

Planfeststellung

Wassertechnische Untersuchung

für

B 441, Ortsumgehung Wunstorf

von Bau-km 1+000 bis Bau-km 7+545

in den Gemarkungen Bokeloh, Wunstorf, Blumenau und Luthe

Berechnungsunterlagen

13.2	Berechnungsunterlagen	2
13.2.1	Berechnungsgrundlagen	2
13.2.1.1	Regenspende.....	2
13.2.1.2	Regenhäufigkeit.....	2
13.2.1.3	Spitzenabflussbeiwerte (Ψ_s).....	3
13.2.1.4	Spezifische Versickerraten.....	3
13.2.1.5	Konstruktive Festlegungen.....	3
13.2.2	Berechnungsverfahren	4
13.2.2.1	Regenabfluss Q	4
13.2.2.2	Rohrleitungen.....	4
13.2.2.3	Durchlässe	4
13.2.2.4	Offene Gerinne.....	5
13.2.2.5	Rückhaltebecken mit Drosselabfluss.....	5
13.2.2.6	Versickerbecken.....	6
13.2.3	Berechnungen	6
13.2.3.1	Rohrleitungen.....	6
13.2.3.2	Durchlässe	8
13.2.3.3	Offene Gerinne.....	10
13.2.3.4	Rückhaltebecken mit Drosselabfluss.....	22
13.2.3.5	Versickerbecken.....	29

13.2 Berechnungsunterlagen

13.2.1 Berechnungsgrundlagen

Grundlage der Planung und Berechnung der Entwässerungsanlagen sind die "Richtlinien für die Anlagen von Straßen - Teil Entwässerung" (RAS-Ew 05) und die folgenden Arbeitsblätter des DWA-Regelwerkes (DWA = Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.):

Arbeitsblatt A 110: Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserleitungen und -kanälen
Ausgabe 2006 (A 110)

Arbeitsblatt A 117: Bemessung von Regenrückhalteräumen
Ausgabe 2006 (A 117)

Arbeitsblatt A 118: Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen
Ausgabe 2006 (A 118)

Arbeitsblatt A 138: Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser
Ausgabe 2005 (A 138)

13.2.1.1 Regenspende

Die Regenspende wird gemäß neusten Erkenntnissen aus dem KOSTRA-Katalog ermittelt. Es handelt sich hierbei jeweils um die Mittelwerte für das Rasterfeld „Wunstorf“, Spalte 31, Zeile 37, (siehe Anlage 1).

Regenspende $r_{15,(n=1)} = 97,2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$.

13.2.1.2 Regenhäufigkeit

Die Häufigkeit des Bemessungsregens wird nach RAS-Ew 05 wie folgt in der Berechnung angesetzt:

	Häufigkeit n [1/a]	Wiederkehrzeit T [a]
Rohrleitungen	1,0	1
Durchlässe	0,5	2
offene Gerinne	0,5	2
Straßentiefpunkte im Einschnitt	0,2	5
Trogstrecken	0,1	10
Regenrückhaltebecken	0,5	2
Versickerbecken	0,5	2

In Einzelfällen wird die Sicherheit gegen Überschreitungen durch Herabsetzung der Regenhäufigkeit erhöht. Die individuellen Begründungen und die daraus resultierenden Festlegungen für die betroffenen Elemente werden in 13.2.3 beschrieben.

13.2.1.3 Spitzenabflussbeiwerte (Ψ_s)

Es werden folgende Spitzenabflußbeiwerte gewählt:

Abfluss von Asphaltbefestigungen $\Psi_s = 0,90$
Abfluss von Pflasterbefestigungen $\Psi_s = 0,70$
Abfluss von Ackerflächen $\Psi_s = 0,05$

Aufgrund der bestehenden Bodenverhältnisse und der Topographie wird für Ackerflächen in den Einzugsgebieten mit Anschluss an RRB II als Abflussbeiwert $\Psi_s = 0,10$ angesetzt.

13.2.1.4 Spezifische Versickerraten

Für bewachsene Flächen im Straßenraum werden nach RAS-Ew 05 folgende spezifische Versickerraten angesetzt:

Seitenstreifen, Dammböschungen, unbef. Flächen $sV = 100 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$
Rasenmulden, Gräben $sV = 150 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$

13.2.1.5 Konstruktive Festlegungen

Mulden: $b = 2,00 \text{ m}$
 $h < 0,30 \text{ m}$

Mulden schmal: $b = 1,00 \text{ m}$
 $h < 0,20 \text{ m}$

Gräben: Sohlbreite $b \geq 0,50 \text{ m}$
Grabentiefe $t \geq 0,50 \text{ m}$
Böschungsneigung $n = 1:1,5$

Gräben tief: Sohlbreite $b \geq 0,50 \text{ m}$
Grabentiefe $t \geq 0,80 \text{ m}$
Böschungsneigung $n = 1:1,5$

Verlegte Gewässer:
Gewässer III. Ordnung Sohlbreite $b \geq 0,80 \text{ m}$
Böschungsneigung $n = 1:2$

Gewässer II. Ordnung Sohlbreite $b \geq 1,00 \text{ m}$
Böschungsneigung $n = 1:2$

Böschungsneigung (Damm, Einschnitt) $n = 1:1,5$

Regenwasserkanäle
Mindestquerschnitt gem. RAS-Ew DN 300
Betriebsrauigkeit $k_b = 1,5 \text{ mm}$
Hydraulische Auslastung $< 90 \%$

Durchlässe:

als Mindestquerschnitte wurden gem. RAS-Ew folgende Abmessungen festgelegt:

kurze Rohrdurchlässe mit geringen Abflüssen unter Wegen, Zufahrten: DN 400
in Ausnahmefällen auch DN 300

längere Durchlässe, jedoch nicht unter der OU: DN 500

Rohrdurchlässe unter der OU: DN 800 (DN 600)

13.2.2 Berechnungsverfahren

13.2.2.1 Regenabfluss Q

Die Berechnung des Regenabflusses Q erfolgt mit dem Zeitbeiwertverfahren

$$Q = r_{D,n} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} A_{E_i} \cdot \Psi_{S_i}$$

Q	[l/s]	= Oberflächenabfluss
$r_{D,n}$	[l/(s·ha)]	= Regenspende der Dauer D und der Häufigkeit n
$A_{E,i}$	[ha]	= Größe der jeweiligen Entwässerungsfläche
$\Psi_{S,i}$	[-]	= Zu $A_{E,i}$ gehörender Spitzenabflussbeiwert

13.2.2.2 Rohrleitungen

Die Bemessung der Rohrleitungen (Regenwasserkanalisation) erfolgt nach PRANTL-COLEBROOK.

$$Q = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \left[-2 \cdot \lg \left(\frac{2,51 \cdot \nu}{d \sqrt{2g \cdot I_E \cdot d}} + \frac{k_b}{3,71 \cdot d} \right) \right] \cdot \sqrt{2g \cdot I_r \cdot d}$$

Q	[m ³ /s]	= Durchfluss
d	[m]	= Innendurchmesser des Rohres
I_E	[m/m]	= Energiegefälle
g	[m/s ²]	= Fallbeschleunigung
ν	[m ² /s]	= kinematische Viskosität
k_b	[mm]	= betriebliche Rauigkeit

Die betriebliche Rauigkeit für Betonrohre wird mit $k_b = 1,5$ mm angesetzt. Die Berechnung erfolgt mit dem Programm REHM / HYKAS.

13.2.2.3 Durchlässe

Nach RAS-Ew wird ein eingestauter Rohrdurchlass bei Ansatz des Wandreibungsverlustes nach MANNING-STRICKLER einschließlich aller sonstigen Einzelverluste mit folgender Formel bemessen:

$$Q = \sqrt{\frac{\Delta h}{\frac{8}{g \cdot \pi^2 \cdot d^4} \cdot \left(1,5 + \frac{2 \cdot g \cdot l}{k_{St}^2 \cdot \left(\frac{d}{4}\right)^3} \right)}}$$

Es bedeuten:

- Q [m³/s] = Durchfluss
 Δh [m] = Spiegeldifferenz Oberwasser / Unterwasser einschl. zul. Aufstau
 = $z + I \cdot l$
 g [m/s²] = Fallbeschleunigung (= 9,81 m/s²)
 d [m] = Innendurchmesser
 l [m] = Bauwerkslänge
 k_{St} [m^{1/3}/s] = Rauigkeitsbeiwert (= 65 m^{1/3}/s)
 z [m] = Aufstau
 I [m/m] = Gefälle des Rohrdurchlasses

Rohrdurchlässe, die mit Abflüssen ≤ 70 l/s belastet sind, werden hydraulisch nicht nachgewiesen, da ein Durchlass DN 400 mit $L=20$ m und $\Delta h = 0,06$ m (= 5 cm Aufstau + 1 cm Gefälle) immer noch rd. 70 l/s abführen kann.

13.2.2.4 Offene Gerinne

Zur Bemessung offener Gerinne wird die Kontinuitätsbedingung in Verbindung mit der Formel von MANNING-STRICKLER verwendet.

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

- Q [m³/s] = Durchfluss
 A [m²] = Durchflossener Querschnitt
 v [m/s] = Mittlere Fließgeschwindigkeit
 k_{St} [m^{1/3}/s] = Rauheitsbeiwert, der von der Beschaffenheit der Gerinnewandung abhängt
 r_{hy} [m] = Hydraulischer Radius (A/I_u)
 I_E [m/m] = Energiegefälle (bei gleichförmigem Abfluss = Sohlgefälle).

Als Rauheitsbeiwert wird $k_{St} = 20$ m^{1/3}/s gewählt.

13.2.2.5 Rückhaltebecken mit Drosselabfluss

Die Bemessung der Rückhaltebecken erfolgt nach dem vereinfachten Verfahren gemäß ATV-Arbeitsblatt A 117.

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{Dr,R,u}) \cdot D \cdot f_z \cdot f_A \cdot 0,06$$

- $V_{s,u}$ [m³/ha] = Spezifisches Speichervolumen, bezogen auf A_u
 $r_{D(n)}$ [l/(s·ha)] = maßgebende Regenspende
 n [1/a] = Häufigkeit des Bemessungsregens

D	[min]	= Dauer des Bemessungsregens
$q_{DR,R,u}$	[l/(s·ha)]	= Regenanteil der Drosselabflussspende, bezogen auf A_u
f_z	[-]	= Zuschlagfaktor
f_A	[-]	= Abminderungsfaktor
0,06	[-]	= Dimensionsfaktor

Bei vorgegebener Wiederkehrhäufigkeit der Regenereignisse wird iterativ die Regendauer berechnet, welche das größte Speichervolumen erfordert.

Als Drosselabflussspende der kanalisierten Einzugsgebietsfläche wird angesetzt:

$$q_{Dr,k} = \Psi \cdot q_{D,k} = 0,05 \cdot 97,2 \text{ l/(s·ha)} = 4,9 \text{ l/(s·ha)}$$

13.2.2.6 Versickerbecken

Die Bemessung der Versickerbecken erfolgt nach dem einfachen Verfahren gemäß ATV-Arbeitsblatt ATV A 138.

$$V = [A_u \cdot 10^{-3} \cdot r_{D(n)} - Q_s] \cdot D \cdot 60 \cdot f_z$$

V	[m ³]	= Speichervolumen
A_u	[ha]	= undurchlässige Fläche
A_s	[m ²]	= Versickerungsfläche
$r_{D(n)}$	[l/(s·ha)]	= maßgebende Regenspende
n	[1/a]	= Häufigkeit des Bemessungsregens
D	[min]	= Dauer des Bemessungsregens
Q_s	[m ³ /s]	= Versickerungsrate = $A_s \cdot k_{f,u}$
f_z	[-]	= Zuschlagfaktor gem. A 117

Bei vorgegebener Wiederkehrhäufigkeit der Regenereignisse wird iterativ die Regendauer berechnet, welche das größte Speichervolumen erfordert.

13.2.3 Berechnungen

Die Oberflächenabflüsse der Einzugsgebiete (EZG) wurden unter Berücksichtigung der spezifischen Versickerraten von bewachsenen Flächen im Straßenraum nach RAS-Ew für die verschiedenen Regenspenden tabellarisch ermittelt. Die Ergebnisse sind in Anlage 2 zusammengestellt und dienen als Grundlage für die folgenden Nachweise.

13.2.3.1 Rohrleitungen

13.2.3.1.1 Rohrleitung Netz 1 von Bau-km 2+160 (R 108) bis 1+774 (AL)

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 3.2 bis EZG 3.8 und leitet in den Graben EZG 5 ein.

Die Berechnung ist als Anlage 3.1 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt maximal 57 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.1.2 Rohrleitung Netz 2 von Bau-km 3+280 (R 203) bis 3+183 (AL)

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 31 bis EZG 33 und leitet in den Durchlass 4.5 ein.

Die Berechnung ist als Anlage 3.2 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt maximal 59 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.1.3 Rohrleitung Netz 3 von Bau-km 3+280 (R 203) bis 3+183 (AL)

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 38 und EZG 39 und leitet in den Graben EZG 40 ein.

Die Berechnung ist als Anlage 3.3 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt maximal 88 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.1.4 Rohrleitung Netz 4 von Bau-km 4+445 (R 401) bis 4+628 (Pumpwerk)

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 42, EZG 43 und EZG 45 und leitet über ein Pumpwerk in EZG 47 ein.

Der Kanal liegt in einer Trogstrecke und wird für $n = 0,10$ bemessen.

Die Planung der Entwässerung im Bereich des Troges ist Bestandteil des Bauwerksentwurfes. Um die Situation qualitativ und quantitativ abschätzen zu können, wurden Sohlhöhen und Dimension der Rohrleitungen für den Nachweis der Leistungsfähigkeit vorab fiktiv angenommen. Die endgültige Planung kann von diesen Annahmen abweichen. Es muss allerdings gewährleistet sein, dass die anfallenden Wassermengen schadlos aufgenommen und abgeleitet werden können.

Die Berechnung ist als Anlage 3.4 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt maximal 86 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.1.5 Rohrleitung Netz 5 von Bau-km 4+742 (R 501) bis 4+628 (Pumpwerk)

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 46 und leitet über ein Pumpwerk in EZG 47 ein.

Der Kanal liegt in einer Trogstrecke und wird für $n = 0,10$ bemessen.

Die Planung der Entwässerung im Bereich des Troges ist Bestandteil des Bauwerksentwurfes. Um die Situation qualitativ und quantitativ abschätzen zu können, wurden Sohlhöhen und Dimension der Rohrleitungen für den Nachweis der Leistungsfähigkeit vorab fiktiv angenommen. Die endgültige Planung kann von diesen Annahmen abweichen. Es muss allerdings gewährleistet sein, dass die anfallenden Wassermengen schadlos aufgenommen und abgeleitet werden können.

Die Berechnung ist als Anlage 3.5 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt maximal 31 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.1.6 Rohrleitung Netz 6, Bau-km 6+275

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 69 und EZG 70 und leitet es weiter zu EZG 73.

Die Berechnung ist als Anlage 3.6 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt 57 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.1.7 Rohrleitung Netz 7, Bau-km 7+180

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 81 und EZG 82 und leitet es weiter zu EZG 83.

Die Berechnung ist als Anlage 3.7 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt 27 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.1.8 Rohrleitung Netz 8, Bau-km 7+310

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 77 und leitet es weiter zu EZG 78.

Die Berechnung ist als Anlage 3.8 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt 17 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.1.9 Rohrleitung Netz 9 von Bau-km 90+222 (R 902) bis 90+262 (R 901)

Der Regenwasserkanal sammelt das Wasser aus EZG 89 und leitet in den vorh. Kanal ein.

Die Berechnung ist als Anlage 3.9 beigefügt. Der Belastungsgrad beträgt 7 %. Der Kanal ist ausreichend dimensioniert.

13.2.3.2 Durchlässe

Erläuterungen zu den Bemerkungen:

- 1) kein Nachweis erforderlich; Durchfluss ≤ 70 l/s; Mindestdurchmesser gewählt;
- 2) $Q_{zul.} > Q_{vorh.}$; Nachweis erfüllt;
- 3) kein Nachweis erforderlich; gewählter DN ist größer oder entspricht dem Durchmesser vorhandener Durchlässe im Unterlauf;
- 4) kein Nachweis erforderlich; Durchlass wird nur geringfügig entsprechend vorhandenem DN verlegt oder verlängert;

13.2.3.3 Offene Gerinne

Vorhandene Mulden und Gräben, deren Einzugsgebiete im Wesentlichen unverändert bleiben, werden nicht neu bemessen. Das gilt auch für vorhandene Mulden und Gräben, die abschnittsweise in geringfügig veränderter Lage entsprechend des vorhandenen Querschnittes neu hergestellt werden.

Für Mulden mit 2 m Breite und 0,30 m Tiefe beträgt die Leistungsfähigkeit bei 0,1 % Längsgefälle 86 l/s. Für Mulden mit 1 m Breite und 0,20 m Tiefe beträgt die Leistungsfähigkeit bei 0,1 % Längsgefälle 22 l/s. Für Mulden, deren Belastung unter diesem Wert liegt, wird deshalb auf einen Nachweis der Leistungsfähigkeit verzichtet.

Bei Gräben mit einer Sohlbreite von 50 cm, einer Grabentiefe von 50 cm und einer Böschungsneigung von 1:1,5 beträgt die Leistungsfähigkeit bei 0,1 % Längsgefälle 166 l/s. Für Gräben, deren Belastung unter diesem Wert liegt, wird ebenfalls auf einen Nachweis der Leistungsfähigkeit verzichtet.

13.2.3.3.1 Graben Bau-km 1+000 bis 1+255 links

Die Oberflächenabflüsse des Einzugsgebietes (EZG) Nr. 1 werden wie bisher über den linksseitigen Straßenseitengraben gesammelt. Der Graben wird entsprechend des vorhandenen Querschnittes in veränderter Lage neu hergestellt. Bei Bau-km 1+255 leitet er in den ebenfalls in neuer Lage wiederhergestellten Graben ein. Vorflut und Leistungsfähigkeit entsprechen somit dem Bestand. Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.2 Graben Bau-km 1+255 bis 1+780 links

EZG 5, $Q_{(n=0,5)} = 122,29 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.3 Mulde Bau-km 1+780 bis 2+310 links

EZG 3.1 bis EZG 3.9

Die maximale Belastung der Mulde in diesem Einzugsgebiet steht bei EZG 3.2 an.

EZG 3.2, $Q_{(n=0,5)} = 22,61 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.4 Mulde Bau-km 1+780 bis 2+180 links, hinter LSW

EZG 4, $Q_{(n=0,5)} = 7,57 \text{ l/s} < 22 \text{ l/s}$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.5 Mulde Bau-km 2+180 bis 2+250 links, hinter LSW

$$\text{EZG 2, } Q_{(n=0,5)} = 1,14 \text{ l/s} < 22 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.6 Mulde Bau-km 1+255 bis 2+260 rechts

$$\text{EZG 6, } Q_{(n=0,5)} = 16,78 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.7 Mulde Bau-km 205+000 bis 205+255 links

$$\text{EZG 7, } Q_{(n=0,5)} = 64,16 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.8 Mulde Bau-km 205+360 bis 205+710 links

$$\text{EZG 8, } Q_{(n=0,5)} = 30,21 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.9 Mulde Bau-km 205+710 bis 206+090 links

$$\text{EZG 9, } Q_{(n=0,5)} = 30,86 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.10 Graben Bau-km 206+090 bis 206+250 links

$$\text{EZG 10, } Q_{(n=0,5)} = 56,18 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.11 Mulde Bau-km 206+250 bis 206+330 links

$$\text{EZG 11, } Q_{(n=0,5)} = 28,60 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.12 Graben Bau-km 20+020 bis 20+155 links

$$\text{EZG 17, } Q_{(n=0,5)} = 103,33 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.13 Mulde Bau-km 20+155 bis 20+225 links

$$\text{EZG 20, } Q_{(n=0,5)} = 19,97 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.14 Graben Bau-km 20+225 bis 20+440 links

$$\text{EZG 21, } Q_{(n=0,5)} = 103,35 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.15 Mulde Bau-km 20+020 bis 20+225 rechts

$$\text{EZG 18, } Q_{(n=0,5)} = 19,77 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.16 Graben Bau-km 20+225 bis 20+440 rechts

$$\text{EZG 19, } Q_{(n=0,5)} = 61,16 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.17 Mulde Bau-km 2+365 bis 2+385 links

$$\text{EZG 14, } Q_{(n=0,5)} = 8,71 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.18 Mulde Bau-km 2+385 bis 2+590 links

$$\text{EZG 15, } Q_{(n=0,5)} = 4,08 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.19 Mulde Bau-km 2+590 bis 2+960 links

$$\text{EZG 23, } Q_{(n=0,5)} = 7,36 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.20 Mulde Bau-km 2+375 bis 2+590 rechts

$$\text{EZG 16, } Q_{(n=0,5)} = 23,29 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.21 Mulde Bau-km 2+590 bis 2+960 rechts

$$\text{EZG 29, } Q_{(n=0,5)} = 40,09 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.22 Graben Bau-km 206+430 bis 206+400 links

$$\text{EZG 12, } Q_{(n=0,5)} = 7,19 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.23 Graben Bau-km 206+400 bis 206+570 links

$$\text{EZG 13, } Q_{(n=0,5)} = 31,35 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.24 Mulde Bau-km 206+570 bis 207+080 links

$$\text{EZG 22, } Q_{(n=0,5)} = 56,73 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.25 Mulde Bau-km 300+060 bis 300+160 links

$$\text{EZG 26, } Q_{(n=0,5)} = 0,71 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.26 Mulde Bau-km 300+060 bis 300+160 rechts

$$\text{EZG 27, } Q_{(n=0,5)} = 3,82 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.27 Mulde Bau-km 300+180 bis 300+300 links

$$\text{EZG 24, } Q_{(n=0,5)} = 9,56 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.28 Mulde Bau-km 300+180 bis 300+280 rechts

$$\text{EZG 25, } Q_{(n=0,5)} = 3,97 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.29 Mulde Bau-km 2+960 bis 3+120 links

$$\text{EZG 28, } Q_{(n=0,5)} = 0,95 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.30 Graben Bau-km 3+120 bis 3+250 links

Der Graben wird entsprechend des vorhandenen Querschnittes in veränderter Lage neu hergestellt. Es werden keine relevanten zusätzlichen Abflüsse eingeleitet. Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.31 Graben Bau-km 2+960 bis 3+190 rechts

$$\text{EZG 30, } Q_{(n=0,5)} = 81,64 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.32 Gräben Bau-km 30+000 bis 30+345 links und rechts

Die Straßenseitengräben der „Klein Heindorner Straße“ werden entsprechend des vorhandenen Querschnittes in veränderter Lage neu hergestellt bzw. neu profiliert. Es werden keine relevanten zusätzlichen Abflüsse eingeleitet. Ein Nachweis der Gräben ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.33 Graben Bau-km 3+230 bis 3+430 links

Der Graben wird entsprechend des vorhandenen Querschnittes in veränderter Lage neu hergestellt. Es werden keine relevanten zusätzlichen Abflüsse eingeleitet. Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.34 Mulde Bau-km 3+430 bis 3+654 links

$$\text{EZG 34, } Q_{(n=0,5)} = 6,95 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.35 Mulde Bau-km 3+654 bis 4+380 links

EZG 38.1 bis EZG 38.7

Die maximale Belastung der Mulde in diesem Einzugsgebiet steht bei EZG 38.1 an.

$$\text{EZG 38.1, } Q_{(n=0,5)} = 4,46 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.36 Mulde Bau-km 4+380 bis 4+445 links

$$\text{EZG 43, } Q_{(n=0,5)} = 4,79 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.37 Mulde Bau-km 4+445 bis 4+775 links

$$\text{EZG 44, } Q_{(n=0,5)} = 23,67 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.38 Mulde Bau-km 3+278 bis 3+654 rechts

$$\text{EZG 33, } Q_{(n=0,5)} = 60,35 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.39 Mulde Bau-km 3+654 bis 4+380 rechts

EZG 39.1 bis EZG 39.12

Die maximale Belastung der Mulde in diesem Einzugsgebiet steht bei EZG 39.1 an.

$$\text{EZG 39.1, } Q_{(n=0,5)} = 18,85 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.40 Mulde Bau-km 4+380 bis 4+460 rechts

$$\text{EZG 42, } Q_{(n=0,5)} = 5,79 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.41 Graben Bau-km 4+525 bis 4+587 rechts

$$\text{EZG 40, } Q_{(n=0,5)} = 135,72 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.42 Gräben Bau-km 3+670 bis 4+000 links, nördl. Wirtschaftsweg und westlich verlassene B 442

Die Gräben der Einzugsgebiete Nr. 36 und 37 werden entsprechend des vorhandenen Querschnittes in veränderter Lage neu hergestellt bzw. neu profiliert. Es werden keine relevanten zusätzlichen Abflüsse eingeleitet. Ein Nachweis der Gräben ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.43 Mulde Bau-km 3+285 bis 3+706 rechts, hinter LSW

$$\text{EZG 35, } Q_{(n=0,5)} = 9,87 \text{ l/s} < 22 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.44 Mulde Bau-km 399+833 bis 400+740 links

$$\text{EZG 41, } Q_{(n=0,5)} = 38,00 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.45 Mulde Bau-km 400+775 bis 400+830 links

$$\text{EZG 50, } Q_{(n=0,5)} = 3,09 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.46 Graben Bau-km 400+760 bis 400+985 rechts

$$\text{EZG 51, } Q_{(n=0,5)} = 13,35 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.47 Graben Bau-km 4+640 bis 4+940

einschl. Bau-km 50+105 bis 50+175 und 59+975 bis 60+070

$$\text{EZG 54, } Q_{(n=0,5)} = 107,83 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.48 Graben Bau-km 4+623 bis 4+860 rechts

$$\text{EZG 47, } Q_{(n=0,5)} = 262,77 \text{ l/s}$$

Graben: $b = 0,80 \text{ m}$; $n = 1:2$; $t = 0,80 \text{ m}$; $l_s = 0,2 \text{ ‰}$

Nachweis des Grabens siehe Anlage 4.1:

$Q = 0,263 \text{ m}^3/\text{s}$; $A = 1,684 \text{ m}^2$; $v = 0,156 \text{ m/s}$; Wassertiefe = $0,739 \text{ m}$

Der Graben ist ausreichend bemessen.

13.2.3.3.49 Mulde Bau-km 4+860 bis 4+960 rechts

einschl. Bau-km 50+035 bis 50+085

$$\text{EZG 48, } Q_{(n=0,5)} = 28,71 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.50 Graben Bau-km 59+970 bis 60+070 links

$$\text{EZG 53, } Q_{(n=0,5)} = 16,6 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.51 Mulde Bau-km 50+180 bis 50+360 links

$$\text{EZG 52, } Q_{(n=0,5)} = 12,26 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.52 Mulde Bau-km 50+140 bis 50+235 rechts

$$\text{EZG 55, } Q_{(n=0,5)} = 17,85 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.53 Graben Bau-km 4+980 bis 5+095 links

$$\text{EZG 56, } Q_{(n=0,5)} = 135,69 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.54 Graben Bau-km 4+960 bis 5+075 rechts

$$\text{EZG 49, } Q_{(n=0,5)} = 68,08 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.55 Graben Bau-km 5+160 bis 5+320 links

$$\text{EZG 66, } Q_{(n=0,5)} = 26,96 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.56 Mulde Bau-km 5+320 bis 5+695 links

$$\text{EZG 65, } Q_{(n=0,5)} = 24,24 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.57 Graben Bau-km 5+140 bis 5+280 rechts

$$\text{EZG 61, } Q_{(n=0,5)} = 188,48 \text{ l/s}$$

Graben: $b = 0,50 \text{ m}$; $n = 1:1,5$; $t = 1,14 \text{ m}$; $l_s = 2,33 \text{ ‰}$

Nachweis des Grabens siehe Anlage 4.2:

$Q = 0,188 \text{ m}^3/\text{s}$; $A = 0,501 \text{ m}^2$; $v = 0,375 \text{ m/s}$; Wassertiefe = 0,435 m

Der Graben ist ausreichend bemessen.

13.2.3.3.58 Mulde Bau-km 5+280 bis 5+695 rechts

EZG 60, $Q_{(n=0,5)} = 143,27 \text{ l/s}$

Mulde: $b = 2,00 \text{ m}$; $t = 0,30 \text{ m}$;

Bei einer mittleren Längsneigung von 3,9 ‰ leistet die Mulde 169 l/s. Die Mulde ist ausreichend bemessen.

13.2.3.3.59 Mulde Bau-km 500+190 bis 500+335 links

EZG 64, $Q_{(n=0,5)} = 13,02 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.60 Mulde Bau-km 500+190 bis 500+335 rechts

EZG 63, $Q_{(n=0,5)} = 11,09 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.61 Mulde Bau-km 500+030 bis 500+175 links

EZG 57, $Q_{(n=0,5)} = 3,54 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.62 Mulde Bau-km 500+030 bis 500+175 rechts

EZG 58, $Q_{(n=0,5)} = 11,22 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.63 Mulde Bau-km 5+695 bis 6+120 links

EZG 62, $Q_{(n=0,5)} = 1,45 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.64 Mulde Bau-km 6+120 bis 6+275 links

EZG 71, $Q_{(n=0,5)} = 0,91 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.65 Mulde Bau-km 5+695 bis 5+980 rechts

$$\text{EZG } 59, Q_{(n=0,5)} = 53,92 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.66 Mulde Bau-km 5+980 bis 6+275 rechts

$$\text{EZG } 70, Q_{(n=0,5)} = 44,73 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.67 Graben Dammfeldweg Nordseite, westl. Abschnitt

$$\text{EZG } 73, Q_{(n=0,5)} = 125,10 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.68 Graben Dammfeldweg Nordseite, östl. Abschnitt

$$\text{EZG } 74, Q_{(n=0,5)} = 127,24 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.69 Mulde Bau-km 6+275 bis 6+563 links

$$\text{EZG } 72, Q_{(n=0,5)} = 1,69 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.70 Mulde Bau-km 6+563 bis 6+630 links

$$\text{EZG } 86, Q_{(n=0,5)} = 0,40 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.71 Mulde Bau-km 6+275 bis 6+615 rechts

$$\text{EZG } 69, Q_{(n=0,5)} = 77,79 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.72 Mulde Bau-km 70+090 bis 70+290 links

$$\text{EZG } 75, Q_{(n=0,5)} = 15,39 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.73 Graben Bau-km 70+127 bis 70+409 links

Der Graben wird entsprechend des vorhandenen Querschnittes abschnittsweise in veränderter Lage neu hergestellt. Es werden keine relevanten zusätzlichen Abflüsse eingeleitet. Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.74 Mulde Bau-km 70+409 bis 70+480 links

$$\text{EZG } 90, Q_{(n=0,5)} = 7,33 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.75 Mulde Bau-km 70+000 bis 70+290 rechts

$$\text{EZG } 75, Q_{(n=0,5)} = 15,59 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.76 Graben Bau-km 70+375 bis 70+410 rechts

$$\text{EZG } 84, Q_{(n=0,5)} = 12,99 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.77 Mulde Bau-km 70+410 bis 70+485 rechts

$$\text{EZG } 85, Q_{(n=0,5)} = 2,53 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.78 Graben Bau-km 6+630 bis 7+180 links

Der Graben liegt im Bereich eines Einschnittes im Straßentiefpunkt. Er wird deshalb für $n = 0,20$ bemessen.

$$\text{EZG } 83, Q_{(n=0,2)} = 391,76 \text{ l/s}$$

$$\text{Graben: } b = 0,50 \text{ m; } n = 1:1,5; t = 0,94 \text{ m, } I_s = 0,3 \text{ ‰}$$

Nachweis des Grabens siehe Anlage 4.3:

$$Q = 0,392 \text{ m}^3/\text{s}; A = 1,920 \text{ m}^2; v = 0,204 \text{ m/s}; \text{Wassertiefe} = 0,976 \text{ m}$$

Die geringe Einstauung von 3,6 cm in den Bankettbereich ist als unkritisch zu bewerten, weil in diesem Abschnitt zusätzlich zur Abflussleistung des Grabens aufgrund der großen Durchlässigkeit des anstehenden Bodens eine hohe Versickerleistung wirksam wird, die rechnerisch jedoch nicht berücksichtigt wurde. Der Graben ist ausreichend bemessen.

13.2.3.3.79 Graben Bau-km 7+180 bis 7+310 links

Der Graben liegt im Bereich eines Einschnittes im Straßentiefpunkt. Er wird deshalb für $n = 0,20$ bemessen.

$$\text{EZG 78, } Q_{(n=0,2)} = 159,88 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.80 Mulde Bau-km 6+615 bis 7+020 rechts

$$\text{EZG 68, } Q_{(n=0,5)} = 6,29 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.81 Mulde Bau-km 7+020 bis 7+180 rechts

Die Mulde liegt im Bereich eines Einschnittes im Straßentiefpunkt. Sie wird deshalb für $n = 0,20$ bemessen.

$$\text{EZG 82, } Q_{(n=0,2)} = 5,78 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.82 Mulde Bau-km 7+180 bis 7+310 rechts

Die Mulde liegt im Bereich eines Einschnittes im Straßentiefpunkt. Sie wird deshalb für $n = 0,20$ bemessen.

$$\text{EZG 81, } Q_{(n=0,2)} = 97,46 \text{ l/s}$$

Mulde: $b = 2,00 \text{ m}$; $t = 0,30 \text{ m}$;

Bei einer mittleren Längsneigung von $2,1 \text{ ‰}$ leistet die Mulde 124 l/s . Die Mulde ist ausreichend bemessen.

13.2.3.3.83 Mulde Bau-km 790+150 bis 790+295 links

$$\text{EZG 87, } Q_{(n=0,5)} = 5,46 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.84 Mulde Bau-km 90+007 bis 90+137 rechts

$$\text{EZG 79, } Q_{(n=0,5)} = 12,70 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.85 Mulde Bau-km 80+155 bis 80+317 links

$$\text{EZG 80, } Q_{(n=0,5)} = 49,96 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.86 Mulde Bau-km 80+010 bis 80+317 rechts
einschl. Bau-km 7+310 bis 7+344

$$\text{EZG 77, } Q_{(n=0,5)} = 23,77 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis der Mulde ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.87 Graben Bau-km 7+310 bis 7+540 links

$$\text{EZG 76, } Q_{(n=0,5)} = 51,60 \text{ l/s} < 166 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.3.88 Mulde Bau-km 7+344 bis 7+540 rechts

$$\text{EZG 88, } Q_{(n=0,5)} = 1,15 \text{ l/s} < 86 \text{ l/s}$$

Ein Nachweis des Grabens ist nicht erforderlich.

13.2.3.4 Rückhaltebecken mit Drosselabfluss

13.2.3.4.1 RRB II „Am Hohen Holz“

Als für die Berechnung maßgebende „undurchlässige“ Fläche A_u im Sinne des A 117 wird nach RAS-Ew vereinfacht die reduzierte Fläche A_{red} angesetzt.

$$A_{red} = Q_{(n=1)} / r_{15,(n=1)}$$

$$A_{red} = 73,34 \text{ l/s} / 97,2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 0,755 \text{ ha}$$

Ermittlung der Drosselabflussspenden:

Die Drosselabflussspende beträgt:

$$q_{Dr,k} = 4,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

Bezogen auf die kanalisierte Einzugsgebietsfläche $A_{E,k}$ ergibt sich der maximale Drosselabfluss zu:

$$Q_{Dr,max} = q_{Dr,k} \cdot A_{E,k} = 4,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} \cdot 5,382 \text{ ha} = 26,4 \text{ l/s}$$

Vereinfachend wird angenommen, dass der Drosselabfluss unabhängig von der Füllhöhe des Beckens ist. Da keine geregelte Drossel vorgesehen ist, wird er als arithmetisches Mittel zwischen dem Abfluss bei Speicherbeginn und Vollenfüllung angesetzt.

$$Q_{Dr} = (Q_{Dr,min} + Q_{Dr,max}) / 2 = (0 + 26,4 \text{ l/s}) / 2 = 13,2 \text{ l/s}$$

Der Regenanteil der Drosselabflussspende bezogen auf die undurchlässige Fläche beträgt damit:

$$q_{Dr,r,u} = q_{Dr,u} = Q_{Dr} / A_u = 13,2 \text{ l/s} / 0,755 \text{ ha} = 17,5 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

Abminderungsfaktor f_A und Zuschlagsfaktor f_z werden zu 1,00 gesetzt.

Statistische Niederschlagshöhen und Spenden:

Zur Entlastung der Entwässerung in der Ortslage wird RRB II für die Überschreitungshäufigkeit $n = 0,1/a$ bemessen. Die zugehörigen Werte für Niederschlagshöhe und Regenspende wurden dem KOSTRA-Atlas (DWD, 2000) für das Rasterfeld „Wunstorf“ entnommen (siehe Anlage 1).

Ermittlung des spezifischen Volumens:

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

Dauerstufe D [min]	Niederschlagshöhe h_N für $n = 0,1/a$ [mm]	Zugehörige Regenspende r [l/s·ha]	Drosselabflussspende $q_{dr,r,u}$ [l/s·ha]	Differenz $r - q_{dr,r,u}$ [l/s·ha]	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$ [m ³ /ha]
5	11,8	394,9	17,5	377,4	113,2
10	14,9	248,5	17,5	231,0	138,6
15	16,9	187,5	17,5	170,0	153,0
20	18,3	152,2	17,5	134,7	161,6
30	20,1	111,7	17,5	94,2	169,6
45	21,7	80,5	17,5	63,0	170,1
60	22,8	63,2	17,5	45,7	164,5
90	25,9	48,0	17,5	30,5	164,7
120	28,4	39,5	17,5	22,0	158,4
180	32,4	30,0	17,5	12,5	135,0

Der Notüberlauf des westlich des Kreisverkehrsplatzes geplanten Ersatzlaichgewässers leitet über die nachfolgenden Entwässerungseinrichtungen ebenfalls in RRB II ein. Diese zusätzlichen Flächen werden für die Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens berücksichtigt. Für den Drosselabfluss wurden sie nicht angesetzt, um eine zusätzliche Belastung für die Ortsentwässerung zu vermeiden.

Abfluss aus den Einzugsgebieten des Ersatzlaichgewässers:

	$Q_{15,(n=1)}$ [l/s]
EZG 10	41,21
EZG 11	21,65
	<u>62,86</u>

$$A_{\text{red},2} = 62,86 \text{ l/s} / 97,2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 0,647 \text{ ha}$$

Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens:

$$V = V_{s,u} \cdot A_u = 170,1 \text{ m}^3/\text{ha} \cdot (0,755 + 0,647) \text{ ha} = 238,5 \text{ m}^3$$

gewählte mittlere Stauhöhe: $h = 0,35 \text{ m}$

vorhandene Fläche: $A = 700 \text{ m}^2$

vorhandenes Volumen: $V_{\text{vorh}} = 700 \text{ m}^2 \cdot 0,35 \text{ m} = 245 \text{ m}^3$

Der mittlere Drosselabfluss beträgt $Q_{\text{Dr}} = 13,2 \text{ l/s}$.

Bemessung der Drosseleinrichtung:

Aufgrund der Geometrie des RRB II resultieren aus der mittleren Einstauhöhe von 35 cm Einstauhöhen von 25 cm am Zulauf und von 40 cm am Auslauf.

gewählt: Auslauföffnung 20/20 cm mit Drosselblende und Öffnungsmaß $a = 7,6 \text{ cm}$.

Annahme: vollkommener Ausfluss aus großer Öffnung ($a > 0,2 h_1$)

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$$

$$\mu = 0,647 \text{ für } a/b = 0,40$$

$$a = 7,6 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h_2 = 40 \text{ cm am Auslauf}$$

$$h_1 = 32,4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q_{\text{Dr}} = 26,4 \text{ l/s} = Q_{\text{Dr,max}}$$

Für die kritische Regenspende $r_{\text{krit}} = 15,0 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ fällt kein abzuleitender Oberflächenabfluss an. Nach RAS-Ew ist das Behandlungsziel damit erreicht. Ein zusätzliches Absetzbecken ist nicht erforderlich.

Für den Überlastungsfall wird der Notüberlauf für den maximal möglichen Zufluss ($Q_{(n=0,01)}$) ausgelegt. Es wird von einem bis zum Stauziel gefüllten Becken ausgegangen. Der Betriebsauslass wird sicherheitshalber nicht berücksichtigt.

	$Q_{15,(n=0.01)}$
	[l/s]
RRB 2	381,98
EZG 10	140,65
EZG 11	67,80
	<u>590,43</u>

Als Notüberlauf leitet der Durchlass D 3.5, DN 600 B, L = 35 m, i = 50 ‰, in den südlich der Senator-Meier-Straße gelegenen Teich ein. Seine Leistungsfähigkeit beträgt 881 l/s. Der Notüberlauf ist damit ausreichend bemessen.

13.2.3.4.2 RRB V „Leinechaussee“

Als für die Berechnung maßgebende „undurchlässige“ Fläche A_u im Sinne des A 117 wird nach RAS-Ew vereinfacht die reduzierte Fläche A_{red} angesetzt.

$$A_{red} = Q_{(n=1)} / r_{15,(n=1)}$$

$$A_{red} = 177,06 \text{ l/s} / 97,2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 1,822 \text{ ha}$$

Ermittlung der Drosselabflussspenden:

Die Drosselabflussspende beträgt:

$$q_{Dr,k} = 4,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

Bezogen auf die kanalisierte Einzugsgebietsfläche $A_{E,k}$ ergibt sich der maximale Drosselabfluss zu:

$$Q_{Dr,max} = q_{Dr,k} \cdot A_{E,k} = 4,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} \cdot 10,017 \text{ ha} = 49,1 \text{ l/s}$$

Vereinfachend wird angenommen, dass der Drosselabfluss unabhängig von der Füllhöhe des Beckens ist. Da keine geregelte Drossel vorgesehen ist, wird er als arithmetisches Mittel zwischen dem Abfluss bei Speicherbeginn und Vollenfüllung angesetzt.

$$Q_{Dr} = (Q_{Dr,min} + Q_{Dr,max}) / 2 = (0 + 49,1 \text{ l/s}) / 2 = 24,5 \text{ l/s}$$

Der Regenanteil der Drosselabflussspende bezogen auf die undurchlässige Fläche beträgt damit:

$$q_{Dr,r,u} = q_{Dr,u} = Q_{Dr} / A_u = 24,5 \text{ l/s} / 1,822 \text{ ha} = 13,4 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

Abminderungsfaktor f_A und Zuschlagsfaktor f_z werden zu 1,00 gesetzt.

Statistische Niederschlagshöhen und Spenden:

Die Werte für die Überschreitungshäufigkeit $n = 0,5/a$ wurden dem KOSTRA-Atlas (DWD, 2000) für das Rasterfeld „Wunstorf“ entnommen. (siehe Anlage 1).

Ermittlung des spezifischen Volumens:

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

Dauer- stufe D [min]	Niederschlags- höhe h_N für $n = 0,5/a$ [mm]	Zugehörige Regenspende r [l/s·ha]	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$ [l/s·ha]	Differenz $r - q_{dr,r,u}$ [l/s·ha]	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$ [m ³ /ha]
5	6,7	224,0	13,4	210,6	63,2
10	9,4	157,4	13,4	144,0	86,4
15	11,2	124,4	13,4	111,0	99,9
20	12,4	103,5	13,4	90,1	108,1
30	14,0	78,0	13,4	64,6	116,3
45	15,4	57,2	13,4	43,8	118,3
60	16,3	45,2	13,4	31,8	114,5
90	18,4	34,0	13,4	20,6	111,2
120	20,0	27,8	13,4	14,4	103,7
180	22,6	20,9	13,4	7,5	81,0

Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens:

$$V = V_{s,u} \cdot A_u = 118,3 \text{ m}^3/\text{ha} \cdot 1,822 \text{ ha} = 215,5 \text{ m}^3$$

gewählte mittlere Stauhöhe: $h = 0,25 \text{ m}$

vorhandene Fläche: $A = 1.000 \text{ m}^2$

vorhandenes Volumen: $V_{\text{vorh}} = 1.000 \text{ m}^2 \cdot 0,25 \text{ m} = 250 \text{ m}^3$

Der mittlere Drosselabfluss beträgt $Q_{Dr} = 24,5 \text{ l/s}$.

Bemessung der Drossleinrichtung:

Aufgrund der Geometrie des RRB V resultieren aus der mittleren Einstauhöhe von 25 cm Einstauhöhen von 20 cm am Zulauf und von 30 cm am Auslauf.

gewählt: Auslauföffnung 30/20 cm mit Drosselblende und Öffnungsmaß $a = 19,8 \text{ cm}$.

Annahme: vollkommener Ausfluss aus großer Öffnung ($a > 0,2 h_1$)

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$$

$\mu = 0,583$ für $a/b = 1,22$

$a = 24,4 \text{ cm}$

$b = 20 \text{ cm}$

$h_2 = 30 \text{ cm}$ am Auslauf

$h_1 = 5,6 \text{ cm}$

$$\Rightarrow Q_{Dr} = 49,1 \text{ l/s} = Q_{Dr,max}$$

Für die kritische Regenspende $r_{\text{krit}} = 15,0 \text{ l/(s·ha)}$ fällt kein abzuleitender Oberflächenabfluss an. Nach RAS-Ew ist das Behandlungsziel damit erreicht. Ein zusätzliches Absetzbecken ist nicht erforderlich.

Für den Überlastungsfall wird der Notüberlauf für den maximal möglichen Zufluss ($Q_{(n=0,01)}$) ausgelegt. Es wird von einem bis zum Stauziel gefüllten Becken ausgegangen. Der Betriebsauslass wird sicherheitshalber nicht berücksichtigt.

$$Q_{15,(n=0,01)} = 1.055,46 \text{ l/s}$$

Als Notüberlauf leitet der Durchlass D 7.3, DN 1.000 B, L = 39 m, i = 3,1 ‰, in den östlich der Leinechaussee gelegenen Graben ein. Das Stauziel bis zum Anspringen des Notüberlaufes wird 25 cm unterhalb der Böschungsoberkante des RRB angesetzt. Die Höhe des Aufstaus z ergibt sich damit zu:

$$z = \text{GOK} - 0,25 \text{ m} - (\text{EL} + \text{DN}) = 42,18 \text{ m} - 0,25 \text{ m} - (40,78 \text{ m} + 1,00 \text{ m}) = 0,15 \text{ m}$$

$$\Delta h = z + i \cdot L = 0,15 \text{ m} + 3,1 \text{ ‰} \cdot 39 \text{ m} = 0,27 \text{ m}$$

Die Leistungsfähigkeit des Durchlasses beträgt damit 1.110 l/s. Der Notüberlauf ist ausreichend bemessen.

13.2.3.4.3 RRB VI „Manhorer Straße“

Als für die Berechnung maßgebende „undurchlässige“ Fläche A_u im Sinne des A 117 wird nach RAS-Ew vereinfacht die reduzierte Fläche A_{red} angesetzt.

$$A_{\text{red}} = Q_{(n=1)} / r_{15,(n=1)}$$

$$A_{\text{red}} = 125,54 \text{ l/s} / 97,2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 1,292 \text{ ha}$$

Ermittlung der Drosselabflusspenden:

Die Drosselabflusspende beträgt:

$$q_{\text{Dr},k} = 4,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

Bezogen auf die kanalisierte Einzugsgebietsfläche $A_{E,k}$ ergibt sich der maximale Drosselabfluss zu:

$$Q_{\text{dr,max}} = q_{\text{dr},k} \cdot A_{E,k} = 4,9 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} \cdot 4,744 \text{ ha} = 23,2 \text{ l/s}$$

Vereinfachend wird angenommen, dass der Drosselabfluss unabhängig von der Füllhöhe des Beckens ist. Da keine geregelte Drossel vorgesehen ist, wird er als arithmetisches Mittel zwischen dem Abfluss bei Speicherbeginn und Vollenfüllung angesetzt.

$$Q_{\text{Dr}} = (Q_{\text{Dr,min}} + Q_{\text{Dr,max}}) / 2 = (0 + 23,2 \text{ l/s}) / 2 = 11,6 \text{ l/s}$$

Der Regenanteil der Drosselabflusspende bezogen auf die undurchlässige Fläche beträgt damit:

$$q_{\text{Dr},r,u} = q_{\text{Dr},u} = Q_{\text{Dr}} / A_u = 11,6 \text{ l/s} / 1,292 \text{ ha} = 9,0 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$$

Abminderungsfaktor f_A und Zuschlagsfaktor f_z werden zu 1,00 gesetzt.

Statistische Niederschlagshöhen und Spenden:

Die Werte für die Überschreitungshäufigkeit $n = 0,5/a$ wurden dem KOSTRA-Atlas (DWD, 2000) für das Rasterfeld „Wunstorf“ entnommen. (siehe Anlage 1).

Ermittlung des spezifischen Volumens:

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

Dauerstufe D [min]	Niederschlags- höhe h_N für $n = 0,5/a$ [mm]	Zugehörige Regenspende r [l/s·ha]	Drosselabfluss- spende $q_{dr,r,u}$ [l/s·ha]	Differenz $r - q_{dr,r,u}$ [l/s·ha]	spezifisches Speichervolumen $V_{s,u}$ [m ³ /ha]
5	6,7	224,0	9,0	215,0	64,5
10	9,4	157,4	9,0	148,4	89,0
15	11,2	124,4	9,0	115,4	103,9
20	12,4	103,5	9,0	94,5	113,4
30	14,0	78,0	9,0	69,0	124,2
45	15,4	57,2	9,0	48,2	130,1
60	16,3	45,2	9,0	36,2	130,3
90	18,4	34,0	9,0	25,0	135,0
120	20,0	27,8	9,0	18,8	135,4
180	22,6	20,9	9,0	11,9	128,5

Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens:

$$V = V_{s,u} \cdot A_u = 135,4 \text{ m}^3/\text{ha} \cdot 1,292 \text{ ha} = 174,9 \text{ m}^3$$

gewählte mittlere Stauhöhe: $h = 0,35 \text{ m}$

vorhandene Fläche: $A = 500 \text{ m}^2$

vorhandenes Volumen: $V_{vorh} = 500 \text{ m}^2 \cdot 0,35 \text{ m} = 175 \text{ m}^3$

Der mittlere Drosselabfluss beträgt $Q_{Dr} = 11,6 \text{ l/s}$.

Bemessung der Drosseleinrichtung:

Aufgrund der Geometrie des RRB VI resultieren aus der mittleren Einstauhöhe von 35 cm Einstauhöhen von 30 cm am Zulauf und von 40 cm am Auslauf.

gewählt: Auslauföffnung 20/20 cm mit Drosselblende und Öffnungsmaß $a = 6,6 \text{ cm}$.

Annahme: vollkommener Ausfluss aus kleiner Öffnung ($a < 0,2 h$)

$$Q = \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h}$$

$\mu = 0,651$ für $a/b = 0,33$

$a = 6,6 \text{ cm}$

$b = 20 \text{ cm}$

$h = 36,7 \text{ cm}$ am Auslauf

$$\Rightarrow Q_{Dr} = 23,1 \text{ l/s} \approx 23,2 \text{ l/s} = Q_{Dr,max}$$

Für die kritische Regenspende $r_{\text{krit}} = 15,0 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ fällt kein abzuleitender Oberflächenabfluss an. Nach RAS-Ew ist das Behandlungsziel damit erreicht. Ein zusätzliches Absetzbecken ist nicht erforderlich.

Für den Überlastungsfall wird der Notüberlauf für den maximal möglichen Zufluss ($Q_{(n=0,01)}$) ausgelegt. Es wird von einem bis zum Stauziel gefüllten Becken ausgegangen. Der Betriebsauslass wird sicherheitshalber nicht berücksichtigt.

$$Q_{15,(n=0,01)} = 942,81 \text{ l/s}$$

Als Notüberlauf leitet der Durchlass D 9.7, DN 800 B, L = 9 m, i = 11,1 ‰, in den östlich anschließenden Graben ein. Das Stauziel bis zum Anspringen des Notüberlaufes wird 10 cm unterhalb der Böschungsoberkante des RRB angesetzt. Die Höhe des Aufstaus z ergibt sich damit zu:

$$z = \text{GOK} - 0,10 \text{ m} - (\text{EL} + \text{DN}) = 43,60 \text{ m} - 0,10 \text{ m} - (42,45 \text{ m} + 0,80 \text{ m}) = 0,25 \text{ m}$$

$$\Delta h = z + i \cdot L = 0,25 \text{ m} + 11,1 \text{ ‰} \cdot 9 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$$

Die Leistungsfähigkeit des Durchlasses beträgt damit 966 l/s. Der Notüberlauf ist ausreichend bemessen.

13.2.3.5 Versickerbecken

13.2.3.5.1 RRB I: Versickerbecken „Neuer Graben“ bei Bau-km 1+300 links

Gemäß dem ingenieurgeologischen Streckengutachten steht an diesem Standort nach Abtrag des Oberbodens Schmelzwassersand an, der von Sandlöss überlagert wird. Beim Aushub des RRB ist zu gewährleisten, dass die Beckensohle den Horizont des Schmelzwassersandes erreicht. Bei Bedarf sind zu diesem Zweck geeignete Maßnahmen durchzuführen, z.B. Bodenaustausch.

Gemäß dem ingenieurgeologischen Streckengutachten ist für den anstehenden Schmelzwassersand ein Durchlässigkeitskoeffizient von $k_f = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ anzusetzen.

Das Versickerbecken wird ohne vorgeschaltete Sedimentationsanlage angelegt. Deshalb wird für die Bemessung die Durchlässigkeit der Sohlfläche auf ein Fünftel verringert. Für die Berechnung ergibt sich somit:

$$k_f = 1/5 \cdot 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s.}$$

Vereinfachend wird der Durchlässigkeitsbeiwert eines Bodens im ungesättigten Zustand wie folgt angenommen (A 138):

$$k_{f,u} = k_f / 2 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} / 2 = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Hydraulische Bemessung:

Als für die Berechnung maßgebende „undurchlässige“ Fläche A_u im Sinne des A 117 wird nach RAS-Ew vereinfacht die reduzierte Fläche A_{red} angesetzt.

$$A_{\text{red}} = Q_{(n=1)} / r_{15,(n=1)}$$

$$A_{\text{red}} = 79,93 \text{ l/s} / 97,2 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)} = 0,822 \text{ ha}$$

Als Versickerungsfläche wird vereinfachend nur die Beckensohle $A_S = 700 \text{ m}^2$ berücksichtigt. Die zusätzliche Versickerleistung der Böschungflächen wird rechnerisch nicht angesetzt. Als Zuschlagsfaktor wird $f_z = 1,2$ gewählt.

Als Versickerungsrate ergibt sich damit:

$$Q_S = A_S \cdot k_{f,u} = 700 \text{ m}^2 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$$

Das erforderliche Speichervolumen ergibt sich also zu:

$$V = (0,822 \text{ ha} \cdot 10^{-3} \cdot r_{D,(n)} - 0,007) \cdot D \cdot 60 \cdot 1,2$$

Das Versickerbecken wird für die Häufigkeit $n = 0,5/a$ dimensioniert. Für schrittweise Berechnung des erforderlichen Speichervolumens sind die entsprechenden Regenspenden heranzuziehen:

Dauerstufe D [min]	zugehörige Regenspende $r_{D(0.5)}$ [l/(s·ha)]	erforderliches Speichervolumen V [m³]
5	224,0	64
10	157,4	88
15	124,4	103
20	103,5	112
30	78,0	123
45	57,2	130
60	45,2	130
90	34,0	136
120	27,8	137
180	20,9	132
240	17,1	122
360	12,9	93
540	9,7	38
720	7,9	-26
1.080	5,6	-186
1.440	4,5	-342

Das erforderliche Beckenvolumen beträgt somit: $V = 137 \text{ m}^3$

Die mittlere Einstautiefe ergibt sich damit zu:

$$z = V / A = 137 \text{ m}^3 / 700 \text{ m}^2 = 0,20 \text{ m.}$$

Die Entleerungszeit beträgt:

$$t_E = 2 \cdot z / k_f = 2 \cdot 0,20 \text{ m} / 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} = 20.000 \text{ s} = 5,6 \text{ h} < \text{zul. } t_E = 24 \text{ h.}$$

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Versickerbeckens ist damit nachgewiesen.

13.2.3.5.2 RRB III: Versickerbecken „Klein Heidorner Straße“ bei Bau-km 3+200 rechts

Gemäß dem ingenieurgeologischen Streckengutachten steht an diesem Standort nach Abtrag des Oberbodens Schmelzwassersand an, der von Sandlöss überlagert wird. Beim Aushub des RRB ist zu gewährleisten, dass die Beckensohle den Horizont des Schmelzwassersandes erreicht. Bei Bedarf sind zu diesem Zweck geeignete Maßnahmen durchzuführen, z.B. Bodenaustausch.

Gemäß dem ingenieurgeologischen Streckengutachten ist für den anstehenden Schmelzwassersand ein Durchlässigkeitskoeffizient von $k_f = 1 \cdot 10^{-4}$ m/s anzusetzen.

Das Versickerbecken wird ohne vorgeschaltete Sedimentationsanlage angelegt. Deshalb wird für die Bemessung die Durchlässigkeit der Sohlfläche auf ein Fünftel verringert. Für die Berechnung ergibt sich somit:

$$k_f = 1/5 \cdot 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s.}$$

Vereinfachend wird der Durchlässigkeitsbeiwert eines Bodens im ungesättigten Zustand wie folgt angenommen (A 138):

$$k_{f,u} = k_f / 2 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} / 2 = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Hydraulische Bemessung:

Als für die Berechnung maßgebende „undurchlässige“ Fläche A_u im Sinne des A 117 wird nach RAS-Ew vereinfacht die reduzierte Fläche A_{red} angesetzt.

$$A_{red} = Q_{(n=1)} / r_{15,(n=1)}$$

$$A_{red} = 165,15 \text{ l/s} / 97,2 \text{ l/(s·ha)} = 1,699 \text{ ha}$$

Als Versickerungsfläche wird vereinfachend nur die Beckensohle $A_S = 1.000 \text{ m}^2$ berücksichtigt. Die zusätzliche Versickerleistung der Böschungflächen wird rechnerisch nicht angesetzt. Als Zuschlagsfaktor wird $f_z = 1,2$ gewählt.

Als Versickerungsrate ergibt sich damit:

$$Q_S = A_S \cdot k_{f,u} = 1.000 \text{ m}^2 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} = 0,010 \text{ m}^3/\text{s}$$

Das erforderliche Speichervolumen ergibt sich also zu:

$$V = (1,699 \text{ ha} \cdot 10^{-3} \cdot r_{D,(n)} - 0,010) \cdot D \cdot 60 \cdot 1,2$$

Das Versickerbecken wird für die Häufigkeit $n = 0,5/a$ dimensioniert. Für schrittweise Berechnung des erforderlichen Speichervolumens sind die entsprechenden Regenspenden heranzuziehen:

Dauerstufe D [min]	zugehörige Regenspende $r_{D(0,5)}$ [l/(s·ha)]	erforderliches Speichervolumen V [m³]
5	224,0	133
10	157,4	185
15	124,4	217
20	103,5	239
30	78,0	265
45	57,2	282
60	45,2	289
90	34,0	310
120	27,8	322
180	20,9	331
240	17,1	329
360	12,9	309
540	9,7	252
720	7,9	177
1.080	5,6	-38
1.440	4,5	-244

Das erforderliche Beckenvolumen beträgt somit: $V = 331 \text{ m}^3$

Die mittlere Einstautiefe ergibt sich damit zu:

$$z = V / A = 331 \text{ m}^3 / 1.000 \text{ m}^2 = 0,33 \text{ m.}$$

Die Entleerungszeit beträgt:

$$t_E = 2 \cdot z / k_f = 2 \cdot 0,33 \text{ m} / 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} = 33.000 \text{ s} = 9,2 \text{ h} < \text{zul. } t_E = 24 \text{ h.}$$

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Versickerbeckens ist damit nachgewiesen.

13.2.3.5.3 RRB IV: Versickerbecken „Neustädter Straße“ bei Bau-km 4+000 links

Gemäß dem ingenieurgeologischen Streckengutachten steht an diesem Standort nach Abtrag des Oberbodens Schmelzwassersand an, der von Auffülle überlagert wird. Beim Aushub des RRB ist zu gewährleisten, dass die Beckensohle den Horizont des Schmelzwassersandes erreicht. Bei Bedarf sind zu diesem Zweck geeignete Maßnahmen durchzuführen, z.B. Bodenaustausch.

Gemäß dem ingenieurgeologischen Streckengutachten ist für den anstehenden Schmelzwassersand ein Durchlässigkeitskoeffizient von $k_f = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ anzusetzen.

Das Versickerbecken wird ohne vorgeschaltete Sedimentationsanlage angelegt. Deshalb wird für die Bemessung die Durchlässigkeit der Sohlfläche auf ein Fünftel verringert. Für die Berechnung ergibt sich somit:

$$k_f = 1/5 \cdot 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s.}$$

Vereinfachend wird der Durchlässigkeitsbeiwert eines Bodens im ungesättigten Zustand wie folgt angenommen (A 138):

$$k_{f,u} = k_f / 2 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} / 2 = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Hydraulische Bemessung:

Als für die Berechnung maßgebende „undurchlässige“ Fläche A_u im Sinne des A 117 wird nach RAS-Ew vereinfacht die reduzierte Fläche A_{red} angesetzt.

$$A_{red} = Q_{(n=1)} / r_{15,(n=1)}$$

$$A_{red} = 99,35 \text{ l/s} / 97,2 \text{ l/(s·ha)} = 1,022 \text{ ha}$$

Als Versickerungsfläche wird vereinfachend nur die Beckensohle $A_S = 440 \text{ m}^2$ berücksichtigt. Die zusätzliche Versickerleistung der Böschungflächen wird rechnerisch nicht angesetzt. Als Zuschlagsfaktor wird $f_z = 1,2$ gewählt.

Als Versickerungsrate ergibt sich damit:

$$Q_S = A_S \cdot k_{f,u} = 440 \text{ m}^2 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} = 0,0044 \text{ m}^3/\text{s}$$

Das erforderliche Speichervolumen ergibt sich also zu:

$$V = (1,022 \text{ ha} \cdot 10^{-3} \cdot r_{D,(n)} - 0,0044) \cdot D \cdot 60 \cdot 1,2$$

Weil als Notüberlauf nur die Rasenmulde aus EZG 38.4 zur Verfügung steht, wird dieses Versickerbecken abweichend von den übrigen für die Häufigkeit $n = 0,05/a$ dimensioniert. Für schrittweise Berechnung des erforderlichen Speichervolumens sind die entsprechenden Regenspenden heranzuziehen:

Dauerstufe D [min]	zugehörige Regenspende $r_{D(0.05)}$ [l/(s·ha)]	erforderliches Speichervolumen V [m ³]
5	468,4	172
10	287,8	210
15	214,7	233
20	173,1	250
30	126,2	270
45	90,5	287
60	70,9	296
90	54,0	331
120	44,6	358
180	34,0	396
240	28,0	421
360	21,4	456
540	16,3	480
720	13,5	491
1.080	9,1	385
1.440	7,0	289

Das erforderliche Beckenvolumen beträgt somit: $V = 491 \text{ m}^3$.

Aufgrund der Geometrie des Versickerbeckens und der relativ großen Füllhöhe wird hier das Stauziel mithilfe eines digitalen Geländemodells berechnet. Dadurch wird auch das mit steigendem Wasserspiegel zunehmende Speichervolumen oberhalb der Böschungsf lächen berücksichtigt.

Gemäß der Berechnung liegt das Stauziel bei 49,60 m (siehe Anlage 5). Das entspricht einer mittleren Aufstauhöhe von 0,80 m.

Die Entleerungszeit beträgt:

$$t_E = 2 \cdot z / k_f = 2 \cdot 0,80 \text{ m} / 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} = 80.000 \text{ s} = 22,2 \text{ h} < \text{zul. } t_E = 24 \text{ h.}$$

Die ausreichende Leistungsfähigkeit des Versickerbeckens ist damit nachgewiesen.

Bearbeitet:

Dipl.-Ing. Dieter Linz GmbH & Co. KG
Wunstorf, den 24.04.2009
im Auftrag:

gez. Rainer Berentelg