

Mineralstoffdeponie DK I Haschenbrok

Planfeststellungsantrag gem.
§ 35 KrWG zur Erweiterung
der Mineralstoffdeponie DK I
Haschenbrok

Anhang 1

Basisentwässerung



Anhang 1: Basisentwässerung

1	BASISENTWÄSSERUNG	2
1.1	Spitzenabfluss	2
1.2	Sickerwassersammler	4
1.3	Zulaufleitung Durchdringung 4 – Pumpwerk S4.....	5
1.4	Verbindungsleitung West.....	5
1.5	Sickerwasserpumpwerk S4	6
2	EINSTAU ENTWÄSSERUNGSSCHICHT	9
3	ANLAGEN DES ANHANGS 1.....	9

1 Basisentwässerung

Die zur Basisentwässerung in der Flächendrönschicht verlegten Sickerwassersammler DN 300 werden unter Berücksichtigung der vergrößerten Basisentwässerungsfläche nachgewiesen. Ferner erfolgt die hydraulische Überprüfung der bereits eingebauten Verbindungsleitung West. Abschließend erfolgt die hydraulische Überprüfung des Sickerwasserpumpwerks S4, auf das Sickerwasserpumpwerk S11 konnte nach der in den Planfeststellungen 2015/17 geforderten Änderung der Entwässerungsrichtung im Bauabschnitt II verzichtet werden.

1.1 Spitzenabfluss

Abweichend von der Ermittlung der jährlichen Sickerwassermengen über eine mittlere Sickerwasserspense von 30 % des Jahresniederschlages (siehe Kap. *Sickerwasser*), bei der die zeitliche Verteilung und Intensität der Niederschläge nicht berücksichtigt sind, müssen für die hydraulische Auslegung der Entwässerungselemente höhere Werte zu Grunde gelegt werden. Relevant für die Bemessung ist die Sickerwasserspense für neue Abschnitte, auf denen gerade begonnen wird, Abfall einzulagern. Das Deponiehandbuch Niedersachsen (NLÖ, Hildesheim 1994) empfiehlt in diesem Zusammenhang eine Regenspense $r_{15(1)}$. Die Festlegung des Regenabflusses erfolgt mit Niederschlägen aus dem KOSTRA-Atlas "Starkniederschlagshöhen für Deutschland" für das Rasterfeld Großenkneten. Nach dem aktuellen KOSTRA-Atlas (siehe Anlage [1] des Anhangs 1, KOSTRA-DWD 2010R) ergibt sich damit eine geringfügig größere Regenspense $r_{15(1)} = 103,3$ (l/s*ha).

Zur Abbildung realistischer Abflusssituationen und Spitzenabflüsse erfolgt die Durchfluss- und Wasserstandsberechnung in Kanalnetzen in der Praxis der Kanalnetzberechnung heute nahezu ausschließlich mit Hilfe hydrodynamischer Verfahren. Im vorliegenden Fall wurde das Softwareprodukt „HYSTEM-EXTRAN" (itwh) angewandt. Der Begriff "hydrodynamisch" bezeichnet in diesem Zusammenhang eine Berechnungsmethode für den instationären Freispiegelabfluss. Mit diesem Begriff werden alle EDV-Programme bezeichnet,



die den Abflusstransport im Kanal unter Einbeziehung der Sonderbauwerke nach dieser Methode berechnen.

Bei den hydrodynamischen Methoden findet eine Trennung der Fließvorgänge auf der Oberfläche und im Kanal statt. Die auf der Oberfläche ablaufenden Prozessphasen Abflussbildung und Abflusskonzentration werden auch bei der überwiegenden Mehrzahl der hydrodynamischen Modelle aufgrund der inhomogenen Oberflächenverhältnisse mit hydrologischen Methoden simuliert, die Abflusstransformation im Kanal wird hydrodynamisch auf der Grundlage der Lösung von Differentialgleichungen berechnet.

Der Vorteil der Methode liegt in der Abbildung der realen Abflussvorgänge im Berechnungsmodell: Die Abflusskonzentration und die Fließwege an der Oberfläche werden ebenso berücksichtigt wie die Abflussfaktoren im Kanalnetz.

Berücksichtigt werden u.a.:

- Modellregen des Deutschen Wetterdienstes
- Form und Neigung des Einzugsgebietes / der Haltungsflächen
- Versiegelungsgrad
- physikalische Parameter der Haltungen
- Rückstaeinflüsse
- Speicherelemente, u.a.

Gegenüber herkömmlichen Berechnungsverfahren können damit die hydraulischen Vorgänge im Kanalnetz realitätsnah abgebildet werden. Die Stammdaten und Ergebnisse der HYSTEM-EXTRAN-Berechnung befinden sich in den Anlagen [3] bis [5] des Anhangs 1. Der Spitzenabfluss aus der Entwässerungsfläche S4 beträgt 67 l/s, der aus der Entwässerungsfläche S5 59 l/s.

Relevant für die Bemessung der Entwässerungsleitungen ist die Sickerwasserspende für Abschnitte, auf denen gerade begonnen wird, Abfall einzulagern. Der sich aus der mittleren Sickerwasserspende ergebende Basisabfluss aus bereits mit Abfall belegten Einlagerungsabschnitten wird bei diesem Starkregenereignis vernachlässigt, da er weniger als 0,5 l/s beträgt. Grundsatz bei der Verfüllung des Abfallkörpers ist immer, dass nur jeweils eine Basisentwässerungsfläche befüllt wird und somit auch nur aus dieser mit einem Spitzenabfluss zu rechnen ist.



Da der Bauabschnitt I mittlerweile mit Abfall belegt ist, sind für die Verbindungsleitung West und das Sickerwasserpumpwerk S4 zwei verschiedene Entwässerungsflächen für die Bemessung des Spitzenabflusses zu Grunde zu legen, beide aus dem Bauabschnitt BA III. Die größte Entwässerungsfläche des Bauabschnittes BA III (rd. 1,70 ha) entwässert direkt in das Pumpwerk S4, ohne die Verbindungsleitung West zu nutzen. Nachgewiesen werden muss hier die Zulaufleitung vom Durchdringungsbauwerk 4 zum Pumpwerk S4, dabei handelt es sich um ein Vollrohr PE 100, 355x32,2 mm, SDR 11. Unter der Annahme, dass gerade begonnen wurde, Abfall einzulagern, ergibt sich hier ein Spitzenabfluss von rd. 67 l/s.

Die größte Entwässerungsfläche, die in die Verbindungsleitung West entwässert, ist das nördliche Entwässerungsfeld des Bauabschnittes III mit rd. 1,50 ha. Nachgewiesen werden muss hier die Verbindungsleitung zwischen dem Schacht S5 und dem Pumpwerk S4, dabei handelt es sich um ein Vollrohr PE 100, 315x18,7 mm, SDR 17. Unter der Annahme, dass gerade begonnen wurde, Abfall einzulagern, ergibt sich hier ein Spitzenabfluss von rd. 59 l/s.

1.2 Sickerwassersammler

Als Sickerwassersammler in den Tiefpunkten der dachförmigen Entwässerungsflächen kommen PE-Rohre nach DIN 8074 (Vollrohre) oder nach DIN 16961 (Wickelrohre) zum Einsatz. In jedem Fall wird der Innendurchmesser der Rohre DN 300 betragen. Der hydraulische Nachweis erfolgt für den maximalen Spitzenabfluss von 67 l/s sowie für das Mindestgefälle von 1 %. Die Bemessung erfolgt nach ATV-A110 nach Prandtl/Colebrook mit Hilfe von Tabellenablesungen:

$$\begin{aligned} I_s &= 0,01 \text{ m/m} \\ k &= 1,5 \text{ mm (gewählt)} \\ d &= 0,30 \text{ m (gewählt)} \\ \underline{Q} &= \underline{98,0 \text{ l/s}} > Q_R = 67 \text{ l/s} \end{aligned}$$

1.3 Zulaufleitung Durchdringung 4 – Pumpwerk S4

Durch die Erweiterung der Deponie ergibt sich für die Basisentwässerung der Sonderfall, dass die Basisentwässerungsfläche mit der größten Fläche sich durch die Erweiterung neu ergibt und direkt in das Pumpwerk S4 entwässert. Die Entwässerung erfolgt über die Zulaufleitung vom Durchdringungsbauwerk 4 zum Pumpwerk S4, dabei handelt es sich um ein Vollrohr PE 100, 355x32,2 mm, SDR 11. Die Verbindungsleitung West wird für die Ableitung dieses Spitzenabflusses nicht in Anspruch genommen. Der hydraulische Nachweis für die Zulaufleitung vom Durchdringungsbauwerk 4 zum Pumpwerk S4 erfolgt für den maximalen Spitzenabfluss von 67 l/s sowie für das planmäßige Gefälle der Zulaufleitung von rd. 1,08 %. Da das Sickerwasserpumpwerk S4 bereits eingebaut ist, ist die Anschlusshöhe am Schacht mit 26,02 mNN bekannt. Aus der planmäßigen Sohlhöhe des Durchdringungsbauwerks ergibt sich das zuvor genannte Gefälle. Der Innendurchmesser des Rohres PE 100, 355x32,2 mm, SDR 11 beträgt 290,6 mm. Die Bemessung erfolgt nach DWA-A 110 nach Prandtl/Colebrook mit Hilfe von Tabellenablesungen:

$$\begin{aligned} I_s &= 0,0108 \text{ m/m} \\ k &= 0,75 \text{ mm (gewählt)} \\ d &= 0,291 \text{ m (gewählt)} \\ \underline{Q} &= 103 \text{ l/s} > Q_R = 67 \text{ l/s} \end{aligned}$$

1.4 Verbindungsleitung West

Die Verbindungsleitung West ist für den maximal möglichen Spitzenabfluss zu bemessen, der sich aus der größten angeschlossenen Entwässerungsfläche ergibt. Dabei handelt es sich um das nördliche Entwässerungsfeld des Bauabschnitts III mit rd. 1,50 ha. Nachgewiesen werden muss hier die Verbindungsleitung zwischen dem Schacht S5 und dem Pumpwerk S4, dabei handelt es sich um ein Vollrohr PE 100, 315x18,7 mm, SDR 17. Unter der Annahme, dass gerade begonnen wurde, Abfall einzulagern, ergibt sich hier ein Spitzenabfluss von rd. 59 l/s. Die Verbindungsleitung zwischen den Schächten S5 und S4 ist bereits eingebaut, mit den Bestandshöhen ergibt sich ein Gefälle der Rohrleitung von 3,37 ‰. Der Innendurchmesser des Rohres PE 100, 315x18,7 mm, SDR 17 beträgt 277,6

mm. Die Bemessung erfolgt nach DWA-A 110 nach Prandtl/Colebrook mit Hilfe von Tabellenablesungen:

$$\begin{aligned} I_s &= 0,00337 \text{ m/m} \\ k &= 0,75 \text{ mm (gewählt)} \\ d &= 0,278 \text{ m (gewählt)} \\ \underline{Q} &= \underline{50,8 \text{ l/s} < Q_R = 59 \text{ l/s}} \end{aligned}$$

Die Leitung ist somit für die Ableitung des Spitzenabflusses im freien Gefälle nicht ausreichend bemessen. Da die Leitung jedoch bereits eingebaut ist, muss für sie der Nachweis des Betriebs unter Druckabfluss geführt werden, um nachzuweisen, dass es zu keinen Überstaureaktionen im Kanalnetz kommt. Dazu wurde mit dem Programmsystem HYSTEM-EXTRAN ein Längsschnitt durch die entsprechende Haltung erzeugt (siehe Anlage [6] des Anhangs 1). Dort ist zu erkennen, dass es lediglich vor dem Durchdringungsbauwerk zu einem kurzfristigen Einstau in die Entwässerungsschicht kommt, bei der Einleitung in das Pumpwerk S4 herrscht bereits wieder ein freier Auslauf. Ein Einstau über die Entwässerungsschicht hinaus findet nicht statt.

1.5 Sickerwasserpumpwerk S4

Das bereits errichtete Sickerwasserpumpwerk S4 wird nach der Änderung der Entwässerungsrichtung des Bauabschnitts BA II alle Bauabschnitte BA I bis BA IV einschließlich der Erweiterungsfläche entwässern. Es wurde ausgeführt im Tiefpunkt der Verbindungsleitung West als Kombinationsbauwerk zur Fassung des Sickerwassers aus dem Deponiekörper sowie zur Aufnahme von 2 nassaufgestellten Pumpen (siehe **Anlage [5]**, Entwässerungsplan). Der Innendurchmesser beträgt 2,5 m. Die Auslegung des Pumpwerks und seiner Pumpen muss für den neuen maximalen Spitzenabfluss von $Q_{\max} = 67 \text{ l/s}$ überprüft werden.

Höhenkoten

Das erforderliche Pumpensumpfvolumen berechnet sich zu:

$$\begin{aligned} V_{\text{erf}} &= 0,9 * Q_p / z \\ V_{\text{erf}} &\text{ erforderliches Pumpensumpfvolumen [m}^3\text{]} \end{aligned}$$



Q_p Pumpenfördermenge [l/s]
 z Schaltzahl der Pumpe pro Stunden [ohne]
gewählt: $z = 8$

$$V_{\text{erf}} = 0,9 * 67 / 8 = 7,54 \text{ m}^3$$

Das vorhandene Pumpensumpfvolumen beträgt:

$$V_{\text{vorh}} = (P_{\text{ein}} - P_{\text{aus}}) * A = (25,20 - 23,58) * 4,91 = 7,95 > V_{\text{erf}}$$

Das vorhandene Pumpensumpfvolumen ist ausreichend bemessen.

Die erforderliche Pumpensumpftiefe ergibt sich damit zu:

$$H_{\text{erf}} = V_{\text{erf}} / A$$

V_{erf} erforderliches Pumpensumpfvolumen [m³]
 A Schachtfläche [m²]

$$H_{\text{erf}} = 7,54 / 4,91 = 1,54 \text{ m}$$

Die Verbindungsleitung West mündet mit einer Höhe von 25,52 mNN (Bestandshöhe) in das Pumpwerk S4 ein. Unter Berücksichtigung des Schaltspiels der Pumpen zwischen P_{ein} und P_{aus} , welches gleichzeitig die Pumpensumpftiefe darstellt, weiteren Zuschlägen für die Alarmpumpe und die Konstruktionshöhe der Pumpen ergeben sich die folgenden Höhenkoten für das Pumpwerk S4:

Zulauf	25,52 mNN
Alarm	25,40 mNN
P_{ein}	25,20 mNN
P_{aus}	23,58 mNN
Sohle PW	23,10 mNN
OKG/OK PW	35,14 mNN
Tiefe PW	12,04 m

Die vorhandene Pumpensumpftiefe beträgt:

$$H_{\text{vorh}} = (P_{\text{ein}} - P_{\text{aus}}) = (25,20 - 23,58) = 1,62 \text{ m} > H_{\text{erf}}$$

Die vorhandene Pumpensumpftiefe ist ausreichend bemessen.



Maximale Förderhöhe – Minimum-Pumpenleistung

Die maximale geodätische Förderhöhe H_{geo} ergibt sich aus der Differenz zwischen dem minimalen Wasserspiegel im Pumpwerk ($P_{\text{aus}} = 23,58 \text{ mNN}$) und der Oberkante des Druckrohrauslaufes in das Sammelbecken.

Oberkante Druckrohr	33,92 mNN
P_{aus}	<u>23,58 mNN</u>
H_{geo}	10,34 m

Für die Beschickung des Sickerwassersammelbeckens 1 durch das Pumpwerk S4 ist eine Druckrohrleitung PE 100, 225x13,4 mm vorhanden. Damit beträgt der Innendurchmesser der Rohrleitung 198,2 mm. Vom Druckstutzen der Pumpen bis zur Einleitung in das Sickerwassersammelbecken 1 hat die Druckleitung eine Länge von rd. $L = 25 \text{ m}$. Bei einem zu fördernden maximalen Spitzenabfluss von 67 l/s ergibt sich für eine gewählte betriebliche Rauigkeit von $k_b = 0,25 \text{ mm}$ nach Prandtl/Colebrook eine Fließgeschwindigkeit von 2,17 m/s. Das zugehörige Energieliniengefälle beträgt $I_E = 26,16 \text{ ‰}$.

Damit errechnen sich nach Prandtl/Colebrook und folgender Beziehung die Rohrreibungsverluste wie folgt:

$$\begin{aligned} H_r &= L \cdot I_E \\ H_r &= 25 \text{ m} \cdot 0,02616 \text{ m/m} = 0,65 \text{ m} \end{aligned}$$

Aus der Summe von geodätischer Förderhöhe H_{geo} und Rohrreibungsverlusten H_r ergibt sich somit die maximale manometrische Förderhöhe H_{man} :

H_{geo}	10,34 m
H_r	<u>0,65 m</u>
H_{man}	10,99 m

Installiert wurde die Pumpe Sulzer XFP200G CB1 50Hz. Die Pumpe liefert bei einem Minimal-Wasserstand im Pumpwerk ca. 60 l/s.

Minimale Förderhöhe – Maximum-Pumpenleistung

Die minimale geodätische Förderhöhe H_{geo} ergibt sich aus der Differenz zwischen dem maximalen Wasserspiegel im Pumpwerk ($P_{\text{ein}} = 25,20 \text{ mNN}$) und der Oberkante des Druckrohrauslaufes in das Sammelbecken. Damit wird die minimale Förderhöhe von $33,92 - 25,20 = 8,72 \text{ m}$ erreicht. Bei dieser Förderhöhe liefert die Pumpe ca. 71 l/s.



Der Spitzenabfluß von 67 l/s kann rückstaulos gefördert werden.

Zur Verdeutlichung der Leistungsfähigkeit der eingebauten Pumpen beim jetzt ermittelten Spitzenabfluss wird auf die beiden anliegenden Leistungskurven/Kennlinien der Pumpe Sulzer XFP200G CB1 50Hz verwiesen (siehe Anlagen [8] und [9] des Anhangs 1).

2 Einstau Entwässerungsschicht

Auf die erneute Bemessung eines möglichen Einstaus über die Entwässerungsschicht hinaus kann verzichtet werden, da sich der Vorhabenträger Bodenkonto Steinhöhe GmbH dazu entschlossen hat, wie im bereits im Betrieb befindlichen Bauabschnitt I die Flächendränage an der Deponiebasis aus geeignetem Ersatzbaustoff in einer Stärke von 50 cm herzustellen.

Im Bauabschnitt I wurde als Ersatzbaustoff geeignetes Asphaltfräsgut eingesetzt, dies ist auch für die weiteren Bauabschnitte vorgesehen.

3 Anlagen des Anhangs 1

Folgende Anlagen sind Bestandteil des Anhangs 1 Basisentwässerung:

Anlage [1]	Niederschlagsspenden und -höhen nach KOSTRA-DWD 2010R
Anlage [2]	Modellregen
Anlage [3]	HYSTEM-EXTRAN Stammdaten Haltungen Gesamt
Anlage [4]	HYSTEM-EXTRAN Statistik
Anlage [5]	HYSTEM-EXTRAN Ergebnisdatei
Anlage [6]	Längsschnitt Haltung S5
Anlage [7]	Längsschnitt Haltung S4
Anlage [8]	Leistungskurve/Kennlinie bei maximaler Förderhöhe
Anlage [9]	Leistungskurve/Kennlinie bei minimaler Förderhöhe