

HYDRAULISCHE BERECHNUNG GENEHMIGUNGSPLANUNG

INDEX 03

Erschließung Neubaugebiet „Haarspott II“,
in der Ortsgemeinde Enkenbach-Alsenborn

Entwässerungsplanung

- Verbandsgemeindewerke

Enkenbach-Alsenborn -

Projekt Nr.: 24883

Datum: 22.12.2023

Ort: Kaiserslautern

Version: 3

INHALTS VERZEICHNIS

1. VERANLASSUNG	4
2. BEMESSUNGSGRUNDLAGEN	4
3. SCHMUTZWASSERKANALISATION	4
3.1 Ermittlung des Schmutzwasserabflusses	4
3.2 Nachweis der geplanten Schmutzwasserkanalisation	5
4. OBERFLÄCHENENTWÄSSERUNG	6
4.1 Zielgrösse	6
4.2 Vorgaben zur Niederschlagsbelastung	6
4.3 Oberflächenabfluss	6
5. NACHWEIS DER GEPLANTEN REGENWASSERKANALISATION	9
6. REGENRÜCKHALTEBECKEN	10
6.1 Volumenermittlung des Regenrückhaltebeckens gem. DWA-A 117	10
6.2 Nachweis des Beckenvolumens	12
6.3 Drosselschacht 1	12
6.4 Drosselschacht 2 (mittlerer Damm)	12
6.5 Nachweis der Hochwasserentlastung	13
6.5.1 An der Dammscharte – mittlerer Damm	13
6.5.2 Am Drosselschacht 2 (mittlerer Damm)	14
6.5.3 Am Drosselschacht 1	14
6.5.4 An der Dammscharte zur Wiesenstrasse	15
6.6 Rückstaukontrolle	16
7. NACHWEIS DES ENTWÄSSERUNGSGRABENS ZUR WIESENSTRASSE	16
8. NACHWEIS DER ZU-UND ABLAUFLEITUNG IM MITTLEREN DAMM	17
8.1 Zulaufleitung zum Drosselschacht 2	17
8.2 Ablaufleitung aus dem Drosselschacht 2	18
9. NACHWEIS DES ENTLASTUNGSKANALS ZUM ANSCHLUSSCHACHT ALSENZ- /WIESENSTRASSE	19
10. NACHWEIS DES NEU GEPLANTEN RW-KANALS IN DER WIESENSTRASSE	20
11. GESAMTEINLEITMENGE EINLEITSTELLE ALSENZ	21
12. BEWERTUNG DES BEHANDLUNGSBEDARFS GEM. DWA-A 102-2	22
12.1 NBG Haarspott II	22
12.2 Wiesenstrasse	23
13. ANPASSUNG ENTWÄSSERUNGSSYSTEM „HAARSPOTT I“	24
13.1 Rückhalte- und Versickerungsmulde 1	24
13.1.1 Nachweis der Hochwasserentlastung	24
13.2 Versickerungsmulde 2	24

ANHÄNGE

- 1 KOSTRA-Tabelle des Deutschen Wetterdienstes KOSTRA-DWD 2010R
- 2 Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Entwässerungsgrabens „Grunddienstbarkeit“
- 3 Auszug aus Hydraulischer Berechnung „Haarspott I“ Nachweis der Retentionsvolumen
- 4 Bemessung vertikale Wirbeldrossel (UFT) – Drosselschacht 1
- 5 Bemessung vertikale Wirbeldrossel (UFT) – Drosselschacht 2 im mittleren Damm
- 6 Bemessung Regenrückhaltebecken - oberes Becken

1. VERANLASSUNG

In der hydraulischen Berechnung für die Entwässerung der geplanten Grundstücke im Baugebiet „Haarspott II“ sind die Nachweise für die Schmutzwasserkanalisation, die Oberflächenentwässerung und den wasserwirtschaftlichen Ausgleich zu führen sowie die Erfordernis einer Regenwasserbehandlung festzustellen.

2. BEMESSUNGSGRUNDLAGEN

Die an den verschiedenen Punkten anfallenden Wassermengen wurden unter Verwendung des DWA-Arbeitsblatts A 118 (März 2006) ermittelt. Der Volumennachweis des Regenrückhaltebeckens erfolgt mittels DWA-Arbeitsblatt A 117, die Feststellung der Erfordernis einer Regenwasserbehandlung mittels DWA-Arbeitsblatt A 102-2.

3. SCHMUTZWASSERKANALISATION

3.1 ERMITTLEMENT DES SCHMUTZWASSERABFLUSSES

Der Gesamtabfluss Q_{ges} der Schmutzwasserkanalisation setzt sich entsprechend DWA-Arbeitsblatt A 118 wie folgt zusammen:

$$Q_{ges} = Q_t + Q_{r,T} \text{ [l/s]}$$

mit Q_t = Trockenwetterabfluss aus $Q_t = Q_h + Q_f$
 $Q_{r,T}$ = zufließendes Oberflächenwasser (z. B. über Schachtabdeckungen)

Im Bebauungsplan ist ein allgemeines Wohngebiet mit 88 Grundstücken und ein Mischgebiet mit 4 Grundstücken vorgesehen.

Zur Berechnung der maximalen häuslichen Schmutzwassermenge werden pro Grundstück 2 Wohneinheiten (vgl. § 9 Abs. 1 Nr. 6 BauGB) mit durchschnittlich 4 Einwohnern angesetzt. Für das Mischgebiet gilt nach 6.2 des B-Plans das gleiche.

$$\Rightarrow 92 \times 1 \times 4 \text{ E} = 368 \text{ Einwohner}$$

Der Schmutzwasseranfall des häuslichen Schmutzwassers wird als stündlicher Spitzenwert mit $q_h = 4,0 \text{ l/(s*1.000 EW)}$ angesetzt, so dass sich der Trockenwetterabfluss für 344 EW errechnet zu:

$$\begin{aligned} Q_h &= 368 \text{ E} \times 4,0 \text{ l/(s*1.000 EW)} \\ &= 1,47 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Das betriebliche Schmutzwasser aus den Mischgebieten wird mit Hilfe der betrieblichen Schmutzwasserabflussspenden von $q_g = 0,5 \text{ l/(s*ha)}$ überschlägig berechnet.

$$\begin{aligned} Q_g &= 0,47 \times 0,5 \text{ l/(s*ha)} \\ &= 0,24 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Der Fremdwasseranteil bei Trockenwetter Q_f wird in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche A_{EK} ermittelt. Die Fremdwasserspende q_f wird nach DWA-Arbeitsblatt A 118 mit $0,15 \text{ l/(s x ha)}$ festgesetzt.

Daraus folgt:

$$\begin{aligned} Q_f &= q_f \times A_{EK} \\ &= 0,15 \times 6,56 \\ &= 0,98 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Abschließend muss der Fremdwasseranteil bei Regenwetter ermittelt werden. Die Fremdwasserspende für Regenabfluss im Schmutzwasserkanal $q_{r,T}$ wird mit $0,4 \text{ l/(s x ha)}$ gewählt.

$$\begin{aligned} Q_{r,T} &= q_{r,T} \times A_{EK} \\ &= 0,4 \times 6,56 \\ &= 2,62 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Der gesamte Schmutzwasserabfluss errechnet sich zu:

$$\begin{aligned} Q_{ges} &= Q_h + Q_g + Q_f + Q_{r,T} \\ &= 1,47 + 0,24 + 0,98 + 2,62 \\ &= 5,31 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Der Spitzenabfluss aus dem Baugebiet wurde mit $Q = \text{rd. } 5,3 \text{ l/s}$ errechnet.

3.2 NACHWEIS DER GEPLANTEN SCHMUTZWASSERKANALISATION

Für die Schmutzwasserkanalisation wird gemäß DWA-Arbeitsblatt A 118 ein Mindestrohrleitungs durchmesser von DN 250 gewählt. Das Minimalgefälle beträgt 5,0 %.

Tabelle 1: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Schmutzwasserkanalisation gemäß DWA-Arbeitsblatt A 118

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	250	[mm]
	Betriebsrauhigkeit	k_b	1,50	[mm]
	Gefälle	I_s	5,0	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	42,6	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v_{voll}	0,87	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	5,3	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q_{ab}/Q_{voll}	0,124	-
	Geschw.-Verhältnis	v_{Teil}/v_{voll}	0,694	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	0,60	[m/s]

Aufgrund der geringen Abflussgeschwindigkeit ist insbesondere in den Anfangshaltungen mit erhöhtem Spülauwand zu rechnen.

4. OBERFLÄCHENENTWÄSSERUNG

Zur Bemessung eines Entwässerungssystems wird das Fließzeitverfahren unter Ansatz eines Blockregens gewählt.

4.1 ZIELGRÖSSE

Unter Verwendung des DWA-Arbeitsblattes 118 (März 2006), in das die Anforderungen der EN 752 integriert sind, muss in einem ersten Schritt die Häufigkeit des Bemessungsregens in Abhängigkeit zum Ort festgelegt werden. Für die Neuplanung eines Wohngebiets wird für die Dimensionierung einer Regenwasserkanalisation eine Häufigkeit des Bemessungsregens von einmal in 2 Jahren ($n = 0,5$) empfohlen (DWA-A 118, Tabelle 2, Seite 14).

4.2 VORGABEN ZUR NIEDERSCHLAGSBELASTUNG

In Abhängigkeit von Gefälle und Befestigungsgrad ist für das Neubaugebiet die kürzeste Regendauer zu wählen. Sie wird gemäß DWA-A 118, Tabelle 4, Seite 16, mit $D = 10$ Min. gewählt.

Die Regenspenden für die Regendauer von 10 Minuten bei der Wiederkehrzeit T von 2 Jahren werden mit Hilfe des KOSTRA-Atlas des DWD ermittelt:

$$r_{10, n=0,5} = 198,3 \text{ l/(s x ha)} \quad \text{für } T = 2 \text{ (Nachweis Regenwasserkanalisation)}$$

Die Niederschlagshöhen für das aus dem KOSTRA-Atlas ausgewählte Rasterfeld 75/17, dem die Ortsgemeinde Enkenbach-Alsenborn zugeordnet wird, sind in Anlage 1 ersichtlich.

4.3 OBERFLÄCHENABFLUSS

Die Wahl des mittleren Abflussbeiwerts ψ erfolgt nach dem DWA-Arbeitsblatt A 138.

Die mittlere Geländeneigung liegt zwischen 3 und 5 %, so dass das Plangebiet in die Neigungsgruppe 2 einzuordnen ist.

Alle Teilgebiete des Plangebietes entwässern in die Regenwasserkanalisation (vgl. 04-SEW-LP-002-2).

Die resultierenden Abflüsse der einzelnen Teilstufen sind in Tabelle 2 aufgelistet.

Tabelle 2: Einzugsgebiete der Oberflächenentwässerung und Bemessungsabfluss

Fläche	A [m ²]	Bef.- grad	ψ _m [-]	Au [m ²]	Q _{r10,n=0,5} [l/s]
WA1	1.001	0,60	0,55	551	10,9
Σ WA1					10,9
WA2	958	0,60	0,55	527	10,5
Σ WA1-WA2					21,4
WA3	495	0,60	0,55	272	5,4
MI1	788	0,80	0,78	614	12,2
G7	30	0,00	0,10	3	0,1
G8	69	0,60	0,58	40	0,8
V1	416	0,85	0,85	353	7,0
Σ WA1-V1					46,8
WA4	1.938	0,60	0,55	1.066	21,1
WA5	1.072	0,60	0,55	590	11,7
V2	844	0,85	0,81	683	13,6
Σ WA4-V2					46,4
WA6	2.117	0,60	0,55	1.164	23,1
WA7	1.861	0,60	0,55	1.024	20,3
G9	28	0,00	0,10	3	0,1
V3	708	0,90	0,85	602	11,9
Σ WA1-V3					148,6
WA8	2.004	0,60	0,55	1.102	21,9
WA9	2.154	0,60	0,55	1.185	23,5
V4	533	0,90	0,85	453	9,0
Σ WA8-V4					54,3
WA10	1.438	0,60	0,55	791	15,7
V5	179	0,85	0,81	145	2,9
Σ WA8-V5					72,9
WA11	1.436	0,60	0,55	790	15,7
WA12	1.082	0,60	0,55	595	11,8
G1	179	0,00	0,10	18	0,4
V6	334	0,90	0,85	284	5,6
Σ WA8-V6					106,3
WA13	1.044	0,60	0,55	574	11,4
WA14	973	0,60	0,55	535	10,6
V7	342	0,90	0,85	291	5,8
Σ WA1-V7					282,7
Fläche	A [m ²]	Bef.- grad	ψ _m [-]	Au [m ²]	Q _{r10,n=0,5} [l/s]
WA15	1.542	0,60	0,55	848	16,8
WA16	1.038	0,60	0,55	571	11,3
G2	16	0,00	0,10	2	0,03
V8	592	0,85	0,81	479	9,5
Σ WA1-V8					320,4
WA19	1.090	0,60	0,55	599	11,9
V9	331	0,90	0,85	282	5,6
Σ WA19-V9					17,5
Fläche	A [m ²]	Bef.- grad	ψ _m [-]	Au [m ²]	Q _{r10,n=0,5} [l/s]
WA17	1.586	0,60	0,55	873	17,3
WA18	1.036	0,60	0,55	570	11,3
V10	322	0,75	0,75	241	4,8
Σ WA17-V10					33,4
WA20	1.526	0,60	0,55	840	16,6
WA21	607	0,60	0,55	334	6,6
V11	275	0,90	0,85	234	4,6
Σ WA19-V11					78,8
MI2	2.258	0,80	0,78	1.761	34,9
Σ MI2					34,9
MI3	1.057	0,80	0,78	824	16,3
Σ MI3					16,3
WA23	529	0,60	0,55	291	5,8
WA24	1.610	0,60	0,55	886	17,6
V12	281	0,75	0,75	211	4,2
Σ MI2-V12					78,8
WA22	547	0,60	0,55	301	6,0
WA25	611	0,60	0,55	336	6,7
V13	296	0,90	0,85	252	5,0
Σ WA19-V13					175,2
WA26	2.344	0,60	0,55	1.289	25,6
WA30	509	0,60	0,55	280	5,5
V14	564	0,90	0,85	479	9,5
Σ WA26-V14					40,6
WA28	1.077	0,60	0,55	592	11,7
WA33	1.060	0,60	0,55	583	11,6
V15	412	0,90	0,85	350	6,9
Σ WA19-V15					246,0
WA27	1.902	0,60	0,55	1.046	20,7
WA29	3.227	0,60	0,55	1.775	35,2
V16	640	0,90	0,85	544	10,8
V17	536	0,85	0,81	434	8,6
Σ WA1-V17					641,7
Einlauf RRB					
WA31	730	0,60	0,55	401	8,0
V18	230	0,75	0,75	173	3,4
Σ WA31-V18					11,4
WA32	1.371	0,60	0,55	754	14,9
WA34	1.967	0,60	0,55	1.082	21,4
V19	434	0,90	0,85	369	7,3
Σ WA32-V19					55,1
WA35	945	0,60	0,55	520	10,3
G5	158	0,00	0,10	16	0,3
G6	47	0,00	0,10	5	0,1
V20	713	0,85	0,81	577	11,4
Σ WA35-V20					22,2
Einlauf RRB					77,2
				Σ	3,68 ha

$A_{E,k}$ = kanalisiertes Einzugsgebiet
 ψ_m = mittlerer Abflussbeiwert gemäß DWA-A 138
 A_u = abflusswirksamer Anteil des Einzugsgebiets
 $Q_{r10,n=0,2}$ = Oberflächenabfluss aus dem Einzugsgebiet unter Ansatz des Bemessungsregens

Neben dem Ansatz der Flächenermittlung gemäß DWA-Arbeitsblatt A 128 wird aufgezeigt, wie diese künftig mit dem gültigen DWA-Arbeitsblatt A 102-2 erfolgen wird. In der nachfolgenden Tabelle sind diese ersichtlich.

Tabelle 3: Ermittlung der Einzugsgebietsflächen und Bemessungsabfluss gemäß DWA-Arbeitsblatt A 102-2

Fläche	$A_{E,k}$	Bef.grad	$A_{E,b}$	fD	$A_{b,a}$	Q_{ab}
	[m ²]	-	[ha]	-	[ha]	[l/s]
Grundstücksflächen/ Allg. Wohngebiet	46.470					
Dachfläche (40% Privatfläche)	18.588	1,0	1,86	1,0	1,86	368,6
Hoflächen/Zufahrten (20% Privat)	9.294	1,0	0,93	0,9	0,84	165,9
Grünflächen (40% Privatfläche)	18.588	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
Grundstücksflächen/ Mischgebiet	4.740				0,00	0,0
Dachfläche (60% Privatfläche)	2.844	1,0	0,28	1,0	0,28	56,4
Hoffläche/Zufahrten (30% Privat)	1.422	1,0	0,14	0,9	0,13	25,4
Grünflächen (10% Privatfläche)	474	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
Verkehrsfläche (Mischfläche)	9420	1,0	0,94	0,9	0,85	168,1
Öffentliche Grünflächen	380	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
Flächen für Wasserwirtschaft	4200	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
weitere Grünflächen	400	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
Summe	65.610		4,16		3,96	784,4

$A_{E,k}$ = kanalisiertes Einzugsgebiet

fD = Abminderungswert gemäß DWA-A 102-2

$A_{b,a}$ = befestigte angeschlossene Fläche des Einzugsgebiets

Q_{ab} = Oberflächenabfluss aus dem Einzugsgebiet unter Ansatz des Bemessungsregens

Anhand der Tabelle ist ersichtlich, dass zunächst die befestigte Fläche $A_{E,b}$ keine Änderungen gegenüber dem Arbeitsblatt A 128 aufweist. Der Unterschied zwischen dem alten Arbeitsblatt und dem neuen Arbeitsblatt A 102-2 wird über $A_{b,a}$ ersichtlich. Diese wird mittels eines Abminderungswertes ermittelt, der höher angesetzt ist als der Abflussbeiwert. Weiterhin werden die Grünflächen in der A 102-2 nicht mitbetrachtet.

5. NACHWEIS DER GEPLANTEN REGENWASSERKANALISATION

Für die Regenwasserkanalisation wird gemäß DWA-Arbeitsblatt A 118 ein Mindestrohrleitungs durchmesser von DN 300 gewählt. Für die Bemessung der Kanalabschnitte wurde das jeweils kleinste Gefälle gewählt.

Tabelle 4: Nachweis der Kanalabschnitte

Haltung	I [%]	DN [mm]	Q _{voll} [l/s]	v _{voll} [m/s]	Zufluss EZG-Nr.	Summe Zuflüsse	Auslastung [%]
R65-R63	34,0	300	181,0	2,56	WA1	10,9	6
R63-R-62	26,6	300	160,1	2,26	WA1-WA2	21,4	13
R62-R56	14,9	300	119,7	1,69	WA1-V1	46,8	39
R60-R56	19,9	300	138,4	1,96	WA4-V2	46,4	34
R56-R54	15,0	400	257,4	2,05	WA1-V3	148,6	58
R53-R52	10,0	300	98,0	1,39	WA8-V4	54,3	55
R52-R51	37,1	300	189,1	2,68	WA8-V5	72,9	39
R51-R50	59,9	300	240,5	3,40	WA8-V6	106,3	44
R50-R47	5,0	600	433,1	1,53	WA1-V7	282,7	65
R47-R22	5,0	600	433,1	1,53	WA1-V8	320,4	74
R45-R41	19,7	300	137,7	1,95	WA19-V9	17,5	13
R44-R41	8,2	300	88,7	1,25	WA17-V10	33,4	38
R41-R31	5,0	400	148,3	1,18	WA17-V11	78,8	53
R37-R35	5,0	300	69,1	0,98	MI2	34,9	51
R35-R34	5,0	300	69,1	0,98	MI3	16,3	24
R34-R31	18,6	300	133,8	1,89	MI2-V12	78,8	59
R31-R24	5,0	500	267,6	1,36	WA17-V13	175,2	65
R26-R24	5,2	300	70,5	1,00	WA26-V14	40,6	58
R24-R22	18,9	500	521,5	2,66	WA17-V15	246,0	47
R22-R20	6,2	700	724,7	1,88	WA1-V16	641,7	89
Einlauf RRB							
R19-R17	11,2	300	103,7	1,47	WA31-V17	11,4	11
R17-R15	15,2	300	120,9	1,71	WA31-V18	55,1	46
R14-R12	31,9	300	175,3	2,48	WA35-V19	22,2	13
R12-R11	7,8	300	86,5	1,22	WA32-V20	77,2	89
Einlauf RRB							

6. REGENRÜCKHALTEBECKEN

6.1 VOLUMENERMITTLUNG DES REGENRÜCKHALTEBECKENS GEM. DWA-A 117

Maßgeblich für die Bemessung eines Regenrückhaltebeckens ist die abflusswirksame Fläche A_u aus dem zu entwässernden Gebiet. Diese beträgt 3,68 ha (vgl. Tabelle 2).

Die Bemessung wurde mit der SGD-Süd im Vorfeld abgestimmt. Vorgaben sind ein Rückhalt für ein 100-jährliches Regenereignis bei einer Entleerungs dauer von ca. 48 Stunden.

Hinweis: Analog zu vorausgegangenen Nachweisen vergleichbarer Maßnahmen für Rückhaltevolumina für 100-jährliche Regenereignisse wurde hier das vereinfachte Berechnungsverfahren verwendet, obwohl dieses außerhalb des Anwendungsbereiches ($n \geq 0,01$) liegt.

Der mittlere Drosselabfluss $Q_{dr,RRB}$ wird iterativ ermittelt.

Vorgegebene Bemessungskennwerte:	
Einzugsgebiet des RRB:	
Kanalisiertes Einzugsgebietes $A_{E,k}$:	6,56 ha
Befestigte Fläche A_{red} bzw. $A_{E,b}$:	4,16 ha
Undurchlässige Fläche A_u :	3,68 ha
Fließzeit t_f :	10 min
Trockenwetterabfluß Q_{t24} :	0,00 l/s
Volumen eines vorgeschalteten, entlastenden Beckens:	0 m³
Drosselabflüsse:	
Maximaler Drosselabfluß $Q_{dr,RRB,max}$:	l/s
Minimaler Drosselabfluß $Q_{dr,RRB,min}$:	l/s
Mittlerer Drosselabfluß $Q_{dr,RRB}$:	15,3 l/s
Drosselabfluss des oberhalb entlastenden RÜB $Q_{dr,RÜB}$:	entfällt
Drosselabflußspende RRB $q_{dr,u,RRB} = (Q_{dr,RÜB}-Q_{t24}-Q_{dr,v})/A_u$	4,16 l/(s*ha)
Summe Drosselzuflüsse aus oberhalb liegenden Becken $Q_{dr,v}$:	0,0 l/s
Regenanteil des Drosselabflusses (RÜB) $Q_{dr,r,u,RÜB} = Q_{dr,RÜB}-Q_{t24}-Q_{dr,v}$:	0,0 l/s
Drosselabflußspende (RÜB) $q_{dr,r,u,RÜB} = Q_{dr,r,u,RÜB} / A_u$:	0,00 l/(s*ha)
maßgebliche Drosselabflußspende $q_{dr,r,u} = q_{dr,r,u,RÜB} + q_{dr,r,u,RRB}$:	4,16 l/(s*ha)
Bemessungsrößen:	
Wiederkehrzeit T:	100,0 a
Niederschlagshäufigkeit n :	n<0,1 nicht zulässig
Hilfswert f_1 zur Ermittlung von f_a :	0,995
Abminderungsfaktor f_a (Gültigkeitsbereich gem. Anhang 2, A117, sonst $f_a=1$):	1,000
Gewählter Zuschlagsfaktor f_z (1,10:hohes Risiko; 1,20: geringes Risiko):	1,20

D	hN(D,n=0,01)	Regen-	Drossel-	Fülldauer RÜB (oberhalb) $D_{RÜB}$	spez. Speicher- volumen $V_{s,u}(D)$
		spende $r(D,n=0,01)$	abflußspende $q_{dr,r,u}$		
5 min	19,3	643,3	4,2	639,1	0,0 230
10 min	27,1	451,7	4,2	447,5	0,0 322
15 min	32,6	362,2	4,2	358,0	0,0 387
20 min	36,8	306,7	4,2	302,5	0,0 436
30 min	43,3	240,6	4,2	236,4	0,0 511
45 min	50,3	186,3	4,2	182,1	0,0 590
60 min	55,7	154,7	4,2	150,5	0,0 650
90 min	58,3	108,0	4,2	103,8	0,0 673
2 h	60,3	83,8	4,2	79,6	0,0 688
3 h	63,3	58,6	4,2	54,4	0,0 706
4 h	65,6	45,6	4,2	41,4	0,0 716
6 h	69,0	31,9	4,2	27,7	0,0 719
9 h	72,6	22,4	4,2	18,2	0,0 709
12 h	75,4	17,5	4,2	13,3	0,0 691
18 h	79,6	12,3	4,2	8,1	0,0 633
24 h	82,7	9,6	4,2	5,4	0,0 564
48 h	94,5	5,5	4,2	1,3	0,0 277
72 h	102,1	3,9	4,2	-0,3	0,0 -82

Erforderliches spezifisches Volumen $\text{MAX}(V_{s,u}(D)) = \text{MAX}((D-D_{RÜB})*(r_{D,n} - q_{dr,r,u})*f_a*f_z*0,06) = 719$

Erforderliches Rückhaltevolumen:	V (fz=1,2;n=0,01)=	2.646 m³
Entleerungsduer:	te (fz=1,2;n=0,01) =	48,0 h

$$\Rightarrow V_{A117} = 2.646 \text{ m}^3 > V_{WWA} = 2.078 \text{ m}^3$$

Das erforderliche Volumen nach DWA-Arbeitsblatt A 117 beträgt $V = 2.646 \text{ m}^3$.

Das Becken wird mit einem Volumen von $V = 3.200 \text{ m}^3$ hergestellt.

6.2 NACHWEIS DES BECKENVOLUMENS

Das Volumen des Regenrückhaltebeckens wurde digital mit dem Programm ProVI ermittelt. Nachfolgend sind die Ergebnisse aus dem Programm aufgelistet. In blau ist das jeweilige Volumen der Becken dargestellt. Die Auftragsmasse von 1015,81 m³ entspricht dem Volumen des unteren, nördlicheren Beckens. Das Volumen des oberen Beckens wurde mit 2189,80 m³ modelliert. Das Gesamtvolumen des Regenrückhaltebeckens beträgt rd. 3200 m³.

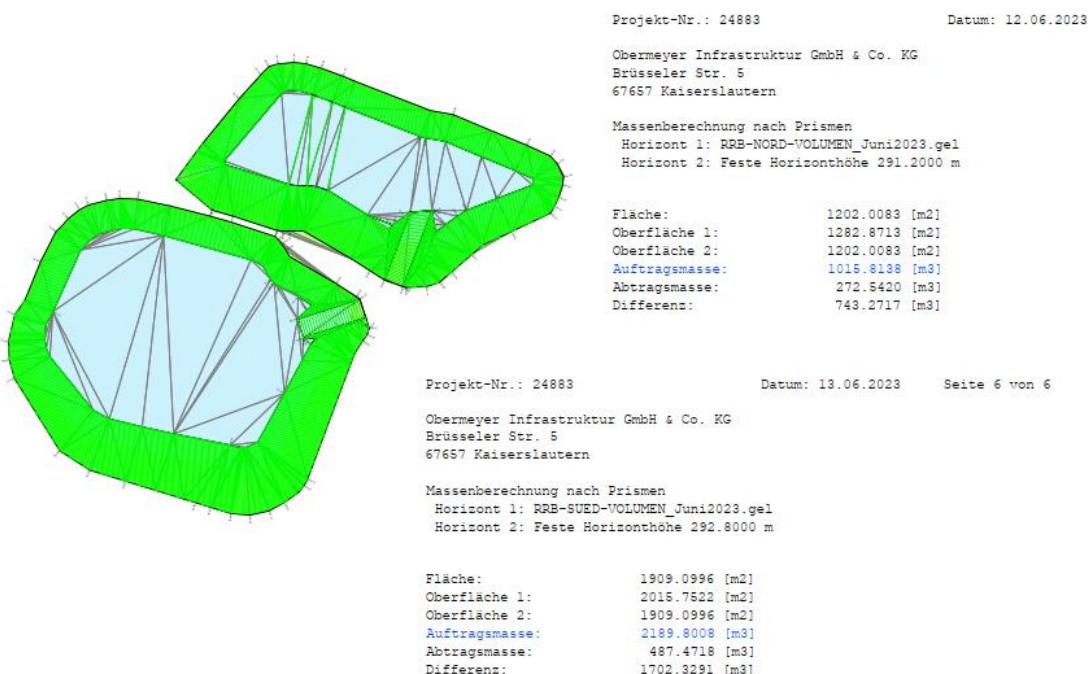


Abbildung 1: Volumenermittlung RRB (Quelle: ProVI)

6.3 DROSSELSCHACHT 1

Der Drosselschacht - Nord dient sowohl zur verzögerten Entleerung des Regenrückhaltebeckens als auch der Hochwasserentlastung. Für die Entleerung und die Hochwasserentlastung wird eine gemeinsame Ablaufleitung DN 600 hergestellt.

Die Drosselung des Abflusses auf 15,8 l/s erfolgt über ein vertikales Wirbelventil. Bei einem Einstau im unteren Becken von 1,50 m (>100-jähriges Regenereignis) entlastet das Becken über die Überlaufschwelle im Drosselschacht.

6.4 DROSSELSCHACHT 2 (MITTLERER DAMM)

Zur verzögerten Entleerung des oberen Beckens wird ein Stahlbetonfertigteilschacht DN 1500 mit innenliegender Überfallschwelle vorgesehen. Als Verbindungsleitung wird ein Stahlbetonrohr DN 400 durch den mittleren Damm geführt (vgl. Plan Nr. 04-SEW-DT-004-2).

Der Drosselabfluss wird über das geplante Volumen und die erforderliche Entleerungszeit von 48 h ermittelt:

$$\text{Volumen} = 2189 \text{ m}^3 \text{ (vgl. Abbildung 1)}$$

$$\text{Entleerungszeit} = 48 \text{ h} \quad (\text{vgl. Kapitel 6.1})$$

$$Q_{ab} = 2189 \text{ m}^3 / 48 \text{ h} = 45,79 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow 12,70 \text{ l/s}$$

Zusätzlich wurde das obere Becken gem. DWA-A 117 bemessen und das Ergebnis ist in Anhang 6 ersichtlich.

Mit einem mittleren Drosselabfluss von 11,1 l/s wird in dem oberen Becken ein 20-jährliches Regenereignis ca. 52 h zurückgehalten. Weiterhin beläuft sich das geplante Volumen auf rd. 2.189 m³, wodurch der geforderte wasserwirtschaftliche Ausgleich durch das obere Becken erfüllt wird.

Die Drosselung des Abflusses erfolgt über ein vertikales Wirbelventil auf 11,1 l/s (vgl. Anhang 5).

6.5 NACHWEIS DER HOCHWASSERENTLASTUNG

6.5.1 AN DER DAMMSCHARTE – MITTLERER DAMM

Für die Bemessung der Überfallhöhe des mittleren Damms und des Drosselschachtes Nr. 2 wird der potenziell, maximal, zufließende Niederschlagsabfluss gewählt. Dieser ergibt sich aus den Abflusswerten der betreffenden Kanalstränge bei Vollfüllung:

$$\rightarrow (R22-R20) + R12-R11) = 724,7 \text{ l/s} + 86,5 \text{ l/s} = 811,1 \text{ l/s} \text{ (vgl. Tabelle 4)}$$

Randbedingung: max. Zulaufmenge zum Drosselschacht Nr. 2 = 210 l/s wodurch die Dammscharte im mittleren Damm 601,1 l/s abführen muss.

Geplante Breite der Überfallschwelle auf der Dammscharte = 5,00 m.

Überfallhöhe

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times b \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} [\text{m}]$$

mit $Q = 0,601 \text{ m}^3$
 $\mu = 0,62$
 $b = 5,00 \text{ m}$

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times 0,601}{2 \times 0,62 \times 5,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$h_{ü} = 0,16 \text{ m}$$

$$\text{Wsp (Vollfüllung)} = 292,80 \text{ m ü. NHN}$$

$$\begin{aligned} \text{Überfall} &= \underline{\underline{0,16 \text{ m}}} \\ &= 292,96 \text{ m ü. NHN} \end{aligned}$$

$$\text{OK Damm} = 293,30 \text{ m ü. NHN}$$

$$\text{Freibord} = 34 \text{ cm}$$

6.5.2 AM DROSSELSCHACHT 2 (MITTLERER DAMM)

Geplante Breite der Überfallschwelle im Drosselschacht = 1,50 m.

Die Überfallschwelle im Drosselschacht würde zwar rechnerisch 450 l/s bei einer max. Schwellenbelastung leisten können ist aber an dieser Stelle nicht notwendig, da die parallel laufende Dammscharte bereits 711,5 l/s bei gleicher Schwellenhöhe abführen kann (vgl. Kapitel 6.5.2). Aus diesem Grund wird die Leistungsfähigkeit der Zulaufleitung auf max. 210 l/s beschränkt, um die innenliegende Überfallschwelle nicht unnötig zu belasten.

Annahme: die Überfallwassermenge wird auf 210 l/s gesetzt, damit ein Freibord von 32 cm eingehalten werden kann. Damit entspricht die max. Wasserspiegellage, der in Kap. 6.5.2:

Überfallhöhe

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times b \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} [m]$$

mit Q = 0,210 m³
 μ = 0,62
 b = 1,50 m

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times 0,210}{2 \times 0,62 \times 1,50 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$h_{ü} = 0,18 \text{ m}$$

Wsp (Vollfüllung) =	292,80 m ü. NHN
Überfall =	<u>0,18 m</u>
	= 292,98 m ü. NHN
OK Damm =	293,30 m ü. NHN
Freibord =	32 cm

6.5.3 AM DROSSELSCHACHT 1

Für die Bemessung der Überfallhöhe des Drosselschachtes Nr. 1 wird der potenziell, maximal, zufließende Niederschlagsabfluss gewählt. Dieser ergibt sich aus den Abflusswerten der betreffenden Kanalstränge bei Vollfüllung:

$$\rightarrow (R22-R20) + R12-R11) = 724,7 \text{ l/s} + 86,5 \text{ l/s} = 811,1 \text{ l/s} \text{ (vgl. Tabelle 4)}$$

Geplante Breite der Überfallschwelle im Drosselschacht = 2,10 m.

Überfallhöhe

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times b \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} [m]$$

mit Q = 0,811 m³
 μ = 0,62
 b = 2,10 m

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times 0,811}{2 \times 0,62 \times 2,10 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$h_{ü} = 0,35 \text{ m}$$

Wsp (Vollfüllung)	=	291,20 m ü. NHN
Überfall	=	<u>0,35 m</u>
	=	291,55 m ü. NHN
OK Damm	=	291,80 m ü. NHN
Freibord	=	25 cm

6.5.4 AN DER DAMMSCHARTE ZUR WIESENSTRASSE

Zusätzlich zur Überlaufschwelle im Drosselschacht 1, soll eine weitere Hochwasserentlastung zur Grunddienstbarkeit hergestellt werden. Diese soll im Fall den Notabflussweg zur Alsenzstraße gewährleisten. (Annahme: auf ein gefülltes System + Qvoll aus Tabelle 4 trifft ein 2-jährliches Regenereignis):

$$Q_{r15,n=0,5} = A_u \times r_{15,n=0,5} = 3,68 \text{ ha} \times 160 \text{ l/(s*ha)} = 588,8 \text{ l/s}$$

Geplante Breite der Überfallschwelle auf der Dammscharte = 2,50 m.

Überfallhöhe

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times b \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} [m]$$

mit Q = 0,589 m³
 μ = 0,62
 b = 2,50 m

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times 0,589}{2 \times 0,62 \times 2,50 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$h_{ü} = 0,25 \text{ m}$$

Wsp (Vollfüllung)	=	291,55 m ü. NHN
Überfall	=	<u>0,25 m</u>
	=	291,80 m ü. NHN
OK Damm	=	291,80 m ü. NHN

6.6 RÜCKSTAUKONTROLLE

Regenrückhaltebecken – oberes Becken (o.B.)

Einstauhöhe $H_{ü,RRB-o.B.}$ für Bemessungsfall Notentlastung

$$= \text{OK Schwelle } 292,80 + 0,15 = 292,95 \text{ m ü. NHN}$$

Niedrigste Schachtdeckelhöhe oberhalb RRB – o.B. von Schacht R-21

$$D = 294,59 \text{ m ü. NHN} > H_{ü,RRB-o.B.}$$

Bei Anspringen der Notentlastung kommt es für das Bemessungereignis bei der Rückhaltemaßnahme zu keinem Überstau im zuführenden Kanalnetz.

7. NACHWEIS DES ENTWÄSSERUNGSGRABENS ZUR WIESENSTRASSE

Für die Ableitung des anfallenden Oberflächenwassers, welches aus der Hochwasserentlastung stammt, wird ein Entwässerungsgraben realisiert. Er verläuft vom Regenrückhaltebecken über die Grunddienstbarkeit bis hin zur Alsenzstraße. Die abzuleitende Regenwassermenge setzt sich aus einem 2jährlichen Regenereignis zusammen, das auf das Plangebiet trifft und über das bereits gefüllte RRB abgeleitet werden soll.

Der Entwässerungsgraben muss die anfallende Regenwassermenge von 589 l/s aus dem Plangebiet aufnehmen können.

Das Profil des Entwässerungsgrabens soll über die gesamte Länge regelmäßig verlaufen. Das Gerinne ist nur bei Regenereignissen, welche die Bemessung nach Kapitel 6.3.1 übersteigen, wasserführend. Das geplante Sohlgefälle soll im Mittel mit 3 % ausgeführt werden.

Für den Entwässerungsgraben wird ein vereinfachter Nachweis der Leistungsfähigkeit nach Gaukler-Manning-Strickler geführt.

Anfallende Wassermengen:

$$\text{EZG-Haarspott II: } Q = 589 \text{ l/s}$$

Um die Leistungsfähigkeit des Grabens zu ermitteln, werden die geplanten Abmessungen als Grundlage verwendet (Muldenprofil). Die Spiegelbreite soll 2 m betragen und eine Höhe von maximal 30 cm aufweisen. Für den Bemessungsfall soll der Graben einen Abfluss von rd. 606 l/s schadlos abführen können.

Die Leistungsfähigkeit des Grabens beträgt gemäß Anlage 2 für das Querprofil $Q_{\max} = 0,68 \text{ m}^3/\text{s}$.

Damit wird deutlich, dass die Leistungsfähigkeit des Entwässerungsgrabens ausreichend ist, um den Gesamtabfluss von 589 l/s = 0,59 m³/s abzuleiten.

Um Erosionserscheinungen bei einem Wasserstand von ca. 30 cm und einer Sohlschubspannung von rd. 88 N/m² zu verhindern, sind Steinschüttungen zur Energieumwandlung alle 5 m vorgesehen. Die einzelnen Steine sollen eine Dicke von 10 – 20 cm besitzen und maximal 10 cm über der Grabensohle herausragen.

8. NACHWEIS DER ZU-UND ABLAUFLEITUNG IM MITTLEREN DAMM

8.1 ZULAUFLEITUNG ZUM DROSSELSCHACHT 2

Die Rohrleitung DN 400 zu dem Drosselschacht 2 im mittleren Damm muss im Entlastungsfall den Drosselabfluss und die anteilige Entlastungswassermenge einleiten können:

$$\begin{aligned} Q_{ab} &= Q_{dr} + Q_{r15,n=0,5,\text{anteilig}} \quad [\text{l/s}] \\ &= 11,1 + 160 \\ &= 171,1 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Tabelle 5: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Zulaufleitung Drosselschacht 2 gemäß
DWA-Arbeitsblatt A 118

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	400	[mm]
	Betriebsrauhigkeit	k_b	1,50	[mm]
	Gefälle	I_s	10,0	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	210,0	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v_{voll}	1,67	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	171,0	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q_{ab}/Q_{voll}	0,814	-
	Geschw.-Verhältnis	v_{Teil}/v_{voll}	1,110	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	1,85	[m/s]

→ $Q_{voll} = 210,0 \text{ l/s} > Q_{ab} = 171,1 \text{ l/s}$.

Die Entlastungswassermenge kann von der geplanten Zulaufleitung DN 400 schadlos weitergeleitet werden.

8.2 ABLAUFLEITUNG AUS DEM DROSSELSCHACHT 2

Die Rohrleitung DN 400 aus dem Drosselschacht 2 muss im Entlastungsfall den Drosselabfluss und die anteilige Entlastungswassermenge ableiten können:

$$\begin{aligned} Q_{ab} &= Q_{dr} + Q_{r15,n=0,5,\text{anteilig}} \quad [\text{l/s}] \\ &= 11,1 + 160 \\ &= 171,1 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Tabelle 6: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Ablaufleitung Drosselschacht 2 gemäß
DWA-Arbeitsblatt A 118

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	400	[mm]
	Betriebsrauhigkeit	k_b	1,50	[mm]
	Gefälle	I_s	30,0	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	364,4	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v_{voll}	2,90	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	171,0	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q_{ab}/Q_{voll}	0,469	-
	Geschw.-Verhältnis	v_{Teil}/v_{voll}	0,985	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	2,86	[m/s]

→ $Q_{voll} = 364,4 \text{ l/s} > Q_{ab} = 171,1 \text{ l/s}$.

Die Entlastungswassermenge kann von der geplanten Ablaufleitung DN 400 schadlos weitergeleitet werden.

9. NACHWEIS DES ENTLASTUNGSKANALS ZUM ANSCHLUSS-SCHACHT ALSENZ- /WIESENSTRASSE

Die Rohrleitung DN 600 aus dem Drosselschacht 1 muss im Entlastungsfall den Drosselabfluss und die Entlastungswassermenge ableiten können:

$$\begin{aligned}
 Q_{ab} &= Q_{dr} + Q_{r15,n=0,5} \quad [l/s] \\
 &= 15,3 + 811 \\
 &= 826,3 \text{ l/s}
 \end{aligned}$$

Tabelle 7: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals gemäß DWA-Arbeitsblatt A 118

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	600	[mm]
	Betriebsrauhigkeit	k _b	1,50	[mm]
	Gefälle	I _s	18,0	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	823,6	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	V _{voll}	2,91	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	826,3	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q _{ab} /Q _{voll}	1,003	-
	Geschw.-Verhältnis	V _{Teil} /V _{voll}	0,000	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	V_{Teil}	0,00	[m/s]

→ Q_{voll} = 823,6 l/s > Q_{ab} = 826,3 l/s.

Die Entlastungswassermenge kann von der geplanten Ablaufleitung DN 600 schadlos weitergeleitet werden.

Die erste Haltung des Entlastungskanals hat ein Gefälle von 18 ‰, dadurch stellt sich in den ersten 8 m des Entlastungskanals, bei einem Starkregenereignis, ein Druckabfluss ein. Nach rd. 8 m entspannt sich der Druckabfluss und wechselt durch das erhöhte Gefälle in einen Freispiegelabfluss.

10. NACHWEIS DES NEU GEPLANTEN RW-KANALS IN DER WIESENSTRASSE

Der Drosselabfluss und die Hochwasserentlastung aus dem Baugebiet werden über einen neuen Regenwasserkanal in der Wiesenstraße zur Alsenz abgeleitet.

$$Q_{ab} = 826,3 \text{ l/s}$$

Zusätzlich werden die Straßenabläufe in der Wiesenstraße an den neu geplanten RW-Kanal umgeschlossen. Aus diesem Einzugsgebiet der Straße ergibt sich nachfolgend eine zusätzliche Abflussmenge.

Tabelle 8: Ermittlung der Einzugsgebietsflächen und Bemessungsabfluss für EZG V22 gemäß DWA - A 102 (vgl. 04-SEW-LP-002-2)

Regenspende: $r_{10}, n=0,5 = 198,3 \text{ l/(s x ha)}$						
Fläche	A _{E,k} [m ²]	Bef.grad [-]	A _{E,b} [ha]	Ψ [-]	A _u [ha]	Q _{ab} [l/s]
Verkehrsfläche (Wiesenstraße)	937	1,0	0,09	0,85	0,080	15,8
Summe	937		0,09		0,08	15,8

Daraus ergibt sich ein Gesamtabfluss von:

$$Q_{ab,Gesamt} = 826,3 \text{ l/s} + 15,8 \text{ l/s} = \mathbf{842,2 \text{ l/s}}$$

Das Minimalgefälle beträgt 19 % und das Maximalgefälle 29,8 %.

Der hydraulische Nachweis wird für das Minimalgefälle von 19 % geführt.

Tabelle 9: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Ablaufleitung
in die Alsenz gemäß DWA-Arbeitsblatt A 110

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	600	[mm]
	Betriebsrauhigkeit	k _b	1,50	[mm]
	Gefälle	I _s	19,0	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	846,2	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v _{voll}	2,99	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	842,1	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q _{ab} /Q _{voll}	0,995	-
	Geschw.-Verhältnis	v _{Teil} /v _{voll}	1,130	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	3,38	[m/s]

$$\rightarrow Q_{voll} = 846,2 \text{ l/s} > Q_{ab} = 842,1 \text{ l/s.}$$

Die Entlastungswassermenge von 842,1 l/s kann von der neu geplanten Ablaufleitung DN 600 schadlos in die Alsenz (Gewässer III. Ordnung) abgeleitet werden.

11. GESAMTEINLEITMENGE EINLEITSTELLE ALSENZ

Die Gesamteinleitwassermenge entspricht dem maximalen Drosselabfluss aus dem Neubaugebiet „Haarspott II“ und der Einleitmenge aus den umgeschlossenen Straßenabläufen in der Wiesenstraße.

Die Einleitmenge aus dem Drosselabfluss wird mit der maximalen Drosselabflussmenge angegeben, welche sich bei Erreichen des Stauziels einstellt. In Anlage 4 wird die maximale Drosselwassermenge ($Q_{dr,max}$) aus dem NBG als Q_b angegeben.

Die maximale Drosselmenge aus dem Regenrückhaltebecken beläuft sich auf $Q_b = Q_{dr,max} = 24,54 \text{ l/s}$.

Die Einleitmenge aus dem Einzugsgebiet der Wiesenstraße wird anhand eines 1-jährlichen, 15-minütigen Regenereignis festgelegt und beläuft sich auf rd. $Q_{r15,n=1} = 0,08 \text{ ha} \times 124,4 \text{ l/(s*ha)} = 10 \text{ l/s}$.

Die Gesamteinleitwassermenge setzt sich aus $Q_{dr,max} = 24,54 \text{ l/s}$ und $Q_{r15,n=1} = 10 \text{ l/s}$.

$$\rightarrow Q_{gesamt} = 24,54 \text{ l/s} + 10 \text{ l/s} = 34,54 \text{ l/s}$$

12. BEWERTUNG DES BEHANDLUNGSBEDARFS GEM. DWA-A 102-2

Gemäß dem DWA-Arbeitsblatt A 102-2 wird für die einzelnen Flächen der Stoffabtrag ermittelt. Anhand diesem wird geprüft, ob für das anfallende Niederschlagswasser eine weitergehende Behandlung erfolgen muss. Dazu muss geprüft werden, ob der flächenspezifische Stoffabtrag $b_{R,a,AFS63} < 280 \text{ kg/(ha}^*\text{a)}$ ist.

12.1 NBG HAARSPOTT II

Anhand der nachfolgenden Tabelle sind die einzelnen Teilflächen des NBG „Haarspott II“ der jeweiligen Kategorie zugeordnet.

Tabelle 10: Ermittlung der Einzugsgebiete (inkl. Regenrückhalteflächen) und der stofflichen Belastung durch AFS63 gemäß DWA-Arbeitsblatt A 102-2

Fläche	AE,k [m ²]	Bef.grad [-]	AE,b [ha]	fD [-]	Ab,a [ha]	Qab [l/s]	b _{R,a,AFS63} [kg/(ha}^*\text{a)]	Kategorie [-]	B _{R,a,AFS63} [kg/a]
Grundstücksflächen/ Allg. Wohngebiet	46.470								
Dachfläche (40% Privatfläche)	18.588	1,0	1,86	1,0	1,86	368,6	280	I	520,46
Hofflächen/Zufahrten (20% Privat)	9.294	1,0	0,93	0,9	0,84	165,9	280	I	234,21
Grünflächen (40% Privatfläche)	18.588	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	280	I	0,00
Grundstücksflächen/ Mischgebiet	4.740					0,00	0,0	I	0,00
Dachfläche (60% Privatfläche)	2.844	1,0	0,28	1,0	0,28	56,4	280	I	79,63
Hoffläche/Zufahrten (30% Privat)	1.422	1,0	0,14	0,9	0,13	25,4	280	I	35,83
Grünflächen (10% Privatfläche)	474	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	280	I	0,00
Verkehrsfläche (Mischfläche)	9420	1,0	0,94	0,9	0,85	168,1	280	I	237,38
Öffentliche Grünflächen	380	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	280	I	0,00
Flächen für Wasserwirtschaft	4200	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	280	I	0,00
weitere Grünflächen	400	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	280	I	0,00
Summe	65.610		4,16			3,96	784,4		1107,52

AE,k = kanalisiertes Einzugsgebiet

fp = Abminderungswert gemäß DWA-A 102-2

Ab,a = befestigte angeschlossene Fläche des Einzugsgebiets

b_{R,a,AFS63} = flächenspezifischer jährlicher Stoffaustrag für AFS63 der Belastungskategorien I bis III

B_{R,a,AFS63} = Stoffabtrag der Teilfläche

Der Stoffabtrag für das betrachtete Neubaugebiet beträgt 128,36 kg/a. Der flächenspezifische Stoffabtrag in kg/(ha}*a) ermittelt sich wie folgt:

$$b_{R,a,AFS63} = \frac{B_{R,a,AFS63}}{A_{b,a}} \text{ in kg/(ha}^*\text{a)}$$

$$b_{R,a,AFS63} = \frac{1107,52}{3,96}$$

$$b_{R,a,AFS63} = 280 \text{ kg/(ha}^*\text{a)}$$

⇒ Ergebnis: b_{R,a,AFS63} = 280 kg/(ha}*a) = 280 kg/(ha}*a)

Da der Stoffabtrag im Baugebiet, dem des Referenzwertes entspricht, ist keine Regenwasserbehandlung erforderlich.

12.2 WIESENSTRASSE

Anhand der nachfolgenden Tabelle sind die einzelnen Teilflächen des NBG „Haarspott II“ der jeweiligen Kategorie zugeordnet.

Tabelle 11: Ermittlung der Einzugsgebiete (Wiesenstraße) und der stofflichen Belastung durch AFS63 gemäß DWA-Arbeitsblatt A 102-2

Fläche	A _{E,k}	Bef.grad	A _{E,b}	f _D	A _{b,a}	Q _{ab}	b _{R,a,AFS63}	Kategorie	B _{R,a,AFS63}
	[m ²]	[-]	[ha]	[-]	[ha]	[l/s]	[kg/(ha*a)]	[-]	[kg/a]
Verkehrsfläche (asphaltiert)	937	1,0	0,094	1,0	0,094	18,6	280	I	26,24
Summe	937		0,094		0,094	18,6			26,24

A_{E,k} = kanalisiertes Einzugsgebiet

f_D = Abminderungswert gemäß DWA-A 102-2

A_{b,a} = befestigte angeschlossene Fläche des Einzugsgebiets

b_{R,a,AFS63} = flächenspezifischer jährlicher Stoffaustausch für AFS63 der Belastungskategorien I bis III

B_{R,a,AFS63} = Stoffabtrag der Teilfläche

Der Stoffabtrag für das betrachtete Neubaugebiet beträgt 26,24 kg/a. Der flächenspezifische Stoffabtrag in kg/(ha*a) ermittelt sich wie folgt:

$$b_{R,a,AFS63} = \frac{B_{R,a,AFS63}}{A_{b,a}} \text{ in kg/(ha * a)}$$

$$b_{R,a,AFS63} = \frac{26,24}{0,094}$$

$$b_{R,a,AFS63} = 280 \text{ kg/(ha * a)}$$

⇒ Ergebnis: b_{R,a,AFS63} = 280 kg/(ha*a) = 280 kg/(ha*a)

Da der Stoffabtrag im Baugebiet, dem des Referenzwertes entspricht, ist keine Regenwasserbehandlung erforderlich.

13. ANPASSUNG ENTWÄSSERUNGSSYSTEM „HAARSPOTT I“

Das Regenrückhaltebecken „Haarspott II“ kann erst in Betrieb genommen werden, sobald der Notüberlauf der Rückhalte- und Versickerungsmulde 1 und der Versickerungsmulde II geändert wurde. Eine detaillierte Berechnung ist der Tekturplanung Haarspott I zu entnehmen.

13.1 RÜCKHALTE- UND VERSICKERUNGSMULDE 1

Der Notablauf der Rückhalte- und Versickerungsmulde 1 leitet das Oberflächenwasser zurzeit in die östliche Fläche des NBG. Hierzu ist der Umbau in der Form geplant, dass der Notablauf in die nördliche Waldfläche abgeleitet wird (04-SEW-LP-001-3).

13.1.1 NACHWEIS DER HOCHWASSERENTLASTUNG

Geplante Breite der Überfallschwelle = 4,90 m.

Maximale Überfallwassermenge gemäß Hydraulischer Berechnung „Haarspott I“ (vgl. Anlage 3) für T = 2a bzw. n = 0,5 (Annahme: auf ein gefülltes System trifft ein weiteres 2-jährliches Regenereignis):

$$Q_{r15,n=0,5} = A_u \times r_{15,n=0,5} = 4,32 \text{ ha} \times 151,9 \text{ l/(s*ha)} = 655,9 \text{ l/s}$$

Überfallhöhe

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times b \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} [\text{m}]$$

mit Q = 0,655 m³
 μ = 0,62
 b = 4,90 m

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times 0,655}{2 \times 0,62 \times 4,90 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$h_{ü} = 0,17 \text{ m}$$

Wsp (Vollfüllung)	=	302,72 m ü. NHN
Überfall	=	<u>0,17 m</u>
	=	302,89 m ü. NHN
OK Damm	=	302,99 m ü. NHN
Freibord	=	10 cm

13.2 VERSICKERUNGSMULDE 2

Als Notüberlauf wird ein runder Fertigteilschacht DN 800 mit einem erhöhten Gitterrost und damit der Funktion eines räumlichen Rechens vorgesehen (vgl. Plan-Nr.: 04-SEW-LP-001-2).

Die Zulaufhöhe des Schachtes wird mindestens auf die Höhe des Bemessungswasserspiegels gesetzt. Die Versickerungsmulde 2 soll gemäß Hydraulischer Berechnung (vgl. Hydraulik Tektur „Haarspott“) 199 m³ zurückhalten. Die Sohlfläche der Mulde beträgt 770 m² (vgl. Hydraulik Tektur „Haarspott“). Um die Wasserspiegelhöhe zu ermitteln, wurde folgende vereinfachte Ermittlungsmethode gewählt:

Die mittlere Einstauhöhe = Volumen / Fläche = 200 m³ / 770m² = 0,26 m.

Die geplante Sohlhöhe der Sickermulde liegt auf einer Höhe von 297,80 m ü. NHN

Mit der Einstauhöhe von 26 cm liegt der Bemessungswasserspiegel bei 298,06 m ü. NHN. Um zusätzliche Sicherheiten vorzusehen und Ungenauigkeiten zu kompensieren, wird die Zulaufhöhe des Schachtes auf 298,08 m ü. NHN gesetzt.

Die Mulde kann sich demnach bis 298,08 (28 cm) einstauen, wodurch ein größeres Volumen erreicht wird.

Volumen (h = 28 cm) = 0,28 m x 770 m² = ca. 215 m³

Dadurch besitzt die Versickerungsmulde 2 ein Puffervolumen von rd. 16 m³ (ohne Berücksichtigung des Einstaus über der Böschung) bevor es zur Notentlastung kommt.

Zur Bemessung der Überfallschwelle wird angenommen, dass auf die gefüllte Mulde zusätzlich ein 15-minütiges Regenereignis mit der Jährlichkeit T = 2a bzw. n = 0,5 trifft und über den Notüberlauf schadlos abgeleitet werden muss.

$Q_{r15,n=0,5} = A_u \times r_{15,n=0,5} = 0,47 \text{ ha} \times 151,9 \text{ l/(s*ha)} = 71,4 \text{ l/s}$ (vgl. Hydraulische Berechnung Tektur „Haarspott“)

Für den vorliegenden Notüberlauf wird – in Absprache mit der SGD - der Ansatz eines radial angeströmten Überfalls (Kelch- bzw. Schachtüberfall) herangezogen. Dabei ermittelt sich die Überfallbreite wie folgt:

$$u = \pi \times d - \sum a$$

mit	u	=	gesamtwirksamer Schachtumfang in [m]
	π	=	$\pi = \text{ca. } 3,1416$
	d	=	innerer Schachtdurchmesser (für DN 800 = 0,8 m)
	a	=	Einbauten im Überlauf (Fixierungsstege für den räumlichen Rechen = ca. 4 x 0,03 m = 0,12 m)

$$u = \pi \times 0,8 - 0,12 = 2,39 \text{ m}$$

Wobei a vernachlässigt werden kann, da keine Aufbauten im Schacht vorgesehen sind. Demnach ersetzt u (wirksamer Kelchumfang) die Überfallbreite b (allseitig senkrecht angeströmte Überfallkante).

Geplanter, wirksamer Kelchumfang für DN 800 = 2,39 m (= Innenkante des Schachtes abzgl. Einbauten)

Überfallhöhe

$$h_{ü} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times u \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} [\text{m}]$$

mit Q = 0,071 m³/s
 μ = 0,50 (gem. DWA-A 111)
 u = 2,39 m

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times 0,071}{2 \times 0,50 \times 2,39 \times \sqrt{2} \times 9,81} \right)^{2/3}$$

$$h_{\ddot{u}} = 0,07 \text{ m}$$

$$\text{Wsp (Vollfüllung)} = 298,08 \text{ m ü. NHN}$$

Überfall = 0,07 m

= 298,15 m ü. NHN

tiefste Böschungs-OK = 298,50 m ü. NHN (vgl. Plan-Nr.: 04-SEW-LP-001-2)

Freibord = 35 cm

Der Freibord beträgt **35 cm** damit bis zu neuen, tiefsten Böschungsoberkante.

Der Notablaufschacht wird mit einem DN 200 PVC-Rohr an das Regenwasserkanalnetz des NBG-Haarspott II angeschlossen und soll die Menge eines 2-jährlichen 15-Minuten Regenergebnisses ableiten können.

Tabelle 12: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Notabflusses gemäß DWA-Arbeitsblatt A 118

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	200	[mm]
	Betriebsrauhigkeit	k_b	0,03	[mm]
	Gefälle	I_s	28,7	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	85,4	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v_{voll}	2,72	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	71,4	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q_{ab}/Q_{voll}	0,836	-
	Geschw.-Verhältnis	v_{Teil}/v_{voll}	1,114	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	3,03	[m/s]

Tritt der Fall ein, dass sich der Schacht (R-50) nicht bis zur Entlastungsleitung hochstaut, kann die zusätzliche Regenwassermenge von rd. 71 l/s ohne weiteres im Regenrückhaltebecken des Haarspott II aufgenommen werden, da dieses größer als erforderlich hergestellt wird ($V = 3.204 \text{ m}^3 > 2.646 \text{ m}^3$).

gesehen:

aufgestellt:

i. V. Dipl.-Ing. Ulrike Simon
Tel.: +49 631 41552-150

i. A. David Pfeiffer, M.Sc.
Tel.: +49 631 41552-167

für den Auftraggeber:

(Verbandsgemeindewerke Enkenbach-Alsenborn)