

Anlage 4 – Planfeststellungsantrag

Deponie Holzhausen

Hydraulische Berechnungen

Projekt-Nr.: 17 046 01
vom November 2020

Bearbeiter: B. Eng. Martin Lehmann
 B. Eng. B. Eng. Christian Haupt

verantwortlich: Dipl.-Ing. Andreas Müller

Auftraggeber:

Vierte Garbe Immobilien GmbH
Bergengruenstraße 26
14129 Berlin

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Berichtstext	1
1 Veranlassung	2
2 Hydraulische Bemessung der Basisentwässerung	3
2.1 Bestandteile der Basisentwässerung	3
2.2 Maßgebliche Regenspende und –abfluss	3
2.3 Bemessung der mineralischen Entwässerungsschicht	4
2.4 Bemessung der Sickerwasserleitungen	6
2.5 Bemessung der Sickerwasserpumpen und Druckleitung	7
2.5.1 PS1N (Nord) – SSB	8
2.5.2 PS1S (Süd)– SSB	8
2.6 Bemessung des Sickerwasserspeicherbeckens (SSB)	9
3 Hydraulische Bemessung der Oberflächenentwässerung	11
3.1 Bestandteile der Oberflächenentwässerung	11
3.1.1 Bemessung der mineralischen Entwässerungsschicht	11
3.2 Maßgebliche Regenspende und –abfluss	12
3.3 Nachweis des Abflussvermögens des Randgrabens	13
3.4 Nachweis des Volumens des Versickerungsbeckens	14
3.5 Nachweis des Volumens der Mulden	15
Verzeichnisse	V
Abkürzungsverzeichnis	1
Abbildungsverzeichnis	2
Literaturverzeichnis	3
Anhang	A
Anhang 1: Lageplan Sickerwasserfassung	1
Anhang 2: Gleichwertigkeitsnachweis Basisentwässerungsschicht	2
Anhang 3: Listenrechnung Sickerwassersammler und –transportleitungen	3
Anhang 4: Auslegung der Druckleitung PS1N/PS1S – MID/SSB	4
Anhang 5: Lageplan Oberflächenwasserfassung (OK Rekultivierung)	5

Anhang 6:	Ableitvermögen der Oberflächenentwässerungsschicht	6
Anhang 7:	Abflussmengen Oberflächenabdichtung.....	7
Anhang 8:	Listenrechnung Randgraben Oberflächenwasser	8
Anhang 9:	Dimensionierung Versickerungsbecken.....	9
Anhang 10:	Listenrechnung Mulden.....	10

BERICHTSTEXT

1 **Veranlassung**

Für das Bauvorhaben Deponie Holzhausen sind Elemente zur Fassung und Ableitung von Sickerwasser und Niederschlagswasser vorgesehen.

In den nachfolgenden Kapiteln erfolgen die hydraulischen Berechnungen bzw. Nachweise für die einzelnen Entwässerungssysteme, getrennt nach:

- Basisentwässerung
- Oberflächenentwässerung

Die Berechnungen erfolgen unabhängig davon, dass die Herstellung der Oberflächenentwässerung erst im Zuge der Deponiestilllegung (Oberflächenabdichtung) zu einem späteren Zeitpunkt erfolgt.

2 Hydraulische Bemessung der Basisentwässerung

2.1 Bestandteile der Basisentwässerung

Die Basisentwässerung besteht aus folgenden Komponenten:

- mineralische Entwässerungsschicht gemäß [1] und [2]
- Sickerwassersammler (Teilsickerrohr: PE 100, $d_a = 355/400$ mm, SDR 11) oberhalb der Basisabdichtung
- Sickerwasserleitung (Vollrohr: PE 100, $d_a = 355/400$ mm, SDR 17) zw. Durchdringungsbauwerk und Schacht
- Sickerwasserschächte und -leitungen als Vollrohrleitungen (Transportleitung: PE 100, $d_a = 400/500$ mm, SDR 11) zur Ableitung des Sickerwassers
- Druckleitung ($d_a = 125/200/250$ mm) zum Sickerwassersammelbecken (SSB)

Die für die Berechnungen maßgeblichen geometrischen Verhältnisse, wie Einzugsflächen, Haltungs- und Ableitungslängen sind dem Plan in Anhang 1 zu entnehmen.

2.2 Maßgebliche Regenspende und -abfluss

Für die Dimensionierung der Sickerwasserfassungselemente und der Wahl der maßgeblichen Regenspende sind gemäß [4] zwei Verfüllzustände zu unterscheiden:

- Betriebsbeginn – geringe Abfallüberdeckung
- Betriebszustand – offene Abfallfläche

Zudem findet in Anlehnung an [15] eine Spezifizierung der zwei verschiedenen Verfüllzustände statt, wobei zwischen einer Abfallüberdeckung kleiner bzw. größer vier Meter unterschieden wird.

Die intensiven, aber kurzen Niederschlagsereignisse bei Betriebsbeginn sind für die hydraulische Bemessung der Sickerleitungen, der Sammelleitungen sowie der Pumpen zu berücksichtigen. Am Standort Holzhausen ergibt sich unter Berücksichtigung der Vorgaben aus [3] und [4] für die hydraulische Maximalbelastung folgende maßgebliche Regenspende:

Regenhäufigkeit $n = 1 \text{ l/a}$

Mindestregendauer $T_{\min} = 15 \text{ min}$

Regenspende $r_{15,1} = 106,9 \text{ l/(s*ha)}$

Der Spitzenabflussbeiwert bei geringer Abfallüberdeckung wird in Anlehnung an den in [8] Tabelle 1 angegebenen mittleren Abflussbeiwert gewählt. Hierbei kann die Deponiebasisabdichtung analog zu einem in der Tabelle dargestellten Flachdach (Neigung bis 5%) mit Kiesbefestigung angesehen werden ($\psi_s = 0,7$). Im Vergleich zu

einem Kiesdach weist die Basisabdichtung neben den in der Regel höheren Materialmächtigkeiten (35 – 50 cm Entwässerungsschicht) auch Materialien auf (10 cm Sandschutzschicht / 20 – 45 cm Frostschutzschicht), die ein höheres Regenrückhaltevermögens als reiner Kies bieten. Gleichzeitig entspricht dieser Wert dem Abflussbeiwert für frisch in Betrieb genommene Flächen bzw. Flächen mit einer Abfallmächtigkeit bis 4 m gemäß [15].

Insofern wird die hydraulische Belastung der Sickerwassersammler und -leitungen sowie alle nachfolgenden Fassungselemente mit einem Spitzenabflussbeiwert von:

$$\psi_s = 0,7$$

dimensioniert.

Im Betriebszustand ist entsprechend [4] für die Bemessung der mineralischen Entwässerungsschicht ein 10-fach höherer Wert gegenüber der durchschnittlichen Sickerwasserspende anzusetzen:

$$\text{Sickerwasserspende} \quad s = 10 \text{ mm/d}$$

Dies entspricht einer Sickerwasserspende von 1,16 l/(s*ha).

2.3 Bemessung der mineralischen Entwässerungsschicht

Gemäß [4] und [2] ist für die Ausbildung der Basisentwässerung folgendes Regelsystem vorgegeben:

- Abstand der Sickerwassersammler: maximal 30 m
- Längsgefälle nach Abklingen der Setzungen $\geq 1 \%$
- Quergefälle nach Abklingen der Setzungen: $\geq 3 \%$
- untere Lage (30 cm) Kies oder Splitt 16/32 gemäß [4] mit spezifizierter Zusammensetzung
- obere Lage (20 cm) mineralische Schicht mit einem Durchlässigkeitsbeiwert im Einbauzustand von mindestens $k = 1,0 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$

Im speziellen Fall (beantragte Abweichung von Regelsystem (Kapitel 1.10 PFA) wird die Entwässerungsschicht folgendermaßen abgeändert:

- Abstand der Sickerwassersammler: maximal 60 m
- 50 cm Kies 16/32 (Rundkorn), Durchlässigkeitsbeiwert über die gesamte Mächtigkeit von mindestens $k = 2,0 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ in der Ebene
- 35 cm Kies 8/16 (Rundkorn), Durchlässigkeitsbeiwert über die gesamte Mächtigkeit von mindestens $k = 1,0 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ in den Böschungen

Entsprechend [4] ist die ausreichende Bemessung der Entwässerungsschicht nachzuweisen. Hierfür wird der Ansatz nach LESAFFRE [5] herangezogen, um die Gleichwertigkeit des gewählten Systems bezogen auf das Regelsystem nachzuweisen.

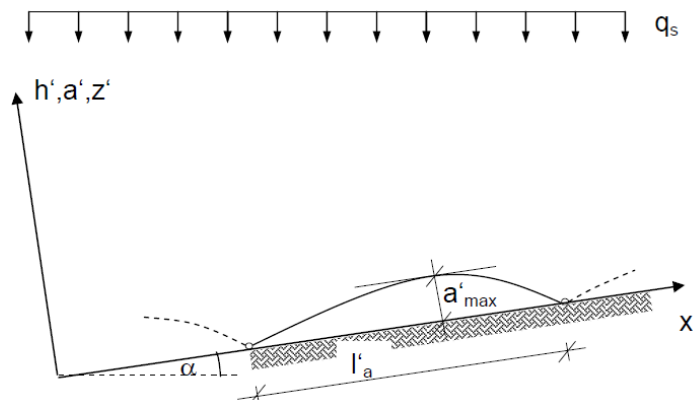


Abbildung 1: Abfluss auf geneigter, undurchlässiger Sohle – Definitionsskizze für den Berechnungsansatz nach LESAFFRE

Für den Ansatz gelten folgende Abhängigkeiten:

$$\frac{l'_a}{a_{\max}} = \sqrt{\frac{4 \cdot k_x}{q_s} + \left[\frac{k_x}{q_s} - 1 \right]^2 \cdot (\tan \alpha)^2}$$

mit:

- l'_a – Dränabstand, hangparallel [m]
- $a'_{\max}$ – maximaler Aufstau über der Sohle, normal zur Sohle [cm]
- q_s – Dränspende [m/s]
- k_x – Durchlässigkeitsbeiwert in x-Richtung
- α – Böschungs- bzw. Sohlneigung

In Anhang 2 ist die Berechnung nach LESAFFRE für den Regelfall aufgeführt. Demnach beträgt der Aufstau in der „Ebene“ ($i=3,0\%$) nach diesem Berechnungsansatz 0,57 cm.

Im konkreten Fall beträgt der längste Dränabstand maximal 30 m. Um bei Verdoppelung des Dränabstandes dennoch den gleichen Aufstau gemäß Regelfall zu erzielen, wird die Durchlässigkeit der Entwässerungsschicht ebenfalls verdoppelt. Demzufolge ist für die gesamte Mächtigkeit der Entwässerungsschicht eine Durchlässigkeit von $k = 2,0 \cdot 10^{-2}$ m/s erforderlich.

Zusätzlich ist in Anhang 2 der Aufstau für die Bereiche der Böschungen ($i = 33\%$) berechnet. Hierbei beträgt der Aufstau 0,13 cm bei einer maximalen Böschungslänge von 38 m. Dieser sehr geringe Aufstau erscheint bei der hohen Wasserdurchlässigkeit und der steil geneigten Böschung plausibel. Der Aufstau ist damit etwa 77 % geringer als in der „Ebene“, wodurch eine Reduktion der Mächtigkeit der Entwässerungsschicht um 15 cm (30 %) aus fachlicher Sicht und mit ausreichender Sicherheit möglich ist.

2.4 Bemessung der Sickerwasserleitungen

Für die hydraulische Bemessung der Sickerwassersammler werden die beiden oben beschriebenen Betriebszustände (Betriebsbeginn / Betriebszustand) gemäß Ablagekonzept herangezogen.

Sobald Abfall in einem neuen Ablagerungsbereich (vgl. Anhang 1) abgelagert wird, ist jeweils der aktuell zu verfüllende Abschnitt mit der maßgeblichen Regenspende von $106,9 \text{ l/s*ha}$ rechnerisch mit Sickerwasser zu beaufschlagen. Gleichzeitig kann, aufgrund der hohen Abfallmächtigkeit im jeweils vorherigem Verfüllabschnitt, mit der Sickerwasserspende von $1,16 \text{ l/s*ha}$ gerechnet werden.

Der Nachweis der ausreichenden Dimensionierung der Sickerwasserleitungen (Drän- und Transportleitungen als Gefälleleitungen) erfolgt in Form der Listenberechnung in Anlehnung an [7]. Die Ergebnisse der Listenberechnung befinden sich in Anhang 3. Die zu den Einzugsgebieten zugehörigen Flächen und deren Größen sind dem Plan in Anhang 1 zu entnehmen.

Die Sickerwassersammler, die nach Norden entwässern (S 1N–S 4N) werden in der Dimension PE 100, da 355/400, SDR 11 ausgeführt. Der Innendurchmesser beträgt hierbei 291/327 mm. Die Sammlerdimensionen werden entsprechend der Dimension des südlichen Gegenstücks gewählt. Rechnerisch sind sogar die nächst kleineren Dimensionen möglich. Aufgrund der Haltungslängen von $> 400 \text{ m}$ sind jedoch zusätzliche Sicherheiten für Kamera- und die Spülfahrten vorgesehen (vgl. RTI Gutachten Anlage 6 PFA).

Die längeren Entwässerungsabschnitte in Richtung Süden sind die Sickerwassersammler S 1S, S 3S–S 7S laut Listenrechnung (vgl. Anhang 3) in der Dimension PE 100, $d_a = 400 \text{ mm}$, SDR 11 erforderlich. Der Innendurchmesser beträgt hierbei 327 mm. Für die Leitungen S 2S reicht rechnerisch ebenfalls die Dimension $d_a = 355 \text{ mm}$, SDR 11.

Die in [2] und [4] geforderten Mindestinnendurchmesser von 250 mm werden eingehalten und die Anforderungen hinsichtlich der Möglichkeit zur Kontrolle und Wartung erfüllt.

Die Sickerwasserleitung (Gerinneleitungen/Transportleitungen) zwischen den Sickerwasserschächten werden als Vollrohrleitungen im Norden in der Dimension PE 100, da 400, SDR 11 und im Süden in der Dimension PE 100, da 500, SDR 11 ausgebildet.

2.5 Bemessung der Sickerwasserableitung in SBB

2.5.1 Pumpen

In den Pumpenschächten PS1S (Süd) sowie PS1N (Nord) befinden sich redundant ausgeführte Sickerwasserpumpen, die das Sickerwasser über den MID-Schacht zum Sickerwasserspeicherbecken (SSB) fördern. Im MID-Schacht erfolgt gleichzeitig die Vereinigung der jeweiligen Druckleitungen aus den Sickerwasserschächten. Die Bemessung der Leitungen erfolgt nach [9].

Für die Auslegung der Pumpen sowie der Druckleitungen werden für die Nord- und Südgalerie unterschiedliche Durchsatzmengen, basierend auf dem Lastfall der maximal ankommenden Sickerwassermenge, hergeleitet. Der Listenrechnung in Anhang 3 (rot hinterlegt), sind die maximalen Durchsatzmengen zu entnehmen. Sie ergeben sich aus der maßgeblichen Regenspende gemäß Kap. 2.2. und der größten Summe aus der jeweils neu in Betrieb genommenen Fläche und den bereits verfüllten Flächen. Da der maximale Lastfall rechnerisch nur im ersten Jahr der Inbetriebnahme des Verfüllabschnittes entstehen kann, ist zur Abminderung der Überdimensionierung der Pumpen das vorhandene Regenrückhaltevolumen innerhalb des Basisentwässerungssystems berücksichtigt. Sowohl ein Einstau in die Gerinneleitungen als auch ein Einstau in die Drainschicht ist rechnerisch berücksichtigt worden. Das Einstauvolumen in die Drainschicht ist konstruktiv unter der Annahme eines Porenraums von 30 % ermittelt. In Anlehnung an [8] kann unter Berücksichtigung des Regenrückhaltevolumens der maximale Durchsatz für die Pumpen in den Pumpenschächten PS1S und PS1N ermittelt werden (vgl. Tabelle 1).

Bei dem unwahrscheinlichen Auftreten des maximalen Lastfalls, kann von einem Einstau in der Gerinneleitung und der Drainschicht ausgegangen werden. Dieses nutzbare Volumen ermöglicht den maximalen Pumpendurchsatz abzumindern, um eine Überdimensionierung der Pumpen zu vermeiden. Das Einstauvolumen ergibt sich aus der CAD-Konstruktion und wurde unter der Annahme des maximalen Lastfalls ermittelt. Daraus ergibt sich der maximale Durchsatz für die Pumpen der Nord- und Südgalerie (vgl. Tabelle 1).

		Nord	Süd
Einstauvolumen Drainschicht ¹⁾	$V_{\text{stau, D}}$	157 m ³	111 m ³
Einstauvolumen Leitungen	$V_{\text{stau, L}}$	7 m ³	16 m ³
effektiver Einstau ²⁾	V_{Stau}	54 m ³	50 m ³
Pumpenleistung, neu (parallelbetrieb) ⁴⁾	$Q_{\text{max, neu}}$	60 m ³	390 m ³

1) Civil-Differenz-DGM (OK-KDB/ OK-Entwässerungsschicht)

2) Annahme: Kugelschüttung 16/32; Faktor 0,3 für $V_{\text{Stau, D}}$

$V_{\text{Stau}} = 0,3 \cdot V_{\text{Stau, D}} + V_{\text{Stau, L}}$

Tabelle 1: max. Pumpendurchsatz unter Berücksichtigung des Einstauvolumens

Um darüber hinaus eine Überdimensionierung zu minimieren, ist der maximale Lastfall von den sonst redundanten Pumpen im Parallelbetrieb zu leisten. Zur Abdeckung gewöhnlicher Regenereignisse laufen die Pumpen alternierend im Einzelbetrieb.

2.5.2 Druckleitungen

2.5.3 PS1N (Nord) – SSB

Folgende Eingangsparameter werden für die Dimensionierung der Druckleitung zwischen dem Pumpenschacht PS1N und dem Sickerwasserspeicherbecken zugrunde gelegt :

Länge	=	755 m
Rohrrauigkeit $\triangleq$ gebrauchten Kunststoffrohren	=	0,03 mm
Höhendifferenz	=	ca. 2,0 m
Rohrleitung gewählt PS1N – MID	=	PE 100, da 125, SDR 17
Rohrleitung gewählt MID – SSB (Sammelleitung)	=	PE 100, da 250, SDR 17

Nachfolgend werden für den „Parallelbetrieb“ und „Einzelbetrieb“ die Ergebnisse aus der hydraulischen Berechnung zusammengefasst (s. Anhang 4)

PS1N (Nord) – SSB bei Parallelbetrieb (2 Pumpen):

Volumenstrom	=	17 l/s (60 m ³ /h)
Strömungsgeschwindigkeit	=	1,7 m/s
Druckverlust inkl. Höhendifferenz	=	ca. 1,9 bar

PS1N (Nord) – SSB, Einzelbetrieb (1 Pumpe):

Volumenstrom	=	11 l/s (40 m ³ /h)
Strömungsgeschwindigkeit	=	1,2 m/s
Druckverlust inkl. Höhendifferenz	=	ca. 1,0 bar

2.5.4 PS1S (Süd)– SSB

Folgende Eingangsparameter werden für die Dimensionierung der Druckleitung zwischen dem Pumpenschacht PS1S und dem Sickerwasserspeicherbecken zugrunde gelegt :

Länge	=	120 m
Rohrrauigkeit $\triangleq$ gebrauchten Kunststoffrohren	=	0,03 mm
Höhendifferenz	=	ca. 6,5 m

Rohrleitung gewählt PS1S – MID = PE 100, da 250, SDR 17
 Rohrleitung gewählt MID – SSB (Sammelleitung) = PE 100, da 250, SDR 17

Nachfolgend werden für den „Parallelbetrieb“ und „Einzelbetrieb“ die Ergebnisse aus der hydraulischen Berechnung zusammengefasst (s. Anhang 4)

PS1S (Süd) – SSB bei Parallelbetrieb (2 Pumpen):

Volumenstrom = 108 l/s (390 m³/h)
 Strömungsgeschwindigkeit = 2,8 m/s
 Druckverlust inkl. Höhendifferenz = ca. 1,3 bar

PS1S (Süd) – SSB, Einzelbetrieb (1 Pumpe):

Volumenstrom = 72 l/s (260 m³/h)
 Strömungsgeschwindigkeit = 1,9 m/s
 Druckverlust inkl. Höhendifferenz = ca. 0,9 bar

Die Dimensionen der Rohrleitungen ist für den Einzelbetrieb optimiert. Der höhere Druckverlust im seltenen Parallelbetrieb wird aus fachlicher Sicht als unkritisch bewertet.

2.6 Bemessung des Sickerwasserspeicherbeckens (SSB)

Das SSB dient der Zwischenspeicherung von Sickerwasser bevor es einer Entsorgung zugeführt wird. Das erforderliche Beckenvolumen wird so dimensioniert, dass die am Standort auftretenden Starkregenereignisse zwischengespeichert werden können und ein Sickerwassereinstau in die Deponie verhindert wird.

Grundlage der Dimensionierung ist das Merkblatt gemäß [15]. Darin werden zur Bemessung des SSB zwei Regenereignisse vorgegeben, das einjährige sowie das fünfjährige, 72-stündige Regenereignis.

Regenspende (einjährig) $r_{72,1} = 37,5 \text{ l/(s*ha)}$

Regenspende (fünfjährig) $r_{72,0,2} = 55,8 \text{ l/(s*ha)}$

Hintergrund der Berücksichtigung der zwei Regenereignisse ist, dass das Sickerwasserspeicherbecken aus zwei Beckenteilen besteht, die durch ein Überfallwehr voneinander getrennt sind. Der erste Teil wird als Speicherbecken für das einjährige Regenereignis ($r_{72,1}$) ausgelegt. Der zweite Teil soll als Puffer- bzw. Reservebecken dienen, um auch im Fall stärkerer Regenereignisse ($r_{72,0,2}$) ausreichend Speichervolumen vorzuhalten.

In Abhängigkeit der Abfallüberdeckung können gemäß [15] zwei Spitzenabflussbeiwerte unterschieden werden:

- Abfallüberdeckung < 4 m: $\psi_s = 0,7$
- Abfallüberdeckung ≥ 4 m: $\psi_s = 0,5$

Die maßgebliche Lastfall tritt dann ein, wenn die Summe der undurchlässigen Flächen ($\sum A_i \cdot \psi_{s,i} = A_{eff.}$) am größten ist. Im speziellen Fall tritt der maximale Lastfall ein, wenn der Einlagerungsbereich A5S des 2. BA verfüllt wird und die Flächen A1S – A4S im Süden und A1N – A2N im Norden eine offene Abfalloberfläche bilden (vgl. Kap 4.3.3.6 PFA).

Daraus ergibt sich folgende Berechnungsformel für das notwendige Fassungsvermögen der beiden Becken:

$$V_{SSB} = A_{eff.} \cdot \frac{r_{72,1}}{1000}$$

bzw.

$$V_{SSB,Reserve} = A_{eff.} \cdot \frac{(r_{72,0,2} - r_{72,1})}{1000}$$

Das erforderliche bzw. gewählte Nutzvolumen beträgt insgesamt rd. 2.311 m³. Hierbei entfallen 1.553 m³ auf das Hauptbecken und 758 m³ auf das Reservebecken. Zusätzlich ist ein 50 cm hohes Freibord vorgesehen, wo im Ausnahmefall weitere rd. 800 m³ zur Verfügung stehen.

Gemäß Kapitel 4.3.3.6 des PFA beträgt die durchschnittliche Entsorgungsmenge 60 m³/Tag im ungünstigsten Betriebsjahr, was rd. 5 Tankwagenfahrten pro Werktag entspricht. Um das Speichervolumen nach einem Starkregenereignis schnellstmöglich wieder zur Verfügung zu stellen, ist die Abfuhrleistung kurzzeitig zu erhöhen.

3 Hydraulische Bemessung der Oberflächenentwässerung

3.1 Bestandteile der Oberflächenentwässerung

Die Oberflächenentwässerung besteht aus folgenden Komponenten:

- mineralische Entwässerungsschicht $d = 30 \text{ cm}$ gemäß [1]
- Schutzvlies
- Rekultivierungsschicht $d = 100 \text{ cm}$ gemäß [1]
- Entwässerungsgräben zur Ableitung des Oberflächenwassers
- Versickerungsbecken

Die für die Berechnungen maßgeblichen geometrischen Verhältnisse, wie Einzugsflächen, Haltungs- und Ableitungslängen sind dem Plan in Anhang 5 zu entnehmen.

3.1.1 Bemessung der mineralischen Entwässerungsschicht

Der Nachweis einer ausreichenden Leistungsfähigkeit der mineralischen Entwässerungsschicht erfolgt gemäß [5]. Dort wird der Ansatz folgender Dränwasserspende empfohlen:

Dränwasserspende $q_s = 25 \text{ mm/d}$

Nach [1] ist für die Ausbildung der Entwässerungsschicht folgendes Regelsystem vorgegeben:

- Mächtigkeit $s \geq 30 \text{ cm}$
- Gefälle $i \geq 5 \text{ ‰}$
- Durchlässigkeitsbeiwert $k \geq 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Analog zu Kapitel 2.3 wird für die Überprüfung der ausreichenden Leistungsfähigkeit der Drainschicht der Ansatz nach LESAFFRE [5]

$$a'_{max} = l'_a / \sqrt{\frac{4 * k_x}{q_s} + \left(\frac{k_x}{q_s} - 1\right)^2 * (\tan \alpha)^2}$$

verwendet.

In Anhang 6 ist unter Berücksichtigung des längsten Dränabstandes von 220 m, einer angenommenen maximalen Einstauhöhe innerhalb der Dränschicht von 25 cm sowie einer durchgehenden Neigung von 5 ‰ der Nachweis für den ungünstigsten Fall aufgeführt.

Um eine Überschreitung der maximalen Einstauhöhe zu vermeiden, ist gemäß dem Berechnungsansatz für die gesamte Mächtigkeit der Entwässerungsschicht eine Durchlässigkeit von $k = 5,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ erforderlich.

Die Böschungslängen mit einer 5 %-Neigung liegen im konkreten Fall unter dem angenommenen Maximum bzw. gehen in eine 1:3-Böschung über. Somit ist das ausreichende Ableitvermögen der Entwässerungsschicht für die Minimalneigung von 5 % über die längste Deponieböschung nachgewiesen. Ein Nachweis für die Bereiche mit einer Böschungsneigung von 33 % erübrigt sich.

3.2 Maßgebliche Regenspende und -abfluss

Die maßgebliche Regenspende wird nach [7] wie folgt angesetzt:

Regenhäufigkeit $n = 5 \text{ l/a}$

Mindestregendauer $T_{\min} = 10 \text{ min}$

Gemäß [3] ergibt sich für den Standort Holzhausen folgende Regenspende:

Regenspende $r_{10,0.2} = 220,2 \text{ l/(s*ha)}$

Die Spitzenabflussbeiwerte werden gemäß [7], Tabelle 6, festgelegt.

Erfahrungen mit der Deponieentwässerung zeigen, dass auf den nahezu unbefestigten Deponiekörpern ein großer Teil des Niederschlags schnell versickert, an der Oberfläche am Bewuchs oder in Fahrspuren/Unebenheiten zurückgehalten wird oder verdunstet. Der tatsächlich zum oberflächennahen Abfluss kommende Anteil des Niederschlags ist zumindest nach einer ersten Bewuchsbildung (und damit für den Regelfall) sehr gering. Die in [7], Tabelle 6, für unbefestigte Flächen empfohlenen Abflussbeiwerte führen daher oftmals zu einer deutlichen Überdimensionierung der Entwässerungselemente auf Deponien. Wohl auch aus diesem Grund weist die Fußnote in der dortigen Tabelle darauf hin, dass bei unbefestigten Flächen die Abflussbeiwerte gesondert zu betrachten sind.

Die Abflussbeiwerte für die Asphaltwege bzw. RC Wege werden wie folgt festgesetzt:

Spitzenabflussbeiwert $\psi_s = 0,90 \text{ (Asphalt)}$

Spitzenabflussbeiwert $\psi_s = 0,60 \text{ (RC)}$

Weiterhin wird die Abflusswirksamkeit der Teilflächen auf den rekultivierten Deponieabschnitten zwischen den Neigungen gemäß [16], Tabelle 1 unterschieden. Vor diesem Hintergrund werden die Abflussbeiwerte wie folgt angesetzt:

Spitzenabflussbeiwert $\psi_s = 0,10 (< 10 \%)$

Spitzenabflussbeiwert $\psi_s = 0,30 (> 10 \%)$

Der für die jeweiligen Einzelflächen maßgebliche Oberflächenabfluss ist in der Tabelle in Anhang 7 zu entnehmen.

3.3 Nachweis des Abflussvermögens des Randgrabens

Das Oberflächenwasser wird von den Böschungen des Deponiekörpers direkt über den äußeren Randgraben abgeleitet.

Die Ableitung des Oberflächenwassers in den Randgräben erfolgt durch in Schotter gebettete Mulden (vgl. Abbildung 2).

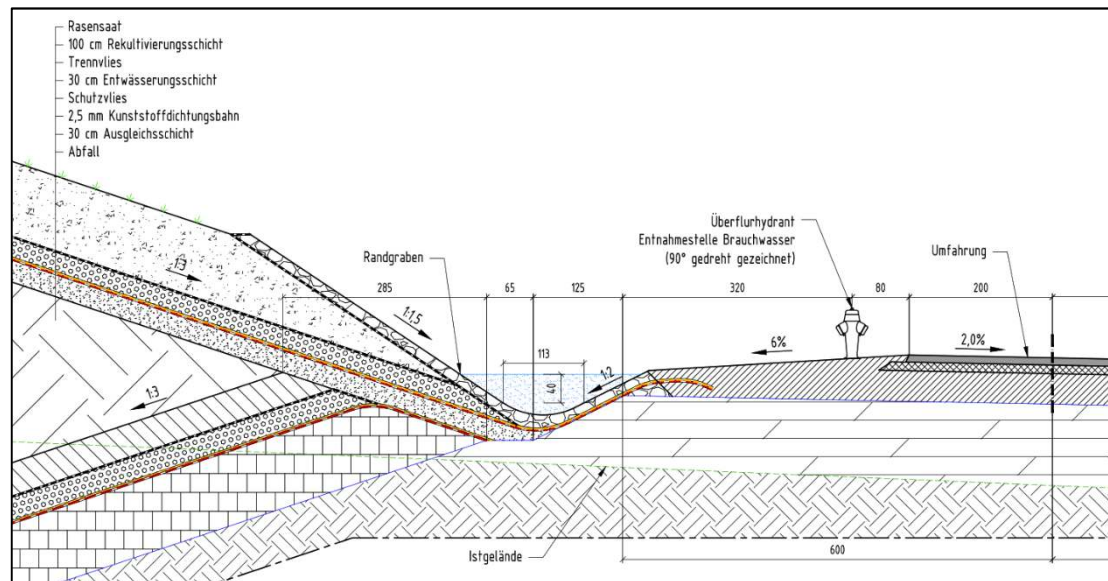


Abbildung 2: Entwässerungs-Randgraben

Die Längsgefälle des Randgrabens orientieren sich am Längsgefälle der Deponieumfahrung. Die Hoch und Tiefpunkte sind in Anhang 5 dargestellt. Das Wasser wird zum einen über den südlichen Teil und zum anderen über den nordöstlichen Teil des Deponierandgrabens geleitet.

Für die Bemessung werden die Randgräben in sechs verschiedene Abschnitte (G1.1 – G5.3, ausgenommen M3, M4) unterteilt (vgl. Anhang 5). Ausgehend vom Hochpunkt, weisen sie ein Gefälle zwischen 0,5 % und 5,0 % auf und sind so dimensioniert, dass sie das Niederschlagswasser vollständig erfassen können. Der Anfall an abflusswirksamen Oberflächenwasser unterscheidet sich durch die Teilflächen der Rekultivierungsschicht. Der Nachweis ist in Anhang 7 geführt. Demnach entwässert jeder Randgrabenabschnitt unterschiedliche Wassermengen.

Der Nachweis des Abflussvermögens in der benetzten Gesamtfläche erfolgt in Anhang 8. Der Porenraum der Schotterpackung ist für die hydraulische Bemessung nicht berücksichtigt und steht daher als zusätzliche Sicherheit zur Verfügung.

Der Tiefpunkt des Randgrabens ist im Bereich des geplanten Versickerungsbeckens (Südosten) vorgesehen. Das Oberflächenwasser wird unter der Deponieumfahrung mittels Rahmenkanalelementen aus Beton nach außen geleitet. Von dem Durchlassbauwerk fließt das Oberflächenwasser über ein zwischengeschaltetes Gerinne in das

Die Bemessung folgt in Anlehnung an die Muldenversickerung aus [13]. Danach beträgt das erforderliche Regenrückhaltevolumen im Versickerungsbecken:

$$V_{\text{erf.}} = 1.171 \text{ m}^3 < V_{\text{vorhanden}} = 2.250 \text{ m}^3 \text{ bei einer Einstauhöhe von maximal 50 cm}$$

Das gewählte Versickerungsbecken ist somit ausreichend dimensioniert.

3.5 Nachweis des Volumens der Mulden

Der auf der Umfahrung bzw. der Zuwegung anfallende Niederschlag wird nach außen mit einem entsprechend geneigtem Gefälle von 2 % abgeleitet. In diesen Bereichen sind Mulden zur Versickerung vorgesehen. Der auf den Teilflächen (A3.1 – A4.2) der Westseite (vgl. Anhang 5) anfallende Niederschlag wird nicht in einen Randgraben abgeleitet (vgl. Kapitel 3.3), sondern innerhalb des Tagebaus entlang des westlichen Abschlussdamms in einer definierten Mulde versickert. .

Die Bemessung der Mulden zur Ableitung des Oberflächenwasser folgt in Anlehnung an die Dimensionierung des Versickerungsbeckens aus dem vorangegangenen Kapitel. Sie wird für die Mulden ($A_{\text{erf.}}$) und die abflusswirksamen Flächen (A_u) je laufenden Meter angegeben.

Folgende Eingangsparameter werden für die Berechnung zugrunde gelegt:

Regenhäufigkeit	=	0,2 1 /
Abflussbeiwert k_f	=	2,00 E-05 m/s
Zuschlagsfaktor f_z	=	1,15 [8, Tabelle 2]
Erf. Versickerungsfläche A_s	=	0,1 (Fein-/Mittelsande) [12]
zulässige Aufstauhöhe		0,3 m [12]

Für die Deponie Holzhausen wird hierbei in zwei Oberflächenbefestigungen bzw. Flächen pro laufender Meter und somit auch unterschiedliche Eingangsparameter wie folgt unterschieden:

Asphaltierte Deponiestraße mit einer Breite von 4,5 m/lfd. m:

Spitzenabflussbeiwert ψ_s	=	0,9 (Asphalt)
undurchlässige Fläche A_u	=	4,05 m ² /lfd. m,

asphaltierte Eingangsbereich/Zuwegung mit einer Breite von 8 m/lfd. m:

Spitzenabflussbeiwert ψ_s	=	0,9 (Asphalt)
undurchlässige Fläche A_u	=	7,2 m ² /lfd. m.

Mulde Westseite

Für die Mulde auf der Westseite sind gemäß Anhang 5 folgende Eingangsparameter anzunehmen:

$$\begin{array}{ll} \text{undurchlässige Fläche } A_u & = 10.500 \text{ m}^2 \text{ (A3.1 – A4.2)} \\ \text{Länge Mulde} & 450 \text{ m (M3/M4)} \end{array}$$

Zur Bestimmung der undurchlässigen Fläche je lfd. Meter wird der Quotient der undurchlässigen Teilflächen (A3.1 – A4.2) und der Muldenlänge (M3, M4) zur Berechnung herangezogen (vgl. Anhang 7).

Das erforderliche Muldenvolumen beträgt für die asphaltierte Deponiestraße:

$$V_{\text{erf.}} = 0,10 \text{ m}^3/\text{lfd.m}$$

den asphaltierten Eingangsbereich:

$$V_{\text{erf.}} = 0,14 \text{ m}^3/\text{lfd.m.}$$

Und der Mulde Westseite

$$V_{\text{erf.}} = 0,24 \text{ m}^3/\text{lfd.m.}$$

Gemäß Anhang 10 sind Muldenbreiten von 0,3 m, 0,46 m für die Wegeentwässerung und 0,8 m für die Mulde am westlichen Abschlussdamm erforderlich. Die Mulde wird nicht als durchgehender Graben hergestellt, sondern in mehrere Abschnitte unterteilt und mittels Randwällen voneinander getrennt. Die Randwälle bewirken eine gleichmäßige hydraulische Belastung der zur Verfügung stehenden Versickerungsfläche. Da diese Randwälle der wirksamen Versickerungsfläche nicht zur Verfügung stehen, wird ein Zuschlag von 10 % gewählt. Der Einfachheit halber werden die Mulden entlang der Deponieumfahrung / Eingangsbereich demnach mit einer einheitlichen Breite von 0,55 m festgelegt. Die gewählte Breite der Mulde am westlichen Deponiefuß beträgt 0,9 m. Die erforderliche Versickerungsfläche ist damit nachgewiesen.

VERZEICHNISSE

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Bezeichnung / Erläuterung
AZV	Abwasserzweckverband
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
KDB	Kunststoffdichtungsbahn
OK	Oberkante
SSB	Sickerwassersammelbecken

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Abfluss auf geneigter, undurchlässiger Sohle – Definitionsskizze für den Berechnungsansatz nach LESAFFRE	5
Abbildung 2: Entwässerungs-Randgraben	13
Abbildung 3: Ableitung Oberflächenwasser – Versickerungsbecken	14

Literaturverzeichnis

- [1] DepV – Deponieverordnung, Verordnung über Deponien u. Langzeitlager, Stand 27.04.2009
- [2] DIN 19667 – Dränung von Deponien – Planung, Bauausführung und Betrieb, Stand 10/2009
- [3] DWD-Niederschlagshöhen und –spenden für Holzhausen nach KOSTRA-DWD 2000
- [4] GDA-Empfehlung E 2-14 Basis-Entwässerung von Deponien, April 2011
- [5] GDA-Empfehlung E 2-20 Entwässerungsschichten in Oberflächenabdichtungssystemen, 2003
- [6] Arbeitsblatt DWA – A 153 – Handlungsempfehlung zum Umgang mit Regenwasser, 2000
- [7] Arbeitsblatt DWA – A 118 – Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen, 2006
- [8] Arbeitsblatt DWA – A 117 – Bemessung von Regenrückhalteräumen, 2013
- [9] Druckverlust 7.0, Software-Factory Norbert Schmitz
- [10] Antrag auf Plangenehmigung Deponie Holzhausen
- [11] GDA-Empfehlung E5-01 – Grundsätze des Qualitätsmanagements; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGGT, Fachsektion 6, Umweltgeotechnik
- [12] Arbeitsblatt DWA – A 138 – Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, 2005
- [13] GGU-SEEP, Berechnung von Versickerungsanlagen nach DWA-A 138, Version 9.21 vom 13.04.2015, Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Johann Buß
- [14] Deutscher Wetterdienst – Niederschlag: vieljährige Mittelwerte
https://www.dwd.de/DE/leistungen/klimadatendeutschland/mittelwerte/nieder_8110_akt_html.html?view=nasPublication&nn=16102 – Aufruf 16.06.2020
- [15] Bayrisches Landesamt für Umwelt, Merkblatt Nr. 3.6/4, Ableitung und Speicherung von Deponiesickerwasser- Möglichkeiten, Bemessungsansätze, technische Anforderungen, Februar
- [16] LBEG Niedersachsen, AbfallwirtschaftsFakten 24 – Hydraulische Berechnung der Sammlung, Speicherung und Ableitung von nicht schädlich verändertem Niederschlagswasser von Deponiestandorten; Hildesheim, Juli 2018

ANHANG

Anhang 1: Lageplan Sickerwasserfassung

Anhang 2: Gleichwertigkeitsnachweis Basisentwässerungsschicht

Anhang 3: Listenrechnung Sickerwassersammler und –transportleitungen

Anhang 4: Auslegung der Druckleitung PS1N/PS1S – MID/SSB

Anhang 5: Lageplan Oberflächenwasserfassung (OK Rekultivierung)

Anhang 6: Ableitvermögen der Oberflächenentwässerungsschicht

Anhang 7: Abflussmengen Oberflächenabdichtung

Anhang 8: Listenrechnung Randgraben Oberflächenwasser

Anhang 9: Dimensionierung Versickerungsbecken

Anhang 10: Listenrechnung Mulden