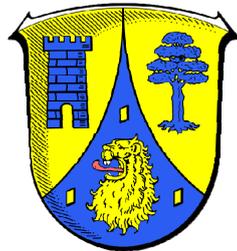


Gemeinde Glashütten

OT Schlossborn



Erschließung „Baugebiet Am Silberbach“

- Erläuterungsbericht -

2021



1	Aufgabenstellung und Veranlassung	5
2	Allgemeine Hinweise	5
2.1	<i>Lage und Schutzgebiete</i>	6
3	Oberflächengewässer	7
4	Grundwasserkörper	8
5	Abwasserbeseitigung	9
6	Kanalnetz	10
7	Versickerung des Niederschlagswassers	11
7.1	<i>Flächenaufteilung und Befestigungsgrad</i>	12
7.2	<i>Rigole</i>	13
7.3	<i>Stofflicher Nachweis nach DWA M-153</i>	15
7.4	<i>Niederschlagswasserbehandlung</i>	16
7.5	<i>Nachweis der Behandlung nach DWA M-153</i>	17
8	Erläuterungen zum Bauwerk	18
9	Einleitstelle und Notentlastung	19
9.1	<i>Nachweis der Notentlastung bei einem 5-jährlichen Bemessungsregen</i>	20
9.2	<i>Nachweis der Notentlastung bei einem 10-jährlichen Bemessungsregen</i>	21
9.3	<i>Nachweis der Notentlastung bei einem Bemessungsregen >10 Jahren</i>	22
9.3.1	<i>Nachweis 50-jährlicher Bemessungsregen</i>	22
9.3.2	<i>Nachweis 100-jährlicher Bemessungsregen</i>	23
10	Betrieb der Anlage	25

11	Wasserversorgung	26
11.1	<i>Bedarfsermittlung</i>	26
11.2	<i>Löschwasserbedarf</i>	27
11.3	<i>Nachweis Druckhöhe</i>	28
11.4	<i>Deckungsnachweis</i>	29
12	Straßenbau	30
12.1	<i>Gehwege</i>	32
12.2	<i>Baustraße</i>	32
13	Kosten	33

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Lage Schutzgebiete, Quelle: geoportal.hessen.de.....	6
Abbildung 2: Lage und Verlauf Silberbach Quelle, WRRL.hessen.de	7
Abbildung 3:Grafische Darstellung zur Ermittlung der rechnerischen Rigolenlänge	14
Abbildung 4: Skizze Notentlastung und Auslauf.....	19
Abbildung 5: Systemskizze hydraulische Berechnung rN60,5	20
Abbildung 6: Auszug Ergebnisbericht rN60,5 - Auslassschächte	20
Abbildung 7: Systemskizze Hydraulische Berechnung rN60,10	21
Abbildung 8: Auszug Ergebnisbericht rN60,10 - Auslassschächte	21
Abbildung 1: Kanalnetzmodell unter Ansatz eines Regens $T = 50a$	22
Abbildung 2: Legende Überstau in m^3	22
Abbildung 3: Durchfluss am Transportelement "Notüberlauf" rN 60,50	23
Abbildung 4: Kanalnetzmodell unter Ansatz eines Regens $T = 100a$	23
Abbildung 5: Überstauvolumen am Einlaufbauwerk.....	24
Abbildung 6: Durchfluss am Transportelement "Notüberlauf" rN 60,100	24

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Flächenaufteilung und Versiegelungsgrad	12
Tabelle 2: Ermittlung Rigolenlänge	13
Tabelle 3: Regendaten und Berechnungslänge der Rigole.....	14
Tabelle 4: Ermittlung der Belastungspunkte.....	15
Tabelle 5: Wasserverbrauchsstatistik der Jahre 2014 - 2018	26
Tabelle 6: Richtwerte für den Löschwasserbedarf unter Berücksichtigung der baulichen Nutzung und der Gefahr der Brandausbreitung	27
Tabelle 7:Gegenüberstellung Fördermenge / genehmigte Entnahmemengen	29
Tabelle 8: Ermittlung des Frostsicheren Oberbau gemäß RStO12	31

1 Aufgabenstellung und Veranlassung

Im Zuge der Aufstellung des Bebauungsplans zur Erschließung des Baugebiets „Am Silberbach“ in der Gemeinde Glashütten, im Ortsteil Schlossborn, wurde die Ingenieurgesellschaft Müller aus Schöneck damit beauftragt, die Erschließung des Baugebietes zu planen. Inhalt der Planung sind, der Kanal- und Wasserleitungs-, sowie der Straßenbau.

Es wurden hierzu mehrere Vororttermine durchgeführt und unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten sowie der Schutzgebietslagen ein Konzept zur Umsetzung erarbeitet, welches im Folgenden erläutert wird.

2 Allgemeine Hinweise

Das Baugebiet am Silberbach befindet sich am südwestlichen Bereich der Ortslage Schlossborn der Gemeinde Glashütten. Das Gelände ist taunusüblich steil mit felsigem Untergrund. Das Baugebiet soll in zwei Bauabschnitten erstellt werden. Bauabschnitt 1 befindet sich südlich der Ringstraße und östlich des Sportplatzes. Der zweite Bauabschnitt soll dann im nordöstlichen Bereich des ersten Bauabschnitts anschließen. Die Fläche des ersten BA beträgt dabei ca. 4,065 ha, die des 2 BA ca. 1,35 ha. Daraus ergibt sich eine Gesamtfläche von ca. 5,415 ha.

Für die Ausarbeitung der Erschließungsplanung werden von Beginn an beide BA berücksichtigt.

Für die Berechnungen wird ein „Worst-Case-Szenario“ angesetzt, welchem die rechnerisch maximal möglichen Baugrundstücke gemäß den textlichen Festsetzungen zu Grunde liegen. Hier wird von ca. 115 Baugrundstücken mit insgesamt 214 Wohneinheiten auszugehen sein. Unter Ansatz von 3 E je WE ergeben sich daraus 642 E, welche für die Berechnung herangezogen werden.

Tatsächlich wird das Baugebiet eher einen Umfang von 84 Baugrundstücke mit ca. 137 Wohneinheiten aufweisen. Daraus ergibt sich ein realistischer Einwohneransatz von ca. 411 Einwohnern.

Die Erschließung soll über die Ringstraße im Bereich der Grundschule stattfinden. Gemäß § 55 (2) WHG ist anfallendes Niederschlagswasser bei Möglichkeit ortsnah zu versickern, verwenden oder frei von Schmutzwasser in ein Gewässer einzuleiten. Daraus abgeleitet, sollte das Baugebiet im Trennsystem entwässern.

Um die Belastungen für den Vorfluter zu minimieren sollte für die Bemessung der Retention ein 5-jährliches Regenereignis zu Grunde gelegt werden.

2.1 Lage und Schutzgebiete

Das geplante Baugebiet befindet sich südwestlich der Ortslage Schlossborn. Das Baugebiet selbst wird nicht durch Schutzgebiete berührt. Im näheren Umfeld befinden sich südlich des Plangebietes das FFH-Gebiet „Neumühle bei Schloßborn“ und das Naturschutzgebiet „Silberbachtal bei Schloßborn“. Nordöstlich des Baugebietes liegt das Wasserschutzgebiet „Sauerwiese, Glashütten“ der Schutzzone II und III.

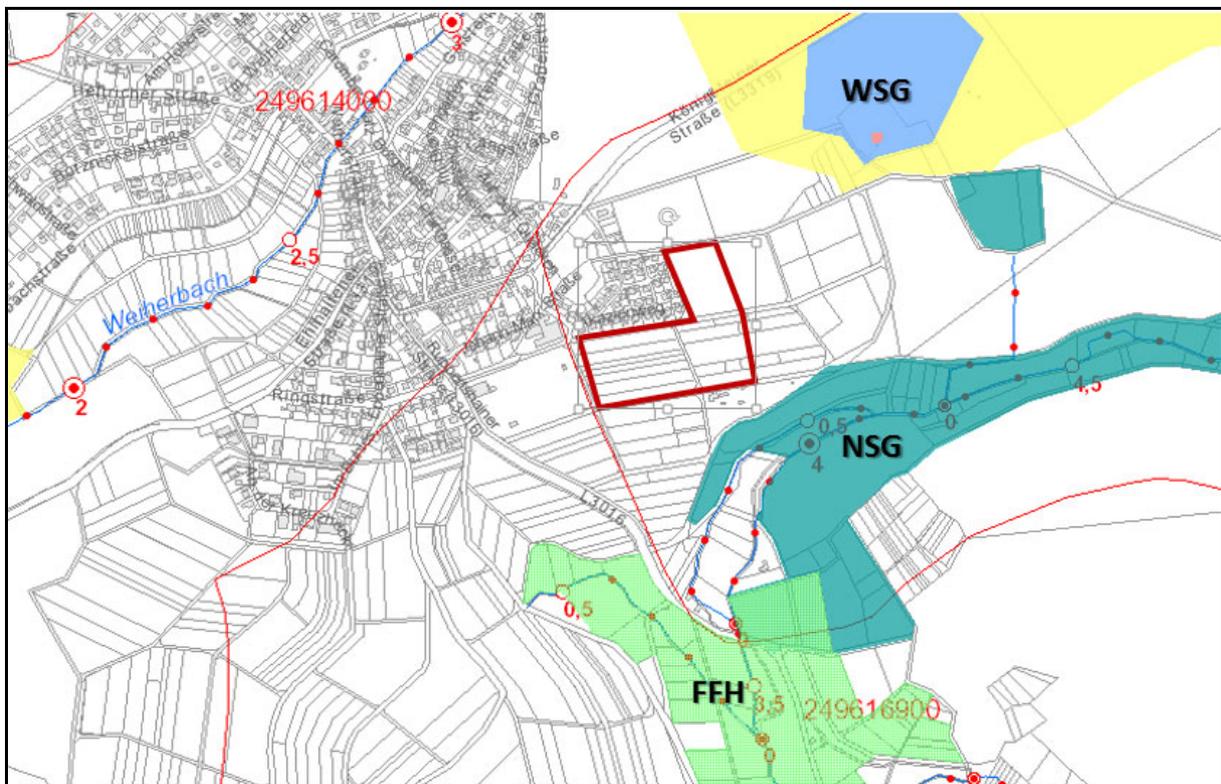


Abbildung 1: Lage Schutzgebiete, Quelle: geoportal.hessen.de

Es sind keine Überschwemmungsgebiete oder überschwemmungsgefährdeten Gebiete ausgewiesen.

3 Oberflächengewässer

Südlich des Baugebietes fließt der Silberbach. Der Silberbach, Gewässer-Kennziffer 249616, ist ein Gewässer dritter Ordnung mit der Abflussklasse 1 und kann als kleiner Hügel- & Berglandbach beschrieben werden. Das Einzugsgebiet bis zur Einleitstelle beträgt ca. 6 km².

Im Bereich südlich des Baugebietes befinden sich zwei Weiher die südlich durch den Silberbach und nördlich durch einen Mühlgraben eingefasst werden.

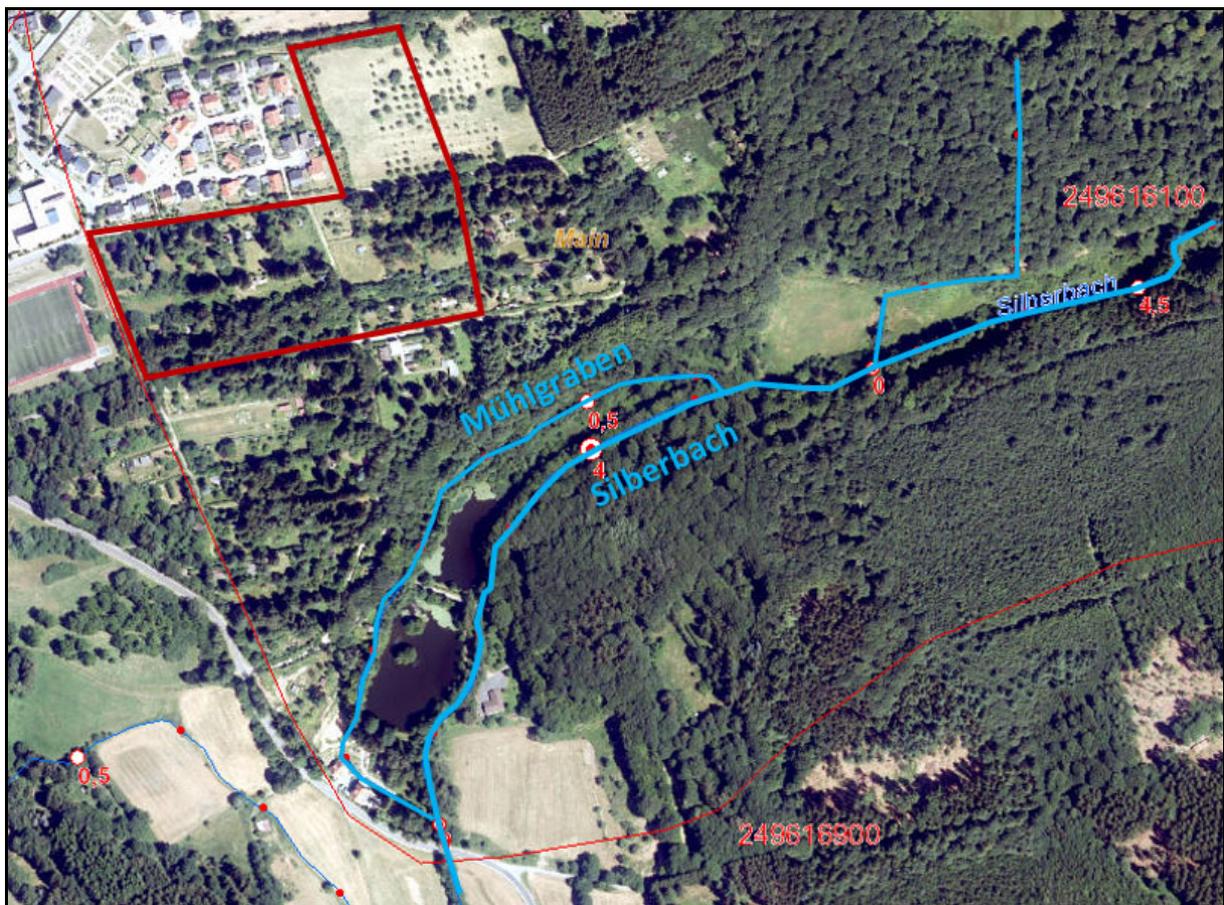


Abbildung 2: Lage und Verlauf Silberbach Quelle, WRRL.hessen.de

Der Silberbach wird durch das geplante Baugebiet nur indirekt durch den diffusen Auslauf der Notentlastung der Versickerungsanlage berührt.

4 Grundwasserkörper

Das anfallende Niederschlagswasser soll versickert werden. Der anstehende Grundwasserkörper (DEHE_2490_8102) liegt gemäß Wasserrahmenrichtlinien Vierer Hessen im hydrogeologischen Teilraum – Paläozoikum des südlichen Rheinischen Schiefergebirges – Hydrogeologische Teilraum ID 08102. Der Zustand wird als gut beschrieben.

5 Abwasserbeseitigung

Dem § 55(2) WHG folgend, soll das Baugebiet im Trennsystem entwässert werden. Das anfallende häusliche Schmutzwasser wird in den bestehenden Mischwasserkanal in die Ringstraße eingeleitet, der Kläranlage Ehlhalten zugeführt und dort gereinigt. Da das Gelände von Nord nach Süd um ca. 30 m abfällt, muss das Schmutzwasser der Topographie folgend in den südlichen Bereich geleitet und von dort an den Übergabepunkt gepumpt werden.

Das anfallende Niederschlagswasser soll gefasst und teilweise versickert werden. Hierzu soll das Niederschlagswasser im Bereich des Wirtschaftsweges, südlich des Baugebiets, in eine Rigole geleitet werden. Der nicht zu versickernde Anteil soll gedrosselt auf maximal 50 l/s in den bestehenden Mischwasserkanal in der Ringstraße gefördert werden.

Der Notüberlauf der Versickerungsanlage soll in den bestehenden Graben entlang des Wirtschaftsweges geführt werden und von dort, analog zum IST-Zustand, als diffuser Auslauf in Richtung Silberbach ablaufen.

Die Einleitung des behandelten, nicht versickerten Niederschlagswassers in den Mischwasserkanal begründet sich in der Schutzgebietslage südlich des Baugebiets. Hier ist der Zugang zum südlich gelegenen Vorfluter Silberbach durch ein Naturschutzgebiet „versperrt“, durch den aus naturschutzrechtlichen Gründen keine Ausleitungsstrecke geführt werden darf.

Als maßgebende Bemessungsgröße wurde ein 5-jährliches Regenereignis festgelegt.

Im Rahmen der Vorplanung wurde die hydraulische Leistungsfähigkeit des Kanals in der Ringstraße überprüft und festgestellt, dass eine zusätzliche Belastung aus dem Baugebiet von $Q = 50$ l/s, durch das Kanalnetz abgeleitet werden kann.

6 Kanalnetz

Das Baugebiet soll im Trennsystem entwässern. In absprache mit den Projektbeteiligten soll der Schmutzwasserkanal in PP und der Regenwasserkanal in Beton ausgeführt werden.

Aufgrund der örtlich bedingten Gefällesituation sind an insgesamt 4 Stellen Energieumwandlungsschächte im Regenwassernetz auszuführen. (siehe Lageplan und Detailplan Energieumwandlungsschächte)

Die Schächte wurden dort platziert, wo Haltungen mit steilem Gefälle aus Nord-süd-Richtung in Haltungen mit flachem Gefälle in Ost-West-Richtung übergehen.

Da auch der Schmutzwasserkanal mit diesen zum Teil steilen Gefällen verlegt werden muss wird empfohlen an den steilen Teilstücken je einen Sinkkasten anzuschließen, um bei Regenwetter die Haltungen „zu spülen“.

7 Versickerung des Niederschlagswassers

Durchlässigkeitsbeiwert

Anhand des im Vorfeld durch die HYDRODATA GmbH erstellten Bodengutachtens mit der Projektnummer 2019049 wurden durch Versickerungsversuche Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $k_f = 1,76 \times 10^{-5}$ bis $k_f = 4,39 \times 10^{-7}$ ermittelt.

Im weiteren Verlauf der Planung wurden durch ein zusätzliches, verdichtendes Bodengutachten weitere Versickerungsversuche durchgeführt, bei denen sich k_f -Werte von;

$Kf_{01} = 3,0 \times 10^{-5}$, $kf_{02} = 1,42 \times 10^{-4}$ und $kf_{03} = 1,29 \times 10^{-4}$ ergaben.

Anhand dieser Werte lässt sich erschließen, dass der vorhandene Boden besser versickerungsfähig ist als ursprünglich angenommen.

Für die Bemessung der Versickerung wurde ein gemittelter Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 1,005 \times 10^{-4}$ angesetzt.

Um bei längeren oder stärkeren Regenereignissen eine Entleerung der Rohrrigole zu gewährleisten, muss ein gedrosselter Abfluss aus der Rigole eingerichtet werden.

Grundwasserstand gemäß Bodengutachten

Gemäß dem Bodengutachten der HYDRODATA GmbH mit der Projektnummer 2019049 sind im relevanten Bereich die Kleinrammbohrungen KRB01 (-4,00 m) und KRB02 (-3,80 m) durchgeführt worden. In beiden Bohrungen konnte kein Grundwasser festgestellt werden. Bei einer Höhe der Rigole von 2,40 m und einem befahrbaren Wegeaufbau von 0,40 m ergibt sich hier ein Abstand bis zum Bohrende von >1,00 m.

7.1 Flächenaufteilung und Befestigungsgrad

Als Grundlage wurde die gesamte Größe des Baugebietes (BA 1 und BA 2) $A_E \approx 54.150 \text{ m}^2$ mit einem abgeschätzten Versiegelungsgrad $\psi_m = 41 \%$ belegt, woraus sich eine versiegelte, abflusswirksame Fläche $A_u \approx 22.464 \text{ m}^2$ ergibt.

Die Herleitung des mittleren Befestigungsgrades ψ_m ist folgender Tabelle zu entnehmen:

Tabelle 1: Flächenaufteilung und Versiegelungsgrad

Flächentyp	Art der Befestigung mit empfohlenen mittleren Abflussbeiwerten ψ_m	Teilfläche $A_{E,i}$ [m ²]	$\psi_{m,i}$ gewählt	Teilfläche $A_{u,i}$ [m ²]
Schrägdach	Metall, Glas, Schiefer, Faserzement: 0,9 - 1,0			
	Ziegel, Dachpappe: 0,8 - 1,0	11.194	0,9	10.075
Gründach	humusiert > 10 cm Aufbau: 0,3	1.320	0,3	396
Straßen, Wege und Plätze (flach)	Asphalt, fugenloser Beton: 0,9	7.714	0,90	6.943
	Pflaster mit dichten Fugen: 0,75	1.217	0,75	913
	fester Kiesbelag: 0,6			
	Pflaster mit offenen Fugen: 0,5	2.166	0,50	1.083
	lockerer Kiesbelag, Schotterrasen: 0,3			
	Verbundsteine mit Fugen, Sickersteine: 0,25			
Gärten, Wiesen und Kulturland	Rasengittersteine: 0,15			
	flaches Gelände: 0,0 - 0,1			
	steiles Gelände: 0,1 - 0,3	30.538	0,10	3.054
* abgeleitet aus GRZ aufgrund fehlender Planungsunterlagen				
** ermittelt aus Planunterlagen				
Gesamtfläche Einzugsgebiet A_E [m²]		54.149		
Summe undurchlässige Fläche A_u [m²]		22.464		
resultierender mittlerer Abflussbeiwert ψ_m [-]		0,41		

7.2 Rigole

Die Retention des anfallenden Niederschlagswassers soll über eine Kunststoffrigole (1,80 x 2,40 m Querschnittsfläche) gewährleistet werden. Zusätzlich soll der Arbeitsraum um die Rigole mit Filterkies (16/32) verfüllt werden um zusätzliches Speichervolumen zu generieren. *Das Speichervolumen der Kiespackung wird nicht in die Berechnung einbezogen.*

Der Speicherkoeffizient der Rigole wurde mit $s_R = 0,95$ angesetzt.

Der Zuschlagsfaktor wurde gemäß den Angaben des DWA A-117 mit $f_z = 1,10$ angenommen.

Der Drosselabfluss wurde mit $Q_{Dr} = 50$ l/s angesetzt.

Aufgrund der anfallenden Niederschlagswassermenge, abgeleitet aus der anzusetzenden Bemessungsregenspende $N = 0,2$ (**5 jährliches Regenereignis**) und den voran gegangenen Angaben zur Rigole, muss die Rigolenlänge ca. 114,6 m betragen, konstruktiv wird eine Länge von 117,6 m gewählt. *Siehe hierzu Tabelle 2*

Tabelle 2: Ermittlung Rigolenlänge

Einzugsgebietsfläche	A_E	m ²	54.149
Abflussbeiwert gem. Tabelle 2 (DWA-A 138)	Ψ_m	-	0,41
undurchlässige Fläche	A_u	m ²	22.464
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone	k_f	m/s	1,005E-04
Höhe Kunststoffelement	H_K	mm	300
Breite Kunststoffelement	B_K	mm	300
Länge Kunststoffelement	L_K	mm	600
Speicherkoeffizient des Füllmaterials der Rigole	s_R	-	0,95
Anzahl Kunststoffelemente, nebeneinander	a_{bK}	-	6
Anzahl Kunststoffelemente, übereinander	a_{hK}	-	8
Breite der Rigole	b_R	m	1,8
Höhe der Rigole	h_R	m	2,4
mittlerer Drosselabfluss aus der Rigole	Q_{Dr}	l/s	50
gewählte Regenhäufigkeit	n	1/Jahr	0,2
Zuschlagsfaktor	f_z	-	1,10
Anrechenbares Schachtvolumen	V_{Sch}	m ³	7,98

Ergebnisse:

maßgebende Dauer des Bemessungsregens	D	min	45
maßgebende Regenspende	$r_{D(n)}$	l/(s*ha)	101,3
erforderliche Rigolenlänge	L	m	114,6
gewählte Rigolenlänge, konstruktiv	L_{gew}	m	117,6
Vorhandenes Speichervolumen Rigole	V_R	m³	470,3
Versickerungswirksame Fläche	A_{S,Rigole}	m²	343,8

Tabelle 3: Regendaten und Berechnungslänge der Rigole
örtliche Regendaten:

D [min]	$r_{D(n)}$ [l/(s*ha)]
5	356,8
10	255,0
15	204,8
20	173,0
30	133,8
45	101,3
60	82,2
90	59,0
120	46,6
180	33,5
240	26,5
360	19,0
540	13,7
720	10,8
1080	7,8
1440	6,1
2880	3,8
4320	2,8

Berechnung:

L [m]
57,78
80,19
93,57
102,02
110,88
114,10
117,73
96,47
80,24
49,54
22,02
0,00
0,00
0,00
0,00
0,00
0,00
0,00
0,00

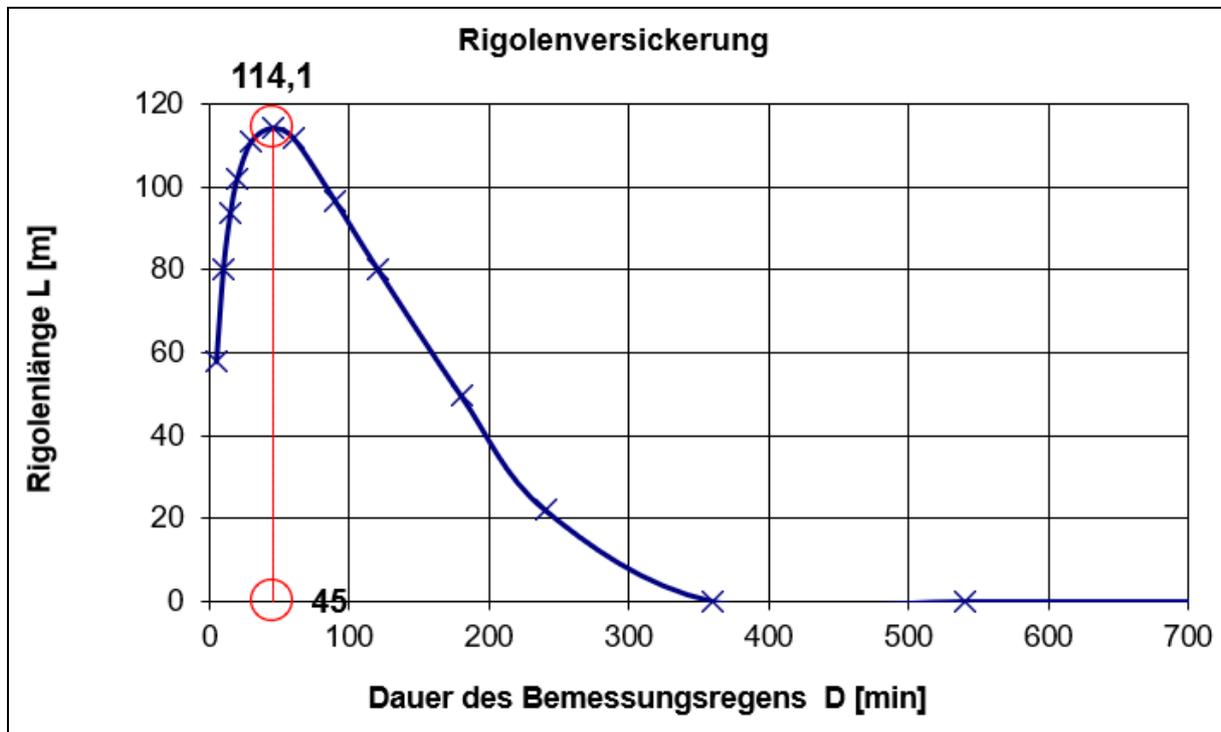


Abbildung 3: Grafische Darstellung zur Ermittlung der rechnerischen Rigolenlänge

7.3 Stofflicher Nachweis nach DWA M-153

Zur Ermittlung der Behandlungsbedürftigkeit des anfallenden Niederschlagswassers wurde eine Bewertung nach M-153 durchgeführt.

Da es sich bei der geplanten Anlage um eine Versickerung handelt, wurde hier als Ansatz zur Bewertung der Gewässerpunkte als Vorflut der Grundwasserkörper Typ G12 mit G = 10 Punkten gewählt.

Die Ermittlung der Belastungspunkte B sind nachfolgender Tabelle zu entnehmen:

Tabelle 4: Ermittlung der Belastungspunkte

Fläche	Flächenanteil		Flächen F_i / Luft L_i		Abflussbelastung B_i
	(Abschnitt 4)		(Tab. A.3 / A.2)		
Belastung aus der Fläche /Herkunftsfläche gem. Tabelle A.3					
Einfluss aus der Luft gem. Tabelle A.2	$A_{u,i}$ [m ²] o. [ha]	f_i	Typ	Punkte	$B_i = f_i * (L_i + F_i)$
Dachflächen von Wohn- und vergleichbaren Gewerbegebieten	10075	0,448	F2	8	4,032
Siedlungsgebiet mit geringem Verkehrsaufkommen (DTV < 5000 Kt / 24 h)			L1	1	
Gründächer	396	0,018	F1	5	0,108
Siedlungsgebiet mit geringem Verkehrsaufkommen (DTV < 5000 Kt / 24 h)			L1	1	
Hofflächen in Wohn- und vergleichbaren Gewerbegebieten	1996	0,089	F3	12	1,157
Siedlungsgebiet mit geringem Verkehrsaufkommen (DTV < 5000 Kt / 24 h)			L1	1	
wenig befahrene Verkehrsflächen DTV < = 300 Kt / 24 h z. B. Wohnstraßen	6943	0,309	F3	12	4,017
Siedlungsgebiet mit geringem Verkehrsaufkommen (DTV < 5000 Kt / 24 h)			L1	1	
Gärten, Wiesen und Kulturland, mit möglichem Regenabfluss in das Entwässerungssystem	3054	0,136	F1	5	0,816
Siedlungsgebiet mit geringem Verkehrsaufkommen (DTV < 5000 Kt / 24 h)			L1	1	
	$\Sigma = 22464$	$\Sigma = 1$			B = 10,13

Anhand der Aufteilung ergibt sich eine Abflussbelastung von $B = 10,13$. Daraus ergibt sich:

$$G = 10 \nrightarrow 10,13 = B$$

Der Nachweis ist nicht erfüllt, eine Behandlung des anfallenden Niederschlagswassers ist erforderlich.

7.4 Niederschlagswasserbehandlung

Der Rigole soll eine Sedimentation vorgeschaltet werden. Die Sedimentation soll dabei die Vorreinigung des anfallenden Niederschlagswassers übernehmen und zugleich das Zusetzen der Rohrrigole verhindern. Die Sedimentation wird dabei mittels einer nach DWA M-153 und DWA A-102 - Titel 10.2.2 empfohlenen kritischen Reagenspende $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ bemessen. Die Oberflächenbeschickung wird gemäß DWA M-153 Tabelle A.4c für Absetzanlagen vor Versickerungsbecken und Regenrückhalteanlagen, mit $q_A = 18 \text{ m}^3/(\text{m}^2*\text{h})$ angesetzt.

Die Sedimentation soll im Dauerstau betrieben werden und gemäß DWA A-166 eine Einstauhöhe von 2,00 m besitzen.

Ausgehend von einer versiegelten Fläche $A_{u,gesamt} = 2,2464 \text{ ha}$ ergibt sich folgende Beckenfläche;

$$A_{Sedi} = (r_{krit} * A_{u,gesamt} * 3,6) / q_A$$

$$A_{Sedi} = 6,74 \text{ m}^2$$

Die Sedimentation muss eine Fläche von $6,74 \text{ m}^2$ aufweisen, um die Behandlung des anfallenden Niederschlagswassers zu gewährleisten.

Zur weiteren Behandlung des anfallenden Niederschlagswassers kann die mit Filterfließ umhüllte Kiespackung um die Rigole, die das zu versickernde Niederschlagswasser durchfließen muss, angesetzt werden. Hier werden zusätzlich Schwebstoffe und Feinanteile zurückgehalten.

7.5 Nachweis der Behandlung nach DWA M-153

Die Sedimentationsanlage vor der Rohrrigole soll als Sedimentation im Dauerstau mit $q_A = 18 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ und einem $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ betrieben werden. Dies entspricht nach DWA Merkblatt M-153 dem Typ D25 mit einem Durchgangswert von 0,8. (DWA M-153 Tabellen A.4a, A.4b und A.4c)

Da die Sickerleistung des anstehenden Bodens als eher schlecht einzustufen ist, wird die durchflossene Bodenpassage nicht zur Ermittlung der Emissionswerte E herangezogen.

Anhand des Berechnungsverfahrens nach M-153 gilt:

$$E = B \cdot D$$

$$E = 10,13 \cdot 0,8 = 8,1$$

$$E = 8,1 \leq 10 = G$$

Der Nachweis der stofflichen Behandlung ist erfüllt. Die Sedimentation alleine ist ausreichend um die Einleitung in den Grundwasserkörper durchführen zu können.

8 Erläuterungen zum Bauwerk

Das Entwässerungsbauwerk besteht konstruktiv aus mehreren Einzelbauwerken. Dem Hauptbauteil, der Rigole mit einem effektiven Speichervolumen $V_R = 470,3 \text{ m}^3$, wird eine Sedimentation und ein Einlaufbauwerk vorgeschaltet. Der Sedimentation ist eine Verteilerschacht mit Bypass, der direkt in das Einlaufbauwerk mündet, vorgeschaltet. Der Bypass dient dazu, dass bei Starkregenereignissen die Sedimentation „umflossen“ wird und die Rigole direkt befüllt wird. (siehe Bauwerksplan).

Das Einlaufbauwerk dient dem Anschluss der Rigole und den Pumpen. Die Schwellenhöhe vom Einlauf- in das Pumpbauwerk liegt 28 cm über der Zulaufhöhe zur Rigole. Die Schwellenhöhe ist hierbei konstruktiv gewählt, da die Pumpen ein Pumpensumpfvolumen benötigen.

Das Pumpensumpfvolumen bestimmt sich rechnerisch wie folgt:

$$V_{P,erf} = 0,9 \times Q/z$$

Abfluss: $Q = 50 \text{ l/s}$

Schaltzahl: $z = 15$

Daraus ergibt sich ein erforderliches Pumpensumpfvolumen von **3 m³**.

Das vorhandene Pumpensumpfvolumen beträgt;

$$V_{P,vorh} = 2,5 * 1,5 * 0,85 = \mathbf{3,18 \text{ m}^3}$$

Um das Einlaufbauwerk aufgrund der beengten Verhältnisse nicht noch tiefer einbinden zu müssen, wurde die Schwelle leicht angehoben. Zudem wird so sichergestellt, dass kleinere Regenereignisse ortsnah zur Versickerung kommen und das Kanalnetz nicht belasten.

Durch die Bauwerksgeometrie wird so sichergestellt, dass ca. 130 m^3 ($L * B * h * s_R$) oder ca. 25 % des anfallenden Niederschlagswassers versickert werden.

9 Einleitstelle und Notentlastung

Die Notentlastung der Rigole soll in den bestehenden Graben, welcher entlang des Wirtschaftsweges verläuft, entlasten. Der Graben führt aktuell das anfallende Niederschlagswasser des unbebauten Baugebiets ab.

Der Graben verläuft dem Gelände folgend in östliche Richtung und verläuft im Gelände. Das derzeit anfallende Niederschlagswasser läuft dann diffus dem Gelände folgend über gemeindeeigene Flächen in Richtung Südosten in den Silberbach und in die vorgelagerten vernässten Flächen ab.



Abbildung 4: Skizze Notentlastung und Auslauf

Der Nachweis über die Leistungsfähigkeit des Notüberlauf wurde mit dem Instationären Berechnungsprogramm HYSTEM-EXTRAN erbracht.

9.1 Nachweis der Notentlastung bei einem 5-jährlichen Bemessungsregen

Das Kanalnetz sowie die Geometrie der Rigole wurden modellhaft abgebildet und mit dem maßgebenden 5-jährlichen Bemessungsmodellregen rN60,5 simuliert.

Die Schwellenhöhe, sprich der Einstau der Rigole, wurde in der Simulation über den Einschaltpunkt der Pumpe definiert.

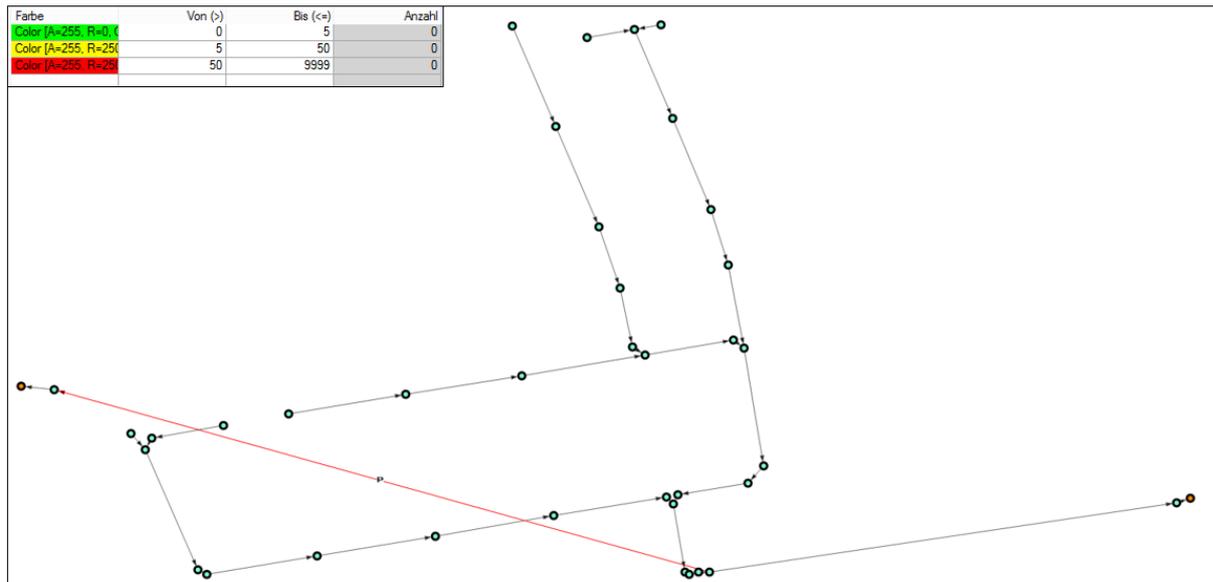


Abbildung 5: Systemskizze hydraulische Berechnung rN60,5

Abfluss am Ende	
Schachtelement	Abfluss [cbm]
207M075	521,972
Anzahl	Summe
1	521,972

Abbildung 6: Auszug Ergebnisbericht rN60,5 - Auslassschächte

Das Ergebnis zeigt, dass der Notüberlauf am Ende der Rigole nicht anspringt. Im Kanalnetz treten keine überstauten Schächte auf. Der Abfluss aus dem System erfolgt lediglich am Übergabeschacht 207M075 in der Ringstraße.

9.2 Nachweis der Notentlastung bei einem 10-jährlichen Bemessungsregen

Um die Leistungsfähigkeit der Entwässerungsanlage und die Entlastung zu überprüfen, wurde das System anschließend mit einem 10-jährlichen Modellregen rN60,10 simuliert.

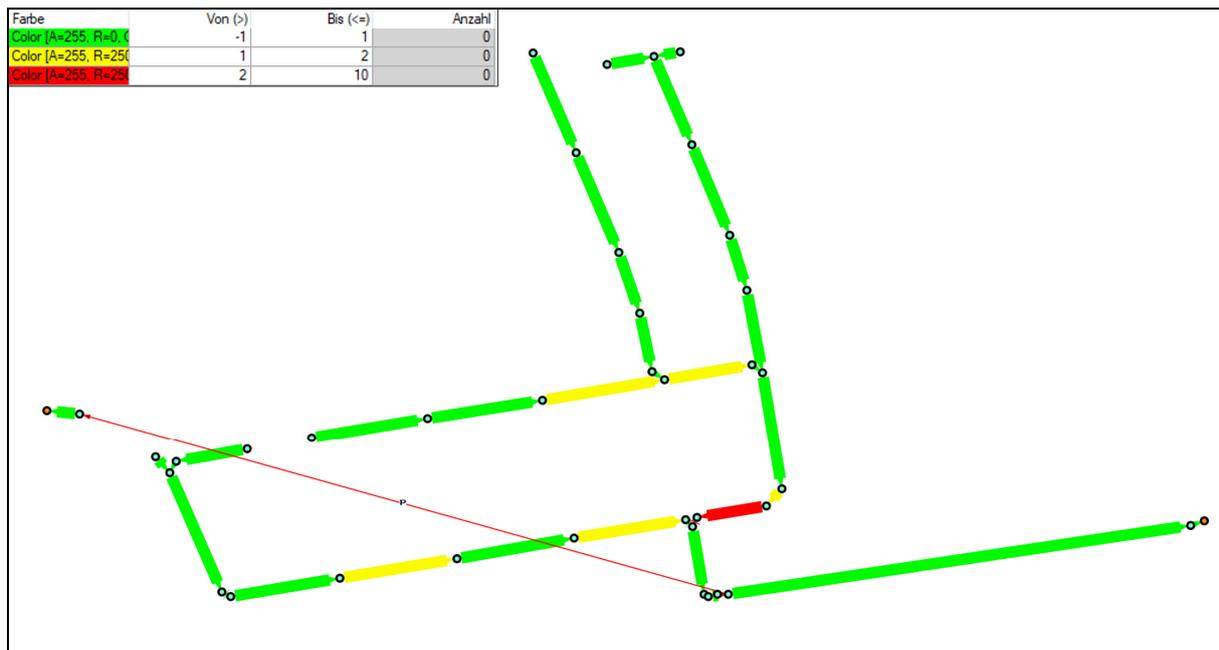


Abbildung 7: Systemskizze Hydraulische Berechnung rN60,10

Abfluss am Ende	
Schachtelement	Abfluss [cbm]
207M075	523,409
Anzahl	Summe
1	523,409

Abbildung 8: Auszug Ergebnisbericht rN60,10 - Auslassschächte

Das Ergebnis zeigt, dass der Notüberlauf am Ende der Rigole auch bei einem 10-jährlichen Regen nicht anspringt. Im Kanalnetz treten keine überstauten Schächte auf. Der Abfluss aus dem System erfolgt lediglich am Übergabeschacht 207M075 in der Ringstraße.

9.3 Nachweis der Notentlastung bei einem Bemessungsregen >10 Jahren

Bei Regenereignissen > einem 10-jährlichen Regen tritt Niederschlagswasser aus dem Notüberlauf aus und wird über den Graben abgeführt.

Sollte die zulaufende Wassermenge die Abflusskapazitäten des Notüberlaufs übersteigen, wird das Niederschlagswasser aus den in der Rigole angeordneten Entlüftungsöffnungen im Wirtschaftsweg austreten. Da das Gelände im Bereich des Notüberlauf den Tiefpunkt des gesamten Entwässerungssystems darstellt (siehe Bauwerksplan), dürfte es dort zum Austritt kommen. Das dort austretende Wasser wird dann dem Gelände folgend in Richtung Ost / Süd ablaufen. Hier ist keine Bebauung vorhanden, wodurch von einem schadfreien Ablauf in den Silberbach auszugehen ist. Der Nachweis hierfür wurde unter Ansatz des 50- bzw. 100 jährlichen Regens geführt.

Kommt es im Zuge eines Starkregenereignis mit einer Jährlichkeit von $T = 50a$ zum Überstau, tritt Wasser zuerst in den Verkehrsflächen der geplanten Planstraßen 1 und 2 aus, sodass an der Rigole keine Überstau aus den Entlüftungsöffnungen oder den Bauwerken auftritt.

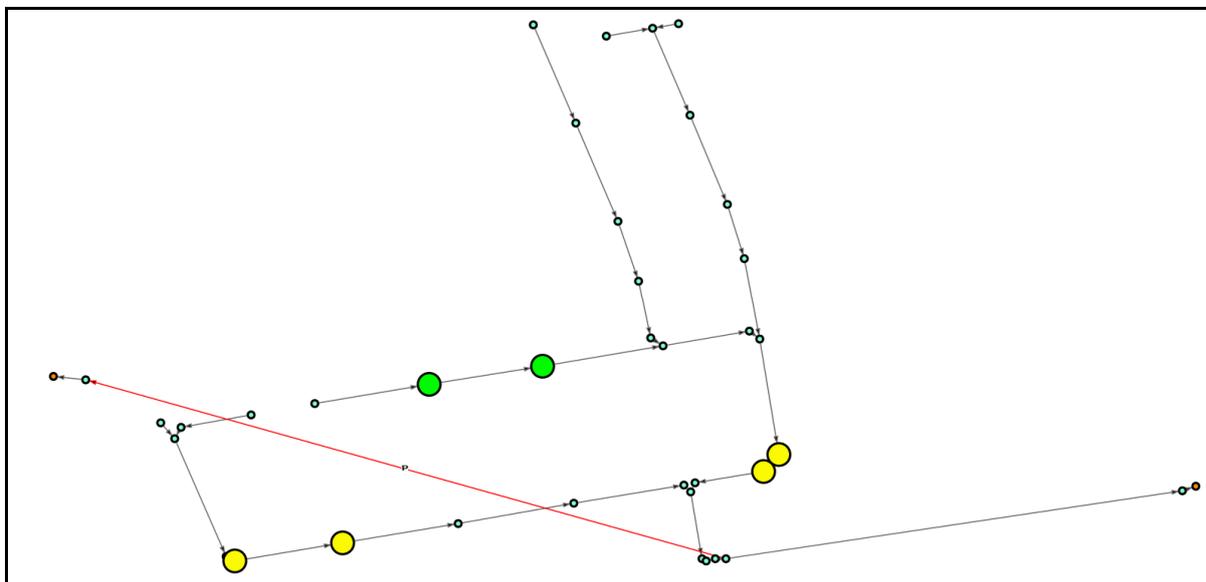


Abbildung 9: Kanalnetzmodell unter Ansatz eines Regens $T = 50a$

Farbe	Von (>)	Bis (<=)	Anzahl
Color [A=255, R=0, G=0]	0	5	0
Color [A=255, R=255, G=0]	5	50	0
Color [A=255, R=255, G=255]	50	9999	0

Abbildung 10: Legende Überstau in m^3

Lediglich der Notüberlauf entlastet mit einer Abflussspitze $Q_{\text{Not,max}} = 289 \text{ l/s}$

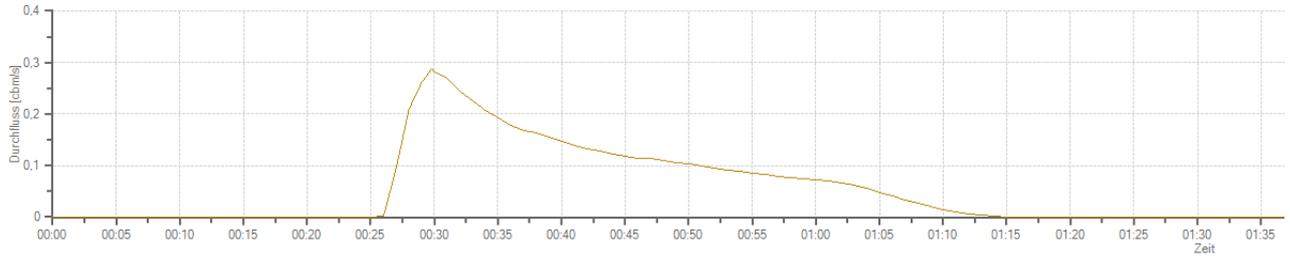


Abbildung 11: Durchfluss am Transportelement "Notüberlauf" rN 60,50

Das Entlastungsvolumen liegt bei $318,7 \text{ m}^3$ bei einer Entlastungsdauer von ca. 50 min. Daraus ergibt sich ein mittlerer Abfluss von $Q_{\text{Not,m}} = 106,2 \text{ l/s}$. Die Verrohrung als Zwangspunkt weist ein Gefälle von ca. 1,2 % auf. ($\Delta h = 0,27 \text{ m}$; $L = 22 \text{ m}$). Unter Ansatz eines kb-Wert von 0,75 ergibt sich eine Vollfüllungsleistung des Durchlass DN300 von $Q_{\text{voll}} = 118,18 \text{ l/s}$.

Betrachtet man zudem noch das 100 jährliche Regenereignis wird ebenfalls deutlich, dass das größte Entlastungsvolumen im Bereich der Planstraße 1 und 2 stattfindet.

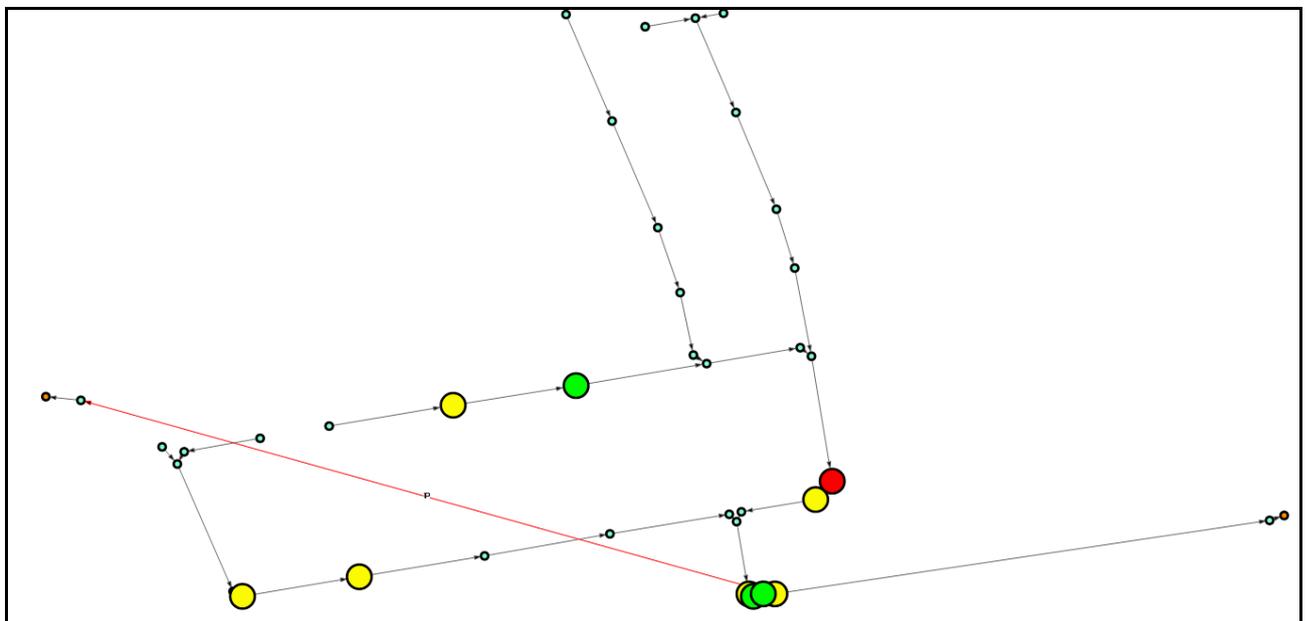


Abbildung 12: Kanalnetzmodell unter Ansatz eines Regens $T = 100a$

Im Bereich des Einlaufbauwerks zur Rigole entsteht ein Überstau an 4 Schächten mit einem gesamten Überstauvolumen $V_{\text{max,ü}} = 47,63 \text{ m}^3$ über eine Dauer von ca. 7 min

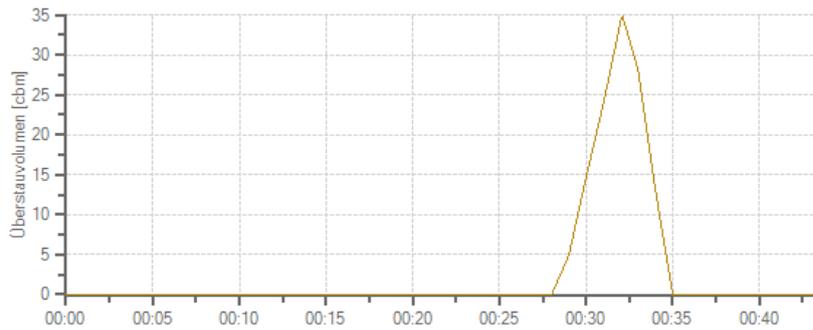


Abbildung 13: Überstauvolumen am Einlaufbauwerk

Daraus resultiert ein mittlerer Abfluss von $Q_{m,\ddot{u}} = 113,4$ l/s für eine Dauer von 7 min.

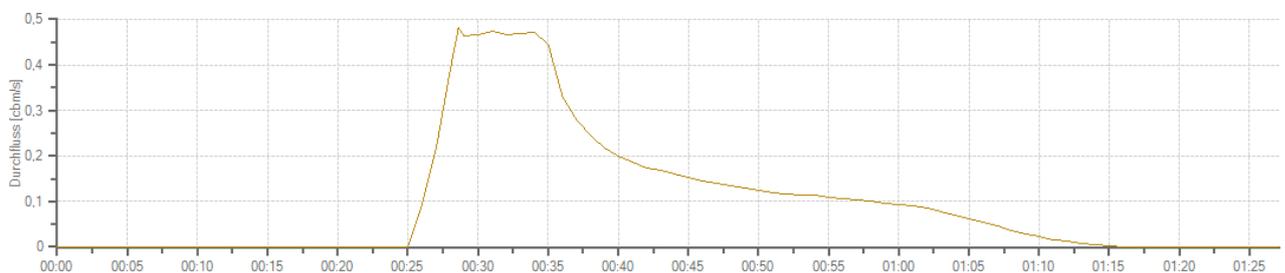


Abbildung 14: Durchfluss am Transportelement "Notüberlauf" rN 60,100

Die Abflussspitze der Notentlastung liegt bei $Q_{\text{Not,max}} = 482$ l/s.

Das Entlastungsvolumen am Notüberlauf liegt bei $V_{\text{Not}} = 503,97$ m³ bei einer Entlastungsdauer von ca. 50 min. Daraus ergibt sich ein mittlerer Abfluss von $Q_{\text{Not,m}} = 167,99$ l/s. Die Verrohrung als Zwangspunkt weist ein Gefälle von ca. 1,2 % auf. ($\Delta h = 0,27$ m; $L = 22$ m). Unter Ansatz eines kb-Wert von 0,75 ergibt sich eine Vollfüllungsleistung des Durchlass DN300 von $Q_{\text{voll}} = 118,18$ l/s.

In diesem Fall fließt das Wasser dem Gelände folgend in Richtung Osten ab und dort über den Wirtschaftsweg diffus in das Gelände.

10 Betrieb der Anlage

Die Regenwasserbehandlung soll das aus dem Baugebiet anfallende Niederschlagswasser fassen und teilweise versickern. Aufgrund des anstehenden Bodens und dessen Durchlässigkeitsbeiwert kann das NW nur langsam versickern. Aus diesem Grund soll der Abfluss aus der Rigolenversickerung gedrosselt auf bis zu $Q_{Dr,max} = 50 \text{ l/s}$ in den bestehenden Mischwasserkanal in der Ringstraße eingeleitet werden. Die Drosselwassermengen wurden so gewählt, dass der bestehende Kanal hydraulisch nicht überlastet wird. Eine Überrechnung der Ringstraße hat dabei die hydraulische Leistungsfähigkeit des bestehenden Kanals nachgewiesen.

Derzeit ist konstruktiv bedingt, die Schwellenhöhe so festgelegt, dass ca. 25 % oder 120 m^3 in der Rigole verbleiben und somit versickern.

Im Zuge der Ausführungsplanung und der damit einhergehenden Planung der Pumpensteuerung werden die EIN- und AUSschaltpunkte der Pumpe noch festgelegt. So kann die Einstauhöhe der Rigole und somit auch die Menge an Wasser, die zur Versickerung gelangt noch angepasst werden. So kann gewährleistet werden, dass das bestehende Kanalnetz und die Entlastungsanlagen nur bei stärkeren oder länger andauernden Regenereignissen zusätzlich mit $Q_{Dr} = 50 \text{ l/s}$ belastet werden.

11 Wasserversorgung

Gemäß Punkt 2.2 Arbeitshilfe zur Berücksichtigung von wasserwirtschaftlichen Belangen in der Bauleitplanung

Die Wasserversorgung des Baugebietes „Am Silberbach“ soll über das bestehende Ortsnetz sichergestellt werden. Die Anbindung soll dabei an zwei Punkten erfolgen. Zum einen nördlich des Baugebietes „Am Rothlauf“ im Bereich des Birkenweg und zum anderen im Bereich der Anbindung an die Ringstraße.

Vorgabe war, das Trinkwassernetz mit duktilen Gussrohren auszuführen. Die Anordnung der Schieber wurde so geplant, dass jeder Strang separat abgesperrt werden.

11.1 Bedarfsermittlung

Die Gemeinde Glashütten hat in Ihrem Versorgungsgebiet ca. 5.400 E (ohne Nebenwohnsitzen), ca. 5.800 mit Nebenwohnsitz.

Die im Zeitraum von 2014 bis 2018 durchschnittliche jährliche Verkaufsmenge beträgt 236.254 m³/a. Bei einer gemittelten Einwohnerzahl (mit Neb.-Wohn.) von 5.718 E. ergibt sich daraus ein spezifischer Wasserverbrauch von 113,19 l/(E*d). Für die weitere Berechnung wird ein Wert von 120 l/(E*d) angesetzt.

Tabelle 5: Wasserverbrauchsstatistik der Jahre 2014 - 2018

	2014 m ³	2015 m ³	2016 m ³	2017 m ³	2018 m ³
Fördermenge	284.765	291.668	301.236	297.068	305.985
Eingesp. Wasser	276.015	280.918	290.486	285.868	295.485
Einspeisung TZ Schloßborn	89.306	94.613	86.929	79.039	89.307
Wasserverkauf	222.787	232.436	236.110	229.023	260.914
Differenz	53.228	48.482	54.376	56.845	34.571
	24 %	21 %	23 %	25 %	13 %
Bevölkerung mit Nebenwohns.	5387 5739	5435 5780	5199 5485	5436 5768	5470 5821

Quelle: Tabelle Trinkwasserförderung, Gemeinde Glashütten, mit E-Mail vom 05.11.19

Unter Ansatz von 642 E und einem spez. Wasserverbrauch von 120 l/(E*d), ergibt sich eine Mehrmenge von ca. 28.119 m³/a, die zusätzlich bereitzustellen ist.

11.2 Löschwasserbedarf

Der Löschwasserbedarf ermittelt sich nach DVGW Arbeitsblatt W 405 Tabelle 1.

Tabelle 6: Richtwerte für den Löschwasserbedarf unter Berücksichtigung der baulichen Nutzung und der Gefahr der Brandausbreitung

Bauliche Nutzung nach § 17 der Baunutzungsverordnung	reine Wohngebiete (WR) allgem. Wohngebiete (WA) besondere Wohngebiete (WB) Mischgebiete (MI) Dorfgebiete (MD) ^{a)}		Gewerbegebiete (GE)			Industriegebiete (GI)
				Kerngebiete (MK)		
Zahl der Vollgeschosse (N)	N ≤ 3	N > 3	N ≤ 3	N = 1	N > 1	-
Geschossflächenzahl ^{b)} (GFZ)	0,3 ≤ GFZ ≤ 0,7	0,7 < GFZ ≤ 1,2	0,3 ≤ GFZ ≤ 0,7	0,7 < GFZ ≤ 1	1 < GFZ ≤ 2,4	-
Baumassenzahl ^{c)} (BMZ)		-	-	-	-	BMZ ≤ 9
Löschwasserbedarf						
bei unterschiedlicher Gefahr der Brandausbreitung ^{d)} :	m³/h	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h
klein	48	96	48	96	96	96
mittel	96	96	96	96	192	192
groß	96	192	96	192	192	192

Quelle: Tabelle 1, DVGW W 405

Anhand der baulichen Nutzung im Baugebiet liegt der Löschwasserbedarf bei 96 m³/h, welcher durch das Trinkwassernetz bereitzustellen ist. Der Bedarf an Löschwasser ist durch die bestehenden baulichen Anlagen gedeckt.

11.3 Nachweis Druckhöhe

Zum Nachweis des Versorgungsdruck wurde überschlägig die Druckhöhe am Hydranten HY5 und am Hydranten HY10 ermittelt.

Das Netz wird über 2 Anschlusspunkte gespeist.

Anschluss 1 – Ringstraße

Gemessene mittlere Druckhöhe:	15 m (1,5 bar)
Gemessene mittlere Fließgeschwindigkeit:	3,11 m/s
Gemessene mittlerer Durchflussmenge:	88,05 m ³ /h

Anschluss 2 – Friedhof

Gemessene mittlere Druckhöhe:	15 m (1,5 bar)
Gemessene mittlere Fließgeschwindigkeit:	2,2 m/s
Gemessene mittlerer Durchflussmenge:	62,07 m ³ /h

Auf Grundlage dessen, ergeben sich folgende Druckhöhen an den Hydranten:

Druckhöhe HY10 – Einspeisung Friedhof

Rohrreibungsverluste 100m DN150 GGG:	- 0,041 bar
Reibungsverluste Formstücke:	- 0,15 bar (pauschal)
Reibungsverluste Geo:	401,67m – 374,87 = 4,47m → + 0,447 bar
Druckhöhe Hydrant:	<u>1,756 bar</u>

Druckhöhe HY5 – Einspeisung Ringstraße

Rohrreibungsverluste 315m DN150 GGG:	- 0,128 bar
Rohrreibungsverluste 61m DN100 GGG:	- 0,195 bar
Reibungsverluste Formstücke:	- 0,15 bar (pauschal)
Reibungsverluste Geo:	389,28m – 373,17 = 16,11m → + 1,61 bar
Druckhöhe Hydrant:	<u>2,637 bar</u>

11.4 Deckungsnachweis

Gemäß dem Aktenvermerk der Gemeinde Glashütten vom 12.11.2019 bezieht die Gemeinde Glashütten ihr Trinkwasser aus insgesamt 9 Wasserressourcen, davon 5 Tiefbrunnen und 4 Schürfen. Die jährlichen Fördermengen aller Fördereinrichtungen liegen im Mittel bei ca. 292.043 m³/a.

Das Baugebiet „Am Silberbach“ wird dabei vornehmlich aus dem Hochbehälter Schlossborn versorgt, der überwiegend durch die Schürfung „Saure Wiese“ gespeist wird. Wasserstandabhängig wird der Hochbehälter „Saure Wiese“ durch die Tiefbrunnen III, IV und V mitversorgt.

Die Pumpe des Tiefbrunnens V wird in Abhängigkeit des Füllstandes des HB Schlossborn angefordert und an die Verbrauchsmengen angepasst. Die Tiefbrunnen III und IV werden bei Bedarf manuell zugeschaltet.

Tabelle 7: Gegenüberstellung Fördermenge / genehmigte Entnahmemengen

TB / Schürfe	Entnahmemenge nach Erlaubnis m³/a	Erlaubnis vom	Fördermengen				
			2014 m³/a	2015 m³/a	2016 m³/a	2017 m³/a	2018 m³/a
TB I	36.500	01.01.2003	3.116	25.535	29.400	0	17.659
TB II	49.500	12.05.2006	20.591	38.051	25.837	35.592	48.720
TB III	50.000	23.04.2010	52.169	48.445	45.753	38.147	19.200
TB IV	90.000	23.04.2010	56.384	57.711	57.444	77.025	75.790
TB V	50.000	01.01.2016	39.164	29.481	28.644	36.309	45.880
Schürfe Grüner Weg	90.000	01.01.2003	50.844	31.596	50.672	57.022	49.637
Schürfe Saure Wiese	40.000	01.01.2011	40.514	42.227	45.208	38.459	40.337
Schürfe alte Glashütte	36.500	15.01.2008	15.770	13.438	13.209	10.474	8.762
Schürfe Graue Wiese	unbegrenzt	01.01.2011	6.213	5.184	5.069	4.040	0
	> 442.500		278.552	286.484	296.167	293.028	305.985

Ø Fördermenge: **292.043** m³/a
 Diff. Menge: > 150.457 m³/a
 Auslastung: 66 %

Bei einer durchschnittlichen Fördermenge von derzeit ca. 292.043 m³/a und einem zusätzlichen max. Bedarf von 29.119 m³/a, ergeben sich bei einer bewilligten Fördermenge von größer 442.500 m³/a keine Versorgungsschwierigkeiten

12 Straßenbau

Der Straßenbauentwurf ging aus den vorgegebenen Verkehrsflächen des B-Plans hervor. Die Anbindung des Baugebietes soll dabei über die Ringstraße erfolgen. Das Baugebiet soll als verkehrsberuhigter Bereich ausgewiesen werden.

Als Vorgabe wurde ein höhengleicher Ausbau der Straßen sowie eine Straßenbreite von 8,50 m in der Hauptachse (Anbindung Ringstraße in Richtung Osten) und eine Breite von 6,50 in den Nebenstraßen genannt.

In der Hauptachse sollen zudem Parkplätze im Straßenraum angeordnet werden. Die Entwässerung wird über eine Rinne im Bereich der hangabgewandten Seite der Straße sichergestellt. Die Rinnenanlage dient dabei gleichzeitig als Trennung des Gehwegs zur Fahrbahn. Optisch sollen die Nutzungsarten durch unterschiedliche Materialien hervorgehoben werden. Die Verkehrsflächen sind dabei in Asphaltbauweise und die Gehwege in Pflasterbauweise hergestellt werden.

Die Belastungsklasse nach RStO12 wurde mit Bk 0,3 festgelegt. Daraus ergeben sich folgende Straßenaufbauten:

Tabelle 8: Ermittlung des Frostsicheren Oberbau gemäß RStO12

Ermittlung der Dicke des frostsicheren Oberbaus

Projekt: GLH001			
Baugebiet „Am Silberbach“			
Tabelle 6 RSTO 12, 3.2.2 Seite 14			
Frostempfindlichkeitsklasse		Dicke in cm bei Belastungsklasse	
	Bk100 Bk32 Bk10	Bk3,2 Bk1,8 Bk1,0	Bk0,3
F2	55	50	40
F3	65	60	50
		Eingabe	Ausgabe[cm]
Belastungsklasse aus Berechnung:		Bk0,3	27
Frostempfindlichkeitsklasse gem. Bodengutachten		F3	23
Gewählte Bauweise nach RSTO 2012			50

Tabelle 7: Mehr- oder Minderdicken infolge örtlicher Verhältnisse

Frosteinwirkung siehe Karte der Frosteinwirkungszonen	Zone I	0 cm	+5 cm
	Zone II	+ 5 cm	
	Zone III	+ 5 cm	
Kleinräumige Klimaunterschiede	ungünstige Klimaeinflüsse z.B. durch Nordhang oder in Kammlagen von Gebirgen	+ 5 cm	+0 cm
	keine besonderen Klimaeinflüsse	0 cm	
	günstige Klimaeinflüsse beigeschlossener seitlicher Bebauung entlang der Straße	- 5 cm	
Wasserhältnisse im Untergrund	kein Grund- und Schichtenwasser bis in eine Tiefe von 1,5 m unter Planum	0 cm	+0 cm
	Grund- oder Schichtenwasser dauernd oder zeitweise höher als 1,5 m unter	+ 5 cm	
Lage der Gradienten	Einschnitt, Anschnitt	+ 5 cm	+0 cm
	Geländehöhe bis Damm ≤ 2,0 m	0 cm	
	Damm > 2,0 m	- 5 cm	
Entwässerung der Fahrbahn und Randbereiche über Rinnen bzw. Abläufe und Rohrleitungen	Entwässerung der Fahrbahn über Mulden, Gräben bzw. Böschungen	0 cm	-5 cm
	Entwässerung der Fahrbahn Ausführung der Randbereiche	- 5 cm	
Dicke des frostsicheren Oberbaus in cm			50 cm

Gemäß Tafel 1, Zeile 1 ergäbe sich eine Aufbau von > 50 cm – gemäß Pkt 3.3.1 ergibt sich der Aufbau wie folgt:

- Asphaltdecke	4 cm	
- Asphalttragschicht	10 cm	14 cm
- Frostschutzschicht		36 cm
Gesamt		50 cm

- Pflasterdecke	10 cm	
- Basaltsand	4 cm	
- Schottertragschicht	15 cm	29 cm
- Frostschutzschicht		21 cm
Gesamt		50 cm

Des Weiteren wurde die Entwurfsgrundlagen der RAST06 berücksichtigt. Abweichend von der RAST06 sind zum Teil Längsgefälle > der empfohlenen 8% bzw. 12% vorhanden. Diese treten durch die Topographie des Geländes auf. Um dabei zu große Aufschüttungen oder Einschnitte im Gelände durchführen zu müssen, wurden in Abstimmung mit den Beteiligten die Abweichungen freigegeben.

12.1 Gehwege

Die Gehwege im Bereich der Anbindung zum südlich gelegenen Wirtschaftsweg „Im Hinterfeld“ sowie der Gehweg, welcher zentral durch das gesamte Baugebiet führt, sollte durch Treppen abgestuft werden. Würden diese als befahrbare Wege ausgeführt, würden sich Längsneigungen von 21 – 31 % ergeben.

Begründet hierdurch wurden die Gehwege mit einem Längsgefälle von 8% geplant und durch Treppen abgestuft.

12.2 Baustraße

Im Zuge der Baumaßnahme und für die Hochbauarbeiten ist geplant den Verkehr zur Andienung der Baustelle als Einrichtungsverkehr über die nordwestlich gelegene Ringstraße in das Baugebiet zu führen und über den Wirtschaftsweg „Im Hinterfeld“ in Richtung Ruppertshainer Straße abfließen zu lassen.

Die finale Entscheidung hierüber ist zum Zeitraum der Entwurfsplanung noch nicht endgültig getroffen.

Sollte dies zur so zur Ausführung kommen, muss die Planstraße 2a (Gehweg West) umgeplant werden. Entsprechende Konzepte wurden bereits erstellt.

13 Kosten

Die geschätzten Gesamtkosten der Maßnahme für alle Bauabschnitte belaufen sich auf:

4.047.023,00 € Netto

Die Kosten teilen sich dabei wie folgt auf:

Vorab ermittelte BE und vorbereitende Arbeiten				
	Baustelleneinrichtung			
Pos. 1.1	BE / Verkehrssich. BA 1 Vor	141.059,00 €		
Pos. 2.1	BE / Verkehrssich. BA 1 End	46.180,00 €		
Pos. 3.1	BE / Verkehrssich. BA 2 Vor	36.406,00 €		
Pos. 4.1	BE / Verkehrssich. BA 2 End	12.146,00 €		
		235.791,00 €		
	Vorbereitende Arbeiten			
Pos. 1.2	vorb. Arbeiten BA 1 Vor	132.090,00 €		
Pos. 3.2	vorb. Arbeiten BA 2 Vor	50.010,00 €		
		182.100,00 €		
	Summe	417.891,00 €		
Kanal BA1+2, Pumpwerk und SW Druckleitung				
Position	Titel		Umlage BE & vorb. Arbeiten	inkl. Umlage
Pos. 1.3	Kanal BA 1	981.452,00 €	113.013,24 €	1.094.465,24 €
Pos. 1.7	SW Pumpstation	180.786,00 €	20.817,33 €	201.603,33 €
Pos. 1.8	Schmutzwasser-Druckleitung	55.060,00 €	6.340,11 €	61.400,11 €
Pos. 3.3	Kanal BA 2	331.907,00 €	38.218,77 €	370.125,77 €
		1.549.205,00 €	178.389,44 €	1.727.594,44 €
Rigole, Pumpwerk und RW Druckleitung				
Pos. 1.4	Rigole	237.579,00 €	27.356,99 €	264.935,99 €
Pos. 1.5	Sedimentation	40.931,00 €	4.713,16 €	45.644,16 €
Pos. 1.6	Pumpbauwerk u. Druckltg.	149.177,00 €	17.177,59 €	166.354,59 €
		427.687,00 €	49.247,74 €	476.934,74 €
Wasserleitung BA1+2				
Pos. 1.9	Wasserleitung BA 1	341.534,00 €	39.327,31 €	380.861,31 €
Pos. 3.4	Wasserleitung BA 2	82.983,00 €	9.555,41 €	92.538,41 €
		424.517,00 €	48.882,72 €	473.399,72 €
Straßenbau BA1+2 Vor- und Endstufenausbau				
Pos. 1.10	Straße Vorstufe BA 1	480.053,00 €	55.277,63 €	535.330,63 €
Pos. 2.2	Straße End BA 1	465.864,00 €	53.643,78 €	519.507,78 €
Pos. 3.5	Straße Vorstufe BA 2	160.197,00 €	18.446,53 €	178.643,53 €
Pos. 4.2	Straße End BA 2	121.609,00 €	14.003,16 €	135.612,16 €
		1.227.723,00 €	141.371,10 €	1.369.094,10 €
	Summe	3.629.132,00 €	417.891,00 €	4.047.023,00 €
	Gesamtkosten	4.047.023,00 €		

Zusätzlich wurden für die Kostenberechnung 3 % der Baukosten als Sicherheiten aufgrund der Planungstiefe aufgenommen.

Aufgrund der zeitlichen Trennung der Bauabschnitte und für eine möglichst valide Kostenberechnung, wurden im Sinne der DIN276 Ziffer 4.2.13 und 4.2.14 Kostensteigerungen für den Endausbau des 1. BA und den Vor- und Endstufenausbau des 2. BA aufgenommen.

Daraus ergeben sich folgende Kosten:

Unvorhergesehenes wegen Projektiefe LPH 1 -3, nach DIN276 Ziffer 4.2.14		
Pos. 1.11	Unvorhergesehenes wegen Projektiefe	78.000,00 €
Pos. 2.3	Unvorhergesehenes wegen Projektiefe	14.000,00 €
Pos. 3.6	Unvorhergesehenes wegen Projektiefe	18.500,00 €
Pos. 4.3	Unvorhergesehenes wegen Projektiefe	3.500,00 €
	Summe	114.000,00 €
Aufschläge für Preissteigerungen Endausbau 1. BA und BA 2		
	1. BA Endausbau - Preissteigerung 5%	26.302,20 €
	2. BA Vorstufenausbau - Preissteigerung 8%	54.400,24 €
	2. BA Endausbau - Preissteigerung 10 %	13.725,50 €
	Summe	94.427,94 €
Gesamtkosten unter Berücksichtigung von Preissteigerungen und Sicherheiten		<u>4.255.450,94 €</u>

Die Kosten für die Erschließung des gesamten Baugebietes werden somit mit Stand Dezember 2021 auf Netto ca.

4.255.450 €

geschätzt.

aufgestellt: Schöneck, 21.12.2021/fa/uh

INGENIEURGESELLSCHAFT
MÜLLER mbH
SCHÖNECK

