

## 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 <sup>3</sup> /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 $\geq 20$ % 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

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

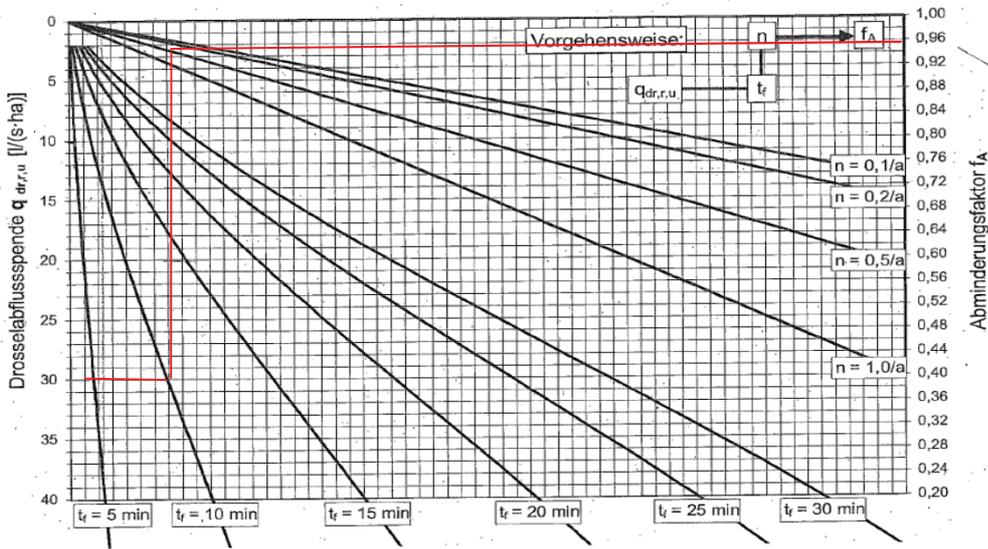
Regenspende 5 jähriges Ereignis Kostra Spalte 22 Zeile 60 (Ehringshausen)

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 <sub>mittel</sub>	dh	Gefälle <sub>mittel</sub>	DN <sub>mittel</sub>	v <sub>voll</sub>	v <sub>mittel</sub>	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 <sub>A</sub>	Vs,u m <sup>3</sup> /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 m<sup>3</sup>/ ha  
 Au = Ared 2,68 ha  
 V= 490,22 m<sup>3</sup>  
 Vgew.= 552,26 m<sup>3</sup>

Vergleichswert DWD 2000

**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 <sup>2</sup>	Fläche o. m <sup>2</sup>	V gew. m <sup>3</sup>
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<sub>erf</sub> = Qb / vs

Abmessungen aus der Detailzeichnung RRB 1

Qb m <sup>3</sup> /s	vs m/s	O erf. m <sup>2</sup>	Breite m	Länge m	O gew. m <sup>2</sup>		O erf. m <sup>2</sup>
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 <sup>3</sup> /s	Breite u m	Breite o m	Höhe m	A v m <sup>2</sup>	V <sub>v</sub> vorh m/s		V <sub>v</sub> zul m/s
0,297	7,00	7,00	1,25	8,75	<b>0,0339</b>	<	<b>0,05</b>

**Nachweis der horizontalen Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante**

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

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

**Nachweis des Auffangraumes für Leichtflüssigkeiten**

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

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

**Nachweis des Schlammstapelraumes**

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

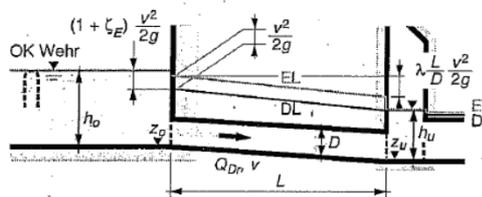
Breite m	Länge m	O gew. m <sup>2</sup>	Tiefe m	V gew. m <sup>3</sup>		V erf. m <sup>3</sup>
8,00	17,00	136,00	0,30	<b>40,80</b>	>	<b>10,00</b>

**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)

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

$\lambda$  = 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

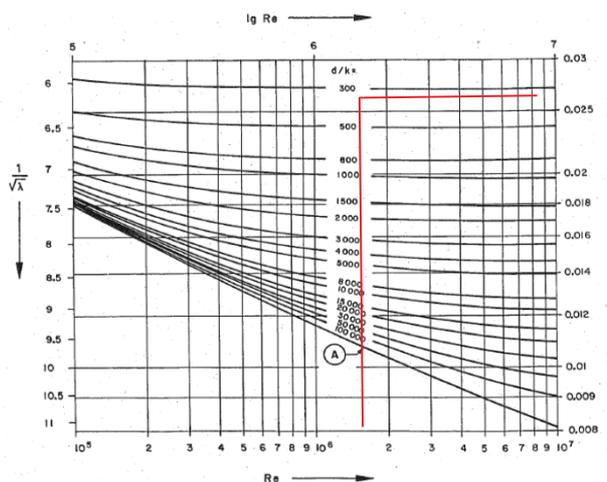


DN	h <sub>o</sub>	h <sub>u</sub>	$\lambda$	$\xi$	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]

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

**Kontrolle  $\lambda$  Wert (rot)**

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



Q	A	v	$\nu$	4 rhy	Re	k	d/k	Realwert $\lambda$
[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m/s]	[m <sup>2</sup> /s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]
0,68	0,20	3,46	1,31E-06	6,28	1,66E+07	1,50	333,33	<b>0,026</b>

**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).

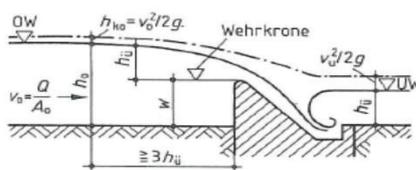


Bild 33 Vollkommener Überfall

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

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

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



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,  
 $\mu < 0,79$

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

Q <sub>ü</sub> (m <sup>3</sup> /s)	μ	(2 * g) <sup>0,5</sup>	h <sub>ü</sub> (m)	h <sub>ü</sub> <sup>1,5</sup>	l <sub>ü</sub> (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

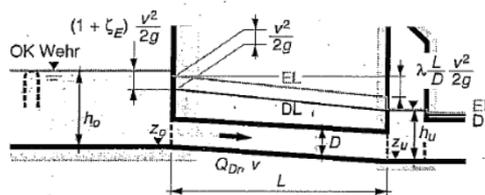
0,217      0,73      4,43      **0,072**      0,02      **5,20**

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)

ho + hu Absoluthöhen

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

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

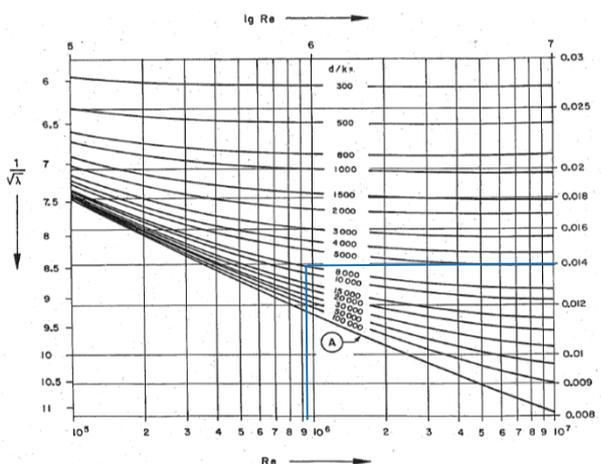
2. Rechengang mit λ (Realwert)

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

**Kontrolle λ Wert (blau)**

Re = v \* 4rhy / v (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]	[-]	[-]

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 <sup>3</sup> /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

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

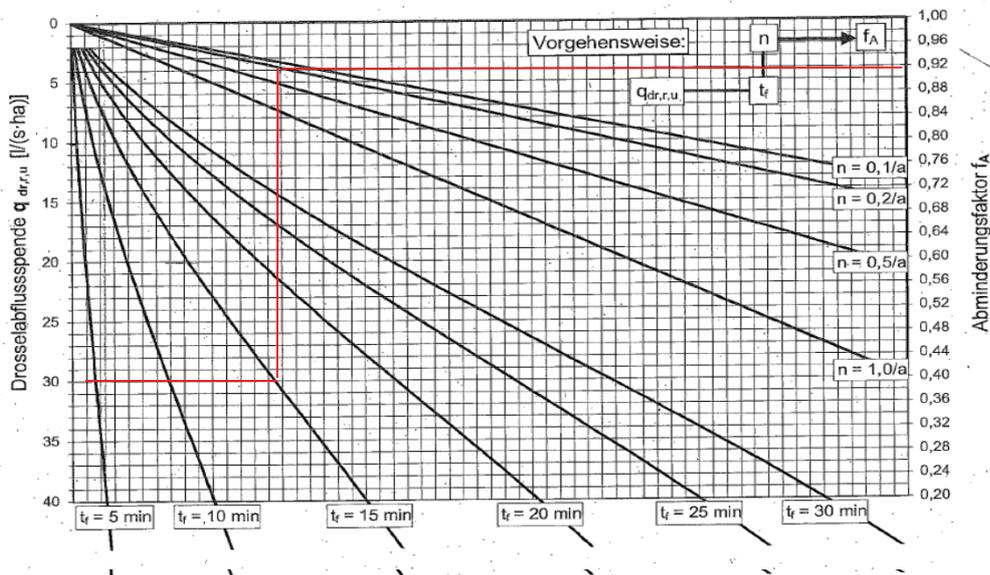
Regenspende 5 jähriges Ereignis Kostra Spalte 36 Zeile 55 (Unhausen)

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 <sub>A</sub>	Vs,u m <sup>3</sup> /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 m<sup>3</sup>/ ha  
 Au = Ared 6,94 ha  
 V= 1.242,52 m<sup>3</sup>  
 Vgew.= 1.374,23 m<sup>3</sup>

**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 <sup>2</sup>	Fläche o. m <sup>2</sup>	V gew. m <sup>3</sup>
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<sub>erf</sub> = Qb / vs

Abmessungen aus der Detailzeichnung RRB 1

Qb m <sup>3</sup> /s	vs m/s	O erf. m <sup>2</sup>	Breite m	Länge m	O gew. m <sup>2</sup>		O erf. m <sup>2</sup>
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 <sup>3</sup> /s	Breite u m	Breite o m	Höhe m	A v m <sup>2</sup>	V <sub>v</sub> vorh m/s		V <sub>v</sub> zul m/s
0,771	10,50	10,50	1,55	16,28	<b>0,0474</b>	<	<b>0,05</b>

**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 <sup>3</sup> /s	Breite m	Abstand m	A h m <sup>2</sup>	V <sub>h</sub> vorh m/s		V <sub>h</sub> zul m/s
0,771	10,50	1,55	16,28	<b>0,0474</b>	<	0,05

**Nachweis des Auffangraumes für Leichtflüssigkeiten**

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

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

**Nachweis des Schlammstapelraumes**

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

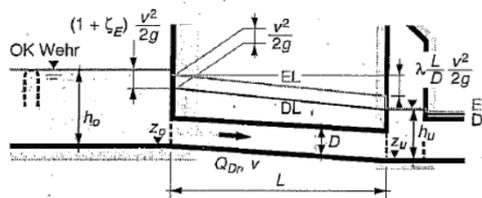
Breite m	Länge m	O gew. m <sup>2</sup>	Tiefe m	V gew. m <sup>3</sup>		V erf. m <sup>3</sup>
10,50	31,00	<b>325,50</b>	0,30	97,65	>	<b>10,00</b>

**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)

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

$\lambda$  = Widerstandsbeiwert  
 $\xi$  = 0,45 (Einlaufverlust)  
 $h_o$  und  $h_u$  als Absolutwerte  
 $h_o$  : 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)

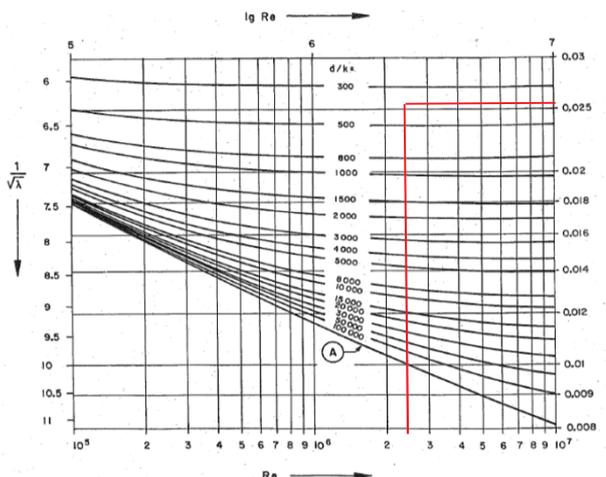


DN	h <sub>o</sub>	h <sub>u</sub>	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]

- 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



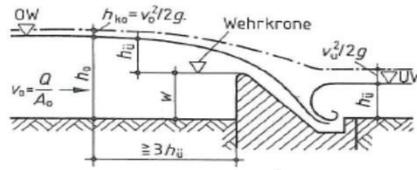
Q	A	v	v	4 rhy	Re	k	d/k	Realwert λ
[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m/s]	[m <sup>2</sup> /s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]
1,26	0,28	4,44	1,31E-06	7,54	2,55E+07	1,50	400,00	0,025

**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).

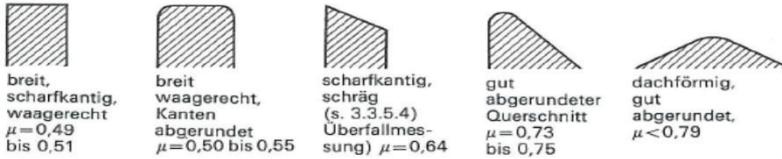


**Bild 33 Vollkommener Überfall**

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 <sub>ü</sub> (m <sup>3</sup> /s)	μ	(2 * g) <sup>0,5</sup>	h <sub>ü</sub> (m)	h <sub>ü</sub> <sup>1,5</sup>	l <sub>ü</sub> (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

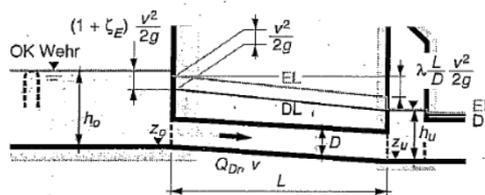
0,614      0,73      4,43      **0,113**      0,04      **7,50**

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	<b>1,022</b>
------	--------	--------	-------	------	-------	--------------

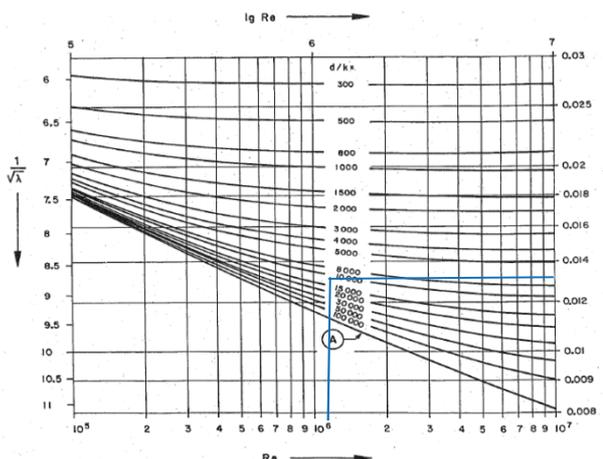
2. Rechengang mit λ (Realwert)

1,00	196,85	196,71	0,013	0,45	12,00	<b>1,023</b>
------	--------	--------	-------	------	-------	--------------

**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	<b>0,013</b>
------	------	------	----------	-------	----------	------	-----------	--------------