



*Lämmle Tuningen GmbH
Wilhelm-Geiger-Straße 1
87561 Oberstdorf*

INGENIEURBÜRO
ROTH & PARTNER 

**Deponie Haldenwald
Errichtung und Betrieb einer DK 0 Deponie
Genehmigungsplanung**

Anlage 2: Hydraulische Bemessung

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 Allgemein.....	- 4 -
1.1 Einzugsgebiete.....	- 4 -
2 Abflüsse.....	- 4 -
2.1 Randentwässerung für Oberflächenwasser.....	- 6 -
2.1.1 Muldenrinne.....	- 7 -
2.1.2 Transportleitung Muldenrinne zum Schacht S3.....	- 7 -
2.2 Flächenfilter für Sickerwasser.....	- 8 -
2.2.1 Wassereinstau.....	- 8 -
2.2.2 Flächenentwässerung Rigolen.....	- 9 -
3 Rückhaltebecken.....	- 10 -
3.1 Ermittlung der erforderlichen Rückhaltevolumen.....	- 10 -
3.2 Rückhaltebecken Oberflächenwasser (RRB).....	- 10 -
3.3 Stauraum Sickerwasser.....	- 12 -
4 Transportleitung S 3.....	- 13 -
4.1 zu Vorklärbecken Ton (Oberflächenwasser).....	- 13 -
4.2 zu Klärbecken Ton (Oberflächenwasser).....	- 13 -
5 Deponiefuß – Drainagesammelleitung Sickerwasser.....	- 14 -
6 Transportleitung S2 bis S4 (Sickerwasser).....	- 14 -
7 Abfluss aus S4 in die Vorflut (Weihaldengraben).....	- 16 -
8 Schächte.....	- 17 -
8.1 Schacht S4.....	- 17 -
8.1.1 Drosselschieber.....	- 17 -
8.2 Schächte S1, S2 und S3.....	- 18 -



TABELLENVERZEICHNIS

<i>Tabelle 1: Berechnung der Flächenabflüsse je Verfüllphase.</i>	<i>- 5 -</i>
<i>Tabelle 2: Hydraulischer Nachweis der Muldenrinne.</i>	<i>- 7 -</i>
<i>Tabelle 3: Hydraulischer Nachweis der Rigolen im Flächenfilter.</i>	<i>- 9 -</i>
<i>Tabelle 4: Ermittlung des erforderlichen Volumens des Oberflächenwasser RRB.</i>	<i>- 11 -</i>
<i>Tabelle 5: Darstellung des verfügbaren Stauraumes bei einer vorgegebenen Abschnittsfläche von 1,15 ha.</i>	<i>- 12 -</i>
<i>Tabelle 6: Abfluss Sickerwasser für Drainagesammelleitung im Deponiefuß.</i>	<i>- 14 -</i>
<i>Tabelle 7: Abfluss Sickerwasser vom Schacht S2 zum Schacht S4.</i>	<i>- 15 -</i>
<i>Tabelle 8: Gedrosselter Abfluss aus dem Schacht S4 in den Weihaldengraben.</i>	<i>- 16 -</i>
<i>Tabelle 9: Berechnung der Drosselschieberöffnung.</i>	<i>- 17 -</i>

1 Allgemein

1.1 Einzugsgebiete

Als Grundlage für die Bemessung der Oberflächen- und Sickerwassersysteme wurden die einzelnen Teilflächen bzw. die jeweiligen Einzugsgebiete ermittelt.

Mit den ermittelten Abflussmengen können sodann die Entwässerungseinrichtungen als auch die Entwässerungsschicht dimensioniert werden. Weiterhin werden auf Grundlage der ermittelten Abflussmengen und der bereits vorgegebenen Einleitmenge die Volumina der benötigten Rückhaltebecken ermittelt.

Die zu berücksichtigenden Einzugsgebiete sind zeitlich variabel. Die Größe der zu betrachtenden Flächen wird durch die Phasen bzw. dem Fortschritt der Verfüllung bestimmt. Die Deponie Haldenwald wird mit zwei Bauabschnitten, BA 1 und BA 2, geplant. Der BA 1 kann nach derzeitigem Planungsstand durch den BA 2 erweitert werden. Die Realisierung der Erweiterung ist jedoch abhängig vom Stand des Tonabbaues. Aufgrund dessen werden die hydraulischen Systeme so dimensioniert als würde der BA 2 sicher gebaut. Die Einzugsgebiete entsprechen den Deponie- bzw. Verfüllabschnitten (I-1 bis III-3).

2 Abflüsse

Die Abflüsse werden je Verfüllstand für Oberflächen- und Sickerwasser berechnet.

In der nachfolgenden Tabelle werden die Abflüsse für die einzelnen Phasen der Großen Deponie dargestellt. Sie stellen im Fall des Baues von BA1 und BA2 die maßgeblichen maximalen Abflüsse. Dementsprechend müssen die Entwässerungseinrichtungen für diese Bemessungsfälle ausgelegt werden.

Die Phasen 1 bis 3 stellen die ersten Phasen der Kleinen Deponie dar. In Phase 3 fällt die Entscheidung zwischen Großer und Kleiner Deponie. Die Phasen 9b I-III und 10 betrachten die Abflüsse während des Baues in Abschnitt III. Die Phasen 11 und 12 sind analog zu den in Anlage 12 beigefügten Phasen 7 und 8.

Tabelle 1: Berechnung der Flächenabflüsse je Verfüllphase.

Teilflächen [ha] A: unbefestigt B: befestigt		Abflussbeiwert ψ	Bemessungsregen r_{10} [l/s*ha]	Oberflächenabfluß Q_{OFW} [l/s]	Entwässerungsschichtabfluß Q_{EWS} [l/s]	Abflußmenge Q [l/s]	Abflußmenge Q_{ges} [l/s]	
Kleine Deponie (BA1) bis zur Entscheidung Große Deponie (BA1 und BA2)								
Phase 1	A _{1, reku}	0,37	0,15	143	8,0	0,00	8,0	112,9
	A _{1, offen}	1,04	0,7	143	103,8	1,20	105,0	
Phase 2 - I	A _{1, reku}	1,05	0,15	143	22,4	0,00	22,4	134,1
	A _{1, offen}	1,10	0,7	143	110,3	1,28	111,6	
Phase 2 - II	A _{1, reku}	1,05	0,15	143	22,4	0,00	22,4	197,1
	A _{1, offen}	1,25	0,7	143	124,6	1,44	126,1	
	A _{1, offen+ 1. Lage einbau}	1,10	0,3	143	47,3	1,28	48,6	
Phase 3	A _{1, reku}	2,21	0,15	143	47,4	0,00	47,4	96,6
	A _{1, offen}	0,49	0,7	143	48,6	0,56	49,2	
Große Deponie (BA1 und BA2) bei Fortführung Tonabbau in Abschnitt III								
Phase 9a	A _{1, reku}	2,21	0,15	143	47,4	0,00	47,4	96,6
	A _{1, offen}	0,49	0,7	143	48,6	0,56	49,2	
Phase 9b - I	A _{1, reku}	3,78	0,15	143	81,1	0,00	81,1	239,0
	A _{1, offen}	1,56	0,7	143	156,0	1,80	157,9	
Phase 9b - II	A _{1, reku}	5,11	0,15	143	109,5	0,00	109,5	207,9
	A _{1, offen}	0,97	0,7	143	97,3	1,12	98,4	
Phase 9b - III	A _{1, reku}	6,00	0,15	143	128,7	0,00	128,7	303,8
	A _{1, offen}	1,73	0,7	143	173,0	2,00	175,0	
Phase 10	A _{1, reku}	7,53	0,15	143	161,5	0,00	161,5	223,0
	A _{1, offen}	0,61	0,7	143	60,8	0,70	61,5	
Phase 11	A _{1, reku}	8,11	0,15	143	173,9	0,00	173,9	304,4
	A _{1, offen}	1,29	0,7	143	129,0	1,49	130,5	
Phase 12	A _{1, reku}	9,35	0,15	143	200,6	0,00	200,6	200,6
	A _{1, offen}	0,00	0,7	143	0,0	0,00	0,0	

Folgende Formeln werden verwendet:

$$Q_{OFW} = (A \times \psi_A + B \times \psi_B) \times r_D$$

$\psi_A = 0,15$ mittlerer Abflussbeiwert der unbefestigten Fläche

$\psi_B = 0,7$ mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche

$\psi_C = 0,3$ mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche (1. Lage eingebaut)

$r_D = 10$ (Sickerwasser), $r_D = 25$ (Oberflächenwasser), $T = 1 = 143$ l/s*ha Niederschlagshöhe und -spende nach KOSTRA-DWD 2010R

Station Tuningen. Maßgebende kürzeste Regendauer: $D = 10$ in Anlehnung an DWA-A 118 Tab. 4

$$Q_{EWS} = q_s \times A$$

Der Abfluss in die Entwässerungsschicht wird gemäß der GDA-Empfehlung E 2-20 mit einer maßgeblichen Dränspende (Tagesspitzenwert) gerechnet:

$$q_s = 25 \text{ mm/d} = 25 \text{ l/m}^2 \times \text{d}$$

$$q_s = 2,9 \text{ l/s*ha}$$

$$Q_i = Q_{OFW} + Q_{EWS}$$

Der gesammelte Abfluss der oberflächigen Wasser und der Entwässerungsschicht für jede Teilfläche.

$$Q_{ges} = Q_{i,A} + Q_{i,B}$$

Der gesamte Abfluss von den unbefestigten und befestigten Teilflächen für jedes Einzugsgebiet.

2.1 Randentwässerung für Oberflächenwasser

Das auf der Rekultivierungsschicht oberflächlich abfließende Wasser wird in einem offenen Rinnensystem gesammelt abgeleitet.

Das Oberflächenentwässerungssystem der Deponie besteht aus trapezförmigen Erdmulden im Bereich des Deponiefußes.

Das gesammelte Oberflächenwasser wird über eine Rinne zum Tiefpunkt TP (765,70 m ü NHN) geleitet und von dort über eine Rohrleitung dem Schacht S 3 zugeführt. Die Leitung mündet bei 765,33 m ü NHN in den S3. Die Ableitung liegt auf 765,05 m ü NHN. Das Oberflächenwasser wird in das Vorklärbecken des Tontagebaues bei 763,50 m ü. NHN eingeleitet. Da die Deponie ein Teil des anhaltenden Tontagebaues darstellt wird auf ein separates Regenrückhaltebecken verzichtet. Der hydraulische Nachweis der Tontagebauentwässerungseinrichtungen wird im Anlage 11 geführt. Das anfallende Wasser wird aus dem Vorklärbecken in das bereits bestehende Klärbecken gedrosselt eingeleitet. Der gedrosselte Abfluss beträgt zu jeder Zeit max. 7,1 l/s.

Die in Trapezform geplante Entwässerungsrinne der Randentwässerung weist folgende Dimensionen auf:

- Höhe 0,3 m
- Breite_{oben} 1,0 m

Die geplanten Entwässerungsrinnen werden nach der Manning / Strickler Formel überprüft.

$$V = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I_E^{1/2}$$

$$r_{hy} = A / I_u ; Q = V \cdot A$$

v : Fließgeschwindigkeit (m/s)

k_{St} : Rauheitsbeiwert (m^{1/3}/s)

r_{hy} : hydraulischer Radius (m)

A : Fließquerschnitt (m²)

I_u : benetzter Umfang (m)

Q : Durchfluss (l/s)

I_E : Energiehöhengefälle

Für die Rinnen werden Manning -Strickler-Rauheitsbeiwerte (k_{St}) für offene Gräben nach der Tabelle 2 der RAS verwendet ¹.

2.1.1 Muldenrinne

Die Muldenrinne wird im Bereich des Deponiefußes hin zum Schacht S3 gebaut. Eine einfache Reinigung und Wartung der Rinnen ist von den Wegen aus möglich. Als Berechnungsgrundlage wurde der Abfluss von der vollständig verfüllten und rekultivierten Deponie angenommen. Dieser beträgt 200,62 l/s.

Tabelle 2: Hydraulischer Nachweis der Muldenrinne.

Mulden- rinnen	Eingangsdaten				Hydraulischer Nachweis					
	Rinne [m ü. NN.]		Länge [m]	Rauigkeit kSt	mittleres Gefälle J [%]	Fließgeschwindigkeit nach G.-M.-Strickler [m/s]	Abflußkapazität [l/s]	Flächenabfluß		
	oben	unten						[l/s]	siehe Tabelle 1	
Q _{Deponiefuß}	770,7	765,7	196	30	2,6	1,5	338,13	>	200,62	Phase 12

Die Muldenrinne ist ausreichend dimensioniert.

2.1.2 Transportleitung Muldenrinne zum Schacht S3

Das in der Rinne gesammelte Oberflächenwasser wird im Tiefpunkt der Rinne über eine Rohrleitung zum Schacht S3 weitergeleitet. Der Bemessungsabfluss ergibt sich aus den in der Ablagerungsphase oberflächenabflusswirksamen Niederschlagsereignissen. Zur Bemessung des Rohrdurchmessers und der Rohrleitung wird der maximal durch die Muldenrinne abgeführte Flächenabfluß zugrunde gelegt. Der Tiefpunkt der Muldenrinne liegt bei 765,7 m ü. NHN. Der Einlauf der Rohrleitung in den Schacht S3 liegt bei 765,33 m ü. NHN. Daraus ergibt sich für die Leitung ein Gefälle von ca. 20,6%.

Rohrkenndaten:

Durchmesser: DA 450 / DN 400 (Wandstärke s = 25,5 mm)

Werkstoff: PE-HD

SDR-Klasse: 17* (PN 6)

Gefälle: ≥ 20 %

Länge: 1,8 m

¹ Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung RAS-Ew.

Mit einem Gefälle von $\geq 20\%$ und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von $k_b = 0,5$ können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und –leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, ING-WIS-Verlag“ etwa 240 l/s durch das Rohr abgeleitet werden.

→ $Q_{\text{erf.}} = 200,62 \text{ l/s} < Q_{\text{vorh.}} = 240 \text{ l/s}$

2.2 Flächenfilter für Sickerwasser

2.2.1 Wassereinstau

Gemäß DepV ist beim Flächenfilter eine Schichtstärke von 0,3 m vorgeschrieben. Von dieser Vorgabe, kann allerdings mit Zustimmung der zuständigen Genehmigungsbehörde abgewichen werden, wenn der Nachweis erbracht wird, dass es langfristig zu keinem Wassereinstau im Deponiekörper kommt (DepV, Anhang 1, Abs. 2.2). Nachfolgend wird der dafür nötige hydraulische Nachweis nach GDA E 2-20 geführt. Grundlage des rechnerischen Nachweises ist die Gleichung nach LESAFFRE (1987).

$$\frac{l}{a} = \left(\frac{4 * k}{q_s} + \left(\frac{k}{q_s} - 1 \right)^2 * (\tan \alpha)^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

l	:	Böschungslänge [m]
a	:	Wassereinstau [m]
k	:	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
q_s	:	Drainspende [m/s]

Das Ergebnis der Berechnung des Wassereinstaues bzw. der Entfernung der einzelnen Rigolen zueinander ist nachfolgend dargestellt. Als maßgeblicher Berechnungswert für die Entwässerung der Deponiebasis gemäß GDA E 2-14 wird eine Sickerwasserspende von 10 mm/d bzw. 1,16 m/s angesetzt.

Dränspende gemäß GDA E 2-14	10 mm/d
Dränspende [q_s]	$q_s = 1,16 \text{ m/s}$
Durchlässigkeit [k]	$k = 0,0010 \text{ m/s}$
Gefälle kritischer Weg [%]	3,6 %
mittlere Neigung	1:2
Böschungslänge [m]	65 m
Wassereinstau [m]	0,18 m

Der Wassereinstau wird auf maximal 0,18 m begrenzt. Der Flächenfilter ist mit 0,20 m Dicke ausreichend dimensioniert. Dabei werden an den Rigolen, die als Hauptsammler fungieren, Querschläge so angeschlossen das mögliches Niederschlags- oder Sickerwasser im Flächenfilter maximal eine freie Fließstrecke von 65 m zurücklegt. Die Bemessung der Hauptsammler und der Querschläge sind unter Kapitel 2.2.2 dargestellt.

Der Flächenfilter wird gemäß GDA E2-14 und der DIN 19667 aus Material der Körnung 16/32 ausgeführt.

2.2.2 Flächenentwässerung Rigolen

Das Planum wird in der Fläche durch mehrere Rigolen (Hauptsammler und Querschläge) entwässert. Die Rigolen sind mit Dränagematerial (Körnung 16/32), aus der auch die Entwässerungsschicht aufgebaut wird, verfüllt. Die Berechnung erfolgte gemäß den Richtlinien für die Anlage von Straßen Teil: Entwässerung (RAS-Ew) nach MANNING-STRICKLER.

$$Q = A * k_{St} * r_{hy}^{\frac{2}{3}} * I_E^{\frac{1}{2}}$$

Q	:	Durchfluss [m³/s]
A	:	Fließquerschnitt [m²]
Kst	:	Rauheitsbeiwert (m ^{1/3} /s)
v	:	mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
r _{hy}	:	hydraulischer Radius [m]
I _E	:	Energiehöhengefälle [m/m]

Als Profil der Rigolen wurde die Trapezform gewählt. Vorgesehen sind eine Sohlbreite und eine Abflusstiefe von ca. 0,5 m sowie eine Böschungslänge von 0,75 m. Der hydraulische Radius r_{hy} ergibt sich dabei aus dem Fließquerschnitt A und dem benetzten Umfang l_U.

$$A = h * (b + m * h)$$

$$l_U = b + 2h * \sqrt{1 + m^2}$$

$$r_{hy} = \frac{A}{l_U}$$

A	:	Fließquerschnitt [m²]
l _U	:	benetzter Umfang [m]
r _{hy}	:	hydraulischer Radius [m]
h	:	Abflusstiefe [m]
b	:	Sohlbreite [m]
m	:	Böschungsneigung (aus 1:m)

Die berechneten Abflusskapazitäten der Hauptsammler sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 3: Hydraulischer Nachweis der Rigolen im Flächenfilter.

Rigolen in Flächenfilter	Eingangsdaten				Hydraulischer Nachweis					
	Rinne [m ü. NN.]		Länge [m]	Rauigkeit kSt	mittleres Gefälle J [%]	Fließgeschwindigkeit nach G.-M.-Strickler [m/s]	Abflusskapazität [l/s]	Flächenabfluß		
	oben	unten						[l/s]	siehe Tabelle	
Q _{NR1}	776,0	764,5	342	18	3,4	1,3	573,08	>	175,02	Phase 9b-III
Q _{NR2}	776,0	764,0	341	18	3,5	1,3	586,26	>	175,02	Phase 9b-III
Q _{NR3}	776,0	764,0	342	18	3,5	1,3	585,40	>	175,02	Phase 9b-III

Die Hauptsammler sind für das anfallende Sickerwasser ausreichend dimensioniert.

Die Querschläge werden in einem Abstand von ca. 65 m (siehe Kap. 2.2.1) an die Hauptsammler angeschlossen.

Die Lage der Rigolen (Hauptsammler und Querschläge) ist in Anlage 12 Plan 15a dargestellt.

3 Rückhaltebecken

Das Oberflächen- und Sickerwasser der Deponie wird getrennt voneinander gesammelt.

Das Sickerwasser wird unterirdisch, je nach Bedarf, in einem im Bereich des Deponiefußes befindlichen Stauraum gespeichert.

Das Oberflächenwasser wird über den Schacht S3 in das Vorklärbecken des Tontagebaues eingeleitet. Von dort wird es auf 7,1 l/s gedrosselt in das Klärbecken und anschließend in den Schacht S4 geleitet. Mit Beginn der Verfüllung des Abschnittes I-3 entfällt das Vorklärbecken und das anfallende Oberflächenwasser wird direkt über den S3 in den noch verbleibenden Rest des Klärbeckens geleitet.

3.1 Ermittlung der erforderlichen Rückhaltevolumen

Die erforderlichen Rückhaltevolumen die für das Oberflächen- und Sickerwasser vorgehalten werden müssen, werden im Folgenden in Anlehnung an das „Einfache Verfahren zur Ermittlung der Regenrückhaltung“ nach ATV-DVWK A 117 berechnet. Das Oberflächenwasser wird in das Vorklärbecken des Tontagebaus geleitet.

Für die jeweilige Dauerstufe ergibt sich das spezifische Speichervolumen zu:

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) \cdot D \cdot f_z \cdot f_a \cdot 0,06 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

$$V_{erf} = V_{s,u} \cdot A_u \text{ [m}^3\text{]}$$

3.2 Rückhaltebecken Oberflächenwasser (RRB)

Die Phase 12 (siehe Tabelle 1) wird für die Berechnung der erforderlichen Mindestbeckengröße des Oberflächenwassers herangezogen. Zu diesem Zeitpunkt ist die Deponie vollständig verfüllt und bereits rekultiviert bzw. zumindest Erstbegrünt.

Unbefestigte Fläche	$A_{E,nb} =$	9,35	ha
mittlerer Abflussbeiwert der unbefestigten Fläche	$\Psi_{m,nb} =$	0,15	[-]
Befestigte Fläche	$A_{E,b} =$	0,00	ha
mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche	$\Psi_{m,b} =$	0,7	[-]
Undurchlässige Fläche	$A_u =$	1,40	ha
Drosselabfluss des RRB	$Q_{Dr} =$	4,5	l/s
Trockenwetterabfluß des direkten Einzugsgebiets	$Q_{T,d,aM} =$	0,0	l/s
Drosselabflußspende	$q_{Dr,R,u} =$	3,21	l/s·ha
Abminderungsfaktor	$f_a =$	0,98	
Zuschlagsfaktor	$f_z =$	1,2	Geringes Risikomaß

Tabelle 4: Ermittlung des erforderlichen Volumens des Oberflächenwasser RRB.

Dauerstufe	Regen- spende	Drossel- abfluss- spende	Differenz	erf. Speicher- volumen	erf. Speicher- volumen
D	r für T=5	qDr,R,u	(r-qDr,R,u)	V _{s,u}	V _{erf}
[min]	[l/(s*ha)]	l/s*ha	l/s*ha	m ³ / ha	m ³
5	393,3	3,2	390,1	138	193,08
10	278,3	3,2	275,1	194	272,32
15	221,1	3,2	217,9	231	323,54
20	184,2	3,2	181,0	255	358,34
30	140,0	3,2	136,8	290	406,24
45	104,8	3,2	101,6	323	452,56
60	84,7	3,2	81,5	345	484,02
90	61,5	3,2	58,3	370	519,34
120	48,9	3,2	45,7	387	542,78
180	35,5	3,2	32,3	410	575,40
240	28,3	3,2	25,1	425	596,15
360	20,6	3,2	17,4	442	619,82
540	15,0	3,2	11,8	449	630,37
720	11,9	3,2	8,7	442	619,55
1080	8,7	3,2	5,5	419	587,20

Das für die Rückhaltung des Oberflächenwassers benötigte Nutzvolumen beläuft sich auf ca. 630 m³.

Die Ableitung in das Klärbecken liegt bei 763,50 m ü. NHN. Die Sohle des Klärbeckens liegt bei 761,40 m ü. NHN. Der Ablauf liegt bei 763,50 m ü. NHN. Daraus ergibt sich ein 2,1 m tiefer Dauerstaubereich. Das Nutzvolumen des, nach der Verfüllung der Deponie, verbleibenden Klärbeckens beläuft sich auf ca. 1.300 m³ bei einer Wasserfläche von ca. 900 m².

Die Lage und der Regelaufbau des Rückhaltebeckens ist in Anlage 12 in den Plänen Nr. 15a und Nr. 19a im Detail dargestellt.

3.3 Stauraum Sickerwasser

Der für das Sickerwasser vorgesehene Stauraum im Bereich des Deponie- bzw. Böschungsfußes hat ein Nutzvolumen von ca. 330 m³. Auf Basis dieses verfügbaren Volumens wird die maximal frisch hergestellte, noch nicht belegte, Einbaufäche ermittelt.

Unbefestigte Fläche	$A_{E,nb} =$	0,00	Ha
mittlerer Abflussbeiwert der unbefestigten Fläche	$\Psi_{m,nb} =$	0,15	[-]
Befestigte Fläche	$A_{E,b} =$	1,15	ha
mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche	$\Psi_{m,b} =$	0,7	[-]
Undurchlässige Fläche	$A_u =$	0,81	ha
Drosselabfluss des RRB	$Q_{Dr} =$	1,4	l/s
Trockenwetterabfluß des direkten Einzugsgebietes	$Q_{T,d,aM} =$	0,0	l/s
Drosselabflußspende	$q_{Dr,R,u} =$	1,74	l/s*ha
Abminderungsfaktor	$f_a =$	0,98	
Zuschlagsfaktor	$f_z =$	1,2	

Tabelle 5: Darstellung des verfügbaren Stauraumes bei einer vorgegebenen Abschnittsfläche von 1,15 ha.

Dauerstufe	Regenspende	Drosselabflußspende	Differenz	erf. Speichervolumen	erf. Speichervolumen
[min]	[l/(s*ha)]	l/s*ha	l/s*ha	m ³ / ha	m ³
D	r für T=2	q _{Dr,R,u}	(r-q _{Dr,R,u})	V _{s,u}	V _{erf}
5	296,7	1,7	295,0	104	83,77
10	215,0	1,7	213,3	150	121,13
15	171,1	1,7	169,4	179	144,30
20	142,5	1,7	140,8	199	159,91
30	107,8	1,7	106,1	225	180,73
45	79,6	1,7	77,9	247	199,02
60	63,3	1,7	61,6	261	209,80
90	46,5	1,7	44,8	284	228,82
120	37,2	1,7	35,5	300	241,70
180	27,3	1,7	25,6	325	261,34
240	21,9	1,7	20,2	341	274,84
360	16,1	1,7	14,4	365	293,66
540	11,9	1,7	10,2	387	311,66
720	9,5	1,7	7,8	394	317,39
1080	7,0	1,7	5,3	401	322,73
1440	5,6	1,7	3,9	392	315,79

Beim Ausbau der Deponie darf die Fläche jeweils an frisch hergestellten Deponieplanum 1,15 ha nicht überschreiten.

Die Lage und der Regelaufbau des Stauraumes bzw. der Rückhalteschicht ist in Anlage 12 im Plan Nr. 11 dargestellt.

4 Transportleitung S 3

4.1 zu Vorklärbecken Ton (Oberflächenwasser)

Der Bemessungsabfluss ergibt sich dementsprechend in der Ablagerungsphase während eines oberflächenabflusswirksamen Niederschlagsereignisses und wird gemäß des potenziell maximal abzuführenden Oberflächenwassers dimensioniert.

Der Bemessungsfall ergibt sich in der Ablagerungsphase mit der größten oberflächenabflusswirksamen Fläche.

Rohrkenndaten:

Durchmesser:	DA 450 / DN 400 (Wandstärke $s = 25,5$ mm)
Werkstoff:	PE-HD
SDR-Klasse:	17*
Gefälle:	$\geq 1,95$ %
Länge:	79,6 m

Mit einem Mindestgefälle von 1,95 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von $k_b = 0,5$ können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und -leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 240 l/s durch das Drainagerohr abgeleitet werden.

→ $Q_{\text{erf.}} = 200,62$ l/s < $Q_{\text{vorh.}} = 240$ l/s

4.2 zu Klärbecken Ton (Oberflächenwasser)

Der Bemessungsabfluss ergibt sich dementsprechend in der Ablagerungsphase während eines oberflächenabflusswirksamen Niederschlagsereignisses und wird gemäß des potenziell maximal abzuführenden Oberflächenwassers dimensioniert.

Der Bemessungsfall ergibt sich in der Ablagerungsphase mit der größten oberflächenabflusswirksamen Fläche.

Rohrkenndaten:

Durchmesser:	DA 450 / DN 400 (Wandstärke $s = 25,5$ mm)
Werkstoff:	PE-HD
SDR-Klasse:	17*
Gefälle:	≥ 19 %
Länge:	7,9 m

Mit einem Mindestgefälle von ≥ 19 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von $k_b = 0,5$ können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und -leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 240 l/s durch das Drainagerohr abgeleitet werden.

→ $Q_{\text{erf.}} = 200,62$ l/s < $Q_{\text{vorh.}} = 240$ l/s

5 Deponiefuß – Drainagesammelleitung Sickerwasser

Der nachfolgende Nachweis für die Drainagesammelleitung im Deponiefuß wird als „worst-case“ Szenario für die größtmögliche Einzugsfläche und die Einbauphase geführt.

Die Rohrdimension von DA 355 wurde aus Gründen der besseren Befahrbarkeit gewählt. Die Forderung der DIN 19667 nach einem Mindestinnendurchmesser von 250 mm ist einzuhalten.

Rohrkenndaten:

Durchmesser:	DA 355 / DN 280 (Wandstärke $s = 32,2$ mm)
Werkstoff:	PE-HD
SDR-Klasse:	11*
Schlitzung:	Länge ≥ 25 mm, Breite ≥ 10 mm, 2/3 des Umfangs
Freie Eintrittsfläche:	$f_1 \geq 100$ cm ² /m
Gefälle:	≥ 1 %
Länge:	127 m

*Gewählte Druckstufe nach vergleichbaren Anwendungen. Die endgültigen statischen Nachweise sind im Zuge der Ausführungsplanung bzw. der Ausführung auf Grundlage des Merkblattes DWA-(ATV-DVWK) M 127, Teil 1, „Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungsleitungen für Sickerwasser aus Deponien“ zu erbringen.

Für die hydraulische Bemessung sind die während des Betriebszustandes bei offener Einbaufäche anfallenden Sickerwasserspenden maßgeblich. Hierzu wird (gemäß GDA E 2-14) ein gegenüber der durchschnittlichen Sickerwasserspende 10-fach erhöhter Wert von 10mm/d angesetzt.

Tabelle 6: Abfluss Sickerwasser für Drainagesammelleitung im Deponiefuß.

Sickerwasserspende gemäß GDA E 2-14	10 mm/d
Resultierender Abfluss	$q = 1,16$ (l/s x ha)
Einzugsfläche	$A = 11.500$ m ²
Abfluss	$Q_{\text{erf.}} = 1,33$ l/s

Mit einem Mindestgefälle von 1 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von $k_b = 0,5$ können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und –leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 93,8 l/s durch das Drainagerohr abgeleitet werden.

→ $Q_{\text{erf.}} = 1,33$ l/s < $Q_{\text{vorh.}} = 93,8$ l/s

6 Transportleitung S2 bis S4 (Sickerwasser)

Der Bemessungsabfluss ergibt sich dementsprechend in der Ablagerungsphase während eines oberflächenabflusswirksamen Niederschlagsereignisses und ist gemäß GDA E 2-14 als Sickerwasserspende aus der Basisentwässerung mit 10 mm/d anzusetzen.

Der Bemessungsfall ergibt sich in der Ablagerungsphase mit der größten oberflächenabflußwirksamen Fläche.

Rohrkenndaten:

Durchmesser: DA 355 / DN 280 (Wandstärke s = 32,2 mm)
 Werkstoff: PE-HD
 SDR-Klasse: 11*
 Gefälle: $\geq 1 \%$
 Länge: 34,5 m

Tabelle 7: Abfluss Sickerwasser vom Schacht S2 zum Schacht S4.

Sickerwasserspende gemäß GDA E 2-14	10 mm/d
Resultierender Abfluss	$q = 1,16 \text{ (l/s x ha)}$
Einzugsfläche	$A = 11.500 \text{ m}^2$
Abfluss	$Q_{\text{erf.}} = 1,33 \text{ l/s}$

Mit einem Mindestgefälle von 1 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von $k_b = 0,5$ können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und -leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 93,8 l/s durch das Drainagerohr abgeleitet werden.

→ **$Q_{\text{erf.}} = 1,33 \text{ l/s} < Q_{\text{vorh.}} = 93,8 \text{ l/s}$**

7 Abfluss aus S4 in die Vorflut (Weihaldengraben)

Die anfallenden Wässer aus Deponie und Tontagebau werden im Schacht S4 zusammengeführt und gemeinsam in den Weihaldengraben eingeleitet. Die maximal einzuleitende Gesamtwassermenge wird mit 8,5 l/s beantragt. Dies entspricht der bisher für den Tonabbau genehmigten Menge. Die Einleitmenge von 8,5 l/s wird zu jeder Zeit eingehalten.

Das Oberflächenwasser der Deponie und die oberflächlichen Abflüsse aus dem Tontagebau werden auf 7,1 l/s gedrosselt in den Schacht S4 eingeleitet. Das Sickerwasser der Deponie wird auf 1,4 l/s gedrosselt eingeleitet.

Für die hydraulische Bemessung des Abflussrohres wird die maximal einzuleitende Gesamtwassermenge von 8,5 l/s zugrunde gelegt.

Rohrkenndaten:

Durchmesser: DA 315 / DN 280 (Wandstärke $s = 18,7$ mm)
 Werkstoff: PE-HD
 SDR-Klasse: 17*
 Gefälle: ≥ 1 %
 Länge: 126 m

Tabelle 8: Gedrosselter Abfluss aus dem Schacht S4 in den Weihaldengraben.

Gedrosselte Wasserspende	8,5 l/s
Abfluss	$Q_{\text{erf.}} = 8,5$ l/s

Mit einem Mindestgefälle von 1 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von $k_b = 0,5$ können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und –leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 93,8 l/s durch das Vollrohr abgeleitet werden.

→ $Q_{\text{erf.}} = 8,5$ l/s < $Q_{\text{vorh.}} = 93,8$ l/s

8 Schächte

8.1 Schacht S4

Im Schacht S4 fließen die Ströme aus dem Sickerwasser und dem Klärbecken (Deponieoberflächen- und Tontagebauwasser) zusammen.

Zur Einhaltung der maximalen Einleitmenge von 8,5 l/s wird jeder Zulauf mit einem variabel einstellbaren Drosselschieber versehen.

Die Drosselschieber werden während des Parallelbetriebes von Deponie und Tontagebau festeingestellt. Dabei wird dem Sickerwasser eine Menge von 1,4 l/s und dem Oberflächen- und Tontagebauwasser eine Menge von 7,1 l/s gewährt. Nach Beendigung des Tontagebaues wird dem Sickerwasserstrom je nach Verfüllstand eine größere und dem Oberflächenwasser eine geringe Einleitmenge zugeteilt.

8.1.1 Drosselschieber

Die Drosselschieber des Schachtes S4 die den jeweiligen Zustrom aus Sicker- und Oberflächen-/Tontagebauwasser regulieren werden über die gesamte Bauzeit hinweg in zwei unterschiedlichen Positionen bzw. Zuständen betrieben. Als Rohre, jeweils vom Sickerwasserstauraum und vom Oberflächen-/Tontagebauklärbecken, werden DA 355 mit einem Innendurchmesser von 280 mm und Öffnungsfläche von $A = 616 \text{ cm}^2$ verwendet.

Die Bemessung der notwendigen Öffnung erfolgt nach dem Arbeitsblatt DWA-A 111 „Hydraulische Dimensionierung und betrieblicher Leistungsnachweis von Anlagen zur Abfluss- und Wasserstandbegrenzung in Entwässerungssystemen, Dez. 2010“:

Die Bestimmung der notwendigen Schieberöffnungen A zum Zustand 1 (Deponie- und Tonabbaubetrieb parallel) und zum Zustand 2 (nur noch Deponiebetrieb) erfolgt mit der Formel nach TORRICELLI für den Ausfluss aus einer Öffnung und ergibt mit den Eingangsparametern:

Tabelle 9: Berechnung der Drosselschieberöffnung.

Zustand 1		Zustand 2
Sickerwasser während Tonabbau	Oberflächenwasser und Tontagebau	
$Q_{Dr,B} = 0,0014 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{Dr,B} = 0,0071 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{Dr,B} = 0,0085 \text{ m}^3/\text{s}$
$\mu = 0,65$	$\mu = 0,65$	$\mu = 0,65$
$h_b = 1,10$	$h_b = 1,50$	$h_b = 1,10$
$h_s = 1,10 - 0,129/2$ $= 1,0355 \text{ m}$	$h_s = 1,50 - 0,129/2$ $= 1,4355 \text{ m}$	$h_s = 1,50 - 0,129/2$ $= 1,4355 \text{ m}$
ein A von $4,8 \text{ cm}^2$.	ein A von $20,6 \text{ cm}^2$.	ein A von $24,6 \text{ cm}^2$.
$A_{abde} = 610,95 \text{ cm}^2$	$A_{abde} = 595,15 \text{ cm}^2$	$A_{abde} = 591,15 \text{ cm}^2$

In Zustand 1 ist mit einer Drosselblende, die 611 cm^2 der von S2 kommenden Sickerwasserleitung abdeckt, die Drosselabflussspende von 1,4 l/s eingehalten. Die Drosselblende aus dem Klärbecken kommend deckt dabei 595 cm^2 ab.

In Zustand 2 ist mit einer Drosselblende, die 591 cm^2 des Sickerwasserstromes abdeckt, die Drosselabflussspende von 8,5 l/s eingehalten.

8.2 Schächte S1, S2 und S3

Alle Schächte werden aus Stahlbeton gefertigt und sind mit einem Durchmesser von 1,20 m begehbar. Die Anschlüsse sind mit DN 280 ausreichend dimensioniert.

Im nördlichen Bereich der Deponie, unterhalb der eingekapselten Altablagerung, markiert der Schacht S1 den Beginn der Sickerwasserdrainageleitung im Deponiefuß. Der Ablauf der Leitung aus dem Schacht heraus liegt auf 764,5 m ü. NHN. Von dort fällt die Drainageleitung mit einem Mindestgefälle von 1 % ab und endet in einem T-Stück in Richtung Schacht S2. Die Schächte S2 und S3 dienen der Beprobung des Sicker- und Oberflächenwassers.

Der Schacht S2 fasst das Sickerwasser. Der Ablauf in Richtung Schacht S4 liegt auf Höhe 762,85 m ü. NHN.

Das Oberflächenwasser fließt im Schacht S3 auf einer Höhe von 765,05 m ü. NHN mit einem Gefälle von 1 % ab und mündet bei 763,50 m ü. NHN im Vorklärbecken des Tontagebaus.

Die Schächte sind in Anlage 12 Pläne 18a und 21a dargestellt.

Karlsruhe, den 22.03.2022

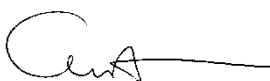
INGENIEURBÜRO ROTH
& PARTNER GMBH

Projektleiter:



Dipl.-Ing. Volker Bischoff

Bearbeiter:



i. A. Dipl.-Ing. Frank Lust

Bearbeiterin:



i. A. M.Sc. Theresa Huber