

# Wassertechnische Erläuterungen/ Berechnungen

## 1 Berechnungsgrundlagen

Die wassertechnischen Untersuchungen erfolgen auf der Grundlage der Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung (RAS-Ew), Ausgabe 2005 in Verbindung mit der koordinierten Starkniederschlagsregionalisierung und -auswertung des Deutschen Wetterdienstes (KOSTRA-DWD), wobei für die Berechnung von Einleitmengen oder die Dimensionierung von Entwässerungsanlagen die jeweils ungünstigere Regenspende aus älteren oder jüngeren Statistiken verwendet wird (2000 oder 2010R, siehe Anlage 1).

Regenspende nach KOSTRA  $r_{15/1}$  = 113,9 l/s-ha (aktuell 110 l/s-ha)

Versickerraten nach RAS-Ew  $q_s$   $\geq$  100 ... 150 l/s-ha

Der auf den Straßennebenflächen wie Bankett, Mulde, Trennstreifen und Böschung niedergehende Bemessungsregen entspricht mit 113,9 l/s-ha etwa der Größe der spezifischen Versickerrate dieser Flächen von 100 ... 150 l/s-ha.

⇒ Ansatz 1: Bei einem Regenereignis mit  $r_{15/1}$  entsteht kein Abfluss aus unbefestigten Straßennebenflächen, aber es besteht auch keine zusätzliche Versickerungskapazität auf diesen Flächen!

Die Verkehrsanlage verläuft etwa in der Falllinie des vorhandenen Geländes.

⇒ Ansatz 2: Bei einem Regenereignis entsteht kein Zufluss aus dem Gelände zur Verkehrsanlage!

Aus Ansatz 1 und 2 ergibt sich, dass die wassertechnischen Berechnungen mit einer vergleichenden Betrachtung der Abflüsse aus den befestigten Flächen in Bestand und Planung geführt werden können, unter Vernachlässigung der unbefestigten Flächen.

Die Wasserscheide im Planungsabschnitt bildet der Landberg, als Vorfluter dienen der Rutschebach an der Brücke in Mittelherwigsdorf und das Landwasser an der Brücke vor Oderwitz.

## 2 Berechnungsergebnisse

### 2.1 Entwässerungsabschnitt I (Bau-km 0-130 bis Bau-km 0-240)

In der Ortslage Mittelherwigsdorf entwässern die befestigten Flächen in beidseitig vorhandene Sammelleitungen DN 300.

An der Ostseite beginnt diese für Entwässerungsabschnitt I am Ende des vorhandenen Gehweges in Höhe Haus Nr. 1, nimmt aber noch den Abfluss des östlichen Fahrstreifens bis Bau-km 0-130 mit auf.

Zukünftig vergrößert sich der Abfluss von befestigten Flächen durch den Anbau des Geh- und Radweges und durch den Zufluss aus dem Fahrstreifen bis zum Querneigungswechsel bei Bau-km 0-120.

$$Q_{\text{vorh.}} = 580/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 5,9 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 670/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 6,9 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt I wird die vorhandene östliche Sammelleitung zusätzlich mit ca. 1 l/s belastet.

#### 2.1.1 Abstand der Straßenabläufe

Nach RAS-Ew 2005, Anhang 8, Tabelle 1 kann ein Aufsatz 300x500 bei einer Gerinnequerneigung von 2,5 % und einer Fahrbahnlängsneigung von über 1 % maximal 2,4 l/s Gerinnezufluss aufnehmen ( $Q_A = Q_Z$ ).

Am Beginn der Baustrecke besteht die Breite der Einzugsfläche  $B_E = 5,25 \text{ m}$  an der Ostseite aus Fahrstreifen und Gehweg.

Der spezifische Gerinnezufluss beträgt mit Sicherheitsfaktor 1,5:

$$q_s = 0,9 \cdot 113,9 \cdot 5,25 \cdot 1,5/10000 = 0,0807$$

Der Ablaufabstand ergibt sich aus  $Q_A/q_s$  zu:

$$L = 2,4/0,0807 = 29,74 \text{ m}$$

Die bis zur Einmündung der Alten Landstraße im Abstand von 26 m vorhandenen Straßenabläufe werden an die geplante Bordführung angepasst.

Der Anbau des Radweges entlang Haus Nr. 1 erfolgt wegen der vorhandenen Zugangshöhe mit Gefälle zum Grundstück sowie separaten Abläufen bzw. Rinnen in der Rücklage. Somit sind die Ablaufabstände am Fahrbahnrand nur aus der Breite des Fahrstreifens zu ermitteln, mit:

$$q_s = 0,9 \cdot 113,9 \cdot 3,5 \cdot 1,5/10000 = 0,0538$$

$$L = 2,4/0,0538 = 44,61 \text{ m}$$

Da der Abstand vom letzten vorhandenen Ablauf an der Eckausrundung zur Alten Landstraße bis zum geplanten Querneigungswechsel ca. 46 m beträgt, wird am Ende der Sammelleitung ein weiterer Straßenablauf errichtet.

#### 2.2 Entwässerungsabschnitt II (*Bau-km 0-132 bis Bau-km 0-240*)

Der westliche Fahrstreifen entwässert gegenwärtig ab der OD-Grenze in den vorhandenen Straßengraben, welcher ab Bau-km 0-070 bis zum Beginn der Baustrecke verrohrt ist.

Zukünftig beginnt der Entwässerungsabschnitt II am Einlaufschacht bei Bau-km 0-132 und die Abflussmenge setzt sich aus dem Oberflächenabfluss vom Fahrstreifen und dem Drosselabfluss vom Regenrückhaltebecken (siehe Entwässerungsabschnitt III) zusammen.

$$Q_{\text{vorh.}} = 940/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 9,6 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 445/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 4,6 \text{ l/s} + 10 \text{ l/s} \approx 14,6 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt II wird die vorhandene westliche Sammelleitung zusätzlich mit ca. 5 l/s belastet.

Da die Sammelleitungen von EA I und EA II vor der Einleitung in den Bach zusammengeführt werden, ergibt sich eine zusätzliche Belastung von ca. 6 l/s aus EA I+II an der vorhandenen Einleitstelle am Rutschebach.

### 2.3 Entwässerungsabschnitt III (*Bau-km 0+950 bis Bau-km 0-132*)

Der Entwässerungsabschnitt III beinhaltet die gesamte Fahrbahnfläche bis zum Hochpunkt am Landberg.

Derzeitig wird der Oberflächenabfluss aus dem Bereich Bau-km 0+950 bis Bau-km 0+490 bereits am Durchlass bei Bau-km 0+550 in eine Sammelleitung DN 200 abgeschlagen, die in Richtung Osten unter den angrenzenden Ackerflächen verläuft.

$$Q_{\text{vorh.}} = 2225/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 22,8 \text{ l/s}$$

Aufgrund des unbekannten rechtlichen und baulichen Zustandes der Leitung wird diese nach dem Ausbau der Bundesstraße nicht mehr für die Ableitung von Straßenwasser genutzt. Auch die geplanten Höhenverhältnisse stehen dem entgegen.

Ein weiterer Teil des Oberflächenabflusses, aus dem Bereich Bau-km 0+490 bis Bau-km 0+020, wird gegenwärtig über einen Durchlass an der OD-Grenze bzw. über den vorhandenen straßenparallelen Einschnitt (ab Bau-km 0+300) dem vorhandenen östlichen Graben an der Alten Landstraße zugeführt, welcher in Höhe von Haus Nr. 12 beginnt.

$$Q_{\text{vorh.}} = 3405/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 34,9 \text{ l/s}$$

Somit gelangt derzeit nur der bereits in Entwässerungsabschnitt II berücksichtigte Oberflächenabfluss vom westlichen Fahrstreifen ab der OD-Grenze in die vorhandenen Sammelleitungen in Mittelherwigsdorf.

Zukünftig erreicht jedoch der gesamte Fahrbahnabfluss ab Hochpunkt am Landberg die Ortslage über die zur Vermeidung von Staunässe notwendige Mulde am Dammfuß bzw. die Mulde im Einschnitt entlang der Westseite.

Mit der geplanten Errichtung eines Regenrückhaltebeckens wird zum einen der durch die Wasserbehörden geforderten Vermeidung einer signifikanten Erhöhung der Abflussmengen im Vergleich zum Bestand und zum anderen der Behandlungsbedürftigkeit des Straßenwassers vor der Einleitung in den Rutschebach Rechnung getragen.

Die Behandlungsbedürftigkeit wurde nach dem Bewertungsverfahren gemäß Merkblatt DWA-M 153 geprüft (siehe Anlage 2). Infolge der prognostizierten Verkehrsnachfrage < 5000 Kfz/24 h besteht nur eine geringe Differenz zwischen der Vorbelastung des Gewässers  $G = 18$  und der Abflussbelastung  $B = 20$ . Durch das geplante Absetzbecken sinkt der Emissionswert  $E = 7$  unter  $G = 18$ .

### 2.3.1 Gestaltung des Regenrückhaltebeckens

Das Regenrückhaltebecken wird als offenes, trockenlaufendes Erdbecken mit vorgelagertem Absetzbecken ausgebildet.

Im Absetzbecken entsteht ein 2,0 m tiefer Dauerstaubereich, Böschungen, Sohle und Überlaufschwelle werden mit Wasserbaupflaster befestigt und eine Böschungstreppe angelegt.

Das leerlaufende Speicherbecken erhält im Auslauf ein Schachtbauwerk mit Drosseleinrichtung, Notüberlaufschwelle (Stauziel) und Havarieschieber.

Für Wartungsfahrzeuge wird eine 3,0 m breite Umfahrung aus Schotterrasen errichtet mit Rampe zur Speicherbeckensohle und Notüberlaufsenke zur Straße.

Die gesamte wasserwirtschaftliche Anlage erhält eine Umzäunung sowie eine Betriebszufahrt von der B 96.

Die Bemessung des Regenrückhaltebeckens erfolgte nach Arbeitsblatt DWA-A 117 (siehe Anlage 1) für eine Überschreitungshäufigkeit von  $n = 0,1$  und eine Drosselabflussspende von 10 l/s sowie für die maßgebende Dauer des Bemessungsregens, in diesem Fall 180 Minuten.

Das geplante Rückhaltevolumen beträgt ca. 360 m<sup>3</sup> bei einem Freibord von  $\geq 0,5$  m.

### 2.3.2 Dimensionierung der Rohrleitung

Die Längsneigung der geplanten Sammelleitung in der Mulde ab Bau-km 0+580 nimmt von 1,6 % auf 3,3 % stetig zu.

Der Fahrbahnabfluss von Bau-km 0+950 bis Bau-km 0+580 über die Mulde am Dammfuß beträgt

$$Q_T = 2775/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 28,4 \text{ l/s}$$

und bei Bau-km 0-132 insgesamt

$$Q_T = 8017/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 82,2 \text{ l/s}$$

Nach RAS-Ew 2005 (Anhang), Tabelle 7.3.3 beträgt die Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung der Haltung ES16 → ES15 mit 1,6 % Gefälle (ca. 1:60) und DN 300:

$$Q_v = 0,147 \text{ m}^3/\text{s} \text{ bei } v_v = 2,08 \text{ m/s}$$

Die zugehörigen Teilfüllungswerte nach Tabelle 7.4.1 liegen bei:

$$Q_T/Q_v = 28,4/147 = 0,193 \text{ mit } v_T/v_v = 0,783 \text{ und } h/d = 0,295$$

Für die Haltung ES3 → ES2 mit 3,3 % Gefälle (ca. 1:30) und DN 300 ergibt sich:

$$Q_v = 0,208 \text{ m}^3/\text{s} \text{ und } v_v = 2,94 \text{ m/s} \text{ sowie}$$

$$Q_T/Q_v = 82,2/208 = 0,395 \text{ mit } v_T/v_v = 0,944 \text{ und } h/d = 0,436$$

Der Auslastungsgrad der gewählten Kunststoffrohrleitung DN 300 beträgt somit ca. 20 % bis 40 %. Die Fließgeschwindigkeit liegt bei 1,6 m/s bis 2,8 m/s.

Im Zulauf zum RRB von ES2 wird der Rohrdurchmesser auf DN 350 erhöht, da das Gefälle dort nur 1,5 % (ca. 1:66) beträgt. Die Leistungsfähigkeit beträgt dann nach Auswertung von Herstellerangaben ebenfalls mehr als 200 l/s.

### 2.3.3 Notüberlauf des Regenrückhaltebeckens

Der geplante Notüberlauf besteht aus einer Überlaufschwelle im Inneren des Auslaufbauwerkes, wodurch die Füllhöhe des RRB auf das erforderliche Stauziel/Speichervolumen begrenzt wird. Ein Überlaufen des RRB über die Böschung wird verhindert, indem die Rohrleitung am Auslauf in Bezug auf Nennweite und Sohlneigung so dimensioniert ist, dass die bei Vollfüllung der Rohrleitung am Zulauf ins RRB eingeleitete Wassermenge +10 l/s Drosselabfluss auch wieder abgeführt werden kann. Ein bereits gefülltes RRB wird also von zusätzlichen Einleitmengen "durchlaufen", d.h. diese werden direkt dem vorhandenen Entwässerungskanal zugeführt. Diese zusätzliche Einleitmenge ist auf 208 l/s begrenzt, was nach RAS-Ew (Anhang, Tabelle 7.3.3) der maximalen Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung der geplanten Haltung ES3 → ES2 mit DN 300 und Gefälle 1:30 entspricht.

Ausgehend von der befestigten und unbefestigten Einzugsfläche des RRB (vgl. Anlage 1) ergibt sich eine Vollfüllung überschlägig bei einer Regenspende  $r_{10/0,5}$  (vgl. Anlage 1) zu  $0,802 \cdot 198,7 \cdot 0,9 + 0,686 \cdot (198,7-100) = 211,3 \text{ l/s}$  (~208).

Das RRB wurde für  $r_{180/0,1}$  mit 39,3 l/s-ha bemessen. Das heißt, es müssten nacheinander ein 10-jähriger Dauerregen über 3 Stunden und ein 2-jähriger Starkregen von 10 Minuten niedergehen, damit die Maximalsituation für den Notüberlauf erreicht wird.

Aus dieser Berechnung geht aber auch hervor, dass bei noch stärkeren Regenereignisse als  $r_{10/0,5}$  bereits die Zulaufleitung zum RRB überlastet ist und Teilabflüsse direkt im Randbereich der Fahrbahn abgeführt werden. Eine Bemessung der Entwässerungseinrichtungen von Verkehrsanlagen für Starkregen bis HQ<sub>100</sub> entspricht aus wirtschaftlichen Gründen nicht dem üblichen Sicherheitsniveau.

Der Nachweis des schadlosen Abflusses im vorhandenen Entwässerungskanal der Gemeinde kann nur bis zur Brücke (= Blattrand Lageplan) geführt werden. Dort verlässt der Kanal den Straßenraum zur unterführten Kreisstraße am Rutschebach. Die Sanierung dieses Bereiches wurde in die anschließende Planung zum 1. BA aufgenommen. Der Durchlass in der Kreisstraße wurde bereits erneuert.

Der vorhandene Steinzeugkanal DN 300 wird zwischen RRB und Brücke, im Zuge des anschließenden Ausbauvorhabens im 1. BA, in Kunststoff DN 300 erneuert. Mit dem geplanten minimalen Sohlgefälle von 5,4 % beträgt nach RAS-Ew (Anhang, Tabelle 7.3.2) die Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung ca. 265 l/s.

Aus dem geplanten/bestehenden Einzugsgebiet wurde in der Planung zum 1. BA ein Abfluss von ca. 23,3 l/s für eine Regenspende von 113 l/s-ha ermittelt, einschließlich Gelände und Bebauung. Bei  $r_{10/0,5} = 198,7 \text{ l/s-ha}$  sind das ~41 l/s. In Summe mit 208 l/s vom Notüberlauf des RRB und 10 l/s Drosselabflussspende ist der Kanal fast ausgelastet, insofern aber für das Notfallszenario  $r_{180/0,1} + r_{10/0,5}$  gerüstet.

Wie sich die Gefällesituation nach der Zusammenführung der Kanäle von beiden Straßenseiten am Brückenkopf und weiter bis zur Einleitstelle am Rutschebach darstellt, kann mit dem zur Verfügung stehenden Datenmaterial nicht beurteilt werden. Zu vermuten ist, dass die Verhältnisse hydraulisch günstiger werden, wegen des großen Höhenunterschiedes zwischen Brücke und Rutschebach. Darauf deutet bereits die letzte im 1. BA noch geplante Haltung vor der Brücke hin, mit bereits 10 % Sohlgefälle.

Die Kanalquerung der unterführten Kreisstraße wurde mit DN 400 erneuert. Somit ist insgesamt von einer ausreichenden Leistungsfähigkeit bis zur Einleitstelle auszugehen.

#### 2.4 Entwässerungsabschnitt IV (*Bau-km 0+950 bis Bau-km 0-130*)

Der Entwässerungsabschnitt IV beinhaltet die gesamte Radwegfläche bis zum Hochpunkt am Landberg.

Anstelle der bereits in EA III beschriebenen Fahrbahnflächen ab Bau-km 0+490 wird zukünftig der Oberflächenabfluss vom Radweg über die geplante Entwässerungsmulde bzw. über die vorhandene Straßenböschung dem vorhandenen Graben an der Alten Landstraße zugeführt, welcher in Höhe von Haus Nr. 12 beginnt und ab Haus Nr. 1 in einer Rohrleitung gefasst wird, die letztlich oberstrom der Straßenbrücke ebenfalls in den Rutschebach mündet.

$$Q_{\text{vorh.}} = 3405/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 34,9 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 2805/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 28,8 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt IV wird der vorhandene Graben um ca. 6,1 l/s entlastet. Mit der zusätzlichen Belastung von 6 l/s aus EA I bis III ergibt sich eine Bilanz von  $\pm 0$  l/s für den Rutschebach unterstrom der Straßenbrücke bei  $r_{15/1}$ .

#### 2.5 Entwässerungsabschnitt V (*Bau-km 0+950 bis Bau-km 1+410*)

Der Entwässerungsabschnitt V ist in einen Teilabschnitt V.1 (Fahrbahn) und einen Teilabschnitt V.2 (Radweg) gegliedert.

Bisher entwässert die Fahrbahn im Einschnitt am Landberg bis Bau-km 1+330 über Dachprofil in beidseitig vorhandene Mulden und Sammelleitungen sowie der westliche Fahrstreifen noch bis Bau-km 1+410 in den weiterführenden Graben am Böschungsfuß zum Landwasser.

Nach dem geplanten Ausbau fließt der Niederschlag von der gesamten Fahrbahnfläche bis Bau-km 1+410 in den Graben zum Landwasser ab und zusätzlich der Teil des selbstständig trassierten Radweges ab dem Hochpunkt über einen Durchlass bei Bau-km 1+090.

$$Q_{\text{vorh.}} = 3420/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 35,1 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 3830/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 39,3 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt V wird das Landwasser zusätzlich mit ca. 4,2 l/s belastet, wobei davon ca. 4,0 l/s aus dem Anbau des Radweges im EA V.2 resultieren.

### 2.5.1 Dimensionierung der Rohrleitung

Die Längsneigung der geplanten Sammelleitung in der Mulde von Bau-km 1+040 bis Bau-km 1+340 nimmt von 2,6 % über 3,75 % (ES18 → ES19) auf 5,7 % stetig zu. Der Abfluss von Fahrbahn und Radweg zwischen Bau-km 0+950 und Bau-km 1+090 (Durchlass) über die Mulden im Einschnitt beträgt

$$Q_T = 1440/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 14,8 \text{ l/s}$$

und bei Bau-km 1+340 insgesamt

$$Q_T = 3315/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 34,0 \text{ l/s}$$

Nach RAS-Ew 2005 (Anhang), Tabelle 7.3.3 beträgt die Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung der Haltung ES18 → ES19 mit 3,75 % Gefälle (ca. 1:27) und DN 300:

$$Q_V = 0,220 \text{ m}^3/\text{s} \text{ bei } v_V = 3,27 \text{ m/s}$$

Die zugehörigen Teilfüllungswerte nach Tabelle 7.4.1 liegen bei:

$$Q_T/Q_V = 14,8/220 = 0,067 \text{ mit } v_T/v_V = 0,582 \text{ und } h/d = 0,172$$

Für die Haltung ES22 → ES23 mit 5,7 % Gefälle (ca. 1:17,5) und DN 300 liegen die Werte bei:

$$Q_V = 0,275 \text{ m}^3/\text{s} \text{ und } v_V = 3,89 \text{ m/s} \text{ sowie}$$

$$Q_T/Q_V = 34/275 = 0,124 \text{ mit } v_T/v_V = 0,694 \text{ und } h/d = 0,235$$

Der Auslastungsgrad der gewählten Kunststoffrohrleitung DN 300 beträgt somit ca. 7 % bis 12 %. Die Fließgeschwindigkeit liegt bei 1,9 m/s bis 2,7 m/s.

### 2.6 Entwässerungsabschnitt VI (Bau-km 1+105 bis Bau-km 1+565)

Der Entwässerungsabschnitt VI ist in einen Teilabschnitt VI.1 (Einschnitt) und einen Teilabschnitt VI.2 (Damm) gegliedert und umfasst nur den Radweg.

Bisher entwässert nur im EA VI.2 der östliche Fahrstreifen zwischen Bau-km 1+330 und Bau-km 1+570 über die Dammböschung breitflächig ins Gelände mit Gefälle zum Landwasser. Der östliche Fahrstreifen aus EA VI.1 wurde bereits in EA V berücksichtigt.

Zukünftig wird der Abfluss aus dem Anbau des Radweges in EA VI.1 über die Mulde im Einschnitt zum vorhandenen Durchlass DN 500 in der Privatstraße abgeschlagen, der am beginnenden Dammfuß ausläuft. Im EA VI.2 wird anstelle des Fahrstreifens der Abfluss vom Radweg über die Dammböschung breitflächig ins Gelände mit Gefälle zum Landwasser abgeführt.

$$Q_{\text{vorh.}} = 950/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 9,7 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 1630/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 16,7 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt VI wird das Landwasser zusätzlich mit ca. 7,0 l/s belastet, da aufgrund der vorliegenden Baugrunduntersuchungen nicht von einer breitflächigen Versickerung auszugehen ist und der Abfluss aus den befestigten Flächen über das Gelände letztlich zeitlich verzögert den Vorfluter erreicht.

## 2.7 Entwässerungsabschnitt VII (*Bau-km 1+410 bis Bau-km 1+582*)

Der Entwässerungsabschnitt VII beinhaltet die Fahrbahnfläche der südlichen Bauwerksrampe zur Brücke über das Landwasser.

Gegenwärtig entwässert im EA VII nur der westliche Fahrstreifen zwischen Bau-km 1+410 und Bau-km 1+572 breitflächig in die mehr als 10 m breite Dammschulter. Der östliche Fahrstreifen wurde bereits in EA VI berücksichtigt.

Mit dem Ausbau der Bundesstraße werden (im Gegensatz zum Bestand) richtliniengerechte Querneigungen von Fahrbahn und Bankett hergestellt, sodass zukünftig in die vorhandene Dammschulter um wenige Dezimeter eingeschnitten wird. Damit ist eine Entwässerungsmulde erforderlich, die den Abfluss der gesamten Fahrbahn über den vorhandenen Einlaufschacht und die vorhandene Kaskade im südwestlichen Böschungskegel zum Landwasser abführt.

$$Q_{\text{vorh.}} = 630/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 6,5 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 1345/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 13,8 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt VII wird das Landwasser zusätzlich mit ca. 13,8 l/s belastet, wenn man davon ausgeht, dass bisher der Abfluss aus dem Fahrstreifen im Dammkörper verbleibt.

### 2.7.1 Abstand der Straßenabläufe

Durch den Querneigungswechsel bei Bau-km 1+520 zum Hochbord am Radweg werden vor der Brücke weitere Straßenabläufe notwendig.

Nach RAS-Ew 2005, Anhang 8, Tabelle 1 kann ein Aufsatz 300x500 bei einer Gerinnequerneigung von 2,5 % und einer Fahrbahnlängsneigung von über 1 % maximal 2,4 l/s Gerinnezufluss aufnehmen ( $Q_A = Q_Z$ ).

Da der angebaute Radweg über die Dammböschung entwässert, sind die Ablaufabstände am Fahrbahnrand nur aus der Fahrbahnbreite zu ermitteln, mit:

$$q_s = 0,9 \cdot 113,9 \cdot 7,75 \cdot 1,5/10000 = 0,1192$$

$$L = 2,4/0,1192 = 20,14 \text{ m}$$

Es werden zusätzlich, vor dem am Fahrbahnübergang zum Bauwerk bereits vorhandene Ablauf, zwei weitere Straßenabläufe im Abstand von 20 m angeordnet.

## 2.8 Entwässerungsabschnitt VIII (*Bau-km 1+582 bis Bau-km 1+659*)

Der Entwässerungsabschnitt VIII beinhaltet den vorhandenen Überbau der Brücke über das Landwasser.

Die vorhandene Brücke mit Entwässerung über die vorhandene Kaskade im nordwestlichen Böschungskegel bleibt unverändert.

$$Q_{\text{vorh.}} = Q_{\text{gepl.}} = 1100/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 11,3 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt VIII wird das Landwasser vor und nach dem Ausbau mit ca. 11,3 l/s belastet.

## 2.9 Entwässerungsabschnitt IX (*Bau-km 1+659 bis Bau-km 1+973*)

Der Entwässerungsabschnitt IX beinhaltet Teile der Fahrbahnflächen von der nördlichen Bauwerksrampe zur Brücke über das Landwasser und bei Haus Nr. 2 in Oderwitz sowie den angebauten Radweg bis zur Querungsstelle in Oderwitz.

Gegenwärtig entwässert im EA IX die Fahrbahn in der Kurve einseitig und in der Geraden halbseitig breitflächig über die östliche Dammböschung bzw. in Oderwitz über eine Muldenrinne ins Gelände mit Gefälle zum Landwasser.

Durch den Anbau des Radweges mit Hochbord vergrößert sich der Abfluss zukünftig und es wird eine geschlossene Entwässerung im östlichen Fahrstreifen erforderlich. Die Sammelleitung läuft bei Bau-km 1+790 in die östliche Mulde am Dammfuß aus mit Gefälle zum Landwasser.

$$Q_{\text{vorh.}} = 1440/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 14,8 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 1860/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 19,0 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt IX wird das Landwasser zusätzlich mit ca. 4,2 l/s belastet, da aufgrund der vorliegenden Baugrunduntersuchungen nicht von einer breitflächigen Versickerung auszugehen ist und der Abfluss aus den befestigten Flächen über das Gelände letztlich zeitlich verzögert den Vorfluter erreicht.

### 2.9.1 Dimensionierung der Rohrleitung

Die Längsneigung der geplanten Sammelleitung beträgt 0,75 %.

Der Fahrbahn- und Radwegabfluss von Bau-km 1+659 bis Bau-km 1+780 am letzten Ablauf in die Haltung S29 → S30 beträgt

$$Q_T = 1130/10000 \times 113,9 \times 0,9 \approx 11,6 \text{ l/s}$$

Nach RAS-Ew 2005 (Anhang), Tabelle 7.3.3 beträgt die Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung für diese Haltung mit 0,75 % Gefälle (ca. 1:133) und DN 300:

$$Q_v = 0,098 \text{ m}^3/\text{s} \text{ bei } v_v = 1,38 \text{ m/s}$$

Die zugehörigen Teilfüllungswerte nach Tabelle 7.4.1 liegen bei:

$$Q_T/Q_v = 11,6/98 = 0,118 \text{ mit } v_T/v_v = 0,682 \text{ und } h/d = 0,229$$

Der Auslastungsgrad der gewählten Kunststoffrohrleitung DN 300 beträgt somit ca. 12 %. Die Fließgeschwindigkeit liegt bei ca. 1,0 m/s.

### 2.9.2 Abstand der Straßenabläufe

Nach RAS-Ew 2005, Anhang 8, Tabelle 1 kann ein Aufsatz 300x500 bei einer Gerinnequerneigung von 2,5 % und einer Fahrbahnlängsneigung von ca. 1 % maximal 2,4 l/s Gerinnezufluss aufnehmen ( $Q_A = Q_Z$ ).

Die Abstände variieren über die Länge des EA IX in Abhängigkeit von der Breite der Einzugsfläche, da in der Kurve zunächst die gesamte Fahrbahn und der Radweg zur Bordrinne entwässern, aber nach dem Querneigungswechsel nur noch der östliche Fahrstreifen und der Radweg.

Die maximalen Ablaufabstände betragen in der Kurve

$$q_s = 0,9 \cdot 113,9 \cdot 11,0 \cdot 1,5/10000 = 0,1691$$

$$L = 2,4/0,1691 = 14,19 \text{ m}$$

und in der Geraden

$$q_s = 0,9 \cdot 113,9 \cdot 7,0 \cdot 1,5/10000 = 0,1076$$

$$L = 2,4/0,1076 = 22,30 \text{ m}$$

Die Straßenabläufe werden in der Kurve im Abstand von 14 m und nach dem Querneigungswechsel im Abstand von 20 m bis 22 m angeordnet.

## 2.10 Entwässerungsabschnitt X (Bau-km 1+659 bis Bau-km 2+170)

Der Entwässerungsabschnitt X beinhaltet die übrigen befestigten Flächen der nördlichen Bauwerksrampe zur Brücke über das Landwasser sowie der Ortslage Oderwitz bis zur Querungsstelle und einseitig weiter bis zum lokalen Hochpunkt bei Bau-km 2+170 sowie ebenso den angebauten Radweg ab der Querungsstelle in Oderwitz.

Gegenwärtig entwässert im EA X die Fahrbahn in der Geraden halbseitig breitflächig über die westliche Dammböschung ins Gelände bzw. in Oderwitz in die teilweise verrohrte Entwässerungsmulde mit Gefälle zum Landwasser.

Durch den Anbau des Radweges vergrößert sich der Abfluss zukünftig und es wird eine geschlossene Entwässerung im Bereich des Anbaus mit Hochbord erforderlich. Die Sammelleitung läuft bei Bau-km 1+810 in die westliche Mulde am Dammfuß aus mit Gefälle zum Landwasser.

$$Q_{\text{vorh.}} = 1405/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 14,4 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 2660/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 27,3 \text{ l/s}$$

Aus Entwässerungsabschnitt X wird das Landwasser zusätzlich mit ca. 12,9 l/s belastet, da aufgrund der vorliegenden Baugrunduntersuchungen nicht von einer breitflächigen Versickerung auszugehen ist und der Abfluss aus den befestigten Flächen über das Gelände letztlich zeitlich verzögert den Vorfluter erreicht.

### 2.10.1 Dimensionierung der Rohrleitung

Die Längsneigung der geplanten Sammelleitung beträgt 0,38 % in der Haltung S32 → S31 vor dem Auslauf.

Der Abfluss der angeschlossenen Flächen von Bau-km 1+802 bis Bau-km 2+170 beträgt

$$Q_T = 2000/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 20,5 \text{ l/s}$$

Nach RAS-Ew 2005 (Anhang), Tabelle 7.3.3 beträgt die Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung für diese Haltung mit 0,38 % Gefälle (1:260) und DN 300:

$$Q_v = 0,070 \text{ m}^3/\text{s} \text{ bei } v_v = 0,99 \text{ m/s}$$

Die zugehörigen Teilfüllungswerte nach Tabelle 7.4.1 liegen bei:

$$Q_T/Q_v = 20,5/70 = 0,293 \text{ mit } v_T/v_v = 0,875 \text{ und } h/d = 0,370$$

Der Auslastungsgrad der gewählten Kunststoffrohrleitung DN 300 beträgt somit ca. 30 %. Die Fließgeschwindigkeit liegt bei ca. 0,9 m/s.

## 2.10.2 Abstand der Straßenabläufe

Nach RAS-Ew 2005, Anhang 8, Tabelle 1 kann ein Aufsatz 300x500 bei einer Gerinnequerneigung von 2,5 % und einer Fahrbahnlängsneigung von 0 % bis 2 % maximal 2,4 l/s bis 2,6 l/s Gerinnezufluss aufnehmen ( $Q_A = Q_Z$ ).

Die Abstände variieren über die Länge des EA X in Abhängigkeit von der Breite der Einzugsfläche und der Längsneigung, da am Tiefpunkt zunächst nur der östliche Fahrstreifen zur Bordrinne entwässert, aber ab Bau-km 1+900 der Radweg und der angrenzende Fahrstreifen.

Die maximalen Ablaufabstände betragen am Tiefpunkt

$$q_s = 0,9 \cdot 113,9 \cdot 3,5 \cdot 1,5/10000 = 0,0538$$

$$L = 2,5/0,0538 = 46,45 \text{ m}$$

und ab Bau-km 1+900

$$q_s = 0,9 \cdot 113,9 \cdot 6,25 \cdot 1,5/10000 = 0,0961$$

$$L = 2,4/0,0961 = 24,97 \text{ m}$$

Die Straßenabläufe werden am Tiefpunkt im Abstand von 10 m angeordnet, um die Wasserspiegelbreite zu reduzieren. Nach der Querung beträgt der geplante Abstand 25 m.

## 2.11 Entwässerungsabschnitt XI (Bau-km 2+170 bis Bau-km 2+227)

Der Entwässerungsabschnitt XI beinhaltet die Radwegfläche vom lokalen Hochpunkt bei Bau-km 2+170 bis zum Anschluss an die Scheibestraße.

Gegenwärtig entwässert im EA XI die Fahrbahn breitflächig über die östliche Dammböschung ins Gelände mit Gefälle zum Landwasser. Der vorhandene Durchlass DN 400 in der B 96 wird nur über den vorhandenen Durchlass DN 400 in der Scheibestraße mit Abflüssen aus nordwestlich des Bauendes liegenden Flächen belastet.

Durch den straßenbegleitenden Radweg vergrößert sich der Abfluss zukünftig geringfügig.

$$Q_{\text{vorh.}} = 0 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{gepl.}} = 143/10000 \cdot 113,9 \cdot 0,9 \approx 1,5 \text{ l/s}$$

### 3 Behandlungsbedürftigkeit

Das Landwasser wird aus den Entwässerungsabschnitten V bis X rechnerisch insgesamt mit zusätzlich ca. 42 l/s belastet, vorrangig durch den Anbau des Radweges.

Dem Grunde nach ist die Behandlungsbedürftigkeit vor Einleitung in das Landwasser ebenso gegeben wie am Rutschebach, da es sich nach Merkblatt DWA-M 153 um gleiche Gewässer-, Luft- und Flächentypen handelt.

Am Landwasser ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Einleitung an sechs topografisch getrennten und bereits vorhandenen Einleitstellen/-bereichen erfolgt, wobei ca.  $\frac{2}{3}$  der zusätzlichen Einleitmengen erst nach einer 150 m bis 250 m langen Graben- oder Geländepassage eingetragen werden und dabei ein Teil des Abflusses in der belebten Bodenzone verbleibt.

Der somit eintretende Reinigungs-, Verzögerungs- und Reduzierungseffekt stellt eine qualitative Behandlung und Rückhaltung dar, die jedoch quantitativ nicht zu ermitteln ist.

Die Möglichkeit der Anordnung eines Regenrückhaltebeckens ist durch die Verteilung der Einleitungen nicht gegeben und bauliche Eingriffe ins angrenzende FFH-Gebiet sowie innerhalb des Überschwemmungsgebietes sind zu vermeiden.

Deshalb ist es im vorliegenden Fall vertretbar, auf Behandlungsmaßnahmen gemäß Merkblatt DWA-M 153 zu verzichten bzw. durch den Einsatz von Straßenabläufen mit Schlammfang nur das Minimum an Vorbehandlung zu gewährleisten (Durchgangswert 0,9). Vertretbar auch deshalb, weil die geringe Differenz zwischen der Vorbelastung des Gewässers  $G = 18$  und der Abflussbelastung  $B = 20$  bereits durch Behandlungsmaßnahmen mit  $D = 0,9$  ausgeglichen werden kann (vgl. Anlage 2).

#### 4 Zusammenfassung der Einleitungen

Entwässerung Abschnitte		Vorfluter/ Gewässer	Rechts- wert	Hoch- wert	Einleitmenge bei r <sub>15/1</sub> [l/s]			
EA Nr.	Bau- km		RD 83	RD 83	Q <sub>vorh</sub>	Q <sub>gepl</sub>	ΔQ	Q <sub>Dr</sub>
I	0-240 bis 0-120	vorhand. R-Kanal/ Rutsche- bach	5483224,0	5642474,4	5,9	6,9	+1,0	
II	0-240 bis 0-132	vorhand. R-Kanal/ Rutsche- bach	5483216,3	5642470,8	9,6	4,6 +10,0 =14,6	+5,0	
III	0-132 bis 0+950	RRB/vorh. R-Kanal/ Rutsche- bach	5483205,0	5642532,3	5,0	82,2		10,0
					bereits in EA II enthalten			
IV	0-130 bis 0+950	vorhand. Graben/ Rutsche- bach	lokal über Raubett- mulde bei 0+060 bzw. breitflächig über Dammböschung		34,9	28,8	-6,1	
Bilanz am Rutschebach unter der Straßenbrücke							Σ ± 0	
V	0+950 bis 1+410	vorhand. Graben/ Land- wasser	5482507,4	5644140,9	35,1	39,3	+4,2	
VI	1+105 bis 1+565	vorhand. Gelände/ Land- wasser	dezentral über Mulde im Einschnitt und über Dammböschung ins Gelände		9,7	16,7	+7,0	
VII	1+410 bis 1+582	vorhand. Kaskade/ Land- wasser	5482521,6	5644148,4	0	13,8	+13,8	
VIII	1+582 bis 1+659	vorhand. Kaskade/ Land- wasser	5482515,2	5644154,9	11,3	11,3	0	
IX	1+659 bis 1+973	vorhand. Gelände/ Land- wasser	dezentral über Mulde am Dammfuß und über geplanten R-Kanal ins Gelände		14,8	19,0	+4,2	
X	1+659 bis 2+170	vorhand. Gelände/ Land- wasser	dezentral über gepl. R-Kanal und über Dammböschung ins Gelände		14,4	27,3	+12,9	
Bilanz am Landwasser unter der Straßenbrücke							Σ +42	

Entwässerung Abschnitte		Vorfluter/ Gewässer	Rechts- wert	Hoch- wert	Einleitmenge bei $r_{15/1}$ [l/s]			
EA Nr.	Bau- km		RD 83	RD 83	$Q_{\text{vorh}}$	$Q_{\text{gepl}}$	$\Delta Q$	$Q_{\text{Dr}}$
XI	2+170 bis 2+227	vorhand. Durchlass / Land- wasser	5482299,3	5644710,4	0	1,5	+1,5	