

Berechnung

Deponie Fresdorfer Heide

Hydraulische Berechnungen

Projekt-Nr.: 13 010 01
vom Juli 2019

Bearbeiter: M. Eng. Matthias Boos
B. Eng. Christian Haupt
verantwortlich: Dipl.-Ing. Andreas Müller

Auftraggeber:



Bazuschlagstoffe und Recycling GmbH
BZR Bauschlagstoffe und Recycling GmbH
Saarmunder Weg 50
14552 Michendorf

Hinweis zu Änderungen der Revision 3 vom August 2019 gegenüber der Antragsunterlage (Revision 2) vom Juni 2017

Die vorliegende Revision 3 der Antragsunterlagen wurde gegenüber der, der für die Beteiligung der Öffentlichkeit bereits ausgelegte Antragsunterlagen (Revision 2) vom Juni 2017, nunmehr teilweise geändert, korrigiert, ergänzt bzw. aktualisiert. Dies betrifft unter anderem den Austausch des vorgelegten Verkehrsgutachtens (vgl. Anhang 12) und der darauf aufbauenden schalltechnischen Einschätzung (vgl. Anhang 13) sowie Änderungen, Korrekturen, Ergänzungen bzw. Aktualisierungen, die sich aus dem Anhörungsverfahren ergaben. In den aktuell vorliegenden Planfeststellungsunterlagen sind die entsprechenden Änderungen, Korrekturen, Ergänzungen bzw. Aktualisierungen grün hinterlegt (bei einem schwarz-weißen Ausdruck dementsprechend in grau). Gelöschte Textpassagen werden als „durchgestrichen“ gekennzeichnet (~~gelöschter Text~~). In dem Inhaltsverzeichnis des Erläuterungsberichts sowie in den Inhaltsverzeichnissen der einzelnen Anhänge sind die Kapitel grün markiert, in denen Änderungen, Korrekturen, Ergänzungen bzw. Aktualisierungen vorgenommen wurden.

Anhang 5:	Berechnungen Sickerwasseraufkommen.....	5
Anhang 6:	Auslegung Sickerwassersammelbehälter	6
Anhang 7:	Entwässerungsplan Oberflächenwasser (OK Rekultivierung).....	7
Anhang 8:	Dränelement-Ableitvermögen	8
Anhang 9:	Abflussmengen Oberflächenabdichtung.....	9
Anhang 10:	Nachweis Abflussvermögen der Gerinne	10
Anhang 11:	Dimensionierung Versickerungsbecken.....	11
Anhang 12:	Dimensionierung Muldenversickerung	12
Anhang 13:	Dimensionierung Muldenversickerung Eingangsbereich.....	13

BERICHTSTEXT

1 **Veranlassung**

Für das Bauvorhaben Deponie „Fresdorfer Heide“ 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 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 (Vollsickerrohr: PE 100, $d_a = 355$ mm, SDR 11) oberhalb der Basisabdichtung
- Sickerwasserschächte und -leitungen als Vollrohrleitungen (Transportleitung: PE 100, $d_a = 450$ mm, SDR 17) zur Ableitung des Sickerwassers
- Druckleitung ($d_a = 160$ mm) zum Sickerwassersammelbehälter (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

Die maßgebliche Regenspende wird wie folgt angesetzt:

Regenhäufigkeit $n = 1 \text{ 1/a}$

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

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

Regenspende $r_{15,1} = 108 \text{ l/(s*ha)}$

Der Spitzenabflussbeiwert für das Basisabdichtungssystem wird aufgrund folgender Überlegungen ausgewählt. Das unterste Dichtungselement (Kunststoffdichtungsbahn) stellt eine vollständige Konvektionssperre dar, darüber ist eine 50 cm mächtige Entwässerungsschicht sowie eine zusätzliche 20 cm mächtige Frostschutzschicht in der Ebene und eine 35 cm mächtige Entwässerungsschicht sowie eine 45 cm mächtige Frostschutzschicht im Böschungsbereich aufgebracht. Aufgrund der geplanten sukzessiven Verfüllung der einzelnen Bauabschnitte werden auch die zugehörigen Entwässerungsabschnitte nur schrittweise in Betrieb genommen. Als Sickerwasser zu deklarierendes Abwasser liegt somit erst nach der Verfüllung mit Abfällen (Herstellung von ca. 1 m Abfallmächtigkeit pro Charge) vor. Die Ableitung des Regenwassers von noch nicht verfüllten Bauabschnitten erfolgt analog zu etwaigen Oberflächenwasser in das Versickerungsbecken. Unter Berücksichtigung dieser Einlagerungsbedingungen und Auswertungen von Messungen vergleichbarer Inertstoffdeponien in Brandenburg, scheint die Annahme einer 60 prozentigen Niederschlagsdurchlässigkeit als realistisch. Insofern wird die hydraulische Belastung der Sickerwassersammler und -leitungen sowie alle nachfolgenden Fassungs-elemente mit einem

Spitzenabflussbeiwert von: $\psi_s = 0,6$

dimensioniert.

Für die Bemessung der mineralischen Entwässerungsschicht wird entsprechend [4] ein 10-fach höherer Wert gegenüber der durchschnittlichen Sickerwasserspende angesetzt:

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

Dies entspricht einer Sickerwasserspende von $1,16 \text{ l/(s*ha)}$.

2.3 Bemessung der mineralischen Entwässerungsschicht

Gemäß [4] und [9] 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 nach DIN EN 12620:2008-07 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 1.10.2 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 $k = 2,0 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$

Entsprechend [4] ist die ausreichende Bemessung der Entwässerungsschicht nachzuweisen. Hierfür wird der Ansatz nach LESAFFRE [5] verwendet.

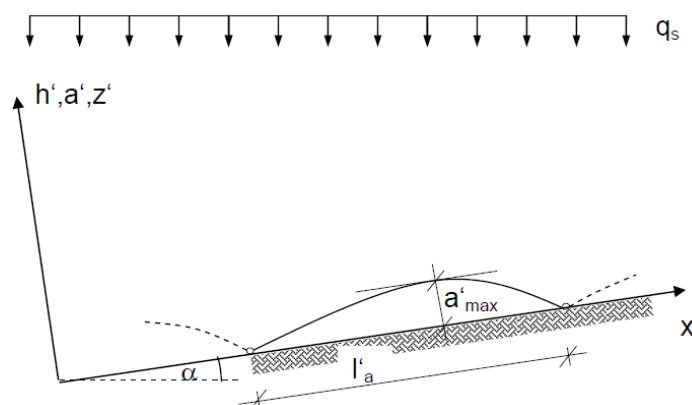


Abbildung 1: Abfluss auf geneigter, undurchlässiger Sohle – Definitionsskizze für den Berechnungsansatz nach LESAFFRE

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 nach diesem Berechnungsansatz 1,14 cm.

Im konkreten Fall beträgt der längste Dränabstand maximal 60 m. Damit der gleiche Aufstau gemäß Regelfall erreicht wird, ist die Durchlässigkeit der Entwässerungsschicht zu erhöhen. Gemäß dem Berechnungsansatz ist für die gesamte Mächtigkeit der Entwässerungsschicht eine Durchlässigkeit von $k = 2,0 \cdot 10^{-2}$ m/s erforderlich.

2.4 Bemessung der Sickerwasserleitungen

Gemäß [4] sind die intensiven, aber kurzen Niederschlagsereignisse bei Betriebsbeginn für die Bemessung des Entwässerungssystems (Entwässerungsschicht) auf der Basisdichtung in der Regel nicht von Bedeutung. Die Phase des Betriebsbeginns mit fehlender oder geringer Abfallüberdeckung ist aber für die hydraulische Bemessung der Sickerleitungen, der Sammler sowie von Pumpwerken zusätzlich zu berücksichtigen.

Der Nachweis der ausreichenden Dimensionierung der Sickerwasserleitungen (Drän- und Transportleitungen als Gefälleleitungen) erfolgt in Form der Listenberechnung in Anlehnung an [6].

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. Bei der Auslegung der Rohrleitungen wurde berücksichtigt, dass der Einbau der Abfälle nicht vollflächig, sondern abschnittsweise erfolgt. Die Verfüllung innerhalb eines Abschnittes erfolgt so lange, bis der Sickerwasseranfall auf das in [4] angegebene Maß von 10 mm/d zurückgegangen ist.

Die Sickerwassersammler (Dränrohre) SS01 bis SS09 werden demnach als PEHD-Leitungen in der Dimension Vollsickerrohr: PE 100, $d_a = 355$ mm, SDR 11 ausgeführt. Der Innendurchmesser beträgt hierbei 291 mm. Damit werden die Anforderungen gemäß [2] und [4] hinsichtlich der Möglichkeit zur Kontrolle und Wartung erfüllt.

Die Sickerwasserleitung (Gefälleleitungen/Transportleitungen) zwischen den Sickerwasserschächten werden als Vollrohrleitungen in der Dimension PE 100, da 450, SDR 17 ausgebildet. Der minimale Innendurchmesser beträgt hierbei 397 mm. Somit werden die geforderten Mindest-Innendurchmesser gemäß [2] und [4] von 250 mm eingehalten.

2.5 Bemessung der Sickerwasserpumpen und Druckleitung S07 – SSB

In Pumpenschacht S07 befinden sich redundant ausgeführte Sickerwasserpumpen, die das Sickerwasser über den IDM-Schacht zum Sickerwasserspeicherbehälter (SSB) fördern. Die Bemessung der Leitungen erfolgt nach [7].

Folgende Überlegungen und Eingangsparameter werden den Berechnungen zugrunde gelegt:

Die Auslegungsgrundlage der Sickerwasserförderpumpen bildet das dreimal im Jahr auftretende Starkregenereignis (20 mm). Diese Starkregenspende pro Tag, aufgenommen für den Standort Potsdam [10], ist für den betrachteten Standort aufgrund der lokalen Nähe repräsentativ. Die Berechnungen ergeben ein maximales Sickerwasseraufkommen von 1.248 m³ anfallend im 3. BA (s. Anhang 5). Da die Niederschlagsmenge eines Starkregenereignisses über den ganzen Tag verteilt auftreten, werden die Sickerwasserpumpen runtergerechnet für einen Volumenstrom von 14 l/s ausgelegt. Demzufolge würde nach einem Tag mit einem Starkregenereignis eine Pumpe einen ganzen Tag benötigen, um das Wasser aus dem Pumpenschacht sowie aus der Deponie in den SSB zu fördern.

Da die Stärke des Regens über den Tag verteilt stark variiert und damit der Volumenstrom des ankommenden Sickerwassers im Pumpenschacht sehr unterschiedlich sein kann, ist die zweite Pumpe in Spitzenlastzeiten parallel zu schalten.

Damit ergibt sich ein Gesamtdurchsatz von 28 l/s.

Zur Überprüfung ob sich dennoch Wasser in den Abfall aufstauen kann, ist der maximale Sickerwasserzufluss zum Pumpenschacht S07 zu ermitteln. Dafür sind die Berechnungen aus Anhang 3 für das 15 minütiges Regenereignis ($R_{15,1} = n = 1$ einmal pro Jahr) heranzuziehen. Daraus geht hervor, dass maximal rund 156 l/s dem Pumpenschacht zufließen können. Unter Berücksichtigung des Ableitungsvermögen von 28 l/s resultieren 128 l/s im Zustrom des Pumpenschachtes. Innerhalb der 15 Minuten stauen sich demnach 115 m³ auf.

Innerhalb eines Entwässerungsbereichs mit einer Gesamtbreite von 60 m kann aus den geometrischen Verhältnissen und der Gefällesituation bereits rund 310 m³ zurückgehalten werden. Bei einer Porosität von 30 % ergibt dies ein Volumen von rund 100 m³. Da mindestens zwei Entwässerungsabschnitte auf der gleichen konstruktiven

Höhe liegen, beträgt das Rückhaltevolumen auf der Deponie bevor sich Sickerwasser in den Abfall aufstauen kann 200 m^3 .

Außerdem geht aus Erfahrungswerten von vergleichbaren Inertstoffdeponien in Brandenburg hervor, dass bei einer vollständig verfüllten Deponie mit einer Abfallmächtigkeit von ca. 20 m erst zwei Tage nach dem Einsetzen eines Regenergebnisses anfallendes Sickerwasser am IDM-Schacht registriert wird.

Demzufolge kann eine sichere Ableitung des Sickerwasser mit den folgenden Dimensionierungsansätzen gewährleistet werden.

S07 – SSB bei maximalen Pumpenbetrieb:

Volumenstrom	=	28 l/s ($101 \text{ m}^3/\text{h}$)
Länge	=	40 m
Rohrrauigkeit \triangleq gebrauchten Kunststoffrohren	=	0,03 mm
Höhendifferenz	=	ca. 10 m
Rohrleitung	=	DN 160

Für die Strecke S07 bis zum SSB wurde ein PE 100 Rohr, da 160, SDR 41 ausgewählt. Die Strömungsgeschwindigkeit in der Rohrleitung beträgt ca. 1,5 m/s. Der Druckverlust inkl. Einbauten, Höhendifferenz etc. ist Anhang 4 zu entnehmen.

2.6 Bemessung des Sickerwasserspeicherbehälters

Das Sickerwasser wird vom Pumpenschacht S07 in den SSB mit einem maximalen Zufluss von 28 l/s gefördert.

Das Puffervolumen ist für zwei Starkregenereignissen, die innerhalb einer Woche auftreten, ausgelegt. Den Zulaufmengen liegen der durchschnittliche Tagesspitzenwert von rund $896 \text{ m}^3/\text{Tag}$ und die durchschnittliche Tagesmenge von $74 \text{ m}^3/\text{Tag}$ (s. Anhang 5) zu Grunde. Nach einem Starkregenereignis sind mindestens 6 Fahrten à $22 \text{ m}^3/\text{Tankwagen}$ zur Abfuhr des Sickerwassers vorzunehmen, um das vorgesehene Puffervolumen schnellstmöglich wieder zur Verfügung zu stellen. Unter Berücksichtigung von einem ggf. zweitägigem Ausfall der Abfahren (Feiertage, Wochenende etc.) beläuft sich demnach das benötigte Speichervolumen auf rund. 1.450 m^3 (vgl. Tabelle 1)

Tabelle 1: Auslegung Sickerwassersammelbehälter

Dimensionierung Sickerwasserbehälter					
Tage	Zulaufmenge	Akumulierter Zulauf (ohne Ablauf)	Abfahrten	Abfahrtmengen	Ben. Speichervol.
	m ³ /d	m ³ /d	1/d	m ³ /d	m ³
1	896	896	6	132	764
2	74	970	6	132	706
3	74	1045	6	132	649
4	74	1119	6	132	591
5	74	1193	6	132	533
6	74	1267	0	0	607
7	74	1341	0	0	681
8	896	2237	6	132	1445

Aus den gewählten Ansätzen zur Ermittlung des Puffervolumens wurde ein Behälter mit einer resultierenden Nutzvolumen von insgesamt 1.510 m³ gewählt..

3 Hydraulische Bemessung der Oberflächenentwässerung

3.1 Bestandteile der Oberflächenentwässerung

Die Oberflächenentwässerung besteht aufgrund der hohen Einzugsflächen im Regelsystem (5 % Gefälle) aus einem zweigeteilten Aufbau mit Entwässerungsmulden und in der 1:3-Böschung aus Bermen mit Entwässerungsmulden. Den Aufbau bilden folgende Komponenten:

- Kunststoff-Dränelement
- Rekultivierungsschicht $d = 100 \text{ cm}$ gemäß [1]
- Entwässerungsgräben zur Ableitung des Oberflächenwassers

Die für die Berechnungen maßgeblichen geometrischen Verhältnisse, wie Einzugsflächen, Haltungs- und Ableitungslängen sind dem Plan in **Anhang 7** zu entnehmen.

3.1.1 Bemessung des Kunststoff-Dränelements

Der Nachweis einer ausreichenden Leistungsfähigkeit der Kunststoff-Dränmatte erfolgt gemäß [5]. Dort wird der Ansatz folgender Dränspende empfohlen:

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

In der Tabelle von Anhang 8 ist der Nachweis zum Langzeit-Wasserableitvermögen der Dränmatte für das Regelsystem 5 % Böschungsneigung aufgeführt. Das Wasserableitvermögen bei einer mechanischen Beanspruchung von 20 kPa ergibt folgenden Wert [11]:

$$\text{Wasserableitvermögen des Dräns } q_k = 0,150 \text{ l/(s*m)}$$

Die maximale Böschungslänge beträgt 138 m.

Das ausreichende Ableitvermögen des Kunststoff-Dränelements ist nachgewiesen.

3.2 Maßgebliche Regenspende und -abfluss

Die maßgebliche Regenspende wird wie folgt angesetzt:

$$\text{Regenhäufigkeit } n = 2 \text{ 1/a}$$

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

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

$$\text{Regenspende } r_{15,0.5} = 137 \text{ l/(s*ha)}$$

Die Spitzenabflussbeiwerte werden gemäß [6], 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 zumindest nach einer ersten Bewuchsbildung (und damit für den Regelfall) sehr gering ist. Die in [6], 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.

In [6] wird ebenfalls darauf verwiesen, dass Tabelle 6 für Fließlängen von 40 bis 70 m gilt. Tatsächlich liegen bei der Oberflächenabdichtung teilweise deutlich längere Fließwege vor. Vor diesen Hintergründen wird ein Abflussbeiwert wie folgt angesetzt:

$$\text{Spitzenabflussbeiwert } \psi_s = 0,2$$

Der angegebene Abflussbeiwert ist ein gemittelter Abflussbeiwert bezogen auf die Oberfläche der Rekultivierungsschicht und den Wartungswegen. Für die Schotterwege kann ein ψ_s von 0,6 angesetzt werden. Aufgrund des flächenmäßig geringen Anteils an Wartungswegen ergibt sich rechnerisch für die Oberfläche der Rekultivierungsschicht ein ψ_s von rd. 0,18. Diese Aufteilung des Spitzenabflusswertes ist für die hydraulische Bemessung weniger relevant. Vielmehr ist diese Differenzierung für die Bewertung der Flächenbelastungen nach DWA-M153 notwendig.

Der für die jeweiligen Einzelflächen maßgebliche Oberflächenabfluss ist in der Tabelle in **Anhang 9** zu entnehmen.

Der Abflussbeiwert für sämtliche Straßen und Wege (Asphalt, Schotter oder RC-Material) wird gemittelt wie folgt angesetzt:

$$\text{Spitzenabflussbeiwert } \psi_s = 0,90$$

3.3 Nachweis des Abflussvermögens der Muldengerinne

Das Oberflächenwasser wird von den Böschungen und Wartungswegen auf dem Deponiekörper einerseits über die Muldengerinne auf den Bermen und andererseits direkt über den äußeren Randgraben abgeleitet. Der Randgraben mündet nach dem Passieren des Durchlassbauwerks in einem Versickerungsbecken (Versickerungsfläche 4.500 m²).

Die Bermengerinne haben entsprechend nachstehender Abbildung folgende geometrische Abmessungen:

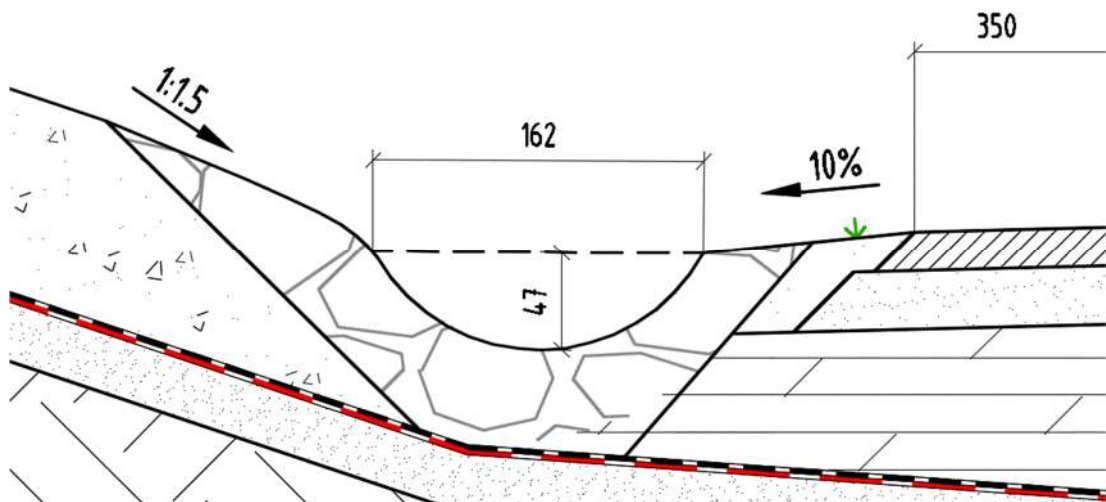


Abbildung 2: Dimensionen Versickerungsmulden der Berme

Der umlaufende Randgraben hat entsprechend nachstehender Abbildung folgende geometrische Abmessungen.

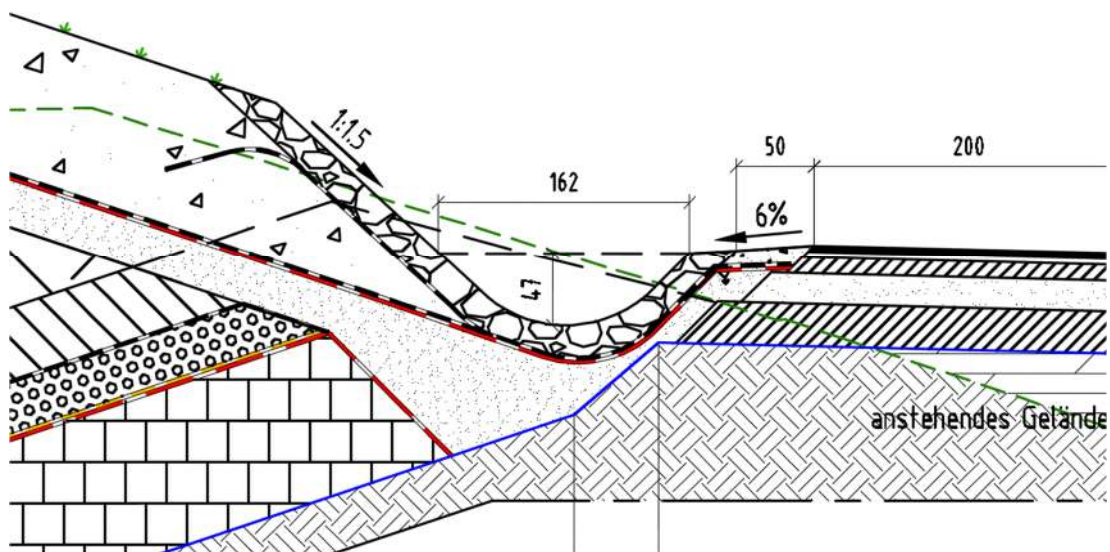


Abbildung 3: Dimensionen Entwässerungs-Randgraben

Der Nachweis des Abflussvermögens des Randgrabens ist in **Anhang 10** enthalten. Hierbei ist auch die unterschiedliche Gefällesituation im Randbereich berücksichtigt. Der Nachweis der gleichgroßen Randgräben entlang der Wartungswege ist damit hin-fällig.

Der Tiefpunkt des Randgrabens ist beim Durchlassbauwerk angesetzt, von dort aus fließt das Oberflächenwasser durch den Entwässerungs-Sammelgraben in ein Versi-ckerungsbecken. Der Nachweis des Ableitvermögens der Rahmenkanalteile des Durchlassbauwerks ist ebenfalls in **Anhang 10** aufgeführt.

3.4 Nachweis Entwässerungs-Sammelgraben

Das zusammengeführte Oberflächenwasser aller Entwässerungsabschnitte ist maßgeblich für die geometrischen Abmessungen des Entwässerungs-Sammelgraben verantwortlich. Somit werden bei der Dimensionierung des Sammelgrabens nicht nur die zur vorliegenden Genehmigung beantragten Bauabschnitte 1-3, sondern auch zukünftig geplante Erweiterungen (4-6. Bauabschnitt) einbezogen. In Abbildung 4 sind die maßgeblichen Abmessungen dargestellt:

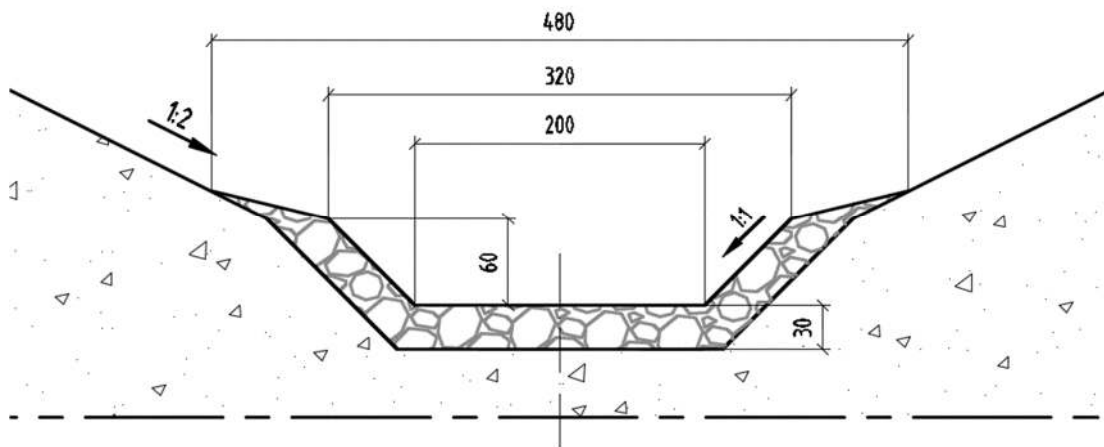


Abbildung 4: Geometrische Abmessungen des Entwässerungs-Sammelgrabens

3.5 Nachweis des Volumens des Versickerungsbeckens

In das neu zu errichtenden Versickerungsbecken wird das Oberflächenwasser aus allen oberflächenabdichteten Deponiebereichen eingeleitet. Nachfolgende Nachweisführung (gemäß [12]) gipfelt in der Berechnung der aufzubringenden Versickerungsleistung des Beckens in Bezug auf die zuströmende Oberflächenwassermenge der höchsten Regenspende [3]. Hierbei zu berücksichtigen ist die Profilierung des Beckens in das anstehende Gelände (Kies mit einem Abflussbeiwert von $2,50 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ $1,48 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$), der Oberboden mit Rasensaat von 20 cm (Abflussbeiwert $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$) und die auftretende Kolmation, welche sich in Form eines fünffach verringerten Abflussbeiwert $k_{f,abgd}$ $5,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ widerspiegelt. Unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung erfolgt die Bemessung des erforderlichen Speichervolumens nach [12] im einfachen Verfahren (siehe Anhang 11).

Folgende Eingangsparameter werden für die Berechnung zugrunde gelegt:

Regenhäufigkeit	=	0,2	1/a
befestigte Fläche	=	1,82	1,09 ha
unbefestigte Fläche	=	35,3	15,38 ha
Drosselabfluss	=	0	m^3/h

Zuschlagsfaktor $f_z = 1,10$ (DWA-A 117, Tabelle 2)

Das erforderliche Volumen des Regenrückhaltebeckens beträgt:

$$V_{\text{erf.}} = 2.166 \text{ m}^3 < V_{\text{vorhanden}} = 2.360 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{erf.}} = 901 \text{ m}^3 < V_{\text{vorhanden}} = 2.370 \text{ m}^3$$

Das bestehende Regenrückhaltebecken **geplante Versickerungsbecken** ist somit ausreichend dimensioniert.

Bei der Festlegung der Größe des Versickerungsbeckens sind zwei Aspekte berücksichtigt worden. Die Einstauhöhe des Versickerungsbeckens soll zum Schutz der Vegetation nach [12] weniger als 30 cm betragen. Zur sicheren Seite hin wird die maximale Einstauhöhe auf 20 cm begrenzt, wodurch sich ein vorhandenes Einstauvolumen von 936 m^3 ergibt (vgl. Anhang 11).

Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die getroffenen Ansätze auf dem zwei jährigen Starkregenereignis basieren. Es ist damit nicht auszuschließen, dass während stärkeren Regenereignissen bzw. sogar „Jahrhundertregenereignissen“ das gewählte Einstauvolumen von 936 m^3 nicht ausreicht. Daher ist mit einer zulässigen maximalen Einstauhöhe von 50 cm und einem Beckenvolumen ($V_{\text{vorhanden}}$) von 2.370 m^3 der Überflutungssicherheit Sorge getragen.

3.6 Nachweis der Muldenversickerung Deponieumfahrung

In den Abtragsbereichen des Deponieumfahrgeweges ist eine Versickerungsmulde gemäß Abbildung 5 vorgesehen.

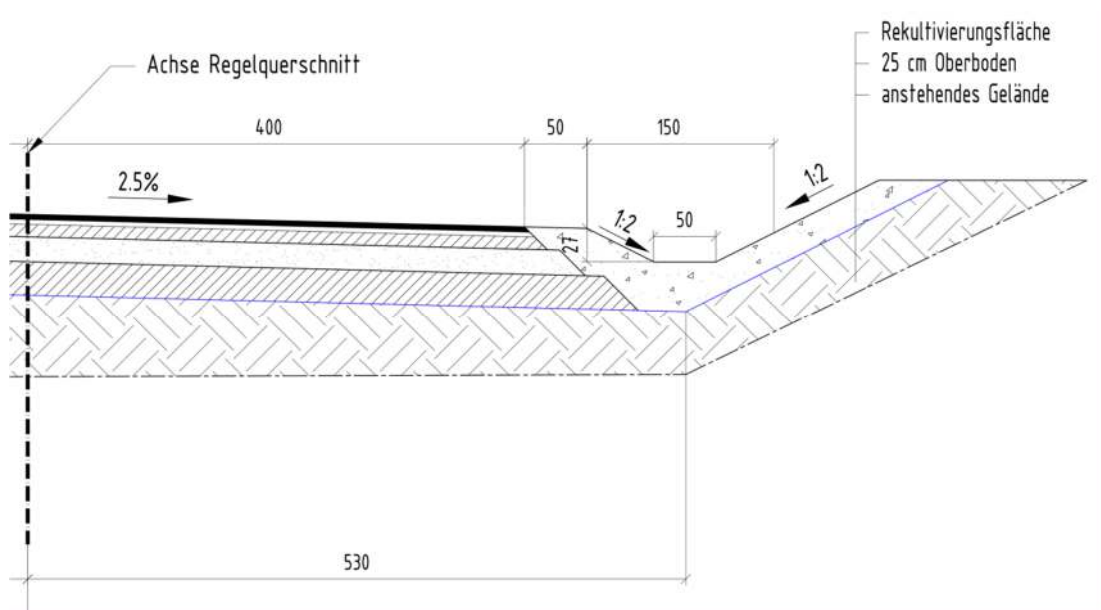


Abbildung 5: deponieabgewandte Muldenversickerung

Gemäß Anhang 7 sind die Versickerungsmulden auf einer Länge von ca. 1.050 m anzuordnen. Anhand der abgebildeten Muldengeometrie ergibt sich eine Versickerungsfläche von 1.260 m², wodurch rechnerisch ein Einstau von 21 cm erfolgen kann. Der rechnerische Nachweis ist in Anhang 12 erbracht.

3.7 Nachweis der Muldenversickerung im Eingangsbereich/Nebenanlagen

Der befestigte Zufahrtsbereich sowie der Fahrweg bis hinter zum Sozialgebäude und weiter Richtung geplanter Deponieumfahrung soll Bestandteil der beantragten abfallrechtlichen Fläche werden. Die bestehenden befestigten Wege leiten auftretendes Niederschlagswasser seitlich in Versickerungsflächen/Mulden ab. Der Bereich wird gemäß Anhang 7 in 4 Bereiche unterteilt (A15 – A18).

Die Grünflächen entlang der befestigten Flächen werden näherungsweise als sehr flache Mulde gerechnet. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen exemplarisch die Versickerungsflächen mit leichter Muldenausbildungen.



Abbildung 6: Versickerungsfläche A16



Abbildung 7: Versickerungsfläche A15

In Anhang 13 ist der Nachweis der Muldenversickerung erbracht. Neben den o.g. Randbedingungen ist zudem eine Durchlässigkeit von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s angesetzt worden. Grundlage hierfür ist der Durchlässigkeitswert von $5 \cdot 10^{-5}$ m/s für Oberboden, welcher unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung um ein Fünftel, bezogen auf den o.g. Wert, reduziert wird.

Im Ergebnis der Berechnungen aus Anhang 13 ergeben sich maximale Aufstauhöhen von 4–5 cm. Bei der Betrachtung der bestehenden Entwässerungsflächen (Abbildung 6, Abbildung 7) liegen die Muldentiefen schätzungsweise zwischen ca. 10 – 30 cm, wodurch eine ausreichende Regenrückhaltefunktion nachgewiesen werden konnte.

VERZEICHNISSE

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Bezeichnung / Erläuterung
ATV	Abwassertechnische Vereinigung e.V. (vor 2000)
DepV	Verordnung über Deponien u. Langzeitlager (Deponieverordnung)
DK	Deponieklasse
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
KDB	Kunststoffdichtungsbahn
OK	Oberkante
RRB	Regenrückhaltebecken
SSB	Sickerwassersammelbehälter (Bestand)

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Abfluss auf geneigter, undurchlässiger Sohle – Definitionsskizze für den Berechnungsansatz nach LESAFFRE	4
Abbildung 2: Dimensionen Versickerungsmulden der Berme	11
Abbildung 3: Dimensionen Entwässerungs–Randgraben	11
Abbildung 4: Geometrische Abmessungen des Entwässerungs–Sammelgrabens ..	12
Abbildung 5: deponieabgewandte Muldenversickerung	13
Abbildung 6: Versickerungsfläche A16	14
Abbildung 7: Versickerungsfläche A15	15

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 Fresdorf 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 118 – Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen, 2006
- [7] Druckverlust 7.0, Software-Factory Norbert Schmitz
- [8] Antrag auf Plangenehmigung Deponie Fresdorfer Heide, BZR GmbH
- [9] GDA-Empfehlung E5-01 – Grundsätze des Qualitätsmanagements; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGGT, Fachsektion 6, Umweltgeotechnik
- [10] Norddeutscher Klimamonitor für Standort Potsdam: Starkregentage (20 mm)
- [11] BAM-Zulassung für Kunststoff-Dränelement für Deponieoberflächenabdichtungen
- [12] Arbeitsblatt DWA – A 138 – Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, 2005

ANHANG

Anhang 1: Sickerwasserfassung 1.-3. BA

Anhang 2: Berechnung der Aufstauhöhe innerhalb der mineralischen Entwässerungsschicht nach LESAFFRE

Anhang 3: Listenrechnung Sickerwassersammler und -transportleitungen

Anhang 4: Auslegung der Druckleitung S07 – SSB

Anhang 5: Berechnungen Sickerwasseraufkommen

Anhang 6: Auslegung Sickerwassersammelbehälter

Anhang 7: Entwässerungsplan Oberflächenwasser (OK Rekultivierung)

Anhang 8: Dränelement-Ableitvermögen

Anhang 9: Abflussmengen Oberflächenabdichtung

Anhang 10: Nachweis Abflussvermögen der Gerinne

Anhang 11: Dimensionierung Versickerungsbecken

Anhang 12: Dimensionierung Muldenversickerung

Anhang 13: Dimensionierung Muldenversickerung Eingangsbereich