



M&S UMWELTPROJEKT GMBH

www.mus-umweltprojekt.de

Zentrale Plauen

Postanschrift: PF 400250, D-08502 Plauen
Hausanschrift: Pfortenstraße 7, D-08527 Plauen
Telefon: (03741) 57219-0
Telefax: (03741) 57219-40
Email: plauen@mus-umweltprojekt.de



Durch die DAKKS deutsche Akkreditierungsstelle C
nach DIN EN ISO / IEC 17025:2005
akkreditiertes Prüflaboratorium.
Die Akkreditierung gilt für die in der Urkunde
aufgeführten Prüfverfahren.

Auf der Grundlage der Verwaltungsvereinbarung zwischen
der OFD-H und der BAM anerkanntes Ingenieurbüro für
Probenahme und Analytik auf Bundesliegenschaften,
BAM-Registrier-Nr. 204

Privatrechtliche Anerkennung von Prüfstellen
für Baustoffe und Baustoffgemische im Straßenbau
nach RAP Stra 04

Objekt: **Kiesgrube Luggendorf**

Vorhaben **Neubau einer Deponie DK 1**

Planungsphase: **Genehmigungsplanung**

Hydraulische Berechnungen (Rev. 1)

Auftraggeber: **PS Bauschutt GmbH**
Reetzer Chaussee 1
19348 Perleberg



Auftragnehmer: M&S Umweltprojekt GmbH

Plauen, den **30.03.2020**

Projektleiter:

Dipl.-Ing. R. Witz

Inhaltsverzeichnis

1.	Abdichtungs- und Entwässerungssysteme	3
2.	Bemessungsregen und Abflussbeiwerte	4
3.	Sickerwasserbemessung	5
3.1	Eingangswerte zum Sickerwasser	5
3.2	Berechnung der Sickerwassermengen	6
3.3	Bemessung Sickerwasserdrainage	9
3.4	Entsorgung des Sickerwassers	13
4.	Oberflächenwasserbemessung	14
4.1	Entwässerungsflächen	14
4.2	Randgraben	14
4.3	Plateaugraben	15
4.4	Kaskade	16
4.5	Durchlass	17
4.6	Sickermulden	17
4.7	Flächendränage	20
	Literaturverzeichnis	23
	Anlagen	

1. Abdichtungs- und Entwässerungssysteme

Für die Deponie Luggendorf sind folgende Abdichtungssysteme (v. o. n. u.) vorgesehen.

Oberflächenabdichtung:

- 20 cm Oberboden mit Begrünung,
- 110 cm Rekultivierungsschicht,
- 1 Lage Drainagematte (KDE),
- 2,5 mm Kunststoffdichtungsbahn (KDB),
- 25 cm Trag- und Ausgleichsschicht,
- Planum auf Profilierung der Abdeckung / Abfall.

Basisabdichtung:

- 50 cm erste Lage Abfall (Größtkorn < 63 mm),
- 1 Lage Trennvlies,
- 30 cm Kiesdränage,
- 1 Lage Schutzvlies,
- 2,5 mm Kunststoffdichtungsbahn (KDB),
- 1 m Technische Barriere,
- Planum auf Geländeprofilierung.

Zur Entwässerung der Deponie sind folgende Systeme geplant:

Sickerwasserfassung:

Zur Sickerwasserfassung ist eine 30 cm dicke Kiesdränage mit 9 weitgehend parallel verlaufenden Dränagerohren DN 300 PEHD (da 355 PE 100) als Ableitungselemente auf der Basisabdichtung entsprechend GDA E 2-14 und DIN 19667 vorgesehen.

Das Sickerwasser wird in der Kiesdränage flächig gefasst und mit ≥ 3 % Quergefälle zu den 9 Dränagerohren (s.g. Sammler) geleitet.

Die Sammelrohre haben ein Längsgefälle von 1,3 % und führen die gefassten Wässer zielgerichtet aus dem Deponiekörper in die Sammelschächte am östlichen Deponiefuß und weiter über eine doppelwandige Sammelleitung da 400 PEHD mit 0,6 % Längsgefälle in ein anschließendes Sickerwasserspeicherbecken.

Das ca. L43xB43xT2 m große und maximal 1.900 m³ fassende Sickerwasserbecken ist als Erdbecken mit doppelter Kunststoffdichtungsbahn abgedichtet und mit entsprechender Absaugvorrichtung und den notwendigen Sicherungseinrichtungen konzipiert. Das Speicherbecken hat die Lagekoordinaten: R 4505557 / H 5884949.

Von dort aus wird das Sickerwasser über ein Saugrohr in Tankwagen am befestigten Verlade- bzw. Abfüllplatz abgepumpt und regelmäßig zur Kläranlage des ZVWAP abgefahren. Darüber hinaus belastetes Sickerwasser wird im Bedarfsfall bei der Berlin Recycling GmbH entsorgt. Dazu liegen entsprechende Annahmeerklärungen der Entsorger vor (siehe PVA, Anlage 8).

Regenwasserfassung:

Das auf der abgedeckten Deponieoberfläche anfallende Regenwasser wird in entsprechend hydraulisch bemessenen sowie erosionssicher ausgebauten Randgräben gefasst und in freiem Gefälle zu drei dezentralen Versickerungsbecken im Norden und Westen der Anlage geleitet.

Die zu entwässernde **Deponiefläche** umfasst **54.830 m²**.

2. Bemessungsregen und Abflussbeiwerte

Im Folgenden werden die Niederschlagsdaten gemäß KOSTRA-DWD 2000 [1] und die Statistik der sklima-Datenbank zur Station Perleberg [2] wie folgt zugrunde gelegt.

Regendauer	D = 15 min,
Regenhäufigkeit	n = 0,2 (T = 5 Jahre)
Bemessungsregenspende	r _{15,0,2} = 152,6 l/s*ha (für Oberflächenwasser) r _{15,1,0} = 97,2 l/s*ha (für Sickerwasser)
Regenreihe	gem. KOSTRA-DWD 2000 für Wiederkehrzeit T = 5,0
Jahresniederschlag	maximaler Jahres N = 835 mm (2007) mittlerer Jahres N = 600 mm größter Monats N = 164 mm (07/2000) höchster Tages N = 77 mm (29.06.17)

Zu unterscheiden sind prinzipiell zwei Gefälleverhältnisse - die Geländeneigung I_G auf dem Plateau mit I_G > 7 – 10% sowie die Geländeneigung der Böschungen mit I_G = 33%.

Die Ermittlung des Regenabflusses auf der Deponieoberfläche erfolgt in Anlehnung an das ATV-Regelwerk A 118 [3].

Bei der Berechnung wurde eine Niederschlagsspende r_{15,1,0}, (= 97,2 l/s*ha) auf einer unbefestigten Fläche mit Geländeneigung > 10% zugrunde gelegt. Das Plateau wurde auf der sicheren Seite liegend auch mit I_G > 10% angesetzt. Der Spitzenabflussbeiwert für den jeweiligen Betriebszustand wurde gemäß den „Bautabellen für Ingenieure, Wasser“ [4] ermittelt.

Betriebsphase 1	$\Psi = 0,850$	(Inbetriebnahme Feld 1, Kiesdränage, Sickerwasser)
Betriebsphase 2	$\Psi = 0,500$	(Inbetriebnahme Feld 3 und Feld 1+2 in Betrieb, Sickerwasser)
Betriebsphase 3	$\psi = 0,300$	(gesamt Deponiefläche in Betrieb, Sickerwasser)
Betriebsphase 4	$\psi = 0,100$	(Zwischenabdeckung, Sickerwasser)
Endzustand OFA	$\psi = 0,235$	(auf der Deponieabdichtung, Oberflächenwasser)

Der Regenabfluss Q_r von der Deponieoberfläche errechnet sich aus der Bemessungsregenspende $r_{15,0,2}$, dem Abflussbeiwert ψ und der Deponiegrundfläche A_D :

$$Q_r = r_{T15,0,2} \times \psi_{T,n} \times A_D \text{ [l/s]}$$

Die Deponiefläche wurde in einzelne Entwässerungsflächen A1 – A11 eingeteilt.

⇒ vgl. Anlage Entwässerungsplan

Die Dimensionierung des Sickerwasserspeicherbeckens erfolgt entsprechend der GDA-Empfehlung E 2-14 und auf Basis der lokalen Bemessungsregenspenden gemäß KOSTRA-DWD sowie nach den Merkblättern Nr. 3.6/4 "Ableitung und Speicherung von Deponiesickerwasser" des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft (Stand 09.09.1999) sowie Nr. 4.5/2-51 "Hinweise zu Anhang 51 zur Abwasserverordnung (Oberirdische Ablagerung von Abfällen)" des Bayerischen Landesamtes für Umwelt (Stand 01.11.2011).

3. Sickerwasserbemessung

3.1 Eingangswerte zum Sickerwasser

Deponiegrundfläche: **54.830 m²**

Dränageflächen: 20.280 m² (Feld 1)
18.350 m² (Feld 2)
16.200 m² (Feld 3)

Sickerwasseranfall: - 1 mm/d = 10 m³/ha*d (n. GDA 2-14 [8])
- 10 mm/d = 100 m³/ha*d (n. GDA 2-14 [8])

- 1-jährlich wiederkehrendes 72h – Niederschlagsereignis $r_{(72h,1a)}$ (n. [5+6])
- 5-jährlich wiederkehrendes 72h – Niederschlagsereignis $r_{(72h,5a)}$ (n. [5+6])
- größter Monats N = 164 mm multipliziert mit Abflussbeiwert
- mittlerer Jahres N von 600 mm multipliziert mit Abflussbeiwert
- 25% vom maximalen Jahres N = 835 mm (gilt nur für geringe Abfallhöhe)

- Drainagebemessung
- Abflussereignis 6 l/s*ha (n. DIN 19667 [7])
 - Bemessungsregenspende $r_{(15min,1a)} = 97,2 \text{ l/s*ha} + 10\%$
 - höchster Tagesniederschlag N = 77 mm

3.2 Berechnung der Sickerwassermengen

Folgende maßgebliche Bemessungsszenarien sind zu betrachten:

1. Beginn der Abfalleinlagerung im Feld 1, Feld 2 und 3 mit Regenwasserablauf zur Sickersmulde über einen Bypass im SW-Schacht.
2. Beginn der Abfalleinlagerung im Feld 3, Feld 1 und 2 mindestens halb verfüllt (> 5 m Einbauhöhe).
3. Abfalleinlagerung auf der gesamten Deponie in den Feldern 1 - 3.
4. Deponie mit Zwischenabdeckung nach der Abfallablagerung.

Folgende Sickerwassermengen können dabei anfallen:

- a) Sickerwasseranfall normal mit 1 mm/d
- b) Sickerwasseranfall hoch mit 10 mm/d
- c) Sickerwasseranfall bei 1-jährigem Dreitageregen $r_{(72h,1a)}$ mit 45 mm und 10% Sicherheitszuschlag
- d) Sickerwasseranfall hoch mit größtem Monats N von 164 mm
- e) Sickerwasseranfall hoch mit 25% von größtem Jahres N (gilt nur für geringe Abfallhöhe)
- f) Sickerwasseranfall bei mittlerem Jahres N von 600 mm multipliziert mit Abflussbeiwert
- g) Sickerwasseranfall bei 5-jährigem Dreitageregen $r_{(72h,5a)}$ mit 67,7 mm und 10% Sicherheitszuschlag (worst case)

Szenario 1 (Beginn der Abfalleinlagerung im Feld 1)

Sickerwasseranfall normal mit 1 mm/d

$$Q_{sw\ 1a} = 10\ \text{m}^3/\text{ha} \times 2,03\ \text{ha} = 20,3\ \text{m}^3\ \text{am Tag}$$

Sickerwasseranfall hoch mit 10 mm/d

$$Q_{sw\ 1b} = 100\ \text{m}^3/\text{ha} \times 2,03\ \text{ha} = \mathbf{203\ \text{m}^3\ \text{am Tag}}$$

Sickerwasseranfall hoch mit $r_{(72h,1a)}$ und 10% Sicherheitszuschlag

$$Q_{sw\ 1c} = 45\ \text{mm} \times 1,1 \times 0,85 \times 20.280\ \text{m}^2 = 853\ \text{m}^3\ \text{in drei Tagen}$$

Sickerwasseranfall hoch mit größtem Monats N von 164 mm

$$Q_{sw\ 1d} = 0,164\ \text{m} \times 0,85 \times 20.280\ \text{m}^2 = 2.827\ \text{m}^3\ \text{im Monat}$$

Sickerwasseranfall hoch mit 25% vom größten Jahres N

$$Q_{sw\ 1e} = 0,25 \times 835\ \text{mm} \times 20.280\ \text{m}^2 = 4.233\ \text{m}^3\ \text{im Jahr}$$

Szenario 2 (Beginn der Abfalleinlagerung im Feld 3, Feld 1 und 2 ca. halb verfüllt)

Sickerwasseranfall kombiniert aus hoch 10 mm/d für Feld 3 und normal 1 mm/d für Feld 1+2

$$Q_{sw\ 2ab} = 100\ \text{m}^3/\text{ha} \times 1,620\ \text{ha} + 10\ \text{m}^3/\text{ha} \times 3,863\ \text{ha} = 200,6\ \text{m}^3\ \text{am Tag}$$

Sickerwasseranfall hoch mit $r_{(72h,1a)}$ zzgl. 10% SZ, Abfluss kombiniert für die Felder 1-3

$$Q_{sw\ 2c} = 45\ \text{mm} \times 1,1 \times (0,85 \times 16.200\ \text{m}^2 + 0,3 \times 38.630\ \text{m}^2) = \mathbf{1.255\ \text{m}^3\ \text{in drei Tagen}}$$

$$Q_{sw\ 2g} = 67,7\ \text{mm} \times 1,1 \times (0,85 \times 16.200\ \text{m}^2 + 0,3 \times 38.630\ \text{m}^2) = \mathbf{1.888\ \text{m}^3\ \text{in drei Tagen}}\ \text{(worst case)}$$

Sickerwasseranfall hoch mit größtem Monats N von 164 mm

$$Q_{sw\ 2d} = 0,164\ \text{m} \times 0,5 \times 54.830\ \text{m}^2 = \mathbf{4.496\ \text{m}^3\ \text{im Monat}}$$

Sickerwasseranfall hoch mit 25% des max. Jahres N für Feld 1-3

$$Q_{sw\ 2e} = 0,25 \times 835\ \text{mm} \times 54.830\ \text{m}^2 = \mathbf{11.445\ \text{m}^3\ \text{im Jahr}}$$

Szenario 3 (Abfalleinlagerung auf der gesamten Deponie in den Feldern 1 – 3, ca. halb verfüllt)

Sickerwasseranfall normal mit 1 mm/d

$$Q_{sw\ 3a} = 10\ \text{m}^3/\text{ha} \times 5,483\ \text{ha} = 54,8\ \text{m}^3\ \text{am Tag}$$

Sickerwasseranfall hoch mit $r_{(72h,1a)}$ und 10% Sicherheitszuschlag
 $Q_{sw_{3c}} = 45 \text{ mm} \times 1,1 \times 0,3 \times 54.830 \text{ m}^2 = 814 \text{ m}^3$ in drei Tagen

Sickerwasseranfall hoch mit größten Monats N von 164 mm
 $Q_{sw_{3d}} = 0,164 \text{ m} \times 0,3 \times 54.830 \text{ m}^2 = 2.697 \text{ m}^3$ im Monat
Sickerwasseranfall normal bei mittlerem Jahres N von 600 mm
 $Q_{sw_{3f}} = 0,600 \text{ m} \times 0,3 \times 54.830 \text{ m}^2 = 9.870 \text{ m}^3$ im Jahr

Szenario 4 (Betriebszustand nach der Abfalleinlagerung, Deponie mit Zwischenabdeckung)

Sickerwasseranfall normal mit 1 mm/d
 $Q_{sw_{4a}} = 10 \text{ m}^3/\text{ha} \times 0,1 \times 5,483 \text{ ha} = 5,5 \text{ m}^3$ am Tag

Sickerwasseranfall hoch mit $r_{(72h,1a)}$ und 10% Sicherheitszuschlag
 $Q_{sw_{4c}} = 45 \text{ mm} \times 1,1 \times 0,1 \times 54.830 \text{ m}^2 = 271 \text{ m}^3$ in drei Tagen

Sickerwasseranfall hoch bei größten Monats N von 164 mm
 $Q_{sw_{4d}} = 0,164 \text{ m} \times 0,1 \times 54.830 \text{ m}^2 = 899 \text{ m}^3$ im Monat

Sickerwasseranfall normal bei mittlerem Jahres N von 600 mm
 $Q_{sw_{4f}} = 0,600 \text{ m} \times 0,1 \times 54.830 \text{ m}^2 = 3.290 \text{ m}^3$ im Jahr

Die maximalen Sickerwassermengen ergeben sich danach wie folgt:

Für den Betriebszustand "Beginn der Abfalleinlagerung im Feld 1" (**Szenario 1**) ergibt sich das höchste Sickerwasseraufkommen am Tag wie folgt:

Sickerwasseranfall = **maximal 203 m³ am Tag,**

Für den Betriebszustand "Beginn der Abfalleinlagerung im Feld 3, Feld 1 und 2 sind ca. halb verfüllt" (**Szenario 2**) ergeben sich die höchsten Sickerwasseraufkommen in drei Tagen, im Monat und im Jahr wie folgt:

Sickerwasseranfall = **maximal 1.255 m³ in drei Tagen,**

= maximal 4.496 m³ im Monat,

= maximal 11.445 m³ im Jahr.

Für den Regelbetrieb "Abfalleinlagerung auf der gesamten Deponie in den Feldern 1 – 3" (**Szenario 3**) ist von einem durchschnittlichen Sickerwasseraufkommen von

normal 9.870 m³ im Jahr auszugehen.

Damit kann das ca. 43x43 m große und mit einer Fläche von ca. 1.850 m² geplante Sickerwasserbecken mit einem maximalen Speichervolumen von 1.900 m³ bei Vollstau von 1,5 m Höhe und 1.200 m³ bei Normalstau mit 1,0 m Höhe alle Belastungsfälle sicher aufnehmen.

Im Extremfall allerdings (hier das 5-jährige 72h - Ereignis) müsste das Becken je nach vorherigem Füllstand bereits während, aber zumindest gleich nach dem Regenereignis entleert werden.

Maximal muss das Becken jedoch bei normalem Jahresniederschlagsaufkommen höchstens **12mal im Jahr** entleert werden.

Bei Normalbetrieb wird sich ein durchschnittlicher Sickerwasseranfall von **~ 31 m³ am Tag** ergeben (11.445 m³ / 365), so dass das Sickerwasserbecken i.d.R. für einen vollen Monat aufnahmefähig ist.

Der durchschnittliche Entleerungszyklus ergibt danach wohl mit einmal pro Woche und ca. 220 m³ Sickerwasser. Bei periodisch größerem Sickerwasseranfall sind Entleerungshäufigkeit und -mengen selbstverständlich entsprechend anzupassen bzw. zu erhöhen.

3.3 Bemessung Sickerwasserdrainage

Systemdaten

Das Einbaufeld 1 hat die größte Grund- bzw. Einzugsfläche von 20.280 m² mit 3 Drainagefeldern.

Die Dränrohre DN 300 haben auf einer maximalen Länge von ~170 m ein **Längsgefälle von 1,1 %**.

Das Quergefälle der Kiesdrainage beträgt $\geq 3 \%$ bei Zulaufängen auf der Sohle von i. M. 15 m.

Der Durchlässigkeitsbeiwert (k_f -Wert) der geplanten 30 cm dicken Kiesdrainage muss langfristig $\geq 1 \times 10^{-2}$ m/s sein.

Der Porenraum des dafür vorgesehenen Kiesmaterials 16/32 mm beträgt $\sim 25 \%$ (Porosität).

Das größte Drainagefeld hat eine Einzugsfläche von ~6.500 m² und eine Sohlfläche von ~5.100 m².

Die Sickerwassersammelleitung bestehend aus Vollrohren PE-HD da 355 (DN 300) hat auf einer maximalen Länge von ~185 m ein Längsgefälle von 0,6 %.

Sickerwasserabflussmengen

1) Bemessungsabfluss in der Dränage mit 6 l/s x ha nach DIN 19667

$$Q_{\text{drän 1}} = 6 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \times 0,85 \times 2,03 \text{ ha} = 10,35 \text{ l/s}$$

2) Abflussereignis bei höchstem Tages N von 77 mm

$$Q_{\text{drän 2}} = 77 \text{ mm/d} \times 0,85 \times 20.280 \text{ m}^2 / 86.400 \text{ s} = 15,36 \text{ l/s}$$

3) Sickerwasserabfluss beim Bemessungsregen $r_{(15\text{min},1a)}$ von 97,2 l/s*ha gem. KOSTRA-DWD

$$Q_{\text{drän 3}} = 97,2 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \times 1,1 \times 0,85 \times 2,03 \text{ ha} = 184,5 \text{ l/s}$$

Berechnungsnachweise

Drainage

Der maximale Drainageabfluss über die Dränrohre beträgt bei beidseitigem Zufluss mit ~ 3 % Quer-gefälle (k_f -Wert x Quergefälle x beidseitige Schnittfläche der Dränage)

$$Q_{\text{drän max}} = k_f \cdot i \cdot A = 0,01 \text{ m/s} \times 0,03 \times 0,3 \text{ m} \times 2 \times 170 \text{ m} = 0,00306 \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{30,6 \text{ l/s}}$$

Die maximale Abflussleistung des HDPE-Drainagerohres da 355 PE-HD (~ DN 300), Kreisprofil mit $k = 0,75 \text{ mm}$, **Gefälle 11 %**, beträgt gemäß der Berechnungsformel nach Prandtl/Colebrook

$$Q_{\text{ist}} = 113,12 \text{ l/s} > Q_{\text{drän max}}$$

Somit gilt:

$$Q_{\text{ist}} = \mathbf{113,12 \text{ l/s}} \gg \mathbf{30,60 \text{ l/s}} = Q_{\text{soll}}$$

Beim Bemessungsregen $r_{(15\text{min},1a)}$ von $97,2 \text{ l/s*ha}$ ergibt sich ein maximaler Aufstau in der Drainage wie folgt (vereinfachter Nachweis für einen Drainagestrang):

$$\begin{aligned}h_{\text{max}} &= [(\text{Regenmenge} \times \text{Abflussbeiwert} \times \text{Einzugsfläche}) - \text{Dränrohrabfluss}] / \text{Sohlfläche} \times \text{Porenraum} \\ &= [(r_{\text{max}} \times f_s \times \psi \times A_1) - Q_{\text{drän}}] \times T \text{ 15 min} / A_2 \times 0,25 \\ &= [(97,2 \text{ l/s*ha} \times 1,1 \times 0,85 \times 0,65 \text{ ha}) - 30,6] \times 900 \text{ s} / 0,51 \text{ ha} \times 0,25 = \mathbf{2,1 \text{ cm}}.\end{aligned}$$

Zusammenfassend kann somit für die Sickerwasserdrainage festgestellt werden, dass

- die Abflussleistung der geplanten Drainagerohre da 355 sicher ausreichend ist (~ 25% Auslastung),
- die Aufstauhöhe in der Drainage von 2,1 cm nur sehr gering ist (< 10% Auslastung) und somit die abweichend geplante reduzierte Einbauhöhe der Drainage von 30 cm dauerhaft ausreichend ist,
- mit dem geplanten Drainagesystem der ordnungsgemäße Sickerwasserablauf und keinerlei Einstau in die Abfälle sichergestellt ist.

Sammelleitung

Der maximale Drainageabfluss über die Dränrohre beträgt $30,6 \text{ l/s}$ (siehe oben), d. h. bei 3 Dränrohren pro Einbaufeld maximal **$91,80 \text{ l/s}$** .

Damit ergibt sich für die Sammelleitung:

- Vollrohr da 400 PE-HD SDR 17 (~ DN 350)
- Hydraulisches Längsgefälle $I_E = 0,6 \%$
- Rauigkeit der inneren Rohrwandung bei Betriebsbeginn: $k_b = 0,75 \text{ mm}$
- volllaufendes Kreisprofil nach Prandtl/Colebrook: $\max Q_v = \mathbf{125,18 \text{ l/s}}$
- $v = 1,30 \text{ m/s}$
- Teilfüllungsabfluss $Q_T = 91,80 \text{ l/s}$
- Rohrauslastung $Q_T/Q_v = 0,73$
- Teilfüllungshöhe $h = h/d \times d = 0,637 \times 350 = 22,3 \text{ cm}$ bei 73 % Q_T

Damit ist $Q_{\text{ist}} = \mathbf{125,18 \text{ l/s}} \gg \mathbf{91,80 \text{ l/s}} = Q_{\text{soll}}$.

Die geplanten Vollwandrohre da 400 PE-HD (~ DN 350) der Sammelleitung sind für die Ableitung der Abflussmengen aus der Sickerwasserdrainage im maßgeblich zu betrachtenden hydraulischen Lastfall, dem Maximalabfluss für ein Einbaufeld beim Bemessungsregen $r_{(15\text{min},1a)}$ von $97,2 \text{ l/s*ha}$, zu 73 % ausgelastet und damit sicher ausreichend.



M&S UMWELTPROJEKT GMBH
www.mus-umweltprojekt.de

3.4 Entsorgung des Sickerwassers

Das Sickerwasser wird regelmäßig mit Tankwagen abgepumpt, zur kommunalen Kläranlage abgefahren und dort ordnungsgemäß entsorgt. Dabei ist folgende Sickerwasserbelastung gemäß der Kläranlagensatzung einzuhalten und durch halbjährliche Deklarationsanalysen nachzuweisen.

Tabelle: Prognose der Sickerwasserqualität

Parameter	Kläranlage WAZVP	Sickerwasser DK I
Temperatur	bis 35° C	-
pH-Wert	6,5 – 9,5	7,0 – 8,5
absetzbare Stoffe nach 0,25 h Absetzzeit	1,5 ml/l	1,5 mg/l
abfiltrierbare Stoffe	500 mg/l	500 mg/l
Kohlenwasserstoffe gesamt, DIN 38 409 Teil 18	20 mg/l	20 mg/l
Kohlenwasserstoffe direkt abscheidbar, DIN 38 409 Teil 19	10 mg/l	10 mg/l
AOX (adsorbierbare org. Halogenverb.), DIN 38 409 H14	0,5 mg/l	0,02 mg/l
LHKW (leichtflüchtige halogenierte KW), DIN 38 407 F5	0,25 mg/l	0,25 mg/l
CSB (Chem. Sauerstoffbedarf), homog., DIN 38 409 H41	900 mg/l	250 mg/l
TOC (Total organic Carbin), DIN 38 409 H3	400 mg/l	400 mg/l
Sulfat (SO ₄)	300 mg/l	300 mg/l
Phosphor gesamt (PO ₄ -P)	10 mg/l	10 mg/l
Chlorid (Cl)	400 mg/l	400 mg/l
Sulfid (S)	0,2 mg/l	0,2 mg/l
Stickstoff gesamt	50 mg/l	50 mg/l
Ammonium-N	30 mg/l	30 mg/l
Arsen (As)	0,05 mg/l	0,04 mg/l
Blei (Pb)	0,3 mg/l	0,01 mg/l
Cadmium (Cd)	0,03 mg/l	0,005 mg/l
Chrom, gesamt (Cr)	0,3 mg/l	0,01 mg/l
Kupfer (Cu)	0,5 mg/l	0,01 mg/l
Nickel (Ni)	0,3 mg/l	0,01 mg/l
Quecksilber (Hg)	0,008 mg/l	0,005 mg/l
Zink (Zn)	0,1 mg/l	0,1 mg/l
Eisen	5,0 mg/l	5,0 mg/l
Mangan	1,0 mg/l	0,5 mg/l
sowie die im Regelwerk Arbeitsblatt A 115 benannten Stoffe		

Darüber hinaus belastetes Sickerwasser wird im Bedarfsfall bei der Berlin Recycling GmbH entsorgt.

4. Oberflächenwasserbemessung

4.1 Entwässerungsflächen

Bezeichnung	Fläche [m ²]
A 1	9.018,7
A 2	344,3
A 3	4.747,7
A 4	2.783,5
A 5	2.788,2
A 6	2.652,0
A 7	3.487,2
A 8	5.914,5
A 9	9.326,3
A 10	10.341,4
A 11	505,4

Maximaler Entwässerungsbereich:

$$A_{\max} = A3 + A4 + A8 + A9 = 4.747,7 + 2.783,5 + 5.914,5 + 9.326,3 = \mathbf{22.772,0 \text{ m}^2}$$

4.2 Randgraben

Grabenquerschnitt:

- Trapezquerschnitt,
- Sohlbreite $b_{so} = 0,30 \text{ m}$
- Grabentiefe $t = 0,30 \text{ m}$
- Neigung der Grabenböschung 1:2
- Gefälle $I_{so} \geq 1,5 \%$

Bemessen wird das maßgebliche Grabenteilstück mit der größten angeschlossenen Entwässerungsfläche.

Abflussmenge:

- angeschlossene Flächen: $A3 + A4 + A8 + A9$

- Einzugsfläche gesamt: $A_{\max} = 4.747,7 + 2.783,5 + 5.914,5 + 9.326,3 = 22.772,0 \text{ m}^2$

- Abflussmenge gesamt: $Q_r = 2,2772 \text{ ha} * 0,235 * 152,6 \text{ l/s*ha} = \mathbf{81,66 \text{ l/s}}$

Bemessung:

Graben	Iso	Iso/100	Hw	b _{so}	Bösch.	Bwsp	lu	Aw	rhy	rhy 2/3	k _{st}	v	Qw	Tau,m
	[%/]	[-]	[m]	[m]	1:m	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ^{2/3}]	[m ^{1/3} /s]	[m/s]	[l/s]	[N/m ²]
RG _{soll}	1,500	0,015	0,1800	0,30	2,0	1,020	1,105	0,1188	0,108	0,226	25	0,6923	82,24	16,1
RG _{max}	1,500	0,015	0,3000	0,30	2,0	1,500	1,642	0,2700	0,164	0,300	25	0,9191	248,16	24,7

Damit ist $Q_{\text{ist}} = 248,16 \text{ l/s} \gg 81,66 \text{ l/s} = Q_{\text{soll}}$.

Bei Q_{soll} ergibt sich ein Wasserstand von maximal 18 cm im Randgraben.

Gewählte Sohlbefestigungen gemäß angesetztem Manning/ Strickler Beiwert k_{st} und errechneter Sohlenschubspannung τ_m :

- mittlere Wand-/Sohlenschubspannung $\tau_m \leq 30 \text{ N/m}^2$: Erdgraben ausreichend → gewählt Schotter.

4.3 Plateaugraben

Grabenquerschnitt:

- Trapezquerschnitt,
- Sohlbreite $b_{\text{so}} = 0,20 \text{ m}$
- Grabentiefe $t = 0,20 \text{ m}$
- Neigung der Grabenböschung 1:2
- Gefälle $I_{\text{so}} \geq 1,5 \%$

Bemessen wird das maßgebliche Grabenteilstück mit der größten angeschlossenen Entwässerungsfläche.

Abflussmenge:

- angeschlossene Flächen: A_1
- Einzugsfläche gesamt: $A_{\text{max}} = 9.018,7 \text{ m}^2$
- Abflussmenge gesamt: $Q_r = 0,9019 \text{ ha} * 0,235 * 152,6 \text{ l/s*ha} = \underline{\underline{32,34 \text{ l/s}}}$

Bemessung:

Graben	Iso	Iso/100	Hw	b _{so}	Bösch.	Bwsp	lu	Aw	rhy	rhy 2/3	k _{st}	v	Qw	Tau,m
	[%/]	[-]	[m]	[m]	1:m	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ^{2/3}]	[m ^{1/3} /s]	[m/s]	[l/s]	[N/m ²]
RG	1,500	0,015	0,1300	0,20	2,0	0,720	0,781	0,0598	0,077	0,180	25	0,5519	33,01	11,5
RG	1,500	0,015	0,2000	0,20	2,0	1,000	1,094	0,1200	0,110	0,229	25	0,7014	84,17	16,4

Damit ist $Q_{\text{ist}} = 84,17 \text{ l/s} \gg 32,34 \text{ l/s} = Q_{\text{soll}}$.

Bei Q_{soll} ergibt sich ein Wasserstand von maximal 13 cm im Randgraben.

Gewählte Sohlbefestigungen gemäß angesetztem Manning/ Strickler Beiwert k_{st} und errechneter Sohlenschubspannung τ_m :

- mittlere Wand-/Sohl Schubspannung $\tau_m \leq 30 \text{ N/m}^2$: Erdgraben ausreichend → gewählt Schotterrasen.

4.4 Kaskade

Vorgesehen sind Fertigteilelemente aus dem Sortiment der Pfeifenbring Bausysteme oder glw.

Kaskadenprofil:

- Trapezquerschnitt,
- Typ KSS 500 B
- Sohlbreite $b_{So} = 0,340 \text{ m}$
- Profilhöhe $h = 0,380 \text{ m}$
- Böschungsneigung 1:3

Bemessen wird die am meisten belastete Kaskade mit der größten angeschlossenen Entwässerungsfläche.

Abflussmenge:

- angeschlossene Flächen: A_1
- Einzugsfläche gesamt: $A_{\text{max}} = 9.018,7 \text{ m}^2$
- Abflussmenge gesamt: $Q_r = 0,9019 \text{ ha} * 0,235 * 152,6 \text{ l/s*ha} = \underline{\underline{32,34 \text{ l/s}}}$

Bemessung:

Der Hersteller hat die Belastbarkeit seiner Kaskaden parallel zu vergleichbaren Berechnungen in der werkseigenen Versuchsanlage unter den Bedingungen 1:1 ermittelt. Für das geplante Kaskadentyp KSS 500 B wird danach bei einer Böschungsneigung von 1:3 ein schadloser Maximalabfluss von 140 l/s angegeben.

Damit ist $Q_{\text{ist}} = 140,00 \text{ l/s} \gg 32,34 \text{ l/s} = Q_{\text{soll}}$.

Bei Q_{soll} ergibt sich eine Auslastung des Kaskadenprofils von ca. 30 %.

4.5 Durchlass

Die Straßendurchlässe werden mit einem Stahlbetonrohr DN 400 hergestellt. Die Abflussleistung des Rohres bei einem Mindestgefälle von 1,5 % ergibt sich wie folgt:

Bemessung / Rohrhydraulik für Kreisprofile bei <u>Vollfüllung</u>			
Eingaben:			
DN [m]	400	0,4	Nenndurchmesser
I _E [‰]	15	0,015	Energie- / Sohlgefälle
k _b [mm]	1,5	0,0015	Rauhigkeit des Rohres
Ergebnisse: Vollfüllung			
A =	0,13	m ²	Rohrquerschnitt voll
v =	2,05	m/s	Fließgeschwindigkeit
Q =	257,42	l/s	Abflussmenge

Damit ist $Q_{\text{ist}} = 257,42 \text{ l/s} \gg 81,66 \text{ l/s} = Q_{\text{soll}}$.

4.6 Sickermulden

Nachweis Speichervolumen:

In das am meisten beanspruchte Sickerbecken (Fläche 25x8x1 m) entwässern 22.772 m² Deponiefläche (A3, A4, A8, A9) und 200 m² Beckenfläche.

Die angeschlossene Fläche ergibt sich zu:

$$A_u = 22.772 \text{ m}^2 * 0,235 + 200 \text{ m}^2 = 5.551,4 \text{ m}^2$$

Das erforderliche Speichervolumen berechnet sich gemäß ATV A 138 nach der Formel

$$V_{\text{erf}} = (A_u * 10^{-3} * r_{D(N)} - Q_s) * D * 60 * f_z,$$

wobei Q_s zunächst aus der Beziehung $Q_s = A_u * q_s$ ermittelt wird.

$$A_U = 0,5552 \text{ ha}$$

$$q_s = 19,0 \text{ l/(s*ha)}, \text{ bei } k_f = 3,8 * 10^{-4} \text{ m/s n. Hazen (durch Bodenuntersuchungen ermittelt)}$$

$$f_z = 1,15 \text{ (Risikomaß mittel)}$$

Entsprechend der Niederschlagsdauer und -spende ergeben sich die folgenden Speichervolumina:

Niederschlagsdauer	Niederschlagsspende	erforderliches Speichervolumen
D [min]	r [l/s ha] bei n = 0,2	V [m ³]
5	235,0	41,37
10	182,4	62,60
15	152,6	76,77
20	132,3	86,81
30	105,9	99,87
45	82,9	110,16
60	68,9	114,70
90	50,2	107,57
120	40,0	96,54
180	29,1	69,65
240	23,3	39,53
360	16,9	-28,96
540	12,3	-138,60
720	9,8	-253,76
1080	7,3	-484,07

Das erforderliche Speichervolumen beträgt somit ca. **115 m³**.

Das Beckenvolumen beträgt 120 m³, bei einer Versickerungsfläche von 160 m².

Damit ist das $V_{\text{ist}} = 120 \text{ m}^3 > 115 \text{ m}^3 = V_{\text{soll}}$.

Nachweis der Versickerungsrate:

Es wurde mit einer mittleren Versickerungsrate von

$$Q_{S_{\text{gew}}} = q_s * A_U = 19 \text{ l/(s*ha)} * 0,5552 \text{ ha} = 10,55 \text{ l/s} = 0,01055 \text{ m}^3/\text{s}$$

gerechnet.

Für die Versickerungsrate gilt:

$$Q_S = A_{\text{Versickerungsfläche}} \cdot k_f / 2 = 160 \cdot 3,8 \cdot 10^{-4} / 2 = 0,0304 \text{ m}^3/\text{s} > 0,01055 \text{ m}^3/\text{s} = Q_{S\text{gew}}$$

Damit ist die Sickerleistung größer als die Sickerrate und die Beckengröße ausreichend.

Wird beim Bau ggf. weniger durchlässiger Untergrund angetroffen (z.B. Feinsande), ist dieser bis 1 m Tiefe mit einem durchlässigeren Boden auszutauschen oder die betreffende Sickermulde entsprechend größer zu dimensionieren.

Zum Funktionsnachweis der Versickerung ist bei der Bauausführung ein geeigneter Versickerungsversuch für jede Sickermulde durchzuführen.

Nachweis gemäß DWA-M 153:

Geringhalten von Verschmutzungen des Niederschlagswassers

An die am meisten belastete Sickermulde 3 sind folgende Flächen angeschlossen:

$$A_{\text{ges}} = A_1 + A_2 + A_{10} + \text{Umfahrung} = 9.018,7 + 344,3 + 10.341,4 + 2.275,6 = \mathbf{21.980,0 \text{ m}^2}$$

Die angebundenen Entwässerungsflächen unterteilen sich in Belastungsflächen wie folgt:

Dachfläche:	keine	=	0 m ²
Straßenfläche:	1.225	=	1.225 m ²
unbefest. Fläche:	9.018,7 + 344,3 + 10.341,4 + 1.050,6	=	20.755 m ²
			$\Sigma A_{\text{ges}} = 21.980 \text{ m}^2$

Gewählte Werte nach Anhang 1 des DWA-M 153:

(G: Gewässertyp und Bewertungspunkte / L: Luftverschmutzung / F: Flächenverschmutzung / Au: angeschlossene Fläche / B: Abflussbelastung / D: Durchgangswert / E: Emissionswert)

G = G12 = **10** (Versickerung ins Grundwasser außerhalb von Trinkwassereinzugsgebieten)

L = L1 = **1** (gering: Außenbereich mit geringem Verkehrsaufkommen)

F = F1 / F2 / F3 = **5 / 8 / 12** (gering: Grünflächen / Dachflächen / Wegflächen)

Dachfläche	$A_{U1} =$	keine	=	0 m ² (0 %)
Straßenfläche	$A_{U2} =$	1.225 x 0,875	=	1.072 m ² (18 %)
Grünfläche	$A_{U3} =$	20.755 x 0,235	=	<u>4.878 m²</u> (82 %)
			Σ	5.950 m ² (= A_{red} gesamt)

Berechnung Abflussbelastung B:

$$B_1 = 0,00 \times (1 + 8) = \mathbf{0,000}$$

$$B_2 = 0,18 \times (1 + 12) = \mathbf{2,340}$$

$$B_3 = 0,82 \times (1 + 5) = \mathbf{4,920}$$

$$\Sigma B = \mathbf{7,260}$$

Berechnung maximal zulässiger Durchgangswert D_{\max} :

$$D_{\max} = G / B = 10 / 7,260 = 1,38$$

$D_{\text{gew}} = \mathbf{0,60}$ n. Tab. A.4a (zentrale Beckenversickerung $A_s = 200 \text{ m}^2$; $A_U : A_S = 5.950 : 200 = 30 \leq 50 : 1 \Rightarrow$ Spalte c und D2 = Versickerung durch 20 cm Oberboden sowie D6 = geringere Deckschichten als in Gruppe D4 genannt)

Berechnung E:

$$E = \Sigma B \times D_{\text{gew}} = \mathbf{7,260 \times 0,60 = 4,36 < 10 = G}$$

Damit ist für die Deponiefläche keine Behandlung des abgeleiteten Wassers erforderlich!

4.7 Flächendränage

Ausgangsdaten

Entwässerungslänge l_s : 100 m (Entwässerungsflächen A4+A8, 50 m östliches Plateau und 50 m Ostböschung, d.h. 50 m 1:10 + 50 m 1:3)

Neigung 1:n: 10 und 3 [-], das entspricht einer Neigung von: $5,71^\circ$ und $18,43^\circ$

bzw. hydraulischer Gradient: $i = 0,100$ und $0,333$ [-] oder 10 % und 33,3 %

Wichte des Bodens: i. M. 20 kN/m^3

Dicke der Rekuschicht: 1,30 m

Auflast: i. M. 26 kN/m^2

Dränspende q_s : 25 mm/d

entspricht: $2,89 \text{ E-}04 \text{ l/(s} \cdot \text{m}^2)$

Langzeit-Wasserleitvermögen q_{LZ} hier beispielhaft für das Kunststoffdränelement (Dränmatte) vom Typ Enkadrain® ZB 350

Das Langzeit-Wasserleitvermögen der gewählten Dränmatte beträgt bei der oben aufgeführten Neigung und Auflast gemittelt:

$$q_{LZ} = 0,5 \text{ l/(s*m)}$$

(Ermittlung und Beurteilung des langfristigen Wasserableitvermögens siehe Zulassungsschein Nr. 02/BAM 4.3/03/12 der Enkadrain® ZB 350 als Kunststoff-Dränelement für Deponieoberflächenabdichtungen vom 25.04.2013)

Bemessungswert des Langzeit-Wasserableitvermögens $q_{LZ,d}$

Der Bemessungswert des Langzeit-Wasserableitvermögens $q_{LZ,d}$ ergibt sich aus:

$$q_{LZ,d} = q_{LZ} / (D1 * D2 * D3 * D4)$$

Die Abminderungsfaktoren D1 - D4 ergeben sich nach Tabelle 2 - 20.1 der GDA-Empfehlung wie folgt:

D1 =	1,30
D2 =	1,20
D3 =	1,20
D4 =	1,20
S =	1,10
Gesamt	2,47

D1 = für in der Abschätzung des Langzeit-Wasserableitvermögens nicht berücksichtigte Streuungen der Messdaten

D2 = für Beeinträchtigung des Wasserableitvermögens durch unvermeidliche geringfügige Einbaubeanspruchungen

D3 = für Beeinträchtigung des Wasserableitvermögens durch lokale Querschnittsveränderungen (Überlappungen, Stöße, Bauteilanschlüsse)

D4 = für Beeinträchtigung des Wasserableitvermögens durch langwierige Einwirkungen im eingebauten Zustand (Ausfällungen, Bodeneintrag, Wurzeln)

S = Sicherheitsbeiwert für allgemeine Systemunsicherheiten bei der Übertragung experimentell ermittelter Daten auf Feldbedingungen in Abhängigkeit vom Ansatz der gewählten Sickerwasserspense $q_{E_{max}}$ (hier angenommen 99,9 % Unterschreitungswahrscheinlichkeit).

Ermittlung des Bemessungswerts des Langzeitwasserableitvermögens $q_{LZ,d}$

$$q_{LZ,d} = 0,5 \text{ l/(s*m)} / 2,47 = 0,202 \text{ l/(s*m)}$$

Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit

$$q_{LZ,d} \geq q_s * I_s$$

$$q_s * I_s = 0,000289 \times 100 = 0,0289 \text{ l/(s*m)}$$

q_s = spezifische Dränabfluss (siehe Ausgangsdaten)

I_s = Entwässerungslänge (siehe Ausgangsdaten)

$$q_{LZ,d} = 0,202 \text{ l/(s*m)}$$

→ ca. Faktor 7

$$q_s * I_s = 0,029 \text{ l/(s*m)}$$

$$q_{LZ,d} \geq q_s * I_s \rightarrow \text{Nachweis für die Dränmatte erbracht!}$$

Ergebnis:

Das Kunststoff-Dränelement Enkadrain® ZB 350 erfüllt die Anforderungen der GDA-Empfehlung. Die erforderliche hydraulische Leistungsfähigkeit wird um etwa den Faktor 7 überschritten.

Literaturverzeichnis

- [1] KOSTRA-DWD 2000
- [2] sklima-Datenbank
- [3] ATV-DVWK-A 118, A138
- [4] Bautabellen für Ingenieure, Werner Verlag
- [5] Merkblatt Nr. 3.6/4 "Ableitung und Speicherung von Deponiesickerwasser" des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft (Stand 09.09.1999)
- [6] Merkblatt Nr. 4.5/2-51 "Hinweise zu Anhang 51 zur Abwasserverordnung (Oberirdische Ablagerung von Abfällen)" des Bayerischen Landesamtes für Umwelt
- [7] DIN 19667
- [8] GDA E 2-14

Anlagen

Niederschlagsdaten Raum Perleberg KOSTRA-DWD 2000,
Abflussmengen Böschungskaskaden Pfeifenbring,
Bewertungsformblatt Regenabfluss n. DWA-M 153,
Langzeit-Wasserableitvermögen Kunststoff-Dränelement Enkadrain ZB 350
Bodenuntersuchungen Sickermulden
und
Lageplan Entwässerungsflächen (Zg. Anl. 6.1)