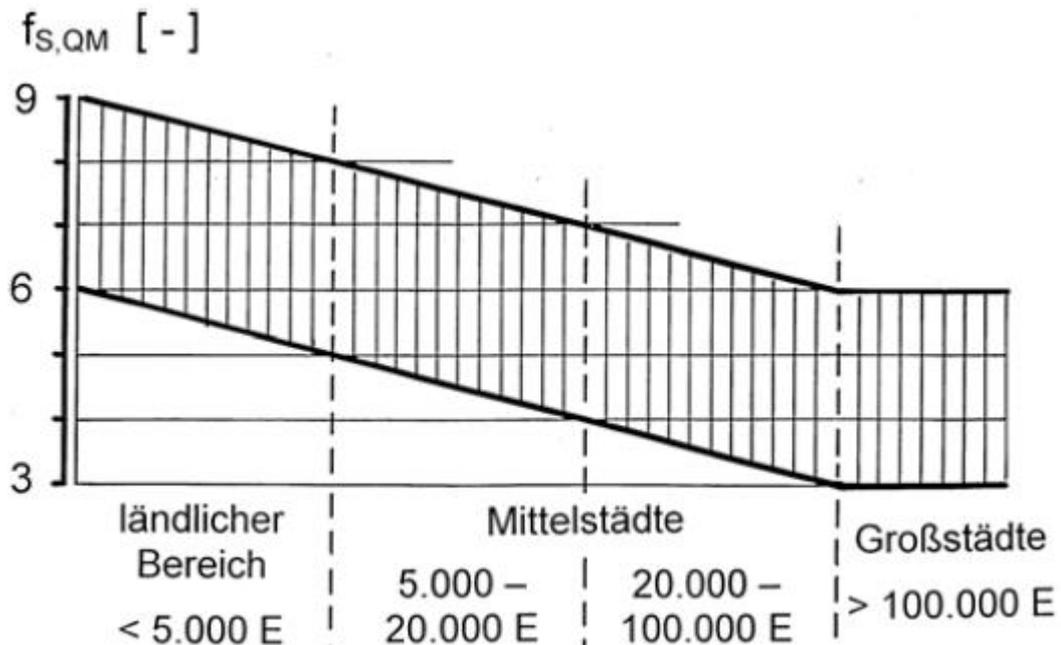
$$Q_{s24} = Q_{S,aM} = 8,0 \text{ l/s}$$

$$Q_{F,aM} = Q_{f24} \text{ aus der Zeile „Zukunftsreserve“} + 2 \times (Q_{f24} \text{ KA Wegscheid} + Q_{f24} \text{ KA Thalberg})$$

Die Mittelwerte der beiden Kläranlagen wurden verdoppelt, weil der Fremdwasseranfall bei beiden Anlagen relativ stark schwankt und die Maximalwerte etwa doppelt so hoch sind wie die Mittelwerte.

$$Q_{F,aM} = 0,82 + 2 \times (1,20 + 0,10) = 3,42 \text{ l/s}$$

Tabelle für die Ermittlung des Faktors $f_{s,QM}$ aus DWA A 198



Bei einer Ausbaugröße von 8.000 EW $\rightarrow f_{s,QM}$ zwischen 4,8 und 7,8

$f_{s,QM}$ gewählt 6,35 $\rightarrow Q_M = 6,35 \times 8,0 + 3,42 = 54,2 \text{ l/s} = 195 \text{ m}^3/\text{h}$

Es werden daher folgende Einleitungsmengen beantragt:

$$\begin{aligned}
 Q_{t,x} &= 140 \text{ m}^3/\text{h} \\
 Q_d &= 1.464 \text{ m}^3/\text{d} \\
 Q_m &= 195 \text{ m}^3/\text{h} \\
 JSM &= 320.000 \text{ m}^3/\text{a}
 \end{aligned}$$

Erläuterung der Anlagenteile

Unter Berücksichtigung vorstehender Ausführungen wurde die nachfolgend beschriebene Kläranlage entworfen. Für die Abwasserreinigung, Schlammbehandlung sowie für den Betrieb sind folgende, in der Reihenfolge der Prozessabläufe beschriebene, Einrichtungen vorhanden.

In den folgenden Erläuterungen zu den einzelnen Einrichtungen sind deren Abmessungen, Leistungsdaten der Maschinen sowie abwassertechnische und hydraulische Werte auch enthalten, die bereits im Entwurf von 2001 enthalten waren. Diese wurden von dort übernommen.

3.1.1 Kanalnetz

Die angeschlossenen Ortsteile sind hauptsächlich im Trennsystem angeschlossen. Im vor der Kläranlage angeordneten Trennbauwerk wird das Abwasser bei Überschreitung der maximalen Zulaufmenge (50 l/s) über das Trennbauwerk in das RÜB 1 eingeleitet. Dieses Wasser aus dem RÜB 1 wird bei geringerem Zulauf wieder der Kläranlage zugeführt. Die Zuflussregelung erfolgt durch einen HydroSlide am Ablauf des RÜB. Die Mischwasserberechnungen erfolgen in einem eigenen Antragsteil.

3.1.2 mechanische Vorklärung - Rechen/Sand- und Fettfang

Die mechanische Reinigungsstufe besteht aus einer Kompaktanlage der Fa. Huber. Durch eine integrierte Rechengutauswaschung werden aus dem Rechengut Fäkalbestandteile ausgewaschen. Anschließend gelangt das Rechengut zur Entwässerung und Kompaktierung in eine Förder- und Kompaktierschnecke, bevor es in Container abgeworfen wird. Das bei der Behandlung anfallende Wasch- und Prozesswasser wird in den Abwasserstrom zurückgeführt. In die Rechenstufe ist der Sand- und Fettfang integriert. Der anfallende Sand wird in einem Sandwäscher gereinigt.

3.1.3 Verteilerbauwerk

Das Abwasser fließt, nach Rechen und Sandfang mechanisch vorgereinigt, kontinuierlich dem Verteilerbauwerk zu und wird von dort mit dem Rücklaufschlamm aus der Nachklärung vermisch. Die beiden Abläufe (Überlauftulpen) aus dem Verteilerbauwerk verteilen das Abwasser-Schlammgemisch zu gleichen Teilen auf die Belebungsbecken 1 und 2. Hier kann auch je ein Belebungsbecken außer Betrieb genommen werden für evtl. anfallende Reparaturarbeiten.

3.1.4 Biologische Reinigungsstufe

In der Belebungsanlage finden neben der Kohlenstoffelimination eine Stickstoffelimination (Nitrifikation und Denitrifikation), sowie die Phosphorelimination statt.

Als Verfahren kommt hierbei eine Durchlaufbelebung zum Einsatz. Die zwei Behandlungsschritte des Verfahrens (Belüften, Denitrifikation) erfolgen zeitgesteuert nacheinander.

Die Belebungsbecken werden nach dem Verteilerbauwerk permanent mit dem Abwasser-Schlammgemisch beschickt. Das Wasser läuft vom Verteilerbauwerk je in einer Leitung in die betonierten Rundbecken mit einem Durchmesser von 18 m. Mit einer Wassertiefe von 4,85 m ergibt sich ein Belebungsbeckenvolumen von je 1 235 m³

Während der Belüftungsphase laufen die Gebläse durchgängig. Durch die flächige Anordnung der Belüfter ist die notwendige Durchmischung gesichert. Durch die Belüftung herrschen im Becken aerobe Verhältnisse, d. h. es ist freier Sauerstoff im Wasser vorhanden. In dieser Phase wird von den Mikroorganismen der Kohlenstoff abgebaut und der Ammoniumstickstoff zum Nitrat umgebaut.

In der anschließenden Denitrifikationsphase wird die Belüftung ausgeschaltet und es läuft nur noch das Rührwerk. Durch die fehlende Sauerstoffzufuhr wird ein anoxisches Milieu erzeugt und die Biomasse greift nun auf den zuvor erzeugten Nitratstickstoff zurück. Dadurch wird das Nitrat in elementaren Stickstoff und Sauerstoff aufgespalten. Der Stickstoff gas an der Beckenoberfläche aus und ist somit aus dem Abwasser entfernt. Dies geschieht so lange bis kein Nitrat mehr vorhanden ist und im Becken anaerobe Verhältnisse herrschen, d.h. kein Sauerstoff (weder in gebundener noch in freier Form) mehr vorliegt.

Durch den teilweise sauerstofffreien Betrieb der Belebung werden Mikroorganismen begünstigt, welche Phosphor einlagern. Durch diese zusätzliche Einlagerung wird der sog. Bio-P-Effekt verstärkt der einen erhöhten Phosphorabbau zur Folge hat.

3.1.5 Chemische Reinigungsstufe

Auf der Kläranlage Wegscheid kommt die sog. chemische Phosphorelimination zum Einsatz. Durch Zugabe von einem Fällmittel wird das im Abwasser enthaltene Phosphat von der flüssigen in die feste Phase überführt. Das so gefällte Phosphat setzt sich im Nachklärbecken ab und wird mit dem Überschussschlamm aus dem Abwasser entfernt.

3.1.6 Nachklärung

Der Belebtschlamm wird im Nachklärbecken vom gereinigten Wasser getrennt. Das geklärte Wasser läuft in den Vorfluter und der Schlamm gelangt über ein Pumpwerk zurück in das Belebungsbecken. In diesem Pumpwerk besteht aber auch die Möglichkeit, den Schlamm über den Voreindicker in eines der 2 Schlammsilos zu pumpen. So kann der überschüssige Schlamm aus dem Belebungsbecken entfernt werden

Nach der biologischen Abwasserreinigung fließt das gereinigte Abwasser zusammen mit dem Schlamm (Biomasse) in das Nachklärbecken. Dort kann sich der Schlamm absetzen und das geklärte Abwasser läuft über eine getauchte Leitung in den Vorfluter.

Der Schlamm setzt sich in dem horizontal beschickten Nachklärbecken nach unten ab. Dort gelangt er über einen Räumler in den Mitteltrichter des runden Beckens. Die Ablaufleitung führt zu einem Pumpwerk und von dort wird der Schlamm wieder zurück in das Verteilerbauwerk gepumpt.

3.1.7 Rücklaufschlammumpwerk

Das Pumpwerk befindet sich im östlichen Betriebsgebäude. Die Ablaufleitung vom Nachklärbecken geht auf die Saugseite der Rücklaufschlammumpen, die den Rücklaufschlamm wieder in das Verteilerbauwerk pumpen. Dadurch wird z. B. bei Regenwetter die Schlammmasse im Belebungsbecken konstant gehalten.

Durch die Abwasserreinigung findet ständig eine Zunahme der Biomasse statt. Damit nicht zu viel Biomasse im Belebungsbecken vorhanden ist, wird ein Teil des Schlammes aus dem Kreislauf entnommen und über den Voreindicker in eines der Schlammilos gepumpt. Durch die Laufzeit der Pumpe und der Schlammkonzentration im Rücklaufschlamm kann die gewünschte Menge an Überschussschlamm eingestellt werden.

3.1.8 Schlammeindickung

Der Überschussschlamm wird über Pumpen in den Voreindicker gepumpt. Dort trennen sich Wasser und Schlamm weiter. Das Trübwasser wird in den Kläranlagenzulauf zurückgeführt und der Schlamm wird im Überschussschlammsilo zwischengespeichert.

3.1.9 Schlammbehandlung

Das bestehende Überschussschlammsilo mit einem Gesamtvolumen von 1 120 m³ (zwei Kammern mit je 560 m³) war gem. Bemessung von 2003 ausreichend für eine Zwischenlagerung von 6 Monaten ausgehend von einer mittleren Belastung von 2/3 der Ausbaugröße und einer statischen Eindickung auf 4 % TS. Bedingt durch die Erweiterung auf nun 8 000 EW und dem Umstand, dass sich der Schlamm nur bis auf ca. 2,5 % statisch eindicken lässt, ergibt sich nun nur noch eine Zwischenlagerung von ca. 3 Monaten.

Da der Markt seit 2020 eine eigene mobile Schlammmentwässerung auf einem Anhänger besitzt, wurde für diesen Anhänger eine kleine Halle errichtet, die frostfrei gehalten werden kann. In dieser Halle ist eine Zwischenlagerung von entwässertem Schlamm (ca. 20 m³) möglich.

Der statisch eingedickte Schlamm wird mit der mobilen Siebschneckenpresse entwässert und dann in der solaren Trocknung getrocknet. Dies erfolgte bisher nur in den Sommermonaten sowohl auf der Kläranlage Wegscheid als auch auf der Kläranlage Rannasee. Aufgrund des höheren Überschussschlammanfalls durch die Erweiterung der Kläranlage Wegscheid auf 8 000 EW muss dies hier zukünftig auch in den Wintermonaten erfolgen. Der entwässerte Schlamm wird in der Schlammmentwässerungshalle kurzzeitig zwischengelagert und dann mit einem Radlader in die solare Trocknung verbracht. Dort wird er bis zum Frühjahr gelagert, wobei auch in den Wintermonaten eine, wenn auch geringere Trocknung stattfindet.

Die solare Trocknung war ursprünglich auf die Trocknung von Nassschlamm (2 % TS) ausgelegt so dass bei einer Beschickung mit entwässertem Schlamm (mit ca. 21% TS) die Hallenfläche von 550 m² leicht ausreicht, um den Schlamm zu trocknen.

Die Entsorgung des getrockneten Schlammes erfolgt je nach Anfall in eine thermische Verwertung.

3.1.10 Ablauf

Der Klarwasserüberlauf im Nachklärbecken läuft in das Ablaufgerinne

Am Auslauf der Kläranlage werden in der Ablaufmessstation die Parameter erfasst, die zur Kontrolle der Einhaltung der Überwachungswerte notwendig sind. Hier befindet sich auch der Probenahmepunkt der zuständigen Wasserbehörde.

Die Einleitungsstelle in den Jägermühlbach befindet sich 130 m östlich der Kläranlage auf Flur Nummer 502 im Mündungsbereich des Altesbaches.

3.2 Abwassertechnische Berechnungen

Hydrodynamische Berechnung Kläranlage (Übersicht)

- H 1 Charakteristische Durchflusswerte**
- H 2 Wasserspiegel Nachklärbecken**
- H 3 Rohrleitung Belebungsbecken – Nachklärbecken**
- H 4 Verteiler bis Belebungsbecken**
- H 5 Ablauf Sandfang bis Verteiler**
- H 6 Kompaktanlage**
- H 7 Zulauf Sandfang**
- H 8 Notüberlauf vor Siebrechen**
- H 9 Rücklaufschlammumpwerk**
- H 10 Ablauf Nachklärbecken**

H.1. Charakteristische Durchflusswerte

Abwasser:	$Q_{t,min} = Q_f$	=	21,6	m ³ /h	=	6	l/s
	$Q_{t,mittel} = Q_d/24 = 1.000 \text{ m}^3/\text{d} / 24$	=	41,7	m ³ /h	=	12	l/s
	$Q_{t,x} =$	=	108,0	m ³ /h	=	30	l/s
	$Q_m =$	=	195	m ³ /h	=	54	l/s
Rücklaufschlamm:	$Q_{RS,min} =$	=	41,7	m ³ /h	=	12	l/s
	$Q_{RS,mittel} =$	=	72,0	m ³ /h	=	20	l/s
	$Q_{RS,max} =$	=	144,0	m ³ /h	=	40	l/s
Abwasser + RS:	$Q_{min} = Q_{t,min} + Q_{RS,min}$	=	63,3	m ³ /h	=	18	l/s
	$Q_{mittel} = Q_{t,mittel} + Q_{RS,mittel}$	=	113,7	m ³ /h	=	32	l/s
	$Q_{max} = Q_m + Q_{RS,max}$	=	339,0	m ³ /h	=	94	l/s

Die Berechnung erfolgt entgegen der Abwasser-Fließrichtung und bindet im Zulaufbereich an den Drosselabfluss des bestehenden RÜB an.

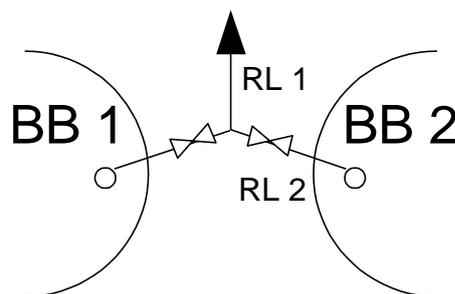
H.2. Minimaler Wasserspiegel im Nachklärbecken = 620,21 m NN = Höhe der Überfallschwelle

Wegen der langen Ablaufrinne im Ablaufkasten, in den die getauchten Ablaufrohre münden, wird die Wasserspiegelschwankung auf 5 cm beschränkt. Daraus ergibt sich ein **maximaler Wasserspiegel von 620,26 m NN**.

H.3. Rohrleitung vom Belebungsbecken zum Nachklärbecken

Betriebsfall 1: Beide Belebungsbecken in Betrieb, jedes Belebungsbecken wird mit der Hälfte des Durchflusses beaufschlagt.

Hydraulisches System:



Druck-Rohrleitung 1 (NKB-Düker):

DN 300: L = 45 m; 1 x 90° -Bogen ($R \geq 2D$; $\lambda = 0,14$);

5 x 45° -Bogen ($\lambda = 5 * 0,14 = 0,70 \rightarrow \Sigma\lambda = 1,84$); $k_b = 0,25 \text{ mm}$; mit vollem Durchfluss

Druck-Rohrleitung 2 (Einzelablaufleitung von einem BB):

DN 300: L = 5 m; ca. 45° -Zusammenführung ($\lambda = 0,20$); $k_b = 0,25$ mm;

1 x 90° -Bogen ($\lambda = 0,21$); 1 x 60° -Bogen ($\lambda = 0,19$); $\Sigma\lambda \approx 0,6$

mit halbem Durchfluss,

Überfall über Einlauftrichter DN 400: Scharfkantiges Wehr nach Poncelet:

$Q = 2/3 * \mu * (2g)^{1/2} * h_{\bar{u}}^{3/2} * b$; $\mu = f(h_{\bar{u}}) = 0,41...0,45$; $b = \pi * 0,4 = 1,26$ m

Überfallkante auf 620,72 m NN

	Rohrleitungsanteil mit vollem Durchfluß					Rohrleitungsanteil mit halbem Durchfluß					Σ	W.-Sp. im Ablaufrohr [m NN]	Überfall-Höhe zum Einlauftr. $h_{\bar{u}}$ [mm]	W.-Sp. im BB [m NN]	An-merkung
	Q [l/s]	v_f [m/s]	h_v bei $\lambda = 1,84$ [mm]	l_r [‰]	h_r [mm]	Q [l/s]	v_f [m/s]	h_v bei $\lambda = 0,6$ [mm]	l_r [‰]	h_r [mm]					
Q_{min}	18	0,25	6	0,23	10	9	0,13	0	0,07	0	0,02	620,28	33	620,75	wegen $h_{\bar{u}}$
Q_{mittel}	32	0,45	19	0,74	33	16	0,23	2	0,20	1	0,06	620,32	48	620,77	wegen $h_{\bar{u}}$
Q_{max}	94	1,33	166	5,97	269	47	0,66	14	1,56	8	0,46	620,72	98	620,82	wegen $h_{\bar{u}}$

Betriebsfall 2: Nur 1 Belebungsbecken in Betrieb, dieses Belebungsbecken wird mit dem vollen Durchfluss beaufschlagt.

Druck-Rohrleitung 1 + 2:

DN 300: L = 50 m; 1 x 90° -Bogen ($R \geq 2D$; $\lambda = 0,14$); 1 x ca. 45°-Einmündung ($\lambda = 0,37$); 5 x 45° -Bogen ($\lambda = 5 * 0,14 = 0,70$); 1 x 60° -Bogen ($\lambda = 0,19$); $k_b = 0,25$ mm; ; $\Sigma\lambda \approx 2,4$; mit vollem Durchfluss

Überfall über Einlauftrichter DN 400: Scharfkantiges Wehr nach Poncelet:

$Q = 2/3 * \mu * (2g)^{1/2} * h_{\bar{u}}^{3/2} * b$; $\mu = f(h_{\bar{u}}) = 0,41...0,45$; $b = \pi * 0,4 = 1,26$ m

Überfallkante auf 620,72 m NN

	RL mit vollem Durchfluß					Σ	W.-Sp. im Ablaufrohr	Überfall-Höhe zum Einlauftr. [mm]	W.-Sp. im BB [m NN]	An-merkung
	Q [l/s]	v_f [m/s]	h_v bei $\lambda = 2,40$ [mm]	l_r [‰]	h_r [mm]					
Q_{min}	18	0,25	8	0,23	12	0,02	620,28	52	620,77	wegen $h_{\bar{u}}$
Q_{mittel}	32	0,45	25	0,74	37	0,06	620,32	76	620,80	wegen $h_{\bar{u}}$
Q_{max}	94	1,33	216	5,97	299	0,51	620,77	156	620,88	wegen Σh_r *)

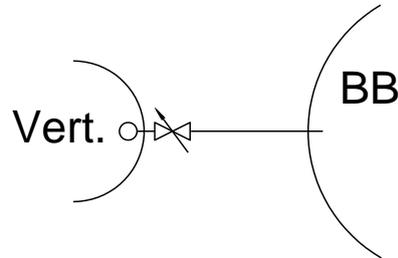
*) eingestauter Überfall; $h'/h_{\bar{u}} = 0,32$ C = 0,95

Bei einer Becken-OK von 622,10 m NN ergibt sich ein minimaler Freibord von 1,22 m.

H.4. Verteiler bis Belebungsbecken

Betriebsfall 1: Beide Belebungsbecken in Betrieb, jedes Belebungsbecken wird mit der Hälfte des Durchflusses beaufschlagt.

Hydraulisches System:



Druck-Rohrleitung: DN 300: L = 5 m; $k_b = 0,25$ mm;
 1 x 90° -Bogen ($\lambda = 0,21$); 1 Absperrschieber ($\lambda = 0,2$); $\Sigma\lambda \approx 1,41$
 mit halbem Durchfluss,

Überfall über Einlauftrichter DN 400: Scharfkantiges Wehr nach Poncelet:

$$Q = 2/3 * \mu * (2g)^{1/2} * h_{\bar{u}}^{3/2} * b; \quad \mu = f(h_{\bar{u}}) = 0,41 \dots 0,45; \quad b = \pi * 0,4 = 1,26 \text{ m}$$

Überfallkante auf 620,86 m NN.

	RL mit halbem Durchfluß					Σ	W.-Sp. im Ablaufrohr [m NN]	Überfall-Höhe zum Einlauftr. [mm]	W.-Sp. im Verteiler [m NN]	Anmerkung
	Q [l/s]	v_f [m/s]	h_v bei $\lambda = 1,41$ [mm]	l_r [‰]	h_r [mm]	Σh_r [m]				
Q_{\min}	9	0,13	1	0,07	0	0,00	620,75	33	620,89	wegen $h_{\bar{u}}$
Q_{mittel}	16	0,23	4	0,20	1	0,00	620,77	48	620,91	wegen $h_{\bar{u}}$
Q_{\max}	47	0,66	32	1,56	8	0,04	620,86	98	620,96	wegen $h_{\bar{u}}$

Betriebsfall 2: Nur 1 Belebungsbecken in Betrieb, dieses wird mit dem vollen Durchfluss beaufschlagt.

Druck-Rohrleitung: DN 300: L = 5 m; $k_b = 0,25$ mm;

1 x 90° -Bogen ($\lambda = 0,21$); 1 Absperrschieber ($\lambda = 0,2$); $\Sigma\lambda \approx 1,41$

Überfall über Einlauftrichter DN 400: Scharfkantiges Wehr nach Poncelet:

$$Q = 2/3 * \mu * (2g)^{1/2} * h_{\bar{u}}^{3/2} * b; \quad \mu = f(h_{\bar{u}}) = 0,41 \dots 0,45; \quad b = \pi * 0,4 = 1,26 \text{ m}$$

Überfallkante auf 620,86 m NN

	RL mit vollem Durchfluß					Σ	W.-Sp. im Ablaufrohr [m NN]	Überfall-Höhe zum Einlauftr. [mm]	W.-Sp. im Verteiler [m NN]	Anmerkung
	Q [l/s]	v_f [m/s]	h_v bei $\lambda = 1,41$ [mm]	l_r [‰]	h_r [mm]	Σh_r [m]				
Q_{\min}	18	0,25	5	0,23	1	0,01	620,78	52	620,91	wegen $h_{\bar{u}}$
Q_{mittel}	32	0,45	15	0,74	4	0,02	620,81	76	620,94	wegen $h_{\bar{u}}$
Q_{\max}	94	1,33	127	5,97	30	0,16	621,03	220	621,08	wegen Σh_r *)

*) eingestauter Überfall mit $z/h_{\bar{u}} = 0,6$

H.5 Ablauf Sandfang bis zum Verteiler

Zulaufkanal von Ablauf Sandfang bis vor Verteiler: Freispiegelkanal DN 400:

$L = 36 \text{ m}$; $J_s = 5 \text{ ‰}$; $k_b = 1,0 \text{ mm}$, $\rightarrow Q_v = 156,6 \text{ l/s}$, $v_v = 1,25 \text{ m/s}$

Sohldifferenz für Freispiegelleitung: $\Delta h = L \cdot J = 54 \cdot 0,005 = 0,27 \text{ m}$

Sohlkote der Freispiegel- Gefälle-Leitung DN 400 mm am Zulauf zum Verteilerschacht ist 621,00 m NN.

Fall-Leitung zur Verteilersohle: Druck-Rohrleitung: DN 300:

$L = 6 \text{ m}$; $k_b = 0,25 \text{ mm}$; $1 \times 90^\circ$ -Bogen ($\lambda = 0,21$); $\Sigma \lambda \approx 1,21$

	RL mit vollem Durchfluß					Σ	W.-Sp. im Fallrohr bei 2 BB parallel [m NN]	W.-Sp. im Fallrohr bei 1 BB [m NN]
	Q [l/s]	v_f [m/s]	h_v bei $\lambda = 1,21$ [mm]	l_r [‰]	h_r [mm]	Σh_r [m]		
Q_{\min}	18	0,25	4	0,26	2	0,01	620,90	620,92
Q_{mittel}	32	0,45	13	0,80	5	0,02	620,93	620,95
Q_{\max}	94	1,33	109	6,10	37	0,15	621,10	621,23

Die Fall-Leitung zweigt aus einem dicht an die Schachtwandung angedübelten Stahlkasten (Abmessungen: B : L = 60 / 40 cm) nach unten ab. In diesen Stahlkasten wird senkrecht von oben der Rücklaufschlamm zugegeben. Zur Begrenzung des Aufstauens im Stahlkasten ist dessen OK in der dem Schacht zugewandten Fläche auf 621,15 festgelegt, sodass sich der Durchfluss bei 1 BB und Q_{\max} je etwa zur Hälfte auf das Fallrohr und den Überfall verteilt. Für $Q_{\max}/2 = 47 \text{ l/s}$ ergibt sich eine Überfallhöhe von $h_u = 8 \text{ cm}$, sodass der Wasserspiegel im Auslauf des Rohres auf maximal 621,23 m NN ansteigen kann. Die Strömungsgeschwindigkeit im durchflossenen Rohr-Querschnitt ($h_T = 0,23 \text{ m}$) beträgt dann 0,72 m/s, sodass Ablagerungen ausgeschlossen sind.

Fülltiefe ohne Rückstau in der Gefälleleitung:

	Q [l/s]	h_T [mm]	v_T [m/s]	W.-Sp. bei Sohlhöhe 621,00 m NN am Verteiler	W.-Sp. bei Sohlhöhe 621,27 mNN am Ablauf Sandfang
Q_{\min}	18	90	0,85	621,09	621,36
Q_{mittel}	32	122	0,99	621,12	621,39
Q_{\max}	94	224	1,30	621,37 *)	621,49

*) Rückstau bei 1 BB in Betrieb

H.6 Gefälleverlust in der Kompaktanlage (Siebrechen und Sandfang)

Entspr. Schemazeichnung der Kompaktanlage ist eine Sohldifferenz zwischen Zu- und Ablauf von 100 mm vorgesehen.

Sohlhöhe im Zulauf Siebrechen: $621,27 + 0,10 = 621,37$ m NN

H.7 Bestehender Schacht (S1) bis Zulauf Sandfang

Zulaufkanal: DN 300: $I_s = 14 \text{ ‰}$; $k_b = 1,5$ mm $\rightarrow Q_v = 116$ l/s, $v_v = 1,64$ m/s

Sohlkote im Sieb-Rechen: 621,37 m NN

\rightarrow Sohlstufe $\Delta h = 9$ cm

Gefälle bis Übergabeschacht (SE): $L = 22$ m; $\Delta h = 22 \cdot 0,014 = 0,30$ m

\rightarrow Sohlkote im Übergabe-Schacht: 621,76 m NN = Bestehende Höhe:

H.8. Höhe des Notüberlaufes vor Sieb-Rechen :

Sohlkote Rechen: 621,37 m NN

Max. Aufstau vor Rechen: 0,35 m

Sicherheitsabstand: 0,10 m

OK Notüberlauf: 621,82 m NN

Überfallbreite = Gerinnebreite = 0,60 m

$Q_{\max} = 54$ l/s $\rightarrow h_{\bar{u}} = 10$ cm ; Sicherheits-Freibord: 28 cm

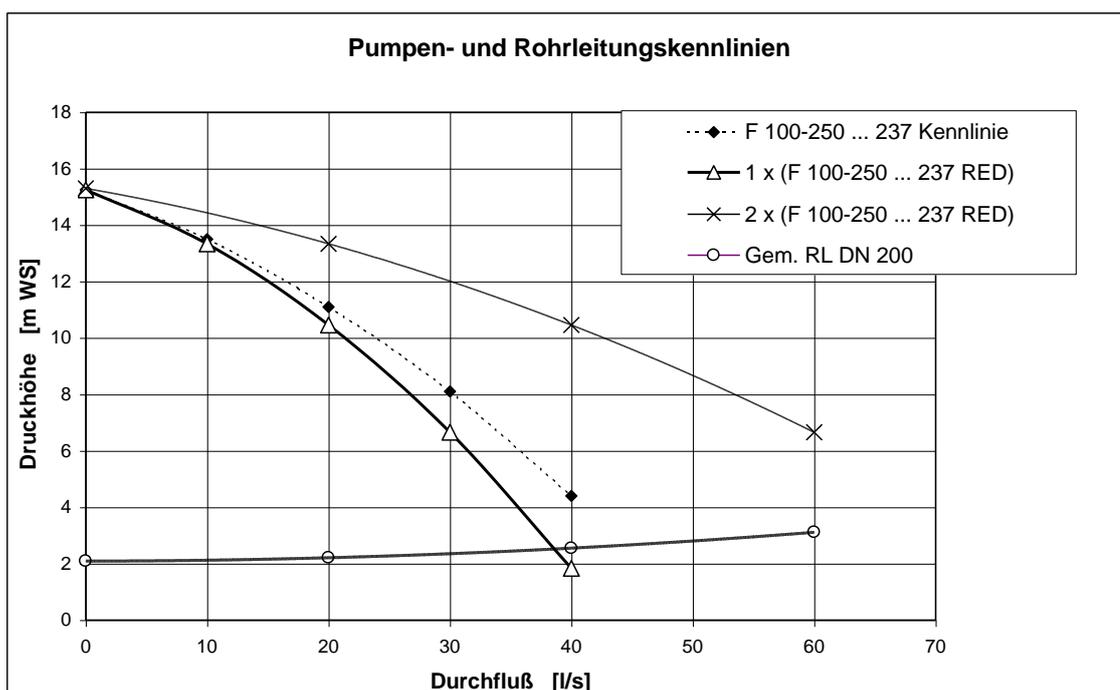
\rightarrow FOK $\geq 622,20$ m NN

H.9. Rücklaufschlammumpwerk:

Min. Wasserspiegel im NKB: 620,21 m NN

Geodätische Förderhöhe: $H_{\text{geod.}} = 622,30 - 620,21 = 2,09$ m

Rohrleitungsführung für RS über Schacht-OK von 622,10 \rightarrow 622,30 mNN



Aus den Kennlinien ist ersichtlich, dass eine Pumpe im Einzelbetrieb einen Förderleistungsbereich bis etwa 38 l/s abdecken kann und zwei Pumpen gemeinsam die erforderliche Förderleistung von ≥ 40 l/s sicher erbringen können. Die 2. Pumpe ist demnach eigentlich Reserve, wird aber durch Vertauschschtaltung immer mit benutzt.

Die Anpassung der Pumpen-Förderleistung an das betrieblich erforderliche Rücklaufverhältnis (RV) erfolgt durch Drehzahlveränderung mittels FU; Regelgröße ist der im zugehörigen MID gemessene IST-Durchfluss, der ständig mit dem in der PLZ vorgegebenen SOLL-Wert verglichen wird.

H.10. Ablauf NKB bis S 10:

Min. Wasserspiegel im NKB: 620,21 m NN

Rohrleitung bis Probenahme-Schacht: DN 200

$Q_{\max} = 54$ l/s $L = 8$ m, 2 x 45°-Bogen, 1 x 90°-Bogen

$J_r = 16,3$ ‰, $v = 1,72$ m/s

→ $\Delta h_{\max} = 8 * 0,0163 + (1 + 2 * 0,14 + 0,21) * 1,72^2/2g = 0,36$ m

Max. zul. Wasserspiegel im Auslauf Messbauwerk = Probenahme-Schacht:

$$\begin{array}{r} 620,21 \text{ m NN} \\ - 0,36 \text{ m} \\ \hline 619,85 \text{ m NN} \end{array}$$

Überfallhöhe im Dreiecksmesswehr: $\alpha = 90^\circ \rightarrow h_{\bar{u}} = 27,5$ cm

Formel für Messwehr: $Q = 8/15 * \mu * \text{tg } \alpha/2 * (2g)^{1/2} * h_{\bar{u}}^{5/2}$

Max. zulässige Höhe des Einschnittes im V-Messwehr:

$$\begin{array}{r} 619,85 \text{ m NN} \\ - 0,28 \text{ m} \\ \hline 619,57 \text{ m NN} \end{array}$$

Konstruktiv gewählte Höhe: 619,02 m NN < 619,57 m NN

4. Abwassertechnische Neuberechnung

Die Berechnung der Kläranlage erfolgt hauptsächlich mit dem DWA-Programm Belebungs-Expert. Die detaillierte Berechnung ist auf Basis des Abschnitts „3.1 Allgemeines“ angelegt. Zur aktuellen Belastung werden die Jahresberichte von 2015 - 2023 herangezogen.

Die wesentlichen Eingabeparameter stellen sich wie folgt dar:

- Abbau von Kohlenstoff mit Nitrifikation, Denitrifikation und simultane aerobe Schlammstabilisierung und Phosphor-Simultanfällung.
- Auslegungsfrachten

Kläranlage Wegscheid (8.000 EW) - Frachten

	EW	CSB	BSB ₅	Abf. Stoffe	LaToN	Gesamt-P
Dimensionen		kg/d				
spez. Frachten je EW		0,120	0,060	0,070	0,011	0,0018
derz. Bel Wegscheid	4484	538,1	231,3	313,9	41,3	7,8
derz. Bel Thalberg	194	23,3	11,6	13,6	2,1	0,3
derz. Bel Reischlhof	624	74,9	37,4	43,7	6,9	1,1
Zukunftsreserve	2698	323,8	161,9	188,9	29,7	4,9
Bemessungswerte	8000	960	442	560	80	14,1

- Berechnung der Auslegungswassermengen

Wasserverbrauch		105	l/E d	wie derzeit; keine Steigerung zu erwarten					
Fremdwasseranfall		20	%						
Spitzenfaktor x		14	h / d						
	EZ bzw. EW	Q_{d max}	Q_{s24}	Q_{t24}	Q_{t24}	x	Q_{sx}	Q_{tx}	Q_m
	EW	m ³ /d	l/s	l/s	l/s	h/d	l/s	l/s	l/s
derz. Belastung Wegscheid	4484	980,0	4,50	1,20	5,70	14	7,71	8,91	32,9
derz. Belastung Thalberg	194	65,0	0,20	0,10	0,30	14	0,34	0,44	3,0
derz. Belastung Reischlhof	624	65,0	0,60	0,00	0,60	14	1,03	1,03	2,0
Zukunftsreserve	2698	354,1	3,28	0,82	4,10	14	5,62	6,44	12,1
Wasseranfall gesamt	8000	1464	8,0	2,1	10,1		13,7	15,8	50,0

Q_{d max} = der Wert aus dem Jahr 2023, der in Summe der 3 Anlagen den Maximalwert von 2021 - 2023 ergibt
 Q_{s24} und Q_{t24} sind die Mittelwerte aus den Jahren 2021 - 2023 errechnet aus der Jahresschmutzwassermenge und dem mittleren Fremdwasser

Als maximaler Stundenwert für die Berechnung im Belebungs-Expert wurde der Maxwert der beiden bestehenden Anlagen + Q_{tx} aus der Reserve verwendet ==> 125 m³/h + 4,28 x 3,6 = 140 m³/h

- **Schlammalter:**
Das zulässige Schlammalter bei Anlagen mit geforderter Denitrifikation und aerober Schlammstabilisierung liegt bei mindestens 20 Tagen wenn der Schlamm nicht landwirtschaftlich verwertet wird.
- **Prozessfaktoren:**
Es liegt keine mengenproportionale Probenahme des Zulaufs vor. Deshalb wird der Prozessfaktor nach DWA-A 131 näherungsweise für Anlagen kleiner 20 000 EW mit $f_N = 1,5$ angenommen (Prozessfaktor Stickstoff). Für den Prozessfaktor Kohlenstoff $f_C = 1,1$ (Tabelle 7: „Stoßfaktoren für den Sauerstoffverbrauch“ nach DWA-A131)
- **Kohlenstofffraktionierung:**
Eine Messung der abfiltrierbaren Stoffe im Zulauf der Kläranlage liegt nur in Teilen vor. Für die Kohlenstofffraktionierung wird die gemessene CSB-Konzentration verwendet. Die Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe ergibt sich aus der in Wegscheid gemessenen und sonst aus der spezifischen Fracht pro Einwohner (1 EW x 0,07 kg/d) und der Wassermenge im Auslegungslastfall:

$$X_{TS,ZB} = \frac{560 \text{ kg/d}}{1.464 \text{ m}^3/\text{d}} = 0,382 \text{ kg/m}^3 = 382 \text{ mg/l}$$
$$c_{CSB} = \frac{960 \text{ kg/d}}{1.464 \text{ m}^3/\text{d}} = 0,656 \text{ kg/m}^3 = 656 \text{ mg/l}$$

Abwasser:

CSB der homogenisierten Probe ($C_{CSB,ZB}$) mg/l
 Abfiltrierbare Stoffe ($X_{TS,ZB}$) mg/l

Betriebsdaten:

Temperatur im Belebungsbecken (T_{BB}) Grad C
 Schlammalter (t_{TS}) d

Parameter:

f_A : Inerter Anteil am partikulären CSB (Bereich 0,20 .. 0,35) -
 f_B : Anorg. Anteil in den abfiltrierbaren Stoffen (default mit VK: 0,20 ohne VK: 0,3) -
 f_{CSB} : Anteil des leicht abbaubaren CSB am abbaubaren CSB (Bereich 0,15 .. 0,25) -
 f_G : Inerter Anteil im Gesamt-CSB (Bereich 0,05 .. 0,10) -
 $f_{CSB,OTS}$: CSB der organischen Trockenmasse (default 1,60) g/g

Ergebnis:			
Gesamt-CSB C_{CSB} <input type="text" value="656"/> mg/l			
gelöster CSB S_{CSB} <input type="text" value="228"/> mg/l		partikulärer CSB X_{CSB} <input type="text" value="428"/> mg/l	
inert S_{CSBi} <input type="text" value="33"/> mg/l	abbaubar S_{CSBa} <input type="text" value="195"/> mg/l	abbaubar X_{CSBa} <input type="text" value="299"/> mg/l	inert X_{CSBi} <input type="text" value="128"/> mg/l
abbaubarer CSB C_{CSBa} <input type="text" value="495"/> mg/l davon leicht abbaubar C_{CSBa} <input type="text" value="99"/> mg/l			
CSB in Biomasse $X_{CSB,BM}$ <input type="text" value="88"/> mg/l inert CSB in Biomasse $X_{CSB,BM,inert}$ <input type="text" value="49"/> mg/l			
Sauerstoffverbrauch OV_C <input type="text" value="358"/> mg/l			

Die Kohlenstofffracht ergibt sich aus dem Verhältnis:

Gelöster CSB / gesamt CSB = $228/656 = 0,347$

➔ Gelöster CSB = $960 \text{ kg/d} \times 0,347 = 333 \text{ kg/d}$

➔ Partikulärer CSB = $960 \text{ kg/d} \times (1 - 0,347) = 627 \text{ kg/d}$

4.1 Einleitungsbedingungen

Für das angestrebte Reinigungsziel ist die Leistungsfähigkeit des Vorfluters entscheidend. Die Einleitungsstelle für das geklärte Abwasser ist der Jägermühlbach mit folgenden Abflussdaten:

Gewässer	Jägermühlbach
Gewässerordnung	III
MNQ	0,390 m³/s
MQ	1,050 m³/s
A _E	51 km²

Für die Wahl des Reinigungsziels ist das Merkblatt 4.4/22 des Landesamts für Umwelt (LfU) ausschlaggebend. Hierin wird in Abhängigkeit von der Ausbaugröße der Kläranlage und dem Mischungsverhältnis das Reinigungsziel festgesetzt. Das Mischungsverhältnis errechnet sich aus dem mittleren Schmutzwasserablauf Kläranlage im Verhältnis zum mittleren Niedrigwasserabfluss (MNQ).

Für die Festlegung des Reinigungsziels wurden die rot markierten Bereiche folgender Tabelle 1 aus Merkblatt 4.4/22 verwendet:

Gewässertyp bzw. Pufferfähigkeit $K_{S4,3}$ in mmol/l	Mittlere Fließgeschwindigkeit bei MNQ in m/s	Mischungsverhältnis MNQ/ $Q_{T,abM}$	Anforderungsstufe
<ul style="list-style-type: none"> Typ 5: Grobmaterialreiche, silikatische Gebirgsbäche Typ 5.1: Feinmaterialreiche, silikatische Mittelgebirgsbäche Typ 9: Fein- bis grobmaterialreiche silikatische Mittelgebirgsflüsse 	> 0,35	> 80	1
		30 - 80	2
		< 30	3
bzw. <ul style="list-style-type: none"> $K_{S4,3} < 2$ 	0,1 - 0,35	> 100	1
		50 - 100	2
		< 50	3
bzw. <ul style="list-style-type: none"> $K_{S4,3} > 2$ 	< 0,1	> 130	1
		70 - 130	2
		< 70	3
<ul style="list-style-type: none"> Alle sonstigen Gewässertypen 	> 0,35	> 40	1
		15 - 40	2
		< 15	3
bzw. <ul style="list-style-type: none"> $K_{S4,3} > 2$ 	0,1 - 0,35	> 50	1
		25 - 50	2
		< 25	3
bzw. <ul style="list-style-type: none"> $K_{S4,3} > 2$ 	< 0,1	> 65	1
		35 - 65	2
		< 35	3

Bei einem Ausbau auf 8.000 EW und einem angenommenem Fremdwasseranfall von rund 20 % ergeben sich die im Abschnitt 4 ermittelten $Q_{t,24}$ von 10,1 l/s. Das Mischungsverhältnis beträgt somit:

$$\frac{MNQ}{Q_{T,aM}} = \frac{390 \text{ l/s} + 10,1 \text{ l/s}}{10,1 \text{ l/s}} = 39,625 - 50 \rightarrow \text{Anforderungsstufe 2 (nach Tab. 1)}$$

Tabelle 2 aus Merkblatt 4.4/22

Tab. 2: Anforderungen an CSB, BSB₅, NH₄-N, N_{ges} (jeweils sowohl bei QT als auch bei QM einzuhalten) und AFS (nur bei QT) in mg/l für die qualifizierte Stichprobe
 Im Bodensee-Einzugsgebiet gelten abweichende Regelungen.
 Die Werte in Klammern gelten für filtrierte, qualifizierte Stichproben bei Abwasserteichanlagen (unbelüftet, belüftet, mit biologischer Zwischenstufe).

Größenklasse Bemessungswert BSB ₅ Bemessungswert EW ₆₀	Anforderungsstufe 1				Anforderungsstufe 2					Anforderungsstufe 3				
	CSB	BSB ₅	NH ₄ -N	N _{ges}	CSB	BSB ₅	NH ₄ -N	N _{ges}	AFS	CSB	BSB ₅	NH ₄ -N	N _{ges}	AFS
			Im Zeitraum 01.05. - 31.10.				Im Zeitraum 01.05. - 31.10.					Im Zeitraum 01.05. - 31.10.		
			(-)	(E)			(Nitr.)	(E)	(-)			(Nitr.)	(E)	(-)
GK 1 < 60 kg/d BSB ₅ (roh) < 1.000 EW ₆₀	150 (135)	40 (35)	- (-)	E (E)	120 (120)	30 (30)	Nitr. (Nitr.)	E (E)	- (-)	110 (110)	25 (25)	Nitr. (Nitr.)	E (E)	- (-)
GK 2 60 - 300 kg/d BSB ₅ (roh) 1.000 - 5.000 EW ₆₀	110 (95)	25 (20)	- (-)	E (E)	110 (95)	25 (20)	Nitr. (Nitr.)	E (E)	- (-)	90 (90)	20 (20)	Nitr. (Nitr.)	Deni, E (Deni, E)	- (-)
GK 3 > 300 - 600 kg/d BSB ₅ (roh) > 5.000 - 10.000 EW ₆₀	90 (75)	20 (15)	10 (10)	E (E)	90 (75)	20 (15)	10 (10)	18 (18)	- (-)	75 (75)	15 (15)	5 (5)	18 (18)	20 (-)
GK 4 > 600 - 6.000 kg/d BSB ₅ (roh) > 10.000 - 100.000 EW ₆₀	90	20	10	18	90	20	10	18	20	75	15	5	18	15
GK 5 > 6.000 kg/d BSB ₅ (roh) > 100.000 EW ₆₀	75	15	10	13	75	15	10	13	20	75	15	5	13	15

Erläuterungen:
 N_{ges} Summe Stickstoff anorganisch, in Ausnahmefällen höhere Werte zulässig (siehe Nr. 2.1.5)
 E Überwachungswert entsprechend Erklärung / Antrag des Einleiters
 Nitr Ausbau und Betrieb mit Nitrifikation
 Deni Ausbau und Betrieb mit Denitrifikation, Nutzung konstruktiver und betrieblicher Möglichkeiten zur Denitrifikation
 AFS Abfiltrierbare Stoffe (als Summenparameter für feststoffgebundene Schadstoffe); Anforderungen gelten nur bei Trockenwetterabfluss
 grau hinterlegt Anforderungen nach Anhang 1 zur AbwV

Mit einer Ausbaugröße von 8.000 EW liegt die Kläranlage im Bereich der Größenklasse 3 → GK 3 (nach Tab. 2)

Anforderungsstufe 2 für Kläranlagen Größenklasse 3.

Die gesetzlichen Mindestanforderungen ergeben sich nach dem LfU Merkblatt Nr. 4.4/22 wie folgt:

CSB = 90 mg/l
 BSB₅ = 20 mg/l
 NH₄-N = 10 mg/l
 N_{ges} = 18 mg/l

Die Kläranlage befindet sich in keinem Phosphorhandlungsgebiet. Für die Anforderungen an den Parameter Phosphor ist deshalb die Tabelle 5 maßgebend. Für die Größenklasse 3 ist die vierte Zeile maßgebend.

Mischungsverhältnis:

$$\left. \begin{array}{l} Q_{t24} = 10,1 \text{ l/s} \\ MQ = 1.050 \text{ l/s} \end{array} \right\} \text{Mischungsverhältnis} = \frac{1050+10,1}{10,1} = 105 > 30$$

$$P_{\text{ges}} = 2,0 \text{ mg/l}$$

Tab. 5: Weitergehende Phosphor-Anforderungen in Fließgewässern, wenn die Einleitungsstelle außerhalb eines Phosphor-Handlungsgebietes liegt (s. Anlage)

Größenklasse	Mindestanforderungen	weitergehende Anforderungen	Mischungsverhältnis (MV) MQ/Q _{T,aM}
1	E	-	-
2 (< 2000 EW)	E	-	-
2 (ab 2000 EW)	F	2	MV < 110
3	E	2	30 < MV < 110
3	E	1	MV < 30
4	2	1	MV < 30
5	1	0,5	MV < 15

E: Überwachungswert entsprechend Erklärung / Antrag des Einleiters
 grau hinterlegt: Anforderungen nach Anhang 1 zur AbwV

4.2 Erforderliches Belebungsbeckenvolumen

Anlagenkonfiguration:	Reinigungsziele:
<ul style="list-style-type: none">○ Aerober Selektor○ Belebungsbecken○ Nachklärung	<ul style="list-style-type: none">○ Abbau des org. Kohlenstoffs○ Nitrifikation○ Denitrifikation○ Simultane aerobe Schlamm stabilisierung○ Phosphor-Simultan fällung
Denitrifikationsverfahren: intermittierende Denitrifikation	
Fällmittel dreiwertiges Eisen	
Nachklärung: Beckentyp Rundbecken, Strömung horizontal, Räumertyp Schildräumer	

Lastannahmen für Zulaufmengen nach obiger Tabelle:

-CSB = 960 kg/d

-Abwassermenge: $Q_d=1.464 \text{ m}^3/\text{d}$ und $Q_t= 140 \text{ m}^3/\text{h}$

-maximale Zulaufmenge $Q_{\max}= 54,2 \text{ l/s} = 195 \text{ m}^3/\text{h}$

Das vorhandene Schlammalter beträgt für den Bemessungslastfall 21,4 Tage und liegt somit über dem erforderlichen Schlammalter von 20 Tagen. Nach DWA A 131 ist ein Schlammalter von 20 Tagen zulässig. Das reduzierte Schlammalter kann angesetzt werden, wenn der Schlamm nicht mehr über einen längeren Zeitraum auf der Kläranlage gelagert wird. Dies trifft in Wegscheid zu, da der Schlamm entwässert, getrocknet und anschließend entsorgt wird.

4.3 Bemessung der Nachklärung:

Die erforderliche Klarwasserhöhe liegt bei der vorhandenen Überlaufschwelle bei 50 cm. Aus der Bemessung nach A 131 ergibt sich eine vorhandene Klarwasserhöhe von rund 1,28 m.

Die Werte für die vorhandene Schlammvolumenbeschickung und der vorhandenen Flächenbeschickung liegen unter ihren Grenzwerten.

Die Ausnutzung der beiden Grenzwerte stellt sich wie folgt dar:

$$\text{Schlammvolumenbeschickung } q_{sv} = \frac{q_{sv,vorh}}{q_{sv,zul}} = \frac{316 \text{ l/m}^2 \times \text{h}}{500 \text{ l/m}^2 \times \text{h}} = 0,632 = 63,2\%$$

$$\text{Flächenbeschickung } q_{sv} = \frac{q_{A,vorh}}{q_{A,zul}} = \frac{0,78 \text{ m/h}}{1,6 \text{ m/h}} = 0,488 = 48,8\%$$

Die detaillierte Bemessung der Nachklärung kann den Anlagen entnommen werden.

5. Zusammenfassung

Die Kläranlage Wegscheid kann das Abwasser weit unter die geforderten Grenzwerte reinigen. Das vorhandene Nachklärbecken kann die Mischwassermenge aufnehmen.

Die vorhandene Zukunftsreserve von derzeit rund 2.700 EW wird nach Rücksprache mit der Gemeinde in den kommenden Jahren nicht aufgebraucht. Bedingt durch den Anschluss der beiden Kläranlagen Thalberg und Reischlhof und der damit für diese gegebene Entsorgungssicherheit wird dort sicherlich eine Entwicklung stattfinden. Aufgrund der Höhe der Zukunftsreserve ist dies aber kein Problem.

Da die Anlage mit nur geringen Anpassungen (Belüftung, Gebläse und Gebäude für Schneckenpresse, die im Wesentlichen bereits umgesetzt sind) von der derzeitigen Ausbaugröße von 6.000 EW auch für 8.000 EW nachgewiesen werden kann, wird eine Erhöhung auf eine Ausbaugröße von 8.000 EW beantragt.

Wegscheid, den

Mantelkam, den

Herr Christian Escherich

Herr Wolfgang Neumayer

MARKT WEGSCHEID

LANDKREIS PASSAU / NIEDERBAYERN



Wasserrechtsantrag

Abwasseranlage Markt Wegscheid

Neubemessung der Kläranlage Wegscheid

auf 8 000 EW

2. Planbeilagen Kläranlage

Inhaltsverzeichnis Planunterlagen:

<u>Planinhalt</u>	<u>Maßstab</u>	<u>Plan-Nr.:</u>
- Übersichtskarte	M 1 : 25.000	WR X-1
- Lageplan Kläranlage	M 1 : 5.000	WR X-2.1
- Lageplan Kläranlage	M 1 : 200	WR X-2.2
- Lageplan Ablaufleitung/Einleitungsstelle	M 1 : 200	WR X-2.3
- Schlammmentwässerungshalle	M 1 : 100	WR X-3.1
- Belebungsbecken Nachklärbecken	M 1 : 100	WR X-3.2
- MID-Ablaufschacht	M 1 : 50	WR X-3.3
- Verteilerbauwerk	M 1 : 50	WR X-3.4
- Betriebsgebäude	M 1 : 100	WR X-3.5
- Eindicker	M 1 : 100	WR X-3.6
- Trübwasserbecken	M 1 : 100	WR X-3.7
- Rücklaufschlamm und ÜSS Pumpwerk	M 1 : 50	WR X-3.8
- Trübwasserpumpwerk	M 1 : 50	WR X-3.9
- Schlammstapel	M 1 : 100	WR X-3.10
- Solare Trocknung	M 1 : 200	WR X-3.11
- hydraulischer Längsschnitt	M 1 : 200/100	WR X-4

MARKT WEGSCHEID

LANDKREIS PASSAU / NIEDERBAYERN



Wasserrechtsantrag

Abwasseranlage Markt Wegscheid

Neubemessung der Kläranlage Wegscheid

auf 8 000 EW

Anlagen Erläuterungsbericht

- 1 Belastung der Kläranlage Wegscheid (Auswertung Betriebstagebuch von 2015 – 2023; 3 Seiten)
- 2 Berechnung KA Wegscheid nach DWA A131 mit Belebungs-Expert (6 Seiten)