



**LANDESBETRIEB
M O B I L I T Ä T
KAISERSLAUTERN**

ANLAGE 18

ERGEBNISSE WASSERWIRTSCHAFTLICHE BERECHNUNGEN

FESTSTELLUNGSENTWURF

A 63

**nachhaltiger und verkehrsgerechter Umbau
des beidseitig bestehenden
Parkplatzes „Donnersberg“ bei Steinbach**

**von NK 6314 069
bis NK 6413 063**

aufgestellt: Kaiserslautern, den 23.10.2017 gez. R.Lutz Dienststellenleiter	

Baulänge: 0,550 km

Januar 2016

INHALTSVERZEICHNIS

1. ALLGEMEINES	2
1.1 Veranlassung und Zielsetzung	2
1.2 Bestehende Entwässerungsanlagen	3
1.3 Geplante Entwässerungsmaßnahmen.....	3
2. HYDRAULISCHE BERECHNUNGEN	4
2.1 Berechnungsgrundlagen	4
2.2 Bemessung der Regenwasserkanäle	4
2.3 Dimensionierung der Regenrückhaltebecken.....	5
2.4 Bemessung Schmutzwasserkanal	6

1. ALLGEMEINES

1.1 Veranlassung und Zielsetzung

Der vorliegende Entwurf behandelt den Ausbau der unbewirtschafteten Rastanlage bei Steinbach zu einer K/WC-Anlage an der A 63 Kaiserslautern – Mainz. Die Planung umfasst den Bau der Fahrgassen, der Parkplätze, der Entwässerungseinrichtungen, Geländemodellierungen, die Herstellung von landespflegerischen Maßnahmen sowie die Verlängerung eines Verzögerungstreifens.

Mit der Erweiterung der Rastanlage werden für die Fahrtrichtung Mainz – Kaiserslautern 45 Parkplätze und für die Fahrtrichtung Kaiserslautern – Mainz 42 Parkplätze angeboten.

Die für den Bau der Rastanlage benötigten Flächen befinden sich im Eigentum des Bundes. Sie liegen in der Gemarkung Böttstadt der Verbandsgemeinde Winnweiler im Donnersbergkreis.

Durch die Erweiterung der vorhandenen Rastanlagen wird der Wasserhaushalt im Planungsgebiet beeinflusst. Durch den Ausbau auf bisher überwiegend natürlichen, unbefestigten Flächen, erfolgt eine Verschärfung des Oberflächenabflusses. Die jeweiligen Einzugsgebiete werden in ihrer Größe und in ihrem Abflussverhalten verändert.

Nach dem Landeswassergesetz Rheinland-Pfalz (LWG) in der derzeit gültigen Fassung soll der Versickerung gegenüber einer Ableitung in die Kanalisation Vorrang eingeräumt werden. Andererseits soll der Schadstoffeintrag infolge des Straßenverkehrs in das nahe Umland minimiert und ein ausreichender Hochwasserschutz gewährleistet werden.

Vornehmlichstes Ziel ist es, die Zunahme des abflusswirksamen Niederschlages infolge der Erweiterung der Rastanlage Donnersberg zu verhindern. Es ist daher erforderlich, qualitative und quantitative Ausgleichsmaßnahmen im Wasserhaushalt vorzusehen. Aufgrund schlechter Versickerungseigenschaften des Untergrundes liegt hier das Hauptaugenmerk auf der Regenrückhaltung. Aber auch eine weitgehende Versickerung und Verdunstung wird angestrebt.

Die Anforderungen der einschlägigen Regelwerke, wie z.B. den Richtlinien für die Anlage von Straßen – Entwässerung (RAS-Ew 2005) und das Merkblatt DWA M-153 bilden die Grundlage der vorliegenden wassertechnischen Untersuchungen.

Die Konzeption, Lage und Bemessung der Regenrückhaltebecken sowie die Anforderung an die Qualität des abfließenden Wassers entspricht den Vorgaben der europäischen Wasserrahmenrichtlinie.

Im gesamten Streckenabschnitt sind keine Wasserschutzgebiete vorhanden bzw. vorgesehen, womit auf besondere bautechnische Maßnahmen nach den Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten (RiStWag) verzichtet werden kann.

1.2 Bestehende Entwässerungsanlagen

Die derzeitige Rastanlage entwässert in die Transportleitung im Mittelstreifen der A 63. Diese verläuft noch 270 m in Fahrtrichtung Mainz und schlägt dann vor der Wirtschaftswegunterführung nach Süden ab. Über die parallel zum Autobahndamm verlaufende Mulde, gelangt das Wasser schließlich in den Wildensteiner Bach. Eine Vorbehandlung wird nicht vorgenommen.

An den bestehenden Entwässerungsanlagen werden keine wesentlichen Veränderungen vorgenommen.

1.3 Geplante Entwässerungsmaßnahmen

Die hinzukommenden Verkehrsflächen der Rastanlage Donnersberg bedürfen einer erweiterten Regenwasserbehandlung mit ergänzenden Rückhaltemaßnahmen. Unter Berücksichtigung des DWA-Merkblattes 153, der RAS-Ew 2005 sowie der DWA-Arbeitsblätter 117 und 138 werden entsprechende Maßnahmen vorgesehen.

Die Entwässerung der Verkehrs- und Parkflächen erfolgt mittels Rinnen und Borde mit Straßenabläufen zu den Sammelkanälen.

Um auch zukünftig die vorhandenen Entwässerungseinrichtungen der Bundesautobahn A 63 nutzen zu können, wird das Oberflächenwasser der Rastanlage in zwei Regenrückhaltebecken auf der Nord- und Südseite gepuffert (5-jährliches Regenereignis). Von dort erfolgt die gedrosselte Ableitung über die offenen Mulden parallel zum Autobahndammfuß in den ca. 320 m östlich verlaufenden Wildensteiner Bach.

Zur Festlegung der Drosselwassermenge wird von dem Oberflächenabfluss der ursprünglich unbebauten Flächen der jeweiligen Einzugsgebiete ausgegangen.

Den RRB wird je ein Absetzbecken zur Vorbehandlung vorgeschaltet. Der Abfluss wird auf 10,0 l/s gedrosselt. Die Ablaufbauwerke erhalten einen Absperrschieber für den Havariefall. Eine Abdichtung des Regenrückhaltebeckens zum Grundwasser hin ist nicht erforderlich.

Die Außengebietsflächen werden wie bisher offen über Mulden entwässert. Sohl-schwellen sorgen für zusätzliche Retention und Versickerung.

Die vorhandenen Entwässerungseinrichtungen der durchgehenden A 63 bleiben von den Ausbaumaßnahmen unbeeinflusst.

Die Schmutzwasserableitung erfolgt im Freispiegelgefälle südlich der K/WC-Anlage entlang des vorhandenen Wirtschaftswegenetzes und der L 394 bzw. L401 bis zum bestehenden Pumpwerk zwischen Walzhof und Theresienhof.

2. HYDRAULISCHE BERECHNUNGEN

2.1 Berechnungsgrundlagen

Basis für die Ermittlung der örtlichen Regenspende in Abhängigkeit von Niederschlagshöhen, -spenden und -dauer ist die Starkregentabelle des Deutschen Wetterdienstes (KOSTRA-DWD-2000 Tabelle, vgl. Anhang I) für das maßgebende Rasterfeld 18 / 73.

Bei der Bemessung der Entwässerungsanlagen und der Ermittlung der jeweiligen Einleitungsmengen wurde zwischen Fahrbahnflächen, Pflasterflächen und unbefestigten Flächen unterschieden. Die Abflussbeiwerte werden gemäß den RAS-Ew 2005 gewählt.

Häufigkeit der Bemessungsregen:

Mulden, Kanäle $n = 1,0$ (1-jährliches Ereignis)

Regenrückhaltebecken $n = 0,2$ (5-jährliches Ereignis)

Regenspende:

$$r_{15,1} = 113,9 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$$

Weitere Regenspenden können dem Anhang I entnommen werden.

Abflussbeiwerte:

Asphaltflächen $y_{\text{Asphalt}} = 0,90$

Pflasterflächen $y_{\text{Pflaster}} = 0,75$

Dachflächen $y_{\text{Dach}} = 0,90$

unbefestigte Flächen $y_{\text{unb.}} = 1 - (q_s : r_{15,1}) = 0,12$

mit spezifischer Versickerungsrate $q_s = 100 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$

2.2 Bemessung der Regenwasserkanäle

Für die hydraulische Berechnung zur Leistungsfähigkeit der Regenwasserkanäle wurde das Fließzeitverfahren (stationäres Verfahren, ATV-DVWK-A 110 und 118) angewendet. Die Berechnung (vgl. Anhang II) erfolgte anhand der Formblätter aus den RAS-Ew-Bemessungshilfen

Außengebietsflächen sind nicht an das geplante Entwässerungssystem angeschlossen.

2.3 Dimensionierung der Regenrückhaltebecken

Die Bemessung erfolgt mittels einfachem Verfahren nach ATV-DVWK-A 117, da es sich hierbei um ein relativ kleines Entwässerungssystem mit zentralen Pufferelementen handelt. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Häufigkeit der Regenspende der Überschreitungshäufigkeit des Regenrückhaltebeckens entspricht.

Vorgesehene Behandlungsmaßnahme

Zur Regenwasserbehandlung wird den RRB je ein Absetzbecken mit einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 9 \text{ m}^3/\text{h}$ bei $r_{15,1}$ zum Rückhalt von Feststoffen vorgeschaltet. Die erforderlichen Mindestoberflächen dieser Becken betragen somit

$$A = Q_{15,1} \cdot 3,6 : q_A = 38,14 \text{ l/s} \cdot 3,6 \text{ l/m}^3 \cdot \text{h} / 9 \text{ m}^3/\text{h} = \underline{15,26 \text{ m}^2} \quad (\text{RRB 1})$$

$$A = Q_{15,1} \cdot 3,6 : q_A = 39,95 \text{ l/s} \cdot 3,6 \text{ l/m}^3 \cdot \text{h} / 9 \text{ m}^3/\text{h} = \underline{15,98 \text{ m}^2} \quad (\text{RRB 2}).$$

Des Weiteren wird der Abfluss aus den beiden RRB durch die trockenfallenden, bewachsenen Seitengräben am Dammfuß der Autobahn zum Wildensteiner Bach geleitet. Diese verfügen mit einer Länge von ca. 300 m ebenfalls über eine hohe Sedimentationswirkung.

Die Anlagen können mit einem Durchgangswert von $D = 0,35$ bzw. $D = 0,25$ eingestuft werden und sind mit „Typ D 25“ bzw. „Typ D 23“ im Bewertungsverfahren nach ATV-DVWA-M 153 berücksichtigt (vgl. Anhang III).

Drosselabfluss

Der gewählte Drosselabfluss dient als Berechnungswert für die Ermittlung des erforderlichen Rückhaltevolumens und orientiert sich an dem ursprünglichen, natürlichen Abfluss, da die Ableitung zunächst über einen offenen Graben erfolgt und insgesamt ein natürlicher Abfluss angestrebt wird.

Abfluss aus dem ursprünglich unbefestigten, natürlichen Einzugsgebiet ($n = 1$):

$$Q_{\text{nat.}} = 0,97 \text{ ha} \cdot 0,12 \cdot 113,9 \text{ l/(s ha)} = \underline{13,27 \text{ l/s}}$$

Der Drosselabfluss aus dem geplanten RRB wird näherungsweise gewählt mit:

$$Q_{\text{Dr}} = 10,0 \text{ l/s}$$

Der Abfluss aus dem RRB wird über ein Drosselbauwerk mit schwimmergesteuertem Regelorgan begrenzt.

Ermittlung der mittleren Abflussbeiwerte

Die gesamte, für die Erweiterung der Rastanlage in Anspruch genommene Fläche beträgt 0,97 ha. Das Oberflächenwasser einiger Bereiche wird über Sickerflächen dezentral abgeführt und gelangt somit nicht über die RRB in den Wildensteiner Bach. Die verbleibenden, abflusswirksamen Flächen verteilen sich wie folgt (vgl. Anlage 8):

Nordseite

Asphaltflächen	$A_{\text{Asphalt}} = 2.897 \text{ m}^2$
Pflasterflächen	$A_{\text{Pflaster}} = 684 \text{ m}^2$
Dachflächen	$A_{\text{Dach}} = 105 \text{ m}^2$
unbefestigte Fläche	$A_{\text{unb.}} = 160 \text{ m}^2$

Südseite

Asphaltflächen	$A_{\text{Asphalt}} = 2.853 \text{ m}^2$
Pflasterflächen	$A_{\text{Pflaster}} = 960 \text{ m}^2$
Dachflächen	$A_{\text{Dach}} = 105 \text{ m}^2$
unbefestigte Fläche	$A_{\text{unb.}} = 153 \text{ m}^2$

Für die befestigten Flächen ergeben sich daraus die mittleren Abflussbeiwerte von

$$y_m = (A_{\text{Asphalt}} \cdot y_{\text{Asphalt}} + A_{\text{Pflaster}} \cdot y_{\text{Pflaster}} + A_{\text{Dach}} \cdot y_{\text{Dach}}) : \sum A_i$$

$$= (2.897 \text{ m}^2 \cdot 0,9 + 684 \text{ m}^2 \cdot 0,75 + 105 \text{ m}^2 \cdot 0,9) = \underline{0,87}$$

für die Nordseite und

$$y_m = (2.853 \text{ m}^2 \cdot 0,9 + 960 \text{ m}^2 \cdot 0,75 + 105 \text{ m}^2 \cdot 0,9) = \underline{0,86}$$

für die Südseite.

Berechnungsergebnis

Die Berechnung zum erforderlichen Retentionsvolumen wurde mittels elektronischer Berechnung durchgeführt. Der Berechnungsausdruck ist Anhang IV zu entnehmen.

Volumennachweis

Das Rückhaltevolumen der beiden Becken beträgt je 150 m^3 . Die geplanten Rückhaltemaßnahmen nehmen somit das, bei einem Starkregenereignis von $n = 0,05$ anfallende Volumen von 109 m^3 bzw. 116 m^3 vollständig auf.

Entleerungszeit

$$t_E = V : (3,6 \cdot Q_{Dr}) = 116 \text{ m}^3 : (3,6 \text{ l/m}^3 \cdot \text{h/s} \cdot 10,0 \text{ l/s}) = \underline{3,2 \text{ h}}$$

2.4 Bemessung Schmutzwasserkanal

Die Bemessung des Schmutzwasserkanals erfolgt durch eine gesonderte Planung der Verbandsgemeindewerke Winnweiler.



Niederschlagshöhen und -spenden
Zeitspanne : Januar - Dezember
Rasterfeld : Spalte: 18 Zeile: 73

T	0,5		1,0		2,0		5,0		10,0		20,0		50,0		100,0	
D	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN
5,0 min	3,7	124,0	5,4	179,5	7,1	235,0	9,3	308,4	10,9	363,9	12,6	419,3	14,8	492,7	16,4	548,2
10,0 min	6,0	100,7	8,4	139,4	10,7	178,1	13,8	229,2	16,1	268,0	18,4	306,7	21,5	357,8	23,8	396,6
15,0 min	7,4	82,5	10,3	113,9	13,1	145,2	16,8	186,7	19,6	218,1	22,4	249,4	26,2	290,9	29,0	322,2
20,0 min	8,3	69,3	11,6	96,3	14,8	123,3	19,1	159,0	22,3	186,0	25,6	213,0	29,8	248,7	33,1	275,7
30,0 min	9,3	51,7	13,2	73,6	17,2	95,4	22,4	124,3	26,3	146,2	30,3	168,1	35,5	197,0	39,4	218,9
45,0 min	9,9	36,6	14,7	54,3	19,4	72,0	25,8	95,5	30,6	113,2	35,3	130,9	41,7	154,3	46,5	172,1
60,0 min	10,0	27,8	15,5	43,1	21,0	58,3	28,3	78,5	33,8	93,8	39,2	109,0	46,5	129,2	52,0	144,4
90,0 min	11,2	20,8	17,0	31,4	22,7	42,1	30,3	56,1	36,1	66,8	41,8	77,4	49,4	91,5	55,1	102,1
2,0 h	12,2	16,9	18,1	25,1	24,0	33,4	31,9	44,3	37,8	52,5	43,7	60,7	51,6	71,6	57,5	79,9
3,0 h	13,6	12,6	19,8	18,3	26,0	24,1	34,2	31,7	40,4	37,4	46,6	43,2	54,8	50,7	61,0	56,5
4,0 h	14,7	10,2	21,1	14,7	27,5	19,1	36,0	25,0	42,4	29,4	48,8	33,9	57,3	39,8	63,7	44,2
6,0 h	16,4	7,6	23,1	10,7	29,8	13,8	38,7	17,9	45,4	21,0	52,1	24,1	60,9	28,2	67,6	31,3
9,0 h	18,3	5,7	25,3	7,8	32,3	10,0	41,6	12,8	48,6	15,0	55,6	17,2	64,8	20,0	71,8	22,2
12,0 h	19,8	4,6	27,0	6,3	34,2	7,9	43,8	10,1	51,0	11,8	58,2	13,5	67,8	15,7	75,0	17,4
18,0 h	21,8	3,4	29,8	4,6	37,7	5,8	48,2	7,4	56,1	8,7	64,1	9,9	74,6	11,5	82,5	12,7
24,0 h	23,8	2,8	32,5	3,8	41,2	4,8	52,6	6,1	61,3	7,1	69,9	8,1	81,3	9,4	90,0	10,4
48,0 h	28,1	1,6	37,5	2,2	46,9	2,7	59,3	3,4	68,8	4,0	78,2	4,5	90,6	5,2	100,0	5,8
72,0 h	38,2	1,5	45,0	1,7	51,8	2,0	60,7	2,3	67,5	2,6	74,3	2,9	83,2	3,2	90,0	3,5

- T - Wiederkehrzeit (in [a]): mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
- D - Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen (in [min, h])
- h - Niederschlagshöhe (in [mm])
- rN - Niederschlagsspende (in [l/(s*ha)])

Für die Berechnung wurden folgende Grundwerte (hN in [mm]) verwendet:

T/D	15,0 min	60,0 min	12,0 h	24,0 h	48,0 h	72,0 h
1 a	10,25	15,50	27,00	32,50	37,50	45,00
100 a	29,00	52,00	75,00	90,00	100,00	90,00

Berechnung "Kurze Dauerstufen" (D<=60 min): u hyperbolisch, w doppelt logarithmisch

Wenn die angegebenen Werte für Planungszwecke herangezogen werden, sollte für rN(D;T) bzw. hN(D;T) in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit (Jährlichkeit)

- bei 0,5 a <= T <= 5 a ein Toleranzbetrag ± 10 %,
- bei 5 a < T <= 50 a ein Toleranzbetrag ± 15 %,
- bei 50 a < T <= 100 a ein Toleranzbetrag ± 20 %, Berücksichtigung finden.



A 63, Umbau Parkplatz "Donnersberg"

Bemessung von Rohrleitungen

Regenspende für Rasterfeld-Nr. 18 / 73

	T = 1	T = 2	T = 3	T = 5
r ₁₀	139,4	178,1	195,1	229,2
r ₁₅	113,9	145,2	159,0	186,7
r ₂₀	96,3	123,3	135,2	159,0
r ₃₀	73,6	95,4	105,0	124,3

Haltung	Schacht		Länge l	Fläche A _E		Abfluss- beiwert y	A _u A _E * y	Sohl- gefälle I _{So}	DN	k _b	v _v	Fließzeit t _f		Regen- spende r _{D, n}	Q _{ist}	Q _v
	von	bis		einzeln	gesamt							einzeln	gesamt			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Bez.	Nr.	Nr.	m	ha	ha	1	ha	%	mm	mm	m/s	min	min	l/s/ha	l/s	l/s
	N1.1	N1.2	56,90	0,13	0,13	0,82	0,11	2,50	150	0,5	1,63	0,58	0,58	113,90	12,07	28,80
	N1.2	N1.3	27,89	0,00	0,13	0,82	0,11	2,50	150	0,5	1,63	0,29	0,87	113,90	12,07	28,80
	N1.3	N3.0	28,55	0,00	0,13	0,82	0,11	2,50	150	0,5	1,63	0,29	1,16	113,90	12,07	28,80
	N2.1	N2.2	49,38	0,13	0,13	0,90	0,12	2,50	200	0,5	1,97	0,42	0,42	113,90	13,26	61,80
	N2.2	N2.3	49,73	0,13	0,26	0,85	0,22	2,50	200	0,5	1,97	0,42	0,84	113,90	24,77	61,80
	N2.3	N3.0	17,96	0,00	0,26	0,85	0,22	2,50	200	0,5	1,97	0,15	0,99	113,90	24,77	61,80
	N3.0	RRB 1	20,83	0,00	0,38	0,87	0,33	2,50	250	0,5	2,27	0,15	1,31	113,90	38,14	111,30
	S1.1	S1.2	60,55	0,16	0,16	0,81	0,13	2,50	150	0,5	1,39	0,73	0,73	113,90	14,54	25,00
	S1.2	S1.3	21,13	0,00	0,16	0,81	0,13	2,50	150	0,5	1,39	0,25	0,98	113,90	14,54	25,00
	S1.3	S3.0	27,23	0,00	0,16	0,81	0,13	2,50	150	0,5	1,39	0,33	1,31	113,90	14,54	25,00
	S2.1	S2.2	61,86	0,12	0,12	0,90	0,11	2,50	200	0,5	1,97	0,52	0,52	113,90	12,47	61,80
	S2.2	S2.3	64,57	0,13	0,25	0,85	0,21	2,50	200	0,5	1,97	0,55	1,07	113,90	24,20	61,80
	S2.3	S3.0	12,57	0,00	0,25	0,85	0,21	2,50	200	0,5	1,97	0,11	1,18	113,90	24,20	61,80
	S3.0	RRB 2	21,73	0,00	0,41	0,86	0,35	2,50	250	0,5	2,27	0,16	1,47	113,90	39,95	111,30

**Bewertungsverfahren nach Merkblatt
ATV-DVWA-M 153**

Projekt: A 63, Ausbau des Parkplatzes "Donnersberg" (Nordseite)

Gewässer (Tabellen 1a und 1b)	Typ	Gewässerpunkte G
kleiner Flachlandbach	G 6	G = 15

Herkunftsfläche (F)	y_m	Fläche [ha]	$A_{u,i}$ [ha]
Fahrgassen	0,90	0,151	0,136
LKW-Stellplätze	0,90	0,180	0,162
PKW-Stellplätze	0,90	0,033	0,030
Dachflächen	0,90	0,011	0,009
Gehwege	0,75	0,068	0,051
Gesamtfläche		0,443	0,389

Flächenanteil f_i (Kapitel 4)		Luft L_i (Tabelle 2)		Fläche F_i (Tabelle 3)		Abflussbelastung B_i
$A_{u,i}$	f_i	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
0,136	0,35	L1	1	F4	19	7,0
0,162	0,42	L1	1	F7	45	19,2
0,030	0,08	L1	1	F6	35	2,8
0,009	0,02	L1	1	F2	8	0,2
0,051	0,13	L1	1	F3	12	1,7
$\Sigma = 0,389$	$\Sigma = 1,0$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i$:				30,9

keine Regenwasserbehandlung erforderlich, wenn $B \leq G$ nicht erfüllt

maximal zulässiger Durchgangswert $D_{max} = G / B$:	$D_{max} = 0,49$
---	------------------

vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen 4a, 4b und 4c)	Typ	Durchgangswerte D_i
Absetzbecken mit Dauerstau und einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h vor RRB	D 25	0,35
trockenfallender, bewachsener Seitengraben mit einer Länge > 50 m	D 23	0,25
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i \text{ (Kapitel 6.2.2.)}$:		$D = 0,09$

Emissionswert $E = B \cdot D$:	$E = 2,7$
---------------------------------	-----------

$E = 2,7$; $G = 15$; Anzustreben: $E \leq G$ erfüllt

**Bewertungsverfahren nach Merkblatt
ATV-DVWA-M 153**

Projekt: A 63, Ausbau des Parkplatzes "Donnersberg" (Südseite)

Gewässer (Tabellen 1a und 1b)	Typ	Gewässerpunkte G
kleiner Flachlandbach	G 6	G = 15

Herkunftsfläche (F)	y_m	Fläche [ha]	$A_{u,i}$ [ha]
Fahrgassen	0,90	0,159	0,143
LKW-Stellplätze	0,90	0,175	0,157
PKW-Stellplätze	0,90	0,033	0,030
Dachflächen	0,90	0,011	0,009
Gehwege	0,75	0,096	0,072
Gesamtfläche		0,473	0,411

Flächenanteil f_i (Kapitel 4)		Luft L_i (Tabelle 2)		Fläche F_i (Tabelle 3)		Abflussbelastung B_i
$A_{u,i}$	f_i	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
0,143	0,35	L1	1	F4	19	6,9
0,157	0,38	L1	1	F7	45	17,6
0,030	0,07	L1	1	F6	35	2,6
0,009	0,02	L1	1	F2	8	0,2
0,072	0,18	L1	1	F3	12	2,3
$\Sigma = 0,389$	$\Sigma = 1,0$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i$:				29,6

keine Regenwasserbehandlung erforderlich, wenn $B \leq G$ nicht erfüllt

maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\max} = G / B$:	$D_{\max} = 0,51$
--	-------------------

vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen 4a, 4b und 4c)	Typ	Durchgangswerte D_i
Absetzbecken mit Dauerstau und einer Oberflächenbeschickung von 9 m/h vor RRB	D 25	0,35
trockenfallender, bewachsener Seitengraben mit einer Länge > 50 m	D 23	0,25
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i \text{ (Kapitel 6.2.2.)}$:		$D = 0,09$

Emissionswert $E = B \cdot D$:	$E = 2,6$
---------------------------------	-----------

$E = 2,6$; $G = 15$; Anzustreben: $E \leq G$ erfüllt

Einzelbeckenberechnung

Becken: RRB 1 (Nordseite)

Bemessungsgrundlagen:

Fläche des kanalisierten Einzugsgebietes	$A_{E,k} =$	0,38 ha
befestigte Fläche	$A_{E,b} =$	0,37 ha
mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche	$y_{m,b} =$	0,870
unbefestigte Fläche	$A_{E,ub} =$	0,02 ha
mittlerer Abflussbeiwert der unbefestigten Fläche	$y_{m,ub} =$	0,120
rechnerische Fließzeit im Kanalnetz bei Vollfüllung	$t_f =$	1,31 min
Überschreitungshäufigkeit	$n =$	0,20 /a
Drosselabfluss	$Q_{Dr} =$	10,00 l/s
Zuschlagsfaktor	$f_z =$	1,20

Berechnungsergebnisse:

undurchlässige Fläche	$A_u = A_{E,b} \cdot y_{m,b} + A_{E,ub} \cdot y_{m,ub} =$	0,32 ha
Drosselabflusssspende	$q_{Dr,u} = Q_{Dr} : A_u =$	31,00 l/s ha
Abminderungsfaktor aus t_f und n	$f_A =$	1,000

Dauerstufe	Niederschlagshöhe gemäß KOSTRA-DWD 2000 Tab.	zugehörige Regenspende gemäß KOSTRA-DWD 2000 Tab.	Drosselabflusssspende	Differenz	spezifisches Speichervolumen
D	h_N	r	$q_{Dr,u}$	$r - q_{Dr,u}$	$V_{s,u}$
min	mm	l/s ha	l/s ha	l/s ha	m ³ /ha
5	12,6	419,3	31,0	388,3	140
10	18,4	306,7	31,0	275,7	199
15	22,4	249,4	31,0	218,4	236
20	25,6	213,0	31,0	182,0	262
30	30,3	168,1	31,0	137,1	296
45	35,3	130,9	31,0	99,9	324
60	39,2	109,0	31,0	78,0	337
90	41,8	77,4	31,0	46,4	301
120	43,7	60,7	31,0	29,7	257

erforderliches spezifisches Volumen $V_{s,u} = 337 \text{ m}^3/\text{ha}$

tatsächlich erforderliches Rückhaltevolumen $V = V_{s,u} \cdot A_u = 109 \text{ m}^3$

Einzelbeckenberechnung

Becken: RRB 2 (Südseite)

Bemessungsgrundlagen:

Fläche des kanalisierten Einzugsgebietes	$A_{E,k} =$	0,41 ha
befestigte Fläche	$A_{E,b} =$	0,39 ha
mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche	$y_{m,b} =$	0,860
unbefestigte Fläche	$A_{E,ub} =$	0,02 ha
mittlerer Abflussbeiwert der unbefestigten Fläche	$y_{m,ub} =$	0,120
rechnerische Fließzeit im Kanalnetz bei Vollfüllung	$t_f =$	1,47 min
Überschreitungshäufigkeit	$n =$	0,20 /a
Drosselabfluss	$Q_{Dr} =$	10,00 l/s
Zuschlagsfaktor	$f_z =$	1,20

Berechnungsergebnisse:

undurchlässige Fläche	$A_u = A_{E,b} * y_{m,b} + A_{E,ub} * y_{m,ub} =$	0,34 ha
Drosselabflussspende	$q_{Dr,u} = Q_{Dr} : A_u =$	29,52 l/s ha
Abminderungsfaktor aus t_f und n	$f_A =$	1,000

Dauerstufe	Niederschlagshöhe gemäß KOSTRA-DWD 2000 Tab.	zugehörige Regenspende gemäß KOSTRA-DWD 2000 Tab.	Drosselabflussspende	Differenz	spezifisches Speichervolumen
D	h_N	r	$q_{Dr,u}$	$r - q_{Dr,u}$	$V_{s,u}$
min	mm	l/s ha	l/s ha	l/s ha	m³/ha
5	9,3	419,3	29,5	389,8	140
10	13,8	306,7	29,5	277,2	200
15	16,8	249,4	29,5	219,9	237
20	19,1	213,0	29,5	183,5	264
30	22,4	168,1	29,5	138,6	299
45	25,8	130,9	29,5	101,4	328
60	28,3	109,0	29,5	79,5	343
90	30,3	77,4	29,5	47,9	310
120	31,9	60,7	29,5	31,2	269

erforderliches spezifisches Volumen $V_{s,u} = 343 \text{ m}^3/\text{ha}$

tatsächlich erforderliches Rückhaltevolumen $V = V_{s,u} * A_u = 116 \text{ m}^3$