

Anlage 4

Beckenbemessung

Anlage 4.1 Bemessung RRB I (Kurzebach) nach RAS Ew und DWA A 117

Bemessungswerte Entwässerungsabschnitt

Bezeichnung	Kürzel	Menge	Einheit
Einzugsgebietsfläche gesamt	$A_{E,G}$	5,22 ha	
Außengebietsfläche	A_{AG}	0,00 ha	
Einzugsgebiet ohne Außengebiet	$A_{E,k}$	5,22 ha	
Einzugsgebietsfläche reduziert nach RAS EW	$A_{red} = A_u$	2,68 ha	
Zufluss (n=1)	$Q_{zu, n=1,0, 15 \text{ min}}$	297,35 l/s	
Zufluss (n=1)	$Q_{zu, n=1,0, 15 \text{ min}}$	0,297 m ³ /s	

Werte aus Abflussmengenermittlung nach RAS Ew

Ergebnis Bewertungsverfahren M 153

Bezeichnung	Typ		
Anlagen mit Dauerstau und max. $q_a = 18 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ Oberfl. Besch. z. B. Absetzanlagen vor Versickerbecken oder Regenwasserrückhalteanlagen	D25	0,35	

Bemessungswerte Rückhaltebecken

Auszug aus dem DWA Merkblatt M 153

Tabelle 3: Zulässige Regenabflussspenden von undurchlässigen Flächen

Typ des Vorflutgewässers	Regenabflussspende q_R in l/(s · ha)
kleiner Flachlandbach $b_{Sp} < 1 \text{ m}, v < 0,3 \text{ m/s}$	15
kleiner Hügel- und Berglandbach $b_{Sp} < 1 \text{ m}, v \geq 0,3 \text{ m/s}$	30
großer Flachlandbach $b_{Sp} = 1 - 5 \text{ m}, v < 0,5 \text{ m/s}$	120
großer Hügel- und Berglandbach $b_{Sp} = 1 - 5 \text{ m}, v \geq 0,5 \text{ m/s}$	240
Flüsse $b_{Sp} > 5 \text{ m}$	nicht begrenzt
kleine Teiche Oberfläche < 20 % von A_u	Einzelfallbetrachtung
Teiche und Seen Oberfläche ≥ 20 % von A_u	nicht begrenzt

Bezeichnung	Kürzel	Menge	Einheit
Drosselabflussspende	$q_{dr,k \text{ max}}$	30,00 l/s*ha	
* gemäß Abstimmung vom 23.07.2014 mit Herrn Retzer Lahn Dill Kreis Abteilung Umwelt Natur und Wasser G:\STRASSEN\G377014_Eingang\TöB\140725-Lahn-Dillkreis			
kanalisiertes Einzugsgebiet A red nach RAS Ew	$A_{E,k}$	2,68 ha	
Drosselabfluss berechnet	Qdr Berechnung	80,40 l/s	
Drosselabfluss gewählt	Qdr gewählt	83,00 l/s	
Drosselabflussspende	$q_{dr,r,u}$	30,97 l/s*ha	
Abminderungsfaktor	f_A	0,92	Bild 3 DWA A 117
Zuschlagsfaktor	f_z	1,10	Tabelle 2 DWA A 117

Ermittlung des erforderlichen Speichervolumens

$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06$ s. DWA A 117

$V = V_{s,u} * A_u$

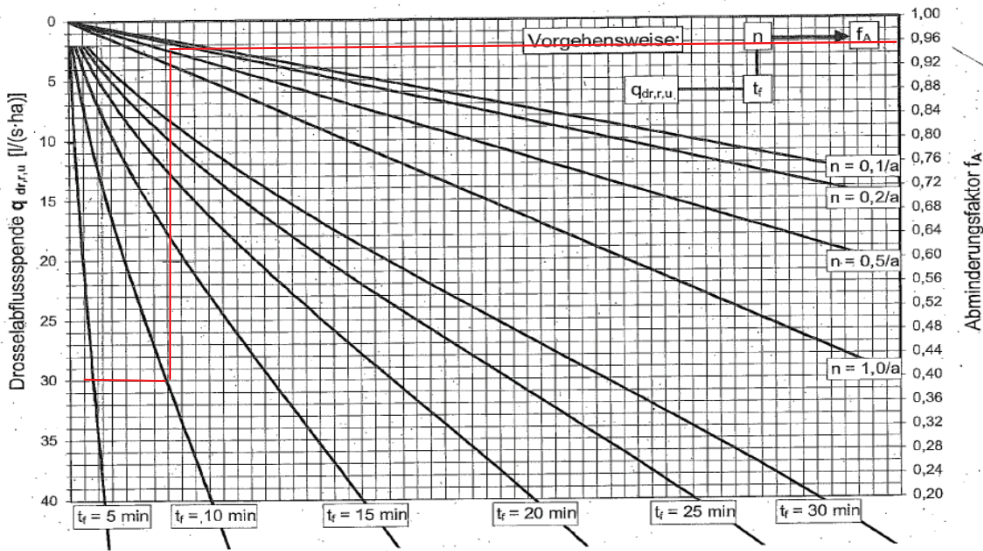
Regenspende 5 jähriges Ereignis Kostra Spalte 22 Zeile 60 (Ehringshausen)

Ermittlung des Zuschlagfaktors f_z gemäß Tabelle 2 Ras Ew	
Risikomaß	f_z

gering	1,20
mittel	1,15
groß	1,10

Ermittlung der Fließzeit im Oberflächenwasserableitungssystem							
Länge mittel	dh	Gefälle mittel	DN mittel	v voll	v mittel	Fließzeit	Fließzeit
m	m	%	mm	m/s	m/s	s	min

655,00 12,00 1,83 400,00 2,20 1,20 545,83 9,10



Dauerstufe	D min	rD(n=0,2) l/(s*ha)	qdr,r,u l/(s*ha)	Differenz r - qdr,r,u l/(s*ha)	fz	f _A	Vs,u m ³ /ha
5 min	5	348,60	30,97	317,63	1,1	0,95	99,58
10 min	10	246,30	30,97	215,33	1,1	0,95	135,01
15 min	15	196,50	30,97	165,53	1,1	0,95	155,68
20 min	20	165,40	30,97	134,43	1,1	0,95	168,58
30 min	30	127,20	30,97	96,23	1,1	0,95	181,01
45 min	45	95,80	30,97	64,83	1,1	0,95	182,92
60 min	60	77,50	30,97	46,53	1,1	0,95	175,05
90 min	90	54,70	30,97	23,73	1,1	0,95	133,91
2h	120	42,80	30,97	11,83	1,1	0,95	89,01
3h	180	30,30	30,97	-0,67	1,1	0,95	-7,56
4h	240	23,70	30,97	-7,27	1,1	0,95	-109,40
6h	360	16,80	30,97	-14,17	1,1	0,95	-319,85
9h	540	11,90	30,97	-19,07	1,1	0,95	-645,67
12h	720	9,40	30,97	-21,57	1,1	0,95	-973,76
18h	1080	6,70	30,97	-24,27	1,1	0,95	-1.643,47
24h	1440	5,20	30,97	-25,77	1,1	0,95	-2.326,72
48h	2880	3,30	30,97	-27,67	1,1	0,95	-4.996,54
72h	4320	2,50	30,97	-28,47	1,1	0,95	-7.711,50

Vs,u,max = 182,92 m³/ ha
 Au = Ared 2,68 ha
 V= 490,22 m³
 Vgew.= 552,26 m³

Vergleichswert DWD 2000

Ermittlung der Beckenabmessungen Rückhaltebereich (Grobabmessungen)

$V = (\text{Fläche u.} + \text{Fläche o.})/2 * \text{Tiefe}$

Länge u m	Breite u m	Böschung 1 : m	Tiefe m	Fläche u. m ²	Fläche o. m ²	V gew. m ³
20,00	15,00	2,00	1,35	300,00	518,16	552,26

Ermittlung der Beckenabmessungen Rückhaltebereich unter Berücksichtigung des Freibordes

Länge u m	Breite u m	Böschung 1 : m	Tiefe m	Länge o m	Breite o m
20,00	15,00	2,00	1,85	27,40	22,40

Freibord: 0,50 m -> Tiefe neu 1,35 m + 0,50 m = 1,85 m

Nachweis der Oberflächenbeschickung des Abscheideraumes

qA max Oberflächenbeschickung 9 m/h = 0,0025 m/s s. RAS - Ew Abschn. 1.4.7.1 (u. Rist Wag)

$O_{erf} = Qb / vs$

Abmessungen aus der Detailzeichnung RRB 1

Qb m ³ /s	vs m/s	O erf. m ²	Breite m	Länge m	O gew. m ²		O erf. m ²
0,297	0,0025	118,80	8,00	17,00	136,00	>	129,20

Nachweis der vertikalen Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

Qb m ³ /s	Breite u m	Breite o m	Höhe m	A v m ²	V _v vorh m/s		V _v zul m/s
0,297	7,00	7,00	1,25	8,75	0,0339	<	0,05

Nachweis der horizontalen Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

Qb m ³ /s	Breite m	Abstand m	A h m ²	V _h vorh m/s		V _h zul m/s
0,297	7,00	1,20	8,40	0,0354	<	0,05

Nachweis des Auffangraumes für Leichtflüssigkeiten

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

Breite m	Länge m	O gew. m ²	Tiefe m	V gew. m ³		V erf. m ³
8,00	17,00	136,00	0,30	40,80	>	30,00

Nachweis des Schlammstapelraumes

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

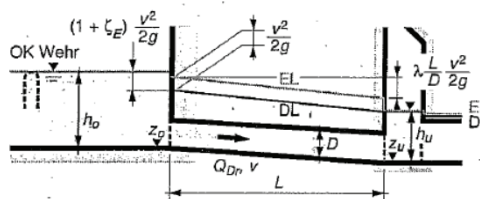
Breite m	Länge m	O gew. m ²	Tiefe m	V gew. m ³		V erf. m ³
8,00	17,00	136,00	0,30	40,80	>	10,00

Ermittlung der max. Zulaufmenge zum RRB

gesucht Abflussleistung der kritischen Kanalhaltung bei Einstau bis GOK
 gewählt: Kanalhaltung unmittelbar vor dem Beckenzulauf
 Rechenansatz: Bernoulligleichung nach Q umgestellt (s. DWA A 111)

$$Q = \frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot \sqrt{2g \frac{h_o - h_u}{1 + \xi + \lambda \cdot \frac{L}{D}}}$$

λ = Widerstandsbeiwert
 $\xi = 0,45$ (Einlaufverlust)
 $h_o + h_u$ Absoluthöhen
 h_o : GOK Schacht EA 1 S 13: 261,72 m ü. NN
 h_u : max. Einstauhöhe im Absetzbecken: 260,54 m ü. NN

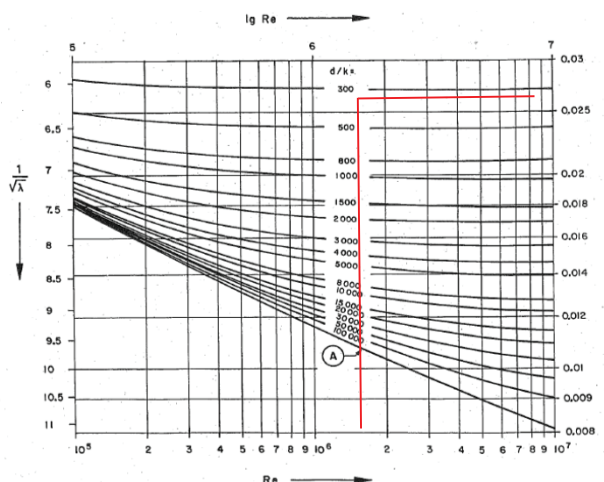


DN	h _o	h _u	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m ³ /s]

- 1. Rechengang mit λ (Schätzwert) = 0,02
 0,50 261,72 260,54 0,020 0,45 12,00 **0,680**
- 2. Rechengang mit λ (Realwert)
 0,50 261,72 260,54 0,026 0,45 12,00 **0,656**

Kontrolle λ Wert (rot)

$Re = v \cdot 4rhy / \nu$ (λ aus dem Moody Diagramm)
 k Wert gewählt 1,50 mm Berücksichtigung
 von Einzelverluste in den Schachtbauwerken



Q	A	v	ν	4 rhy	Re	k	d/k	Realwert λ
[m ³ /s]	[m ²]	[m/s]	[m ² /s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]
0,68	0,20	3,46	1,31E-06	6,28	1,66E+07	1,50	333,33	0,026

Bemessung der Überlaufschwellen Absatzbecken / Notüberlauf

3.3.5 Wehre — Überfallwehr

3.3.5.1 Vollkommener Überfall

Kriterium. Durchfluß mit Fließwechsel, d. h. der UW-Stand beeinflusst den OW-Stand nicht. Das ist immer der Fall, wenn das Unterwasser tiefer als die Wehrkrone steht (s. a. Abschn. 3.5.2).

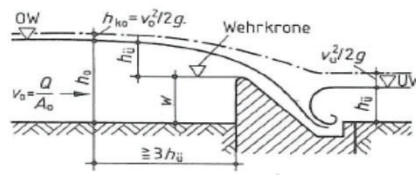


Bild 33 Vollkommener Überfall

Bei rechteckigen Durchflußquerschnitten gilt Gl. (34) für $v_0 \leq 1,0$ m/s bzw. Gl. (35).

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_ü^{3/2} \text{ in m}^3/\text{s} \quad (34) \text{ nach Poleni}$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_{(ueh)} + h_{k0})^{3/2} - h_{k0}^{3/2}] \text{ in m}^3/\text{s} \text{ für } v_0 > 1,0 \text{ m/s} \quad (35)$$



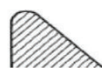
breit,
scharfkantig,
waagrecht
 $\mu = 0,49$
bis 0,51



breit
waagrecht,
Kanten
abgerundet
 $\mu = 0,50$ bis 0,55



scharfkantig,
schräg
(s. 3.3.5.4)
Überfallmes-
sung) $\mu = 0,64$



gut
abgerundeter
Querschnitt
 $\mu = 0,73$
bis 0,75



dachförmig,
gut
abgerundet,
 $\mu < 0,79$

$$Q_ü = 2/3 * \mu * l_ü * (2 * g)^{0,5} * h_ü^{1,5}$$

Q _ü (m ³ /s)	μ	(2 * g) ^{0,5}	h _ü (m)	h _ü ^{1,5}	l _ü (m)
---------------------------------------	-------	------------------------	-----------------------	-------------------------------	-----------------------

Schwelle Absatzbecken (gewählt Betonschwelle abgerundet)

0,656 0,55 4,43 **0,137** 0,05 **8,00**

656 l/s = max. Zulaufmenge s. oben

0,300 0,55 4,43 **0,081** 0,02 **8,00**

297,35 l/s = Bemessungswassermenge

Schwelle Notüberlauf (gewählt Edelstahlschwelle gut abgerundet)

0,573 0,73 4,43 **0,138** 0,05 **5,20**

573 l/s = max. Zulaufmenge 656 l/s - Drosselwassermenge 83 l/s

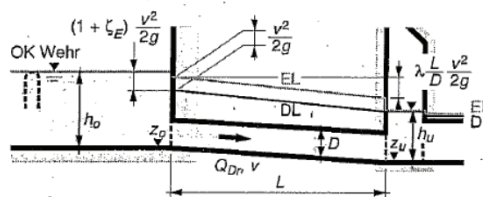
0,217 0,73 4,43 **0,072** 0,02 **5,20**

214 l/s = Bemessungswassermenge 297 l/s - Drosselwassermenge 83 l/s

Ermittlung der Einstauhöhe im Rückhaltebecken beim maximalen Zulauf - 656 l/s s. oben

Rechenansatz: Bernoulligleichung nach Q umgestellt (s. DWA A 111)

$$Q = \frac{D^2}{4} * \pi * \sqrt{2g \frac{h_o - h_u}{1 + \xi + \lambda * \frac{L}{D}}}$$



λ (Widerstandsbeiwert)

ξ = 0,45 (Einlaufverlust)

h_o + h_u Absoluthöhen

h_o : max. Einstauhöhe im Regenwasserrückhaltebecken

h_u : max. Ablaufhöhe Notüberlauf

DN	h _o	h _u	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m ³ /s]

1. Rechengang mit λ (Schätzwert) gewählt 0,02

0,80 260,49 260,37 0,020 0,45 12,00 **0,573**

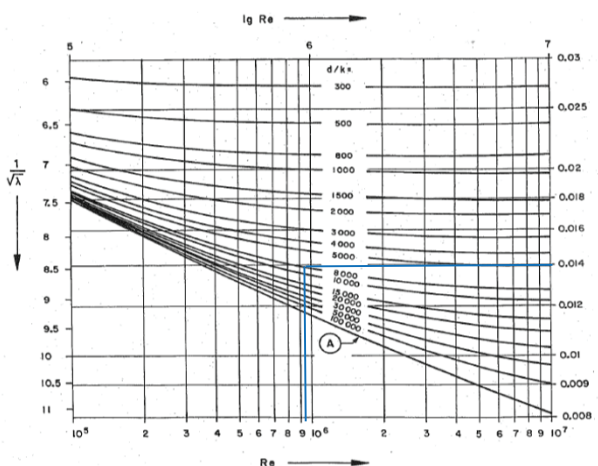
2. Rechengang mit λ (Realwert)

0,80 260,48 260,37 0,014 0,45 12,00 **0,573**

Kontrolle λ Wert (blau)

Re = v * 4rhy / ν (λ aus dem Moody Diagramm)

k Wert gewählt 0,10 mm -> Berücksichtigung von Einzelverluste an den Rohrverbindungen



Q	A	v	v	4 rhy	Re	k	d/k	Realwert λ
[m ³ /s]	[m ²]	[m/s]	[m ² /s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]

0,573 0,50 1,14 1,31E-06 10,05 8,75E+06 0,10 8.000,00 **0,014**

Anlage 4.2 Bemessung RRB 2 (Kumbach) nach RAS Ew und DWA A 117

Bemessungswerte Entwässerungsabschnitt

Bezeichnung	Kürzel	Menge	Einheit
Einzugsgebietsfläche gesamt	$A_{E,G}$	11,16	ha
Außengebietsfläche	A_{AG}	2,06	ha
Einzugsgebiet ohne Außengebiet	$A_{E,k}$	9,10	ha
kanalisiertes Einzugsgebiet A red nach RAS Ew	$A_{red} = A_u$	6,94	ha
Zufluss (n=1)	$Q_{zu, n=1,0, 15 \text{ min}}$	771,57	l/s
Zufluss (n=1)	$Q_{zu, n=1,0, 15 \text{ min}}$	0,772	m ³ /s

Werte aus Abflussmengenmittlung nach RAS Ew

Ergebnis Bewertungsverfahren M 153

Bezeichnung	Typ
Anlagen mit Dauerstau und max. $q_a = 18 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{h})$ Oberfl. Besch. z. B. Absetzanlagen vor Versickerbecken oder Regenwasserrückhalteanlagen	D25 0,35

Bemessungswerte Rückhaltebecken

Auszug aus dem DWA Merkblatt M 153

Tabelle 3: Zulässige Regenabflussspenden von undurchlässigen Flächen

Typ des Vorflutgewässers	Regenabflussspende q_R in l/(s · ha)	
kleiner Flachlandbach	$b_{Sp} < 1 \text{ m}, v < 0,3 \text{ m/s}$	15
kleiner Hügel- und Berglandbach	$b_{Sp} < 1 \text{ m}, v > 0,3 \text{ m/s}$	30
großer Flachlandbach	$b_{Sp} = 1 - 5 \text{ m}, v < 0,5 \text{ m/s}$	120
großer Hügel- und Berglandbach	$b_{Sp} = 1 - 5 \text{ m}, v \geq 0,5 \text{ m/s}$	240
Flüsse	$b_{Sp} > 5 \text{ m}$	nicht begrenzt
kleine Teiche	Oberfläche < 20 % von A_u	Einzelfallbetrachtung
Teiche und Seen	Oberfläche \geq 20 % von A_u	nicht begrenzt

G:\STRASSEN\G377014_Eingang\TöB\140725-Lahn Kürzel	Menge	Einheit
Drosselabflussspende max	$q_{dr,k}$	30,00 l/s*ha
* gemäß Abstimmung vom 23.07.2014 mit Herrn Retzer Lahn Dill Kreis Abteilung Umwelt Natur und Wasser		
G:\STRASSEN\G377014_Eingang\TöB\140725-Lahn-Dillkreis		
kanalisiertes Einzugsgebiet A red nach RAS Ew	$A_{red} = A_u$	6,94 ha
Drosselabfluss berechnet	Qdr Berechnung	208,20 l/s
Drosselabfluss gewählt	Qdr gewählt	200,00 l/s
Drosselabflussspende	$q_{dr,r,u}$	28,82 l/s*ha
Abminderungsfaktor	f_A	0,98
Zuschlagsfaktor	f_z	1,10

Bild 3 DWA A 117
Tabelle 2 DWA A 117

Ermittlung des erforderlichen Speichervolumens

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06$$

s. ATV A 117

$$V = V_{s,u} * A_u$$

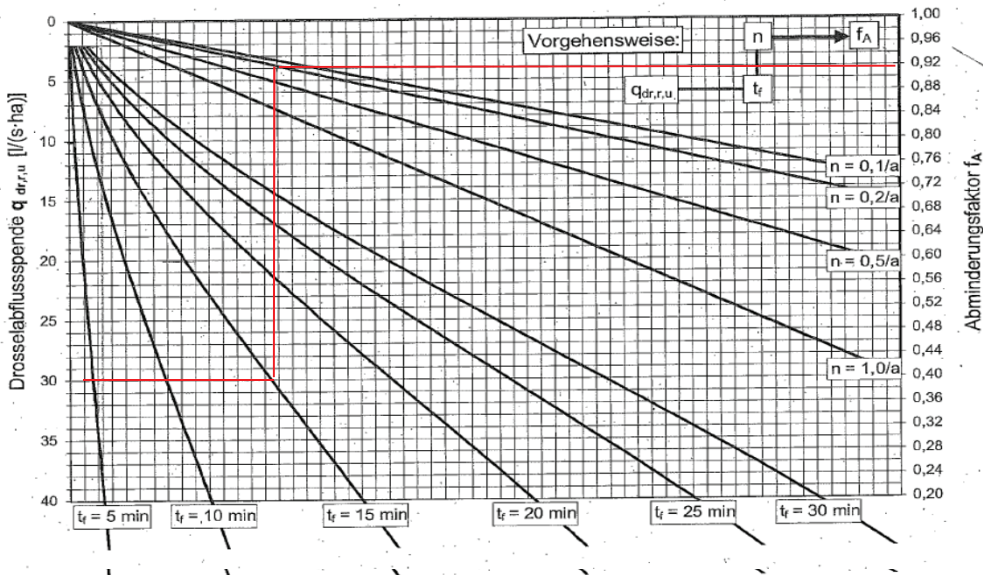
Regenspende 5 jähriges Ereignis Kostra Spalte 36 Zeile 55 (Unhausen)

Ermittlung des Zuschlagfaktors f_z gemäß Tabelle 2 Ras Ew	
Risikomaß	f_z

gering	1,20
mittel	1,15
groß	1,10

Ermittlung der Fließzeit im Oberflächenwasserableitungssystem							
Länge <small>mittel</small>	dh	Gefälle <small>mittel</small>	DN <small>mittel</small>	v <small>voll</small>	v <small>mittel</small>	Fließzeit	Fließzeit
m	m	%	mm	m/s	m/s	s	min

1.620,00 28,00 1,73 500,00 2,50 1,70 952,94 15,88



Dauerstufe	D min	rD(n=0,2) l/(s*ha)	qdr,r,u l/(s*ha)	Differenz r - qdr,r,u l/(s*ha)	fz	f _A	Vs,u m ³ /ha
5 min	5	348,60	28,82	319,78	1,1	0,90	94,97
10 min	10	246,30	28,82	217,48	1,1	0,90	129,18
15 min	15	196,50	28,82	167,68	1,1	0,90	149,40
20 min	20	165,40	28,82	136,58	1,1	0,90	162,26
30 min	30	127,20	28,82	98,38	1,1	0,90	175,31
45 min	45	95,80	28,82	66,98	1,1	0,90	179,04
60 min	60	77,50	28,82	48,68	1,1	0,90	173,50
90 min	90	54,70	28,82	25,88	1,1	0,90	138,35
2h	120	42,80	28,82	13,98	1,1	0,90	99,65
3h	180	30,30	28,82	1,48	1,1	0,90	15,82
4h	240	23,70	28,82	-5,12	1,1	0,90	-72,99
6h	360	16,80	28,82	-12,02	1,1	0,90	-257,04
9h	540	11,90	28,82	-16,92	1,1	0,90	-542,73
12h	720	9,40	28,82	-19,42	1,1	0,90	-830,55
18h	1080	6,70	28,82	-22,12	1,1	0,90	-1.419,04
24h	1440	5,20	28,82	-23,62	1,1	0,90	-2.020,36
48h	2880	3,30	28,82	-25,52	1,1	0,90	-4.365,76
72h	4320	2,50	28,82	-26,32	1,1	0,90	-6.753,92

Vs,u,max = 179,04 m³/ ha
 Au = Ared 6,94 ha
 V= 1.242,52 m³
 Vgew.= 1.374,23 m³

Ermittlung der Beckenabmessungen Rückhaltebereich (Grobabmessungen)

V = (Fläche u. + Fläche o.)/2 * Tiefe

Länge u m	Breite u m	Böschung 1 : m	Tiefe m	Fläche u. m ²	Fläche o. m ²	V gew. m ³
32,00	16,00	2,00	1,90	512,00	934,56	1.374,23

Ermittlung der Beckenabmessungen Rückhaltebereich unter Berücksichtigung des Freibordes

Länge u m	Breite u m	Böschung 1 : m	Tiefe m	Länge o m	Breite o m
32,00	16,00	2,00	2,40	41,60	25,60

Freibord: 0,50 m -> Tiefe neu 1,90 m + 0,50 m = 2,40 m

Nachweis der Oberflächenbeschickung des Abscheideraumes

qA max Oberflächenbeschickung 9 m/h = 0,0025 m/s s. RAS - Ew Abschn. 1.4.7.1 (u. Rist Wag)

O_{erf} = Qb / vs

Abmessungen aus der Detailzeichnung RRB 1

Qb m ³ /s	vs m/s	O erf. m ²	Breite m	Länge m	O gew. m ²		O erf. m ²
0,771	0,0025	308,40	10,50	31,00	325,50	>	324,00

Nachweis der vertikalen Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

Qb m ³ /s	Breite u m	Breite o m	Höhe m	A v m ²	V _v vorh m/s		V _v zul m/s
0,771	10,50	10,50	1,55	16,28	0,0474	<	0,05

Nachweis der horizontalen Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

Breite: s. oben

Abstand der Tauchwand von der Zwischenberme in Höhe Tauchwandunterkante

Qb m ³ /s	Breite m	Abstand m	A h m ²	V _h vorh m/s		V _h zul m/s
0,771	10,50	1,55	16,28	0,0474	<	0,05

Nachweis des Auffangraumes für Leichtflüssigkeiten

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

Breite m	Länge m	O gew. m ²	Tiefe m	V gew. m ³		V erf. m ³
10,50	31,00	325,50	0,30	97,65	>	30,00

Nachweis des Schlammstapelraumes

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

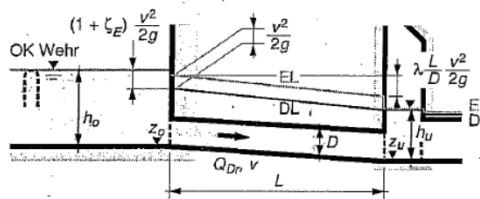
Breite m	Länge m	O gew. m ²	Tiefe m	V gew. m ³		V erf. m ³
10,50	31,00	325,50	0,30	97,65	>	10,00

Ermittlung der max. Zulaufmenge zum RRB

gesucht Abflussleistung der kritischen Kanalhaltung bei Einstau bis GOK
 gewählt: Kanalhaltung Schacht EA2 RRB 02 - Schacht EA 2 RRB 02.1
 = Übergang Einlaufabschnitt - Überleitungsabschnitt
 Rechenansatz: Bernoulligleichung nach Q umgestellt (s. DWA A 111)

$$Q = \frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot \sqrt{2g \frac{h_0 - h_u}{1 + \xi + \lambda \cdot \frac{L}{D}}}$$

λ = Widerstandsbeiwert
 ξ = 0,45 (Einlaufverlust)
 h_0 und h_u als Absolutwerte
 h_0 : GOK Schacht EA 2 RRB 02 222,03 m ü. NN (Anfangsschacht Steilstrecke)
 h_u : max. Einstauhöhe im Schacht EA 2 RRB 02.1: 220,17 m ü. NN (Vollfüllung)

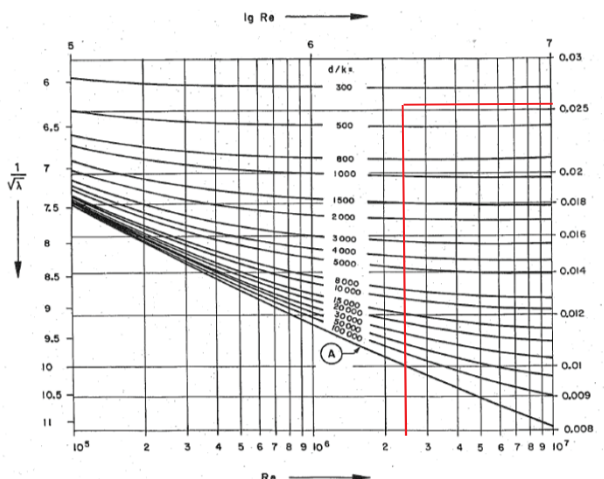


DN	h ₀	h _u	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m ³ /s]

- 1. Rechengang mit λ (Schätzwert) = 0,02
 0,60 222,03 220,17 0,020 0,45 12,00 1,255
- 2. Rechengang mit λ (Realwert)
 0,60 222,03 220,17 0,025 0,45 12,00 1,223

Kontrolle λ Wert

$Re = v \cdot 4rhy / \nu$ (λ aus dem Moody Diagramm)
 k Wert gewählt 1,50 mm Berücksichtigung von Einzelverluste in den Schachtbauwerken



Q	A	v	ν	4 rhy	Re	k	d/k	Realwert λ
[m ³ /s]	[m ²]	[m/s]	[m ² /s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]
1,26	0,28	4,44	1,31E-06	7,54	2,55E+07	1,50	400,00	0,025

Bemessung der Überlaufschwellen Absatzbecken / Notüberlauf

3.3.5 Wehre — Überfallwehr

3.3.5.1 Vollkommener Überfall

Kriterium. Durchfluß mit Fließwechsel, d. h. der UW-Stand beeinflusst den OW-Stand nicht. Das ist immer der Fall, wenn das Unterwasser tiefer als die Wehrkrone steht (s. a. Abschn. 3.5.2).

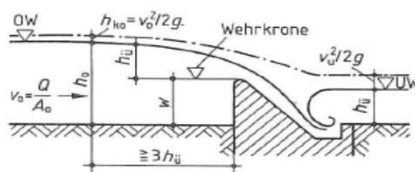
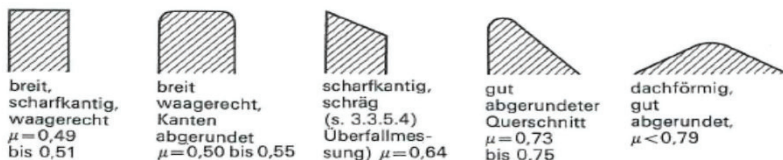


Bild 33 Vollkommener Überfall

Bei rechteckigen Durchflußquerschnitten gilt Gl. (34) für $v_0 \leq 1,0$ m/s bzw. Gl. (35).

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_u^{3/2} \text{ in m}^3/\text{s} \quad (34) \text{ nach Poleni}$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_{(ueh)} + h_{k0})^{3/2} - h_{k0}^{3/2}] \text{ in m}^3/\text{s} \text{ für } v_0 > 1,0 \text{ m/s} \quad (35)$$



$$Q_u = 2/3 * \mu * l_u * (2 * g)^{0,5} * h_u^{1,5}$$

Q _ü (m ³ /s)	μ	(2 * g) ^{0,5}	h _ü (m)	h _ü ^{1,5}	l _ü (m)
---------------------------------------	---	------------------------	-----------------------	-------------------------------	-----------------------

Schwelle Absatzbecken (gewählt Betonschwelle waagrecht)

1,223 0,55 4,43 **0,173** 0,07 **10,50**

1.223 l/s = max. Zulaufmenge s. oben

0,810 0,55 4,43 **0,131** 0,05 **10,50**

810 l/s = Bemessungswassermenge

Schwelle Notüberlauf (gewählt Edelstahlschwelle gut abgerundet)

1,025 0,73 4,43 **0,159** 0,06 **7,50**

1.023 l/s = max. Zulaufmenge 1.223 l/s - Drosselwassermenge 200 l/s

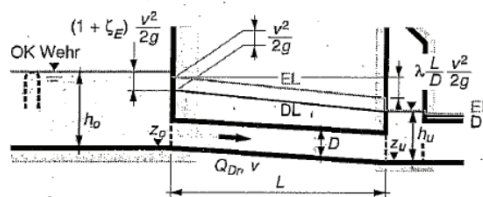
0,614 0,73 4,43 **0,113** 0,04 **7,50**

610 l/s = Bemessungswassermenge 810 l/s - Drosselwassermenge 200 l/s

Ermittlung der Einstauhöhe im Rückhaltebecken beim maximalen Zulauf - 1.223 l/s s. oben

Rechenansatz: Bernoulligleichung nach Q umgestellt (s. DWA A 111)

$$Q = \frac{D^2}{4} * \pi * \sqrt{2g \frac{h_o - h_u}{1 + \xi + \lambda * \frac{L}{D}}}$$



λ (Widerstandsbeiwert)

ξ = 0,45 (Einlaufverlust)

ho und hu als Absolutwerte

ho : max. Einstauhöhe im Regenwasserrückhaltebecken

hu : max. Ablaufhöhe Notüberlauf

DN	ho	hu	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m³/s]

1. Rechengang mit λ (Schätzwert) gewählt 0,02

1,00	196,86	196,71	0,020	0,45	12,00	1,022
------	--------	--------	-------	------	-------	--------------

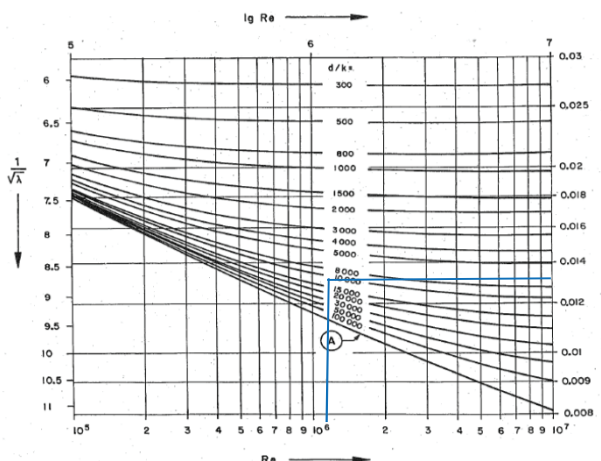
2. Rechengang mit λ (Realwert)

1,00	196,85	196,71	0,013	0,45	12,00	1,023
------	--------	--------	-------	------	-------	--------------

Kontrolle λ Wert (blau)

Re = v * 4rhy / ν (λ aus dem Moody Diagramm)

k Wert gewählt 0,10 mm -> Berücksichtigung von Einzelverluste an den Rohrverbindungen



Q	A	v	v	4 rhy	Re	k	d/k	Realwert λ
[m³/s]	[m²]	[m/s]	[m²/s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]

1,02	0,79	1,30	1,31E-06	12,56	1,25E+07	0,10	10.000,00	0,013
------	------	------	----------	-------	----------	------	-----------	--------------