

Straßenbauverwaltung: Freistaat Bayern, Autobahndirektion Südbayern

Straße / Abschnittsnummer / Station: A8_1120_0,686 bis A8_1160_3,348

A 8 Rosenheim - (Salzburg)
6-streifiger Ausbau zw. AS Rosenheim und Achenmühle

FESTSTELLUNGSENTWURF

1.Tektur
vom 16.03.2020

Wassertechnische Untersuchungen

aufgestellt:
Autobahndirektion Südbayern



Peiker, Ltd. Baudirektor
München, den 30.05.2014

aufgestellt:
Autobahndirektion Südbayern



Dr.-Ing. Eid, Ltd. Baudirektor
München, den 16.03.2020

0. Vorbemerkungen	3
1. Entwässerungsabschnitt 1	4
1.1. Unterabschnitt 1.1	4
1.1.1. Einzugsgebiet	4
1.1.2. Einzugsflächen.....	4
1.1.3. Abflussmenge	5
1.1.4. Absetzbecken	5
1.1.5. Rückhaltevolumen.....	5
1.2. Unterabschnitt 1.2.....	6
1.2.1. Einzugsgebiet	6
1.2.2. Einzugsflächen.....	6
1.2.3. Abflussmenge	7
1.2.4. Absetzbecken	7
1.2.5. Rückhaltevolumen.....	7
1.3. Unterabschnitt 1.3.....	8
1.3.1. Einzugsgebiet	8
1.3.2. Einzugsflächen.....	9
1.3.3. Abflussmenge	9
1.3.4. Absetzbecken	10
1.3.5. Rückhaltebecken.....	10
2. Entwässerungsabschnitt 2	13
2.1. Einzugsgebiet	13
2.2. Einzugsflächen.....	14
2.3. Abflussmenge	14
2.4. Absetzbecken	14
2.5. Rückhaltebecken.....	15
3. Entwässerungsabschnitt 3	19
3.1. Einzugsgebiet	19
3.2. Einzugsflächen.....	20
3.3. Abflussmenge	20
3.4. Absetzbecken	20
3.5. Rückhalte-, Versickerbecken.....	21
4. Entwässerungsabschnitt 4	24
4.1. Einzugsgebiet	24
4.2. Einzugsflächen.....	24
4.3. Abflussmenge	25
4.4. Absetzbecken	25
4.5. Rückhaltebecken.....	26
5. Entwässerungsabschnitt 5	28

5.1.	Unterabschnitt 5.1	28
5.1.1.	Einzugsgebiet	28
5.1.2.	Einzugsflächen.....	29
5.1.3.	Abflussmenge	29
5.1.4.	Absetzbecken	29
5.1.5.	Rückhaltebecken.....	30
5.2.	Unterabschnitt 5.2.....	30
5.2.1.	Einzugsgebiet	31
5.2.2.	Einzugsflächen.....	31
5.2.3.	Abflussmenge	32
5.2.4.	Absetzbecken	32
5.2.5.	Rückhaltebecken.....	33
5.3.	Unterabschnitt 5.3.....	33
5.3.1.	Einzugsgebiet	33
5.3.2.	Einzugsflächen.....	33
5.3.3.	Abflussmenge	34
5.3.4.	Absetzbecken	34
5.3.5.	Rückhaltebecken.....	35
6.	Entwässerungsabschnitt 6	37
6.1.	Einzugsgebiet	37
6.2.	Einzugsflächen.....	38
6.3.	Abflussmenge	38
6.4.	Absetzbecken	38
6.5.	Rückhaltebecken.....	39
7.	Entwässerungsabschnitt 7	40
7.1.	Einzugsgebiet	40
7.2.	Einzugsflächen.....	41
7.3.	Abflussmenge	41
7.4.	Absetzbecken	41
7.5.	Rückhaltebecken.....	42

Anlage 1: Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens nach Merkblatt 117

Anlage 2: Nachweis der ausreichenden Versickerungsleistung nach Merkblatt 138

Anlage 3: Nachweis der ausreichenden Reinigung nach Merkblatt 153

0. Vorbemerkungen

Der Feststellungsentwurf beinhaltet den 6-streifigen Ausbau der A 8 im Abschnitt zwischen der Anschlussstelle Rosenheim und Achenmühle von km 58+780 bis 68+145.

Es wurden insgesamt 7 Entwässerungsabschnitte gebildet, beginnend bei km 60+580.

Im Bereich km 58+780 bis 60+625 sind keine Entwässerungsmaßnahmen erforderlich. Wegen der zum äußeren Fahrbahnrand geneigten Fahrbahnen kann das gesamte Oberflächenwasser über Bankett und Böschung großflächig abgeleitet und versickert werden.

Das im Bereich von Bauwerk 94 anfallende Oberflächenwasser wird in Mulden beidseits der A 8 ausgeleitet und versickert.

Das im Bereich der Kollisionsschutzwand und der Irritationsschutzwände, z.B. bei Bauwerk 93 und 95 anfallende Oberflächenwasser wird unter den Wänden mit Rohren ausgeleitet und über die Böschung versickert. Bei Bauwerk 95 wurde die südostseitige Irritationsschutzwand um ca. 35 m mit einer Lärmschutzwand verlängert.

Das direkt auf dem Mittelstreifen auftreffende unverschmutzte Regenwasser kann entweder direkt örtlich versickern oder wird mit der darunterliegenden Drainageleitung abgeführt und gesammelt an Tiefpunkten ausgeleitet.

Für die folgenden 7 Entwässerungsabschnitte ergeben sich folgende Auswirkungen:

1. Entwässerungsabschnitt 1: Rohrdorf West (km 60+625 bis 61+250)

Der Entwässerungsabschnitt wird in 3 Unterabschnitte unterteilt.

1.1 Unterabschnitt 1.1

Unterabschnitt 1.1 umfasst die nördliche Fahrbahn von km 60+625 bis 60+950 und die südliche Fahrbahn von km 60+700 **625** bis 60+890, jeweils mit den Randbereichen.

1.1.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	325 m x 15,50 m =	5.037,5 m ²
	95 m x 1,25 m =	118,8 m ²
	490 265 m x 15,50 m =	2.945,0 4.107,5 m²
	45 m x 1,25 m =	56,3 m ²
		8.157,6 9.320,1 m²
Mittelstreifen	95 m x 2,0 m =	190,0 m ²
	325 m x 2,0 m =	650,0 m ²
		840,0 m ²
Bankett	230 m x 1,5 m =	345,0 m ²
	95 m x 2,0 m =	190,0 m ²
	490 265 m x 2,5 m =	475,0 662,5 m²
		1.010,0 1.197,5 m²
Mulde, Böschung	325 m x 9,5 m =	3.087,5 m ²
		3.087,5 m ²
Aushublagerung	325 m x 8,5 m =	2.762,5 m ²
		2.762,5 m ²

1.1.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	8.157,6 9.320,1	0,9	7.341,8 8.388,1
Mittelstreifen	840,0	0,6	504,0
Bankett	1.010,0 1.197,5	0,7	707,0 838,3

Mulde, Böschung	3.087,5	0,38	1.173,3
Aushublagerung	2.762,5	0,38	1.049,8
Summe	15.857,5 17.207,6		10.775,9 11.953,5

1.1.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160 \text{ l/s} \times \text{ha}$ entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = \cancel{10.775,9} \text{ } 11.953,5 \times 160 \times 10^{-4} = \cancel{172,4} \text{ } 191,3 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

1.1.4 Absetzbecken

Ein Absetzbecken entfällt. Das Wasser der nördlichen Fahrbahnen wird breitflächig über den Autobahndamm abgeleitet, das Wasser der südseitigen Fahrbahn wird mit Stichleitungen in kurzen Abständen auf die Nordseite geleitet. Die geplante Aushubdeponie wird nach Norden abgerückt und somit eine 10 m breite Versickerfläche geschaffen.

1.1.5 Rückhaltevolumen

Die geplante Versickerfläche wurde als Versickerbecken nachgerechnet.

Der Versickerungsbeiwert $k_f = 5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Die Untersuchung ergab für ein 10-jährliches Regenereignis eine Einstauhöhe von $\cancel{0,45} \text{ } 0,17 \text{ m}$. Die Dammhöhe der A 8 beträgt hier mindestens 1,30 m. Zum Graben an der Westseite der Versickerfläche hin wird eine 0,50 m hohe Schwelle errichtet.

Nachweis der Aufnahmefähigkeit für ein 100-jährliches Regenereignis:

D [min]	r [l(s*ha)]	erf.V [m³]
5	804,3	404
10	561,4	600
15	449,0	642
20	380,2	709

30	297,3	798
45	229,5	870
60*	189,8*	905*
90	133,2	813
120	103,8	706

$$V = (Q_{Zu} - Q_S) \times D \times 60 \times f_Z \times f_A$$

$$f_A = 1,0$$

$$f_Z = 1,2$$

D in Minuten

$$\text{Versickerfläche: } 290 \times 10 = 2.900 \text{ m}^2$$

$$Q_S = 0,00005 / 2 \times 2.900 = 0,0725$$

$$Q_{Zu} = (A_U + A_S) / 1000 \times r = (1,1954 + 0,29) / 1000 \times r = 1,4854 / 1000 \times r$$

$$\text{Einstauhöhe: } 905 / 2.900 = 0,31 \text{ m} \rightarrow \text{ist vorhanden}$$

$$t_E = 2 \times 0,31 / k_f = 3,5 \text{ Std (Entleerungszeit)}$$

1.2 Unterabschnitt 1.2

Unterabschnitt 1.2 umfasst die südliche Fahrbahn von km 60+890 bis 61+125 mit den Randbereichen.

1.2.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	225 m x 16,75 m =	3.768,8 m ²
		3.768,8 m ²
Bankett	225 m x 2,0 m =	450,0 m ²
		450,0 m ²
Mulde	225 m x 2,5 m =	562,5 m ²
	300 m x 2,0 m =	600,0 m ²
		1162,5 m ²
Aushublagerung	225 m x 5,1 m =	1.147,5 m ²

1.2.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	3.768,8	0,9	3.391,9

Bankett	450,0	0,7	315,0
Mulde, Böschung	1.162,5	0,38	441,8
Aushublagerung	1.147,5	0,38	436,1
Summe	6.528,8		4.584,8

1.2.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160 \text{ l/s} \times \text{ha}$ entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 4.584,8 \times 160 \times 10^{-4} = 73,4 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

1.2.4 Absetzbecken

Ein Absetzbecken entfällt. Das Oberflächenwasser wird mit Stichleitungen in kurzen Abständen unter dem Lärmschutzwall auf die Südseite geleitet und dort auf eine Versickerfläche geleitet.

1.2.5 Rückhaltevolumen

Die Versicker- bzw. Verdunstungsfläche wurde als Versickerbecken nachgerechnet.

Der Versickerungsbeiwert $k_f = 5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Die Untersuchung ergab für ein 10-jährliches Regenereignis eine Einstauhöhe von 0,25 m. Die Einstauhöhe ist durch die Höhenlage des südseitig begrenzenden Weges gegeben.

Nachweis der Aufnahmefähigkeit für ein 100 jährliches Regenereignis:

D [min]	r [l(s*ha)]	erf.V [m³]
5	804,3	147
10	561,4	201
15	449,0	238
20	380,2	290
30	297,3	302
45	229,5	337
60*	189,8*	358*
90	133,2	343

120	103,8	323
180	73,1	274
240	57,1	220
360	40,4	100

$$V = (Q_{zu} - Q_s) \times D \times 60 \times f_z \times f_A$$

$$f_A = 1,0$$

$$f_z = 1,2$$

D in Minuten

$$Q_s = 0,00005 / 2 \times 700 \text{ m}^2 = 0,0175$$

Versickerfläche: 700 m²

$$Q_{zu} = (A_U + A_S) / 1000 \times r = (0,4585 + 0,07) / 1000 \times r = 0,529 / 1000 \times r$$

$$\text{Einstauhöhe: } 358 / 700 = 0,51 \text{ m}$$

Zur Gewährleistung der Einstauhöhe wird der parallel geführte Weg auf eine Länge von 30 m geringfügig angehoben.

$$t_E = 0,51 \times 2 / k_f = 5,7 \text{ Std (Entleerungszeit)}$$

1.3 Unterabschnitt 1.3

Unterabschnitt 1.3 umfasst die nördliche Fahrbahn von km 60+950 bis 61+250 mit einer Teilfläche der Anschlussstelle Rohrdorf Nord und die südliche Fahrbahn von km 61+125 bis 61+250 mit Teilen der Anschlussstelle Rohrdorf Süd, jeweils mit den Randbereichen.

1.3.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	120 m x 6,00 m =	720,0 m ²
	20 m x 16,75 m =	335,0 m ²
	30 m x 6,00 m =	180,0 m ²
	90 m x 15,50 m =	1.395,0 m ²
	20 m x 16,75 m =	335,0 m ²
	90 m x 6,00 m =	540,0 m ²
	300 m x 15,50 m =	4.650,0 m ²
	220 m x 1,25 m =	275,0 m ²
	100 m x 6,00 m =	600,0 m ²
		9.030,0 m ²

Mittelstreifen	255 m x 2,0 m =	510,0 m ²
	175 m x 2,0 m =	350,0 m ²
		860,0 m ²
Bankett	180 m x 2,5 m =	450,0 m ²
	90 m x 1,5 m =	135,0 m ²
	130 m x 1,5 m =	195,0 m ²
	205 m x 2,0 m =	410,0 m ²
	85 m x 1,5 m =	127,5 m ²
	110 m x 1,5 m =	165,0 m ²
		1.482,5 m ²
Mulde, Böschung	130 m x 7,1 m =	923,0 m ²
	205 m x 7,0 m =	1.435,0 m ²
	85 m x 10,0 m =	850,0 m ²
		3.208,0 m ²
Aushublagerung	290 m x 8,5 m =	2.465,0 m ²
		2.465,0 m ²

1.3.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	9.030,0	0,9	8.127,0
Mittelstreifen	860,0	0,6	516,0
Bankett	1.482,5	0,7	1.037,8
Mulde, Böschung	3.208,0	0,38	1.219,0
Aushublagerung	2.465,0	0,38	936,7
Summe	17.045,5		11.836,5

1.3.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160 \text{ l/s} \times \text{ha}$ entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 11.836,5 \times 160 \times 10^{-4} = 189,4 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

1.3.4 Absetzbecken

Der Zulauf zum Becken erfolgt über ein 2,50 m breit Mulde.

$$Q = 189,4 \text{ l/s}$$

Zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9 \text{ m/h}$

$$A_{\text{erf}} = \frac{Q}{v_A} = \frac{189,4}{9} \times 3,60 = 75,8 \text{ m}^2$$

Gewählte Beckenabmessungen:

elliptische Oberfläche: 14 m x 16 m = 176 m²

Tiefe: 1,09 m

Neigung: 1 : 2

Sohle: 8 m x 16 m

Ölauffangraum > 30 m³ bei einer Tauchwand von 0,16 m.

Die Durchflussgeschwindigkeit zum nachgeschalteten Rückhaltebecken wird mit $v = 0,5 \text{ l/s}$ angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{189,4}{0,5} \times 10^{-3} = 0,38 \text{ m}^2$$

z.B. 2 Rohre $\varnothing 450 \text{ mm}$ mit 0,484 m²

1.3.5 Rückhaltebecken

Berechnung der Beckengröße

Das Absetzbecken kann infolge des hohen Grundwasserstandes nicht mit der erforderlichen Tiefe von 2,0 m hergestellt werden. Das Versickerbecken wird daher nur mit einer zu 20% durchlässigen Beckensohle gerechnet.

Zuschlagsfaktor für geringes Risiko $\rightarrow f_z = 1,2$

Das Wasser soll in den Untergrund versickert werden. Die Versickerung erfolgt durch eine 30 cm dicke Humusschicht. Der Versickerungsbeiwert $k_f = 5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Das erforderliche Speichervolumen errechnet sich zu

$$v = (A_u \times 10^{-3} \times r_{D(N)} - Q_s) \times D \times 60 \times f_z$$

mit $A_u = 1,18 \text{ ha}$

Es wird eine Speicherberechnung mit verschiedenen Regendauern bei einem 10-jährlichem Ereignis durchgeführt.

$$Q_s = A_s \times K_{f,u} = A_s \times \frac{K_f}{2}$$

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm A138 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Version 01/2010.

Das maximal erforderliche Volumen ergibt sich bei einem 55 min. Regen mit 527 m³. Die Beckentiefe beträgt ~~0,28~~ **0,32** m.

Das Becken erhält eine längliche Form mit den Abmessungen

Sohlfläche: 3.063 m²
Aufstaupfläche: 3.379 m²
Böschungsneigung: ≈ 1 : 2,5

V = 902 m³ (Becken Abschnitt 1.3, Bau-km 61+050)

Nachweis der Aufnahmefähigkeit für ein 100-jährliches Regenereignis:

D [min]	r [l(s*ha)]	erf.V [m³]
5	804,3	387,8
10	561,4	529,2
15	449,0	622,8
20	380,2	690,8
30	297,3	783,9
45	229,5	866,3
60*	189,8*	913,4*
90	133,2	853,2
120	103,8	779,8
180	73,1	609,1
240	57,1	422,6
360	40,4	23,9

$$V = (Q_{zu} - Q_s) \times D \times 60 \times f_z \times f_A$$

$$f_A = 1,0$$

$$f_z = 1,2$$

D in Minuten

Versickerfläche: 2.250 m²

$$Q_s = 0,00005 / 2 \times 2.250 \text{ m}^2 = 0,056$$

$$Q_{zu} = (A_U + A_S) / 1000 \times r = (1,1837 + 0,225) / 1000 \times r = 1,409 / 1000 \times r$$

$$\text{Einstauhöhe: } 913,4 / 2.250 = 0,41 \text{ m} \rightarrow \text{ist vorhanden}$$

$$t_E = 0,41 \times 2 / k_f = 4,6 \text{ Std (Entleerungszeit)}$$

2. Entwässerungsabschnitt 2: Rohrdorf Ost (km 61+250 bis 62+700 mit Teilen der Anschlussstelle Rohrdorf Nord)

2.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	380 m x 15,50 m =	5.890,0 m ²
	100 m x 1,25 m =	125,0 m ²
	330 m x 15,50 m =	5.115,0 m ²
	160 m x 1,25 m =	200,0 m ²
	215 m x 16,75 m =	3.601,3 m ²
	50 m x 16,75 m =	837,5 m ²
	50 m x 2,00 m =	100,0 m ²
	107 m x 15,50 m =	1.658,5 m ²
	470 m x 15,50 m =	7.285,0 m ²
	250 m x 1,25 m =	312,5 m ²
	372 m x 15,50 m =	5.766,0 m ²
	342 m x 1,25 m =	427,5 m ²
	200 m x 15,50 m =	3.100,0 m ²
	98 m x 16,75 m =	1.641,5 m ²
	130 m x 16,75 m =	2.177,5 m ²
	130 m x 16,75 m =	2.177,5 m ²
	190 m x 6,00 m =	1.140,0 m ²
	130 m x 6,00 m =	780,0 m ²
		42.334,8 m ²
Mittelstreifen	380 m x 2,00 m =	760,0 m ²
	470 m x 2,00 m =	940,0 m ²
	470 m x 2,00 m =	940,0 m ²
	130 m x 2,00 m =	260,0 m ²
		2.900,0 m ²
Bankett	380 m x 2,50 m =	950,0 m ²
	200 m x 2,50 m =	500,0 m ²
	130 m x 2,00 m =	260,0 m ²
	215 m x 2,00 m =	430,0 m ²
	280 m x 2,50 m =	700,0 m ²
	470 m x 2,50 m =	1.175,0 m ²
	470 m x 2,50 m =	1.175,0 m ²
	130 m x 2,00 m =	260,0 m ²
	130 m x 2,50 m =	325,0 m ²
	190 m x 1,50 m =	285,0 m ²
	130 m x 1,50 m =	195,0 m ²

		6.255,0 m ²
Mulde und	130 m x 10,00 m =	1.300,0 m ²
Böschung	215 m x 11,00 m =	2.365,0 m ²
	85 m x 2,50 m =	212,5 m ²
	275 m x 5,00 m =	1.375,0 m ²
		5.252,5 m ²

2.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	42.334,8	0,9	38.101,3
Mittelstreifen	2.900,0	0,6	1.740,0
Bankett	6.255,0	0,7	4.378,5
Mulde u Böschung	5.252,5	0,38	1.996,0
Summe	56.742,3		46.215,8

2.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160$ l/sxha entnommen.

Die Abflussmenge beträgt

$$Q = 46.215,8 \times 160 \times 10^{-4} = 739,5 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

$$\Rightarrow \psi = \frac{160 - 100}{160} = 0,38$$

2.4 Absetzbecken

Das Absetzbecken wird mit dem geforderten günstigen Seitenverhältniss von 3 : 1 bei einer Oberfläche von 297 m² hergestellt.

Die Zuleitung erfolgt über eine etwa 3,0m breite Mulde.

$$Q = 739,5 \text{ l/s}$$

Zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9$ m/h

$$A_{\text{erf}} = \frac{Q}{v_A} = \frac{739,5}{9} \times 3,6 = 296,0 \text{ m}^2$$

gewählte Beckenabmessungen:

Oberfläche: ~~13,00 m x 26,00 m~~ 10,0 x 30,0 m ausgerundet = 330 297 m²

Tiefe: 2,0 m

Neigung: 1 : 2

Sohle: ~~5,0 m x 18,0 m~~ 2,0 x 18,0 m

Ölauffangraum > 30 m³ bei einer Tauchwand von 0,10 m. Die Durchflussgeschwindigkeit zum nachgeschalteten Rückhaltbecken wird mit $v = 0,5$ m/s angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{739,5}{0,5} \times 10^{-3} = 1,48 \text{ m}^2$$

z.B. 2 Rohre \varnothing 1000 mm mit 1,56 m²

2.5 Rückhaltebecken

Berechnung der Fließzeit (Nordseite)

$i = 2,1$ ‰, DN 300

$Q = 97,3$ l/s

$L = 380$ m

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{97,3}{140,9} = 0,69; \frac{h}{d} = 0,62$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,06; v = 1,06 \times 2,0 = 2,12 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{380}{2,12} = 179 \text{ s}$$

$i = 0,5$ ‰, DN 500

$Q = 189,5$ l/s

$L = 470$ m

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{189,5}{267} = 0,75; \frac{h}{d} = 0,66$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,07; v = 1,07 \times 1,36 = 1,46 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{470}{1,46} = 323 \text{ s}$$

$$i = 1,43 \text{ ‰, DN 450}$$

$$Q = 272,9 \text{ l/s}$$

$$L = 350 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{272,9}{341,7} = 0,80; \frac{h}{d} = 0,70$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,07; v = 1,07 \times 2,15 = 2,30 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{350}{2,3} = 152 \text{ s}$$

$$i = 3,50 \text{ ‰, DN 400}$$

$$Q = 272,9 \text{ l/s}$$

$$L = 120 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{272,9}{389,2} = 0,70; \frac{h}{d} = 0,62$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,06; v = 1,06 \times 3,11 = 3,3 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{120}{3,3} = 36 \text{ s}$$

$$i = 3,80 \text{ ‰, DN 400}$$

$$Q = 308,5 \text{ l/s}$$

$$L = 130 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{308,5}{407,7} = 0,76; \frac{h}{d} = 0,68$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,07; v = 1,07 \times 3,11 = 3,25 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{130}{3,25} = 40 \text{ s}$$

$$T = 179 + 323 + 152 + 36 + 40 = 730 \text{ s} = 12,2 \text{ min}$$

Berechnung der Beckengröße

Es wird eine Speicherberechnung mit verschiedenen Regendauern bei einem 10-jährlichem Ereignis durchgeführt.

Das Wasser wird nach Durchlauf eines Absetzbeckens und entsprechender Verweilzeit im Rückhaltebecken gedrosselt in einen Graben nördlich des Sportplatzes eingeleitet. Der Graben wird als kleiner Flachlandbach eingestuft. Die zulässige Regenabflussspende q_r beträgt 15 l/s x ha.

$$Q_{dr,u} = 15 \times 4,62 \text{ ha} = 69,3 \text{ l/s}$$

Zuschlagsfaktor für geringes Risiko $\rightarrow f_z = 1,2$

Abminderungsfaktor für $t = 12 \text{ min} \rightarrow f_A = 0,983$

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm A117 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Version 01/2010.

Das maximal erforderliche Volumen beträgt bei einem 90 min. Regen

$$V_{erf} = V_{s,u} \times A_u = 477,7 \times 4,62 = 2207 \text{ m}^3$$

Das Becken erhält eine rechteckige Form mit den Abmessungen

Sohlfläche:	4.217 4.207 m ²
Aufstaupfläche:	4.663 4.667 m ²
Böschungsneigung:	$\approx 1 : 3$

$$h = 0,70 \text{ m}$$

$$V = \cancel{3.143} \text{ 3.106 m}^3 \text{ (Becken Abschnitt 2, Bau-km 61+280)}$$

Das Becken erhält auf Grund der ungünstigen Geländeverhältnisse keinen Notüberlauf zum nächsten Vorfluter, es wird lediglich eine Leitung zur Ableitung der Drosselmenge verlegt. Zur Sicherheit dient das 1,4-fach größere Rückhaltevolumen sowie das noch zusätzlich vorhandene Stauvolumen bis zur Oberkante des umlaufenden Weges. Hier besteht ein Volumen von weiteren 2413 m³.

Nachweis der Aufnahmefähigkeit für ein 100 jährliches Regenereignis:

D [min]	r [l(s*ha)]	erf.V [m³]
5	804,3	279,3
10	561,4	386,7
15	449,0	460,8
20	380,2	516,9
30	297,3	599,4
45	229,5	683,2
60	189,8	742,3
90	133,2	752,9
120*	103,8*	754,2*
180	73,1	740,2
240	57,1	715,1
360	40,4	647,2

$$V_{S,U} = (r - q_{Dr,U}) \times D \times f_z \times f_A \times 0,06 \text{ [m³/ha]}$$

$$q_{Dr,U} = 15 \text{ l/s/ha}$$

$$f_z = 1,2$$

$$f_A = 0,983 \text{ (Fließzeit = 12 min)}$$

D in Minuten

$$V_{erf} = V_{S,U} \times A_U$$

$$= 754,2 \times 4,62 = 3.484 \text{ m³}; \quad t_E = 3,484 / (15 \times 4,62) = 14 \text{ Std}$$

$$V_{vorh} = 3.143 + 2.413 = 5.556 \text{ m³}$$

Aufstaupflähe nach Planfeststellung = 4.663 m² auf 452,55 mit V = 3.143 m³

max. Aufstaupflähe (OK Damm Absetzbecken = 453,05) 5.002 m² mit (5.002 + 4.663)
/ 2 = 4832 m²

$$4.832 \times (453,05 - 452,55) = 2.413 \text{ m³}$$

(max. Stauhöhe = 453,9 = Fahrbahnrand Staatsstraße)

3. Entwässerungsabschnitt 3: Samerberg Ost (km 62+700 bis 63+965)

3.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	25 m x 14,50 m =	362,5 m ²
	252 m x 14,50 m =	3.654,0 m ²
	1.544 m ² - 252 m x 2,0 m =	1.040,0 m ²
	413 m x 14,50 m =	5.988,5 m ²
	3.311 m ² – 413 x 2,0 m =	2.485,0 m ²
	413 m x 14,50 m =	5.988,5 m ²
	250 m x 14,50 m =	3.625,0 m ²
	2.382 m ² - 250 x 2,0 m =	1.882,0 m ²
	250 m x 14,50 m =	3.625,0 m ²
	290 m x 14,50 m =	4.205,0 m ²
	140 m x 1,25 m =	175,0 m ²
	2.781 m ² - 350 x 2,0 m =	2.081,0 m ²
	325 m x 14,50 m =	4.712,5 m ²
	275 m x 1,25 m =	343,8 m ²
		40.167,8 m ²
Mittelstreifen	252 m x 2,0 m =	504,0 m ²
	413 m x 2,0 m =	826,0 m ²
	250 m x 2,0 m =	500 m ²
	350 m x 2,0 m =	700,0 m ²
		2.530,0 m ²
Bankett	60 m x 1,0 m =	60,0 m ²
	413 m x 1,0 m =	413,0 m ²
	250 m x 1,0 m =	250,0 m ²
	65 m x 2,0 m =	130,0 m ²
	50 m x 1,0 m =	50,0 m ²
	275 m x 2,0 m =	550,0 m ²
	190 m x 1,0 m =	190,0 m ²
		1.643,0 m ²
Mulde, Böschung	60 m x 7,0 m =	420,0 m ²
	413 m x 2,5 m =	1.032,5 m ²
	250 m x 2,5 m =	625,0 m ²
	65 m x 6,0 m =	390,0 m ²
	325 m x 2,5 m =	812,5 m ²
	75 m x 4,0 m =	300,0 m ²

	190 m x 2,5 m =	475,0 m ²
		4.055,0 m ²
Aushublagerung	413 m x 22,0 m =	9.086,0 m ²
	250 m x 22,0 m =	5.500,0 m ²
	250 m x 22,0 m =	5.500,0 m ²
	50 m x 22,0 m =	1.100,0 m ²
	130 m x 8,0 m =	1.040,0 m ²
		22.226,0 m ²

3.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	40.167,8	0,9	36.151,0
Mittelstreifen	2.530,0	0,6	1.518,0
Bankett	1.643,0	0,7	1.150,1
Mulde, Böschung	4.055,0	0,38	1.540,9
Aushublagerung	22.226,0	0,38	7.779,1
Summe	70.621,8		48.017,5

3.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt. Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160 \text{ l/sxha}$ entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 48.017,5 \times 160 \times 10^{-4} = 768 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

3.4 Absetzbecken

Das Absetzbecken wird mit dem Seitenverhältniss 3,6 : 1 bei einer Oberfläche von **312 m² hergestellt.**

Der Zulauf erfolgt über 2 unter der Wasseroberfläche angeordnete Rohre.

$$Q = 768 \text{ l/s}$$

zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9 \text{ m/h}$

$$A_{\text{erf}} = \frac{Q}{v_A} = \frac{768}{9} \times 3,6 = 307 \text{ m}^2$$

gewählte Beckenabmessungen:

Oberfläche: ~~18 m x 22 m = 311 m²~~ 34,5 m x 9,5 m = 312 m²

Tiefe: ~~1,50~~ 2,00 m

Neigung: 1 : 2

Sohle: 12 m x 16 m

Ölauffangraum > 30 m³ bei einer Tauchwand von 0,10 m.

Die Durchflussgeschwindigkeit zum nachgeschalteten Versickerbecken wird mit $v = 0,5$ m/s angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{768}{0,5} \times 10^{-3} = 1,536 \text{ m}^2$$

z.B. 2 Rohre \varnothing 1000 mm mit 1,565 m²

3.5 Rückhalte-, Versickerbecken

Berechnung der Fließzeit (Mittelstreifen)

$i = 3,8$ %, DN 250

$Q = 72,4$ l/s

$L = 252$ m

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{72,4}{117,5} = 0,62; \frac{h}{d} = 0,57$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,04; v = 1,04 \times 2,4 = 2,5 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{252}{2,5} = 101 \text{ s}$$

$i = 2,1$ %, DN 350

$Q = 210,6$ l/s

$L = 413$ m

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{210,6}{212,4} = 0,99; \frac{h}{d} = 0,93$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,03; v = 1,03 \times 2,2 = 2,29 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{413}{2,29} = 181 \text{ s}$$

$$i = 2,1 \text{ ‰, DN 400}$$

$$Q = 294,7 \text{ l/s}$$

$$L = 250 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{294,7}{303,2} = 0,97; \frac{h}{d} = 0,89$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,04; v = 1,04 \times 2,42 = 2,52 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{250}{2,52} = 99 \text{ s}$$

$$i = 2,1 \text{ ‰, DN 450}$$

$$Q = 394,4 \text{ l/s}$$

$$L = 325 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{394,4}{414,4} = 0,95; \frac{h}{d} = 0,85$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,06; v = 1,06 \times 2,6 = 2,76 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{325}{2,76} = 118 \text{ s}$$

$$t_{\text{ges}} = 101 + 181 + 99 + 118 = 499 \text{ s} = 8,3 \text{ min}$$

Berechnung der Beckengröße

Die Beckenanlage wurde in Lage und Größe geändert. Das Absetzbecken erhält eine Tiefe von 2,0 m. Die Durchlässigkeit der Sohle des Versickerungsbeckens wird weiterhin mit 100% angesetzt.

Zuschlagsfaktor für geringes Risiko $\rightarrow f_z = 1,2$

Das Wasser soll in den Untergrund versickert werden. Die Versickerung erfolgt durch eine 30 cm dicke Humusschicht. Der Versickerungsbeiwert $k_f = 5 \times 10^{-5}$ m/s.

Das erforderliche Speichervolumen errechnet sich zu

$$v = (A_u \times 10^{-3} \times r_{D(N)} - Q_s) \times D \times 60 \times f_z$$

mit $A_u = 4,8$ ha

Es wird eine Speicherberechnung mit verschiedenen Regendauern bei einem 10-jährlichem Ereignis durchgeführt.

$$Q_s = A_s \times K_{f,u} = A_s \times \frac{K_f}{2}$$

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm A138 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Version 01/2010.

Das maximal erforderliche Volumen ergibt sich bei einem 155 min. Regen mit 2.649 m^3 . Die Beckentiefe beträgt ~~4,55~~ **1,26** m.

Das Becken erhält ~~eine-elliptische Form mit den die~~ Abmessungen

Sohlfläche:	1.421 1912 m^2
Aufstaufläche:	2.028 2648 m^2
Böschungsneigung:	$\approx 1 : 2,5$

$$V = \del{2.673} \text{ **2.873** } \text{ m}^3 \text{ (Becken Abschnitt 3, Bau-km 62+725)}$$

~~Das Becken ist für die Aufnahme eines höherwertigen Regenereignisses als des 10-jährlichen nicht geeignet.~~

Das Becken liegt am Fuß eines Hanges. Zur Vermeidung von Schlamm eintrag aus dieser Hangfläche bei einem Starkregenereignis erhält das Becken einen Abschirmwall.

4. Entwässerungsabschnitt 4: Achenmühle West (km 63+965 bis 64+460)

4.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	191 m x 16,25 m =	3.103,8 m ²
	60 m x 18,50 m =	1.110,0 m ²
	244 m x 17,25 m =	4.209,0 m ²
	495 m x 14,50 m =	7.177,5 m ²
	495 m x 7,00 m =	3.465,0 m ²
		19.065,3 m ²
Mittelstreifen	495 m x 2,00 m =	990,0 m ²
		990,0 m ²
Bankett	191 m x 2,0 m =	382,0 m ²
	60 m x 1,5 m =	90,0 m ²
	244 m x 2,0 m =	488,0 m ²
	370 m x 1,0 m =	370,0 m ²
		1.330,0 m ²
Mulde, Böschung	191 m x 2,5 m =	477,5 m ²
	170 m x 2,5 m =	425,0 m ²
	370 m x 12,0 m =	4.440,0 m ²
		5.342,5 m ²
LS-Wall	191 m x 10,0 m =	1.910,0 m ²
	85 m x 7,0 m =	595,0 m ²
	33 m x 9,0 m =	297,0 m ²
	150 m x 10,0 m =	1.500,0 m ²
		4.302,0 m ²

4.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	19.065,3	0,9	17.158,8
Mittelstreifen	990,0	0,6	594,0
Bankett	1.330,0	0,7	931,0
Mulde, Böschung	5.342,5	0,38	2.030,2
LS Wall	4.302,0	0,38	1.634,8
Summe	31.029,8		22.348,8

4.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160 \text{ l/sxha}$ entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 22.348,8 \times 160 \times 10^{-4} = 358 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

4.4 Absetzbecken

Der Zulauf erfolgt über 2 unter der Wasseroberfläche angeordnete Rohre.

$$Q = 358 \text{ l/s}$$

zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9 \text{ m/h}$

$$A_{\text{erf}} = \frac{Q}{v_A} = \frac{358}{9} \times 3,6 = 143 \text{ m}^2$$

gewählte Beckenabmessungen:

elliptische Oberfläche: $10 \text{ m} \times 20 \text{ m} = 157 \text{ m}^2$

Tiefe: $2,0 \text{ m}$

Neigung: $1 : 2$

Sohle: $4 \text{ m} \times 14 \text{ m}$

Ölauffangraum $> 30 \text{ m}^3$ bei einer Tauchwand von $0,20 \text{ m}$.

Die Durchflussgeschwindigkeit zum nachgeschalteten Versicker-~~Versicker~~ Regenrückhaltebecken wird mit $v = 0,5 \text{ m/s}$ angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{357}{0,5} \times 10^{-3} = 0,71 \text{ m}^2$$

z.B. 3 Rohre $\varnothing 500 \text{ mm}$ mit $0,9 \text{ m}^2$

Die erforderliche Oberfläche beträgt 143 m^2 . Die vorhandene Oberfläche beträgt 180 m^2 bei einer Länge von $20,7 \text{ m}$. Bei einem angenommenen Verhältnis von

L : B = 3 : 1 würde die gewünschte optimale Breite 6,9 m betragen. Diese Abmessungen ergäben eine Fläche von 143 m². Dies entspricht der erforderlichen Fläche. Das Becken erfüllt somit die Forderung bzgl. Größe und Verhältnis der Abmessungen.

4.5 Rückhaltebecken

Berechnung der Fließzeit

$$i = 0,74 \text{ ‰, DN 300}$$

$$Q = 63,7 \text{ l/s}$$

$$L = 191 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{63,7}{83,5} = 0,76; \frac{h}{d} = 0,67$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,07; v = 1,07 \times 1,18 = 1,26 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{191}{1,26} = 151 \text{ s}$$

$$i = 2,59 \text{ ‰, DN 350}$$

$$Q = 163,4 \text{ l/s}$$

$$L = 304 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{163,4}{233,7} = 0,70; \frac{h}{d} = 0,63$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,05; v = 1,05 \times 2,44 = 2,56 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{304}{2,56} = 119 \text{ s}$$

$$t_{\text{ges}} = 151 + 119 = 270 \text{ s} = 4,4 \text{ min}$$

Berechnung der Beckengröße

Das Niederschlagswasser wird nach Durchlauf eines Absetzbeckens und entsprechender Verweilzeit im Rückhaltebecken gedrosselt in den Hierlbach eingeleitet.

Der Hierlbach wird als kleiner Flachlandbach eingestuft.

Die Drosselabflussspende $Q_{d,r,u}$ wird mit 9,5 l/s angesetzt.

Die Drosselabflussspende $Q_{d,r,u}$ des nördlich einleitenden Beckens 5.3 wurde mit 5,5 l/s angesetzt. Es ergibt sich eine gemeinsame Einleitungsmenge von 15 l/s.

Abminderungsfaktor für $t = 4 \text{ min} \rightarrow f_A = 1,0$

Zuschlagsfaktor für geringes Risiko $\rightarrow f_Z = 1,2$

Es wird eine Speicherberechnung mit verschiedenen Regendauern bei einem 5-jährlichem Ereignis durchgeführt.

Das spezifische Speichervolumen bezogen auf A_u beträgt

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,u}) \times D \times f_Z \times f_A \times 0,06$$

Das maximal erforderliche Volumen ergibt sich bei einem 1880-min-Regen mit einem spezifischen Volumen von 691,2 m³/ha.

Das erforderliche Gesamtvolumen beträgt:

$$V_{erf} = V_{s,u} \times A_u = 691,2 \times 2,24 = 1548 \text{ m}^3$$

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm A117 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Version 01/2010.

Das Becken erhält eine elliptische Form mit den Abmessungen

Sohlfläche:		551 m ²
Beckentiefe:	t = 1,5 m	
Dauerstau:		868 m²
Aufstauhöhe:	t = 1,50 2,05 m	
Aufstau:		1.244 998 m ²
Böschungsneigung:	≈ 1 : 2	

Das Volumen beträgt ~~1.596~~ 1.588 m³ > 1.548 m³ (Becken Abschnitt 4, Bau-km 63+950)

Das Becken ist für höherwertige Regenereignisse als 5-jährliche nicht dimensioniert.

5. Entwässerungsabschnitt 5: (km 64+460 bis 65+650)

Der Entwässerungsabschnitt wird in 3 Unterabschnitte unterteilt.

Die Kreisstraße RO 5 und die GVS nach Unterapfelkam wurden umtrassiert. Der Eingriff ins Gelände wurde reduziert. Die Einzugsflächen in den Unterabschnitten 5.1 und 5.3 sind davon betroffen.

5.1 Unterabschnitt 5.1

Unterabschnitt 5.1 (Wolfspoint) beginnt bei km 64+460 und endet bei km 64+740 der Nordseite, bzw. km 64+795 der Südseite.

5.1.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	275 m x 16,25 m =	4.468,8 m ²
	225 m x 14,50 m =	3.262,5 m ²
	95 m x 14,50 m =	1.377,5 m ²
	225 m x 7,00 m =	1.575,0 m ²
	95 m x 7,00 m =	665,0 m ²
	AS, RO5 u. GVS: (408 + 4871 + 916 + 650 + 1281 +3.524 + 1.359) m ² =	5.126,0 m² 5.291 m ²
		16.474,8 m² 16.639,8 m ²
Mittelstreifen	250 m x 2,00 m =	500,0 m ²
(unbefestigt)	70 m x 2,00 m =	140,0 m ²
		640,0 m ²
Bankett	110 m x 2,0 m =	220,0 m ²
	115 m x 1,0 m =	115,0 m ²
	50 m x 1,5 m =	75,0 m ²
	180 m x 2,5 m =	450,0 m ²
	AS, RO5 u. GVS: (102 + 230 + 230 + 141 + 50 + 400 + 163 + 164 + 177 + 454 + 482 + 242 + 1.140) m ² =	1.357,0 m² 2.420 m ²
		2.217,0 m² 3.280 m ²
Böschung &	120 m x 22,0 m =	2.640,0 m ²
Mulde	100 m x 9,0 m =	900,0 m ²
	45 m x 8,0 m =	360,0 m ²

	AS,RO5 u. GVS: (170 + 647 + 1310 + 4160 + 775 + 3592 + 124 + 50 + 372 + 2570 + 481 + 997 + 410 + 408 + 478 + 2269 + 3367 + 2583 + 8192 + 7874 + 7056) m ² =	24.763,0 m ² 23.939 m ²
		28.663,0 m ² 27.839 m ²

5.1.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	16.474,8 16.639,8	0,9	14.827,3 14.976
Mittelstreifen (unb.)	640,0	0,6	384,0
Bankett	2.217,0 3.280	0,7	1.551,9 2.296
Böschung & Mulde	28.663,0 27.839	0,38	10.819,9 10.579
Summe	47.994,8 48.398,8		27.655,1 28.235

5.1.3 Abflussmenge

Die Straßen entwässern über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160$ l/sxha entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 27.655,1 \cdot 28.235 \times 160 \times 10^{-4} = 442,5 \cdot 452 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

$$\Rightarrow \psi = \frac{160 - 100}{160} = 0,38$$

5.1.4 Absetzbecken

Das Absetzbecken wird mit dem geforderten günstigen Seitenverhältniss von 3 : 1 bei einer Oberfläche von 264 m² hergestellt.

Der Zulauf erfolgt über 2 unter der Wasseroberfläche angeordnete Rohre.

$$Q = 442,5 \cdot 452 \text{ l/s}$$

zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9 \text{ m/h}$

$$A_{erf} = \frac{Q}{v_A} = \frac{442,5}{9} * 3,6 = 177 \text{ m}^2$$

gewählte Beckenabmessungen:

~~elliptische~~ längliche Oberfläche: ~~10 m x 20 m = 179 m²~~ 9,5 m x 29,0 m = 275 m²

Tiefe: 2,0 m

Neigung: 1 : 2

Sohle: ~~2 m x 12 m~~ 2,0 m x 20,0 m

Ölauffangraum > 30 m² bei einer Tauchwand von 0,21 m.

Die Durchflussgeschwindigkeit zum nachgeschalteten Versickerbecken wird mit $v = 0,5 \text{ m/s}$ angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{442,5}{0,5} * 10^{-3} = 0,89 \text{ m}^2$$

z.B. 2 Rohre $\varnothing 900$ mit 1,4 m² (Absetzbecken Abschnitt 5.1, Bau-km 64+620)

5.1.5 Rückhaltebecken

Das Niederschlagswasser wird nach Durchlauf eines Absetzbeckens in die Rohrdorfer Achen eingeleitet.

Die Rohrdorfer Achen wird als großer Flachlandbach eingestuft.

Die Rohrdorfer Achen kann die Wassermenge ungedrosselt aufnehmen.

Ein Rückhaltebecken ist nicht erforderlich.

Nördlich der Kreisstraße RO 5 wird das zwischen Unterapfelkam und BW 103, auf den nördlich angrenzenden Wiesen anfallende, nicht verunreinigte Regenwasser gesammelt, mit einer Leitung unter der A 8 durchgeleitet und in die Rohrdorfer Achen eingeleitet. Zudem wird ein Teil des auf der Aushubdeponie anfallenden Oberflächenwassers hier mit abgeleitet.

5.2 Unterabschnitt 5.2

Unterabschnitt 5.2 (Achenmühle Mitte) umfasst die nördliche Fahrbahn von km 64+740, die südliche Fahrbahn von km 64+795 bis jeweils km 65+650.

5.2.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	50 m x 17,00 m =	850,0 m ²
	200 m x 14,50 m =	2.900,0 m ²
	130 m x 14,50 m =	1.885,0 m ²
	320 m x 5,00 m =	1.600,0 m ²
	190 m x 14,50 m =	2.755,0 m ²
	550 m x 4,75 m =	2.612,5 m ²
	200 m x 15,75 m =	3.150,0 m ²
	350 m x 14,50 m =	5.075,0 m ²
	100 m x 14,50 m =	1.450,0 m ²
	90 m x 15,75 m =	1.417,5 m ²
	200 m x 15,75 m =	3.150,0 m ²
	85 m x 14,50 m =	1.232,5 m ²
		28.077,5 m ²
Mittelstreifen	320 m x 2,00 m =	640,0 m ²
(unbefestigt)	550 m x 2,00 m =	1.100,0 m ²
		1.740,0 m ²
Bankett	160 m x 1,0 m =	160,0 m ²
	550 m x 1,0 m =	550,0 m ²
	320 m x 2,5 m =	800,0 m ²
	200 m x 2,5 m =	500,0 m ²
	85 m x 1,0 m =	85,0 m ²
	50 m x 1,5 m =	75,0 m ²
		2.170,0 m ²
Böschung & Mulde	160 m x 9,5 m =	1.520,0 m ²
	550 m x 9,75 m =	5.362,5 m ²
	80 m x 10,0 m =	800,0 m ²
	50 m x 6,0 m =	300,0 m ²
		7.982,5 m ²

5.2.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	28.077,5	0,9	25.269,8
Mittelstreifen (unb.)	1.740,0	0,6	1.044,0
Bankett	2.170,0	0,7	1.519,0
Böschung & Mulde	7.982,5	0,38	3.033,4
Summe	39.970,0		30.866,2

5.2.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160 \text{ l/sxha}$ entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 30.866,2 \times 160 \times 10^{-4} = 493,9 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

$$\Rightarrow \psi = \frac{160 - 100}{160} = 0,38$$

5.2.4 Absetzbecken

Das Absetzbecken wird als Betonbecken hergestellt.

Der Zulauf erfolgt über 2 unter der Wasseroberfläche angeordnete Rohre.

$$Q = 493,9 \text{ l/s}$$

zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9 \text{ m/h}$

$$A_{\text{erf}} = \frac{Q}{v_A} = \frac{493,9}{9} \times 3,6 = 197,5 \text{ m}^2$$

gewählte Beckenabmessungen:

~~elliptische~~ rechteckige Oberfläche: ~~35,5 m x 7,5 m~~ 8,0 m x 30,0 m = ~~209~~ 240 m²

Tiefe: 2,0 m

Neigung: 1 : 2

~~Sohle: 29 m x 2 m~~

Ölauffangraum > 30 m bei einer Tauchwand von ~~0,12~~ 0,13 m.

Die Durchflussgeschwindigkeit wird mit $v = 0,5 \text{ m/s}$ angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{493,9}{0,5} \times 10^{-3} = 0,99 \text{ m}^2$$

z.B. ~~2 Rohre Ø 800 mit 1,0 m²~~ (Absetzbecken Abschnitt 5.2, Bau-km 65+075)

5.2.5 Rückhaltebecken

Das Niederschlagswasser wird nach Durchlauf eines Absetzbeckens in die Rohrdorfer Achen eingeleitet.

Die Rohrdorfer Achen wird als großer Flachlandbach eingestuft.

Die Rohrdorfer Achen kann die Wassermenge ungedrosselt aufnehmen.

Ein Rückhaltebecken ist nicht erforderlich.

Das oberhalb der nördlichen Autobahnböschung anfallende Hangwasser wird in einem Entwässerungsgraben gefasst und mit Durchlässen unter der BAB hindurch in die Rohrdorfer Achen geleitet.

5.3 Unterabschnitt 5.3: Kreisstraße RO 5 westlich der AS Achenmühle Nord

5.3.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	AS : 629 m ² =	629,0 m ²
	RO 5 : 1.285 m² = 675 m ²	1.285,0 m² 675 m ²
		1.914,0 m² 1.304 m ²
Bankett	AS : 199 m ² =	199,0 m ²
	RO 5 : 178 m² = 150 m ²	178,0 m² 150 m ²
		377,0 m² 349,0 m ²
Böschung & Mulde	AS : (439 + 1071) m ² =	1.510,0 m ²
	RO 5 : (1.407 + 1.591 + 743 + 314) m =	2.998,0 m² 1.057,0 m ²
		4.508,0 m² 2.567,0 m ²

5.3.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	1.914,0 1.304,0	0,9	1.722,6 1.174,0
Bankett	377,0 349,0	0,7	263,9 244,0
Böschung & Mulde	4.508,0	0,38	1.713,0

	2.567,0		976,0
Summe	6.799,0		3.699,5
	4.220		2.394,0

5.3.3 Abflussmenge

Die Straßen entwässern über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160$ l/sxha entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 3.699,5 \cdot 2.394 \times 160 \times 10^{-4} = 59,2 \cdot 38,3 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

$$\Rightarrow \psi = \frac{160 - 100}{160} = 0,38$$

5.3.4 Absetzbecken

Das Becken musste infolge der zu erwartenden hohen Grundwasserstände in abgerückter Lage neu erstellt werden.

Die erforderliche Oberfläche beträgt 16 m². Die vorhandene Oberfläche beträgt 63 m² bei einer Länge von 9,0 m. Bei einem angenommenen Verhältnis von $L : B = 3 : 1$ würde die gewünschte, optimale Breite 3,0 m betragen. Diese Abmessungen ergäben eine Fläche von 27 m². Dies übertrifft die erforderliche Fläche. Das Becken erfüllt somit die Forderung bzgl. Größe und Verhältnis der Abmessungen.

Der Zulauf erfolgt über 2 unter der Wasseroberfläche angeordnete Rohre.

$$Q = 59,2 \cdot 38,3 \text{ l/s}$$

zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9$ m/h

$$A_{erf} = \frac{Q}{v_A} = \frac{59,2 \cdot 38,3}{9} \cdot 3,6 = 23,7 \cdot 15,3 \text{ m}^2$$

gewählte Beckenabmessungen:

elliptische Oberfläche: ~~9 m x 8 m = 56,5 m²~~ 9,0 m x 7,0 m

Tiefe: 2,0 m

Neigung: 1 : 2

Sohle: ~~2 m x 1 m~~ 4,0 m x 1,0 m

Ölauffangraum > 30 m² bei einer Tauchwand von ~~0,40~~ 0,48 m.

Die Durchflussgeschwindigkeit zum nachgeschalteten Rückhaltebecken wird mit $v = 0,5$ m/s angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{59,2 \text{ 38,3}}{0,5} * 10^{-3} = \text{0,12 0,08 m}^2$$

z.B. 1 Rohr \varnothing 400 mit 0,13 m²

5.3.5 Rückhaltebecken

Berechnung der Fließzeit

$i = 4,4$ ‰, DN 200

$Q = 59,2$ l/s

~~$L = 230$ m~~

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{59,2}{69,3} = 0,85; \frac{h}{d} = 0,75$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,07; v = 1,07 * 2,21 = 2,37 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{230}{2,37} = 97 \text{ s} = 1,6 \text{ min}$$

Die Fließzeit ist kleiner als 1 Minute.

Berechnung der Beckengröße

Das Niederschlagswasser wird nach Durchlauf eines Absetzbeckens und entsprechender Verweilzeit im Rückhaltebecken gedrosselt in den Hierlbach eingeleitet.

Der Hierlbach wird als kleiner Flachlandbach eingestuft.

Die Drosselabflusspende $Q_{dr, ru}$ wird mit 5,5 l/s angesetzt.

Die Drosselabflusspende $Q_{dr, ru}$ des südlich einleitenden Beckens 4 wurde mit 9,5 l/s angesetzt. Die gemeinsame Einleitungsmenge beider Becken beträgt 15 l/s.

Abminderungsfaktor für $t = 1,6$ 1 min $\rightarrow f_A = 1,0$

Zuschlagsfaktor für geringes Risiko $\rightarrow f_Z = 1,2$

Es wird eine Speicherberechnung mit verschiedenen Regendauern bei einem ~~5-~~
10-jährlichem Ereignis durchgeführt.

Das spezifische Speichervolumen bezogen auf A_u beträgt

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

Das maximal erforderliche Volumen ergibt sich bei einem ~~105~~ **65-min-Regen** mit einem spezifischen Volumen von ~~402,5~~ **435,7** m³/ha.

Das erforderliche Gesamtvolumen beträgt:

$$V_{erf} = V_{s,u} \times A_u = ~~402,5 \times 0,37~~ **435,7 \times 0,24** = ~~149~~ **105** m³$$

Die Berechnung erfolgte mit dem Programm A117 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Version 01/2004.

Die Sohlfläche beträgt ~~467~~ **19** m²

Die Aufstaupfläche beträgt ~~280~~ **153** m²

Die Beckentiefe beträgt ~~4,0~~ **1,5** m

Die Böschungsneigung wird mit 1 : 2 ausgeführt.

$$V_{vorh} = ~~223~~ **129** m³ (~~Absetzbecken~~ **Rückhaltebecken** Abschnitt 5.3, Bau-km 64+000)$$

Das Becken ist für die Aufnahme eines höherwertigen Regenereignisses als des 10-jährlichen nicht geeignet.

Nördlich der Kreisstraße RO 5 wird das zwischen Bauwerk 101 und Unterapfelkam auf den Wiesenflächen anfallende, nicht verunreinigte Regenwasser in einer Mulde oberhalb der nördlichen Böschung gesammelt, mit einer Leitung unter der RO 5 durchgeleitet und in den Hierlbach eingeleitet. Zudem wird hier noch das auf den Aushubdeponien anfallende Regenwasser beidseits der Anschlussstelle eingeleitet.

6. Entwässerungsabschnitt 6: Achenmühle Ost (km 65+650 bis 66+800)

6.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	350 m x 14,50 m =	5.075,0 m ²
	450 m x 14,50 m =	6.525,0 m ²
	350 m x 14,50 m =	5.075,0 m ²
	450 m x 14,50 m =	6.525,0 m ²
	346 m x 14,50 m =	5.017,0 m ²
	353 m x 14,50 m =	5.118,5 m ²
		33.335,5 m ²
Mittelstreifen (befestigt)	Aufweitung (4,0-6,0 m) =	652,3 m ²
	Aufweitung (6,0-7,5 m) =	788,7 m ²
	182,6 m x 2,0 m =	365,2 m ²
	50 m x 4,0 m =	200,0 m ²
	135 m x 6,0 m =	810,0 m ²
	211 m x 2,0 m =	422,0 m ²
	186 m x 5,5 m =	1.023,0 m ²
		4.261,2 m ²
Mittelstreifen (unbefestigt 2,0 m konstant)	Aufweitung (4,0-6,0 m) =	434,0 m ²
	Aufweitung (6,0-7,5 m) =	340,0 m ²
	182,6 m x 2,0 m =	365,2 m ²
	50 m x 2,0 m =	100,0 m ²
	211 m x 4,0 m =	844,0 m ²
	186 m x 2,0 m =	372,0 m ²
		2.455,2 m ²
Bankett	450 m x 1,0 m =	450,0 m ²
	700 m x 1,0 m =	700,0 m ²
	450 m x 2,5 m =	1.125,0 m ²
	700 m x 2,5 m =	1.750,0 m ²
		4.025,0 m ²
Böschung & Mulde	450 m x 12,0 m =	5.400,0 m ²
	700 m x 12,0 m =	8.400,0 m ²
		13.800,0 m ²

6.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	33.335,5	0,9	30.002,0
Mittelstreifen (bef.)	4.261,2	0,9	3.835,1
Mittelstreifen (unb.)	2.455,2	0,7	1.718,6
Bankett	4.025,0	0,6	2.415,00
Böschung & Mulde	13.800,0	0,38	5.244,00
Summe	57.876,9		43.214,7

6.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160 \text{ l/sxha}$ entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 43.214,7 \times 160 \times 10^{-4} = 691,4 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

$$\Rightarrow \psi = \frac{160 - 100}{160} = 0,375$$

6.4 Absetzbecken

Das Becken wird als Betonbecken erstellt.

Der Zulauf erfolgt über 2 unter der Wasseroberfläche angeordnete Rohre.

$$Q = 691,4 \text{ l/s}$$

zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9 \text{ m/h}$

$$A_{\text{erf}} = \frac{Q}{v_A} = \frac{691,4}{9} \times 3,6 = 276,6 \text{ m}^2$$

gewählte Beckenabmessungen:

~~elliptische~~ rechteckige Oberfläche: ~~13 m x 29 m~~ 10 m x 30 m = ~~296 m²~~ 300 m²

Tiefe: 2,0 m

Neigung: 1 : 1,5

Sohle: 7 m x 23 m = 126 m²

Ölauffangraum > 30 m³ bei einer Tauchwand von 0,11 **0,10** m.

Die Durchflussgeschwindigkeit wird mit $v = 0,5$ m/s angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{691,4}{0,5} \times 10^{-3} = 1,38 \text{ m}^2$$

~~z.B. 3 Rohre \varnothing 800 mm mit $A = 1,51 \text{ m}^2$ (Absetzbecken Abschnitt 6, Bau-km 65+630)~~

6.5 Rückhaltebecken

Das Niederschlagswasser wird nach Durchlauf eines Absetzbeckens in die Rohrdorfer Achen eingeleitet.

Die Rohrdorfer Achen wird als großer Flachlandbach eingestuft.

Die Rohrdorfer Achen kann die Wassermenge ungedrosselt aufnehmen.

Ein Rückhaltebecken ist nicht erforderlich.

Das oberhalb der nördlichen Autobahnböschung anfallende Hangwasser wird in einem Entwässerungsgraben gefasst und mit Durchlässen unter der BAB hindurch in die Rohrdorfer Achen, bzw. in den Aubach geleitet.

7. Entwässerungsabschnitt 7: Aubach (km 66+800 bis 68+080)

Der in diesen Unterlagen behandelte Ausbauabschnitt endet bei km 67+747, die provisorische Überleitung zum Bestand reicht bis km 68+145. Die Entwässerungseinrichtungen werden bereits für den endgültigen Ausbau dimensioniert. Dieser Entwässerungsabschnitt endet bei km 68+080.

7.1 Einzugsgebiet

Fahrbahnen	480 m x 15,50 m =	7.440,00 m ²
	200 m x 15,50 m =	3.100,00 m ²
	230 m x 15,50 m =	3.565,00 m ²
	250 m x 15,50 m =	3.875,00 m ²
	250 m x 15,50 m =	3.875,00 m ²
	285 m x 15,50 m =	4.417,50 m ²
	50 m x 15,50 m =	775,00 m ²
	285 m x 15,50 m =	4.417,50 m ²
	120 m x 15,50 m =	1.860,00 m ²
	145 m x 15,50 m =	2.247,50 m ²
	120 m x 15,50 m =	1.860,00 m ²
	145 m x 15,50 m =	2.247,50 m ²
		39.680,00 m ²
Mittelstreifen	230 m x 2,00 m =	460,00 m ²
	250 m x 2,00 m =	500,00 m ²
	250 m x 2,00 m =	500,00 m ²
	285 m x 2,00 m =	570,00 m ²
	120 m x 2,00 m =	240,00 m ²
	145 m x 2,00 m =	290,00 m ²
		2.560,00 m ²
Bankett	480 m x 1,00 m =	480,00 m ²
	250 m x 1,00 m =	250,00 m ²
	285 m x 1,00 m =	285,00 m ²
	480 m x 1,00 m =	480,00 m ²
	250 m x 1,00 m =	250,00 m ²
	285 m x 1,00 m =	285,00 m ²
	120 m x 1,00 m =	120,00 m ²
	145 m x 1,00 m =	145,00 m ²
		2.295,00 m ²
Mulde, Böschung	300 m x 16,50 m =	4.950,00 m ²

	180 m x 12,00 m =	2.160,00 m ²
	250 m x 27,00 m =	6.750,00 m ²
	285 m x 21,00 m =	5.985,00 m ²
	480 m x 10,00 m =	4.800,00 m ²
	250 m x 10,00 m =	2.500,00 m ²
	285 m x 13,50 m =	3.847,50 m ²
	120 m x 10,00 m =	1.200,00 m ²
	145 m x 10,00 m =	1.450,00 m ²
		33.642,50 m ²

7.2 Einzugsflächen

	A [m ²]	ψ	Au [m ²]
Fahrbahnen	39.680,00	0,9	35.712,0
Mittelstreifen	2.560,00	0,6	1.560,0
Bankett	2.295,00	0,7	1.606,5
Mulde, Böschung	33.642,50	0,38	12.784,2
Summe	78.177,50		51.638,7

7.3 Abflussmenge

Die A 8 entwässert über Mulden, Seitengräben und Rohrleitungen, die Regenhäufigkeit wird mit $n = 1$ angesetzt.

Die Fließzeit beträgt weniger als 15 Minuten, es wird der 15-min-Regen zu Grunde gelegt.

Die Regenspende wird aus dem Kostra Atlas mit $r = 160 \text{ l/s x ha}$ entnommen.

Die Abflussmenge beträgt:

$$Q = 51.638,7 \times 160 \times 10^{-4} = 826,2 \text{ l/s}$$

Die Versickerrate für Mulden und Böschungen wird mit 100 l/sxha angesetzt.

7.4 Absetzbecken

Das Becken wird als Betonbecken erstellt.

Der Zulauf erfolgt über 2 unter der Wasseroberfläche angeordnete Rohre.

$$Q = 826 \text{ l/s}$$

Zul. Oberflächenbeschickung $v_A = 9 \text{ m/h}$

$$A_{\text{erf}} = \frac{Q}{v_A} = \frac{826}{9} \times 3,6 = 330 \text{ m}^2$$

Gewählte Beckenabmessungen:

~~elliptische~~ **rechteckige** Oberfläche: ~~18 m x 24 m = 339 m²~~ **10,7 m x 34 m = 363,8 m²**

Tiefe: 2,00 m

Neigung: 1 : 2,5

Sohle: 7 m x 15 m

Ölauffangraum > 30 m³ bei einer Tauchwand von ~~0,15~~ **0,09** m.

Die Durchflussgeschwindigkeit zum nachgeschalteten ~~Versicker~~ **Rückhalte**becken wird mit $v = 0,5$ l/s angenommen.

Der Durchflussquerschnitt beträgt:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{826}{0,5} \times 10^{-3} = 1,65 \text{ m}^2$$

~~z.B. 3 Rohre \varnothing 900 mm mit 1,9 m²~~

7.5 Rückhaltebecken

Berechnung der Fließzeit

$i = 0,716 \%$, DN 300 (Mittelstreifen)

$Q = 55,8$ l/s

$L = 250$ m

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{55,8}{82,2} = 0,68; \frac{h}{d} = 0,62$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,05; v_T = 1,05 \times 1,16 = 1,22 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{250}{1,22} = 205 \text{ s} = 3,4 \text{ min}$$

$i = 0,716 \%$, DN 350

$Q = 116,4$ l/s

$L = 250$ m

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{116,4}{123,6} = 0,94; \frac{h}{d} = 0,83$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,05 ; v_T = 1,05 \times 1,29 = 1,35 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{250}{1,35} = 185 \text{ s} = 3,1 \text{ min}$$

$$i = 0,716 \text{ ‰, DN 450}$$

$$Q = 177 \text{ l/s}$$

$$L = 250 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{177}{239,85} = 0,74 ; \frac{h}{d} = 0,66$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,07 ; v_T = 1,07 \times 1,516 = 1,62 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{250}{1,62} = 154 \text{ s} = 2,6 \text{ min}$$

$$i = 2,2 \text{ ‰, DN 400}$$

$$Q = 246,1 \text{ l/s}$$

$$L = 285 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{246,1}{309,3} = 0,8 ; \frac{h}{d} = 0,7$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,07 ; v_T = 1,07 \times 2,4 = 2,6 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{285}{2,6} = 111 \text{ s} = 1,8 \text{ min}$$

$$t_{\text{ges}} = 3,4 + 2,6 + 1,8 + 3,1 = 10,9 \text{ min}$$

Ableitung in Becken

$$i = 3,5 \text{ ‰, DN 500 (Ausleitung unter BAB, km 67+065)}$$

$$Q = 684 \text{ l/s}$$

$$L = 60 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{684}{703,3} = 0,97 ; \frac{h}{d} = 0,9$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,04; v_T = 1,04 \times 3,59 = 3,73 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{60}{3,73} = 16 \text{ s} = 0,26 \text{ min}$$

$i = 3,4 \text{ ‰}$, DN 500 (nach Ausleitung unter BAB km 67+065 bis 66+870)

$$Q = 684 \text{ l/s}$$

$$L = 195 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{684}{692,1} = 0,99; \frac{h}{d} = 0,95$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,03; v_T = 1,03 \times 3,53 = 3,64 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{195}{3,64} = 54 \text{ s} = 0,9 \text{ min}$$

$i = 1,0 \text{ ‰}$, DN 700 (Einleitung in Becken)

$$Q = 826,2 \text{ l/s}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\frac{Q_T}{Q_v} = \frac{826,2}{920} = 0,9; \frac{h}{d} = 0,79$$

$$\frac{v_T}{v_v} = 1,06; v_T = 1,06 \times 2,39 = 2,5 \text{ m/s}$$

$$t_T = \frac{25}{2,5} = 10 \text{ s} = 0,2 \text{ min}$$

$$\text{Gesamtzeit: } 10,9 + 0,26 + 0,9 + 0,2 = 12,1 \text{ min}$$

Berechnung der Beckengröße

Das Becken wurde näher an die Autobahn gerückt. Die Einleitmenge in den Aubach wurde von 120 auf 100 l/s reduziert.

Das Wasser wird nach Durchlauf eines Absetzbeckens und entsprechender Verweilzeit im Rückhaltebecken gedrosselt in den Aubach eingeleitet. Der Aubach wird als mittelgroßer Flachlandbach eingeordnet.

Die Drosselabflusspende $Q_{dr, ru}$ wird mit ~~120~~ 100 l/s angesetzt.

Abminderungsfaktor für $t = 12 \text{ min} \rightarrow f_a = 0,969$

Zuschlagsfaktor für geringes Risiko $\rightarrow f_z = 1,2$

Es wird eine Speicherberechnung mit verschiedenen Regendauern bei einem 10-jährigen Ereignis durchgeführt.

Das spezifische Speichervolumen bezogen auf A_u beträgt

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,u}) \times D \times f_z \times f_a \times 0,06$$

Das maximal erforderliche Volumen ergibt sich bei einem 60-min-Regen mit einem spezifischen Volumen von ~~432,8~~ 452,2 m³/ha.

Das erforderliche Gesamtvolumen beträgt:

$$V_{erf} = V_{s,u} \times A_u = 350,4 \times 5,16 = ~~2.233~~ 2.333 \text{ m}^3.$$

Die Berechnung erfolgte mit dem Programm A117 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Version 01/2010

Das Becken erhält eine elliptische Form

Die Sohlfläche beträgt ~~574~~ 515 m²

Die Aufstaupfläche beträgt 1247 m²

Die Beckentiefe beträgt ~~2,50~~ 2,80 m

Die Böschungsneigung wird mit $\approx 1 : 2,55$ ausgeführt.

Das Volumen beträgt ~~2.276~~ 2.340 m³ (Berechnung als elliptischer Kübel, Becken Abschnitt 7, Bau-km 66+830)

Das Becken ist für ein höherwertiges Regenereignis als des 10 jährlichen nicht dimensioniert.

Das oberhalb der nördlichen Autobahnböschung anfallende Hangwasser wird in Entwässerungsgraben gefasst und in den Aubach bzw. den Mühlbach geleitet.

Zwischen km 67+747 und 68+145 wird die neu erstellte A 8 provisorisch an die bestehende A 8 angeschlossen. Das hier anfallende Regenwasser wird weitest möglich in die neu erstellten, bereits für den durchgehenden Ausbau konzipierten Entwässerungseinrichtungen eingeleitet. Flächen, die nicht angeschlossen werden können, entwässern wie bisher über das bestehende Leitungsnetz in den Mühlbach bzw. in die Rohrdorfer Ache.