

Vorhaben

**Umbau der höhenungleichen Kreuzung
BAB A9 AS Allersberg Ost / St 2237 zu einem Kreisverkehr
mit Anbindung an einen Pendlerparkplatz**

**Antrag auf gehobene wasserrechtliche Erlaubnis
für das Einleiten von Niederschlagswasser**

Vorhabensträger

Markt Allersberg
Marktplatz 1
90584 Allersberg

(für Die Autobahn GmbH des Bundes,
Niederlassung, Flaschenhofstr. 55, 90402 Nürnberg)

Hydrotechnische Berechnung

zur

Genehmigungsplanung

vom 12.08.2025

Projekt-Nr.: 618 002

Entwurfsverfasser

EBB Ingenieurgesellschaft mbH
Am Sandacker 2
93197 Zeitlarn

Zeitlarn, 12.08.2025

.....
(Unterschrift)

Vorhabensträger

Allersberg,.....

.....
(Unterschrift)

Lage/ Adresse	Flurnr.	Abflusswirksame Flächen in [m ²]	Asphaltflächen in [m ²]	Schotter in [m ²]	Grünflächen in [m ²]	Bemerkung
---------------	---------	--	-------------------------------------	-------------------------------	----------------------------------	-----------

Flächenermittlung Knotenpunkt 3 - Bestand

Teilbereich Autobahn A9	84	36.739,00	19.593,00		17.146,00	
Anschlussstelle Allersberg	84	5.208,00	5.208,00			
Teilbereich St 2237 West	264, 265, 792/3	4.023,00	4.023,00			
Teilbereich St 2237 Ost	792/3	4.753,00	562,00		4.191,00	
Radweg	776/1	264,00	264,00			
Straße (Parkplatzbereich)	775	638,00	483,00	155,00		

Σ Abflusswirksame Flächen in [m²]	51.625,00	30.133,00	155,00	21.337,00
---	------------------	------------------	---------------	------------------

Flächenermittlung Knotenpunkt 3 - Plan-Zustand

Teilbereich Autobahn A9	84	36.739,00	19.593,00		17.146,00
Anschlussstelle Allersberg	84	4.903,00	4.903,00		
Teilbereich St 2237 West	264, 265, 792/3	8.451,00	4.260,00		4.191,00
Teilbereich St 2237 Ost	792/3	730,00	730,00		
Radweg	776/1	242,00	242,00		
Straße (Parkplatzbereich)	775	1.205,00	1.050,00	155,00	

Σ Abflusswirksame Flächen in [m²]	52.270,00	30.778,00	155,00	21.337,00
---	------------------	------------------	---------------	------------------

Hydraulische Bewertung nach DWA-M 153

Ermittlung des zulässigen Drosselabflusses

Angeschlossene Flächen Plan-Zustand

Flächen	Art der Befestigung	A _{E,i} in ha	Ψ _m	A _U in ha
Teilbereich A9+St 2237	Asphalt, fugenloser Beton	2,458	0,9	2,212
AS Allersberg	Asphalt, fugenloser Beton	0,490	0,9	0,441
Radweg	Asphalt, fugenloser Beton	0,024	0,9	0,022
Parkplatz	Asphalt, fugenloser Beton	0,105	0,9	0,094
Parkplatz	fester Kiesbelag	0,016	0,6	0,01
Teilbereich A9/St 2237	steiles Gelände	2,134	0,1	0,213
		Σ: 5,227		Σ: 2,992

Gewässer

Die Einleitungsstelle mündet in die *Kleine Roth*, dabei handelt es sich um ein Gewässer III. Ordnung. Im Bereich der Einleitungsstelle liegen folgende Abmessungen des Gewässers vor:

Sohlbreite	2,0	m
Breite Wasserspiegel	3,8	m
Höhe Wasserstand	0,5	m

Gewählter Einleitungswert e_w 3

Den Abmessungen zufolge liegt ein großer Flachlandbach mit einer Regenspende von 120 l/(s x ha) vor. Nach Rücksprache mit dem WWA Nürnberg weist die *Kleine Roth* den Charakter eines kleinen Flachlandbaches auf. Deshalb soll die entsprechende Regenabflussspende von 15 l/(s x ha) angesetzt werden.

Tabelle 3 : Zulässige Regenabflussspenden von undurchlässigen Flächen		Schließen
Typ des Vorflutgewässers	Regenabflussspende q _R in l/(s·ha)	
kleiner Flachlandbach	b _{SD} < 1 m, v < 0,3 m/s	15
kleiner Hügel- und Berglandbach	b _{SD} < 1m, v => 0,3 m/s	30
großer Flachlandbach	b _{SD} = 1 - 5 m, v < 0,5 m/s	120
großer Hügel- und Berglandbach	b _{SD} = 1 - 5 m, v => 0,5 m/s	240
Flüsse	b _{SD} > 5 m	nicht begrenzt
kleine Teiche	Oberfläche < 20 % von A _U	Einzelfallbetrachtung
Teiche und Seen	Oberfläche => 20 % A _U	nicht begrenzt

Gewässerdaten				
mittlere Wasserspiegelbreite b:	<input type="text" value="3,80"/>	m	errechneter Mittelwasserabfluss MQ :	<input type="text" value="0,019"/> m³/s
mittlere Wassertiefe h:	<input type="text" value="0,50"/>	m	bekannter Mittelwasserabfluss MQ :	<input type="text"/>
mittlere Fließgeschwindigkeit v:	<input type="text" value="0,01"/>	m/s	1-jährlicher Hochwasserabfluss HQ1:	<input type="text"/>
Flächen	Art der Befestigung	$A_{E,i}$ in ha	Ψ_m	A_U in ha
Teilbereich A9+St 2237	Asphalt, fugenloser Beton	2,458	0,9	2,212
AS Allersberg	Asphalt, fugenloser Beton	0,490	0,9	0,441
Radweg	Asphalt, fugenloser Beton	0,024	0,9	0,022
Parkplatz	Asphalt, fugenloser Beton	0,105	0,9	0,094
Parkplatz	fester Kiesbelag	0,016	0,6	0,01
Teilbereich A9/St 2237	steiles Gelände	2,134	0,1	0,213
		$\Sigma = 5,227$		$\Sigma = 2,992$
Emissionsprinzip nach Kap. 6.3.1		Immissionsprinzip nach Kap.6.3.2		
Regenabflussspende q_R :	<input type="text" value="15"/>	l/(s·ha)	Einleitungswert e_w :	<input type="text" value="3"/> -
Drosselabfluss Q_{Dr} :	45	l/s	Drosselabfluss $Q_{Dr,max}$:	57 l/s
Maßgebend zur Berechnung des Speichervolumens ist $Q_{Dr} = 45$ l/s				

Der zulässige Drosselabfluss von $Q_{Dr} = 45$ l/s darf nicht überschritten werden. Laut dem Wasserrechtsbescheid vom 25.10.1988 wird ein Drosselabfluss von 40 l/s in die *Kleine Roth* eingeleitet. Dieser wird aus Gründen des Gewässerschutzes weiterhin beibehalten.

Qualitative Bewertung nach DWA-M 153

Bestandssituation

Angeschlossene Flächen im Ist-Zustand

Flächen	Art der Befestigung	A _{E,i} in ha	Ψ _m	A _U in ha
Teilbereich A9 & AS	Asphalt, fugenloser Beton	2,480	0,9	2,232
Teilbereiche St 2237	Asphalt, fugenloser Beton	0,459	0,9	0,413
Radweg	Asphalt, fugenloser Beton	0,026	0,9	0,023
Parkplatz	Asphalt, fugenloser Beton	0,048	0,9	0,043
Parkplatz	fester Kiesbelag	0,016	0,6	0,01
Teilbereich A9/St 2237	steiles Gelände	2,134	0,1	0,213
		Σ: 5,163		Σ: 2,935

Einflüsse aus der Luft

Die A9 befindet sich ca. 200 m vom Regenrückhaltebecken entfernt. Der DTV beträgt 62.536 Kfz/24h. Die unmittelbar daneben verlaufende St 2237 liegt nur ca. 100 m vom Regenrückhaltebecken entfernt. Der DTV der Staatsstraße wurde mit 7.673 Kfz/24 h ermittelt.

Da sich sowohl die BAB A9 als auch die St 2237 außerhalb von Siedlungsbereichen befinden und mehr als 600 m Abstand zur nächstgelegenen Siedlung Richtung Osten vorliegt, kann die Luftverschmutzung als gering mit einem Punkt bewertet werden. Ebenso wie die Rad- und Parkplatzflächen.

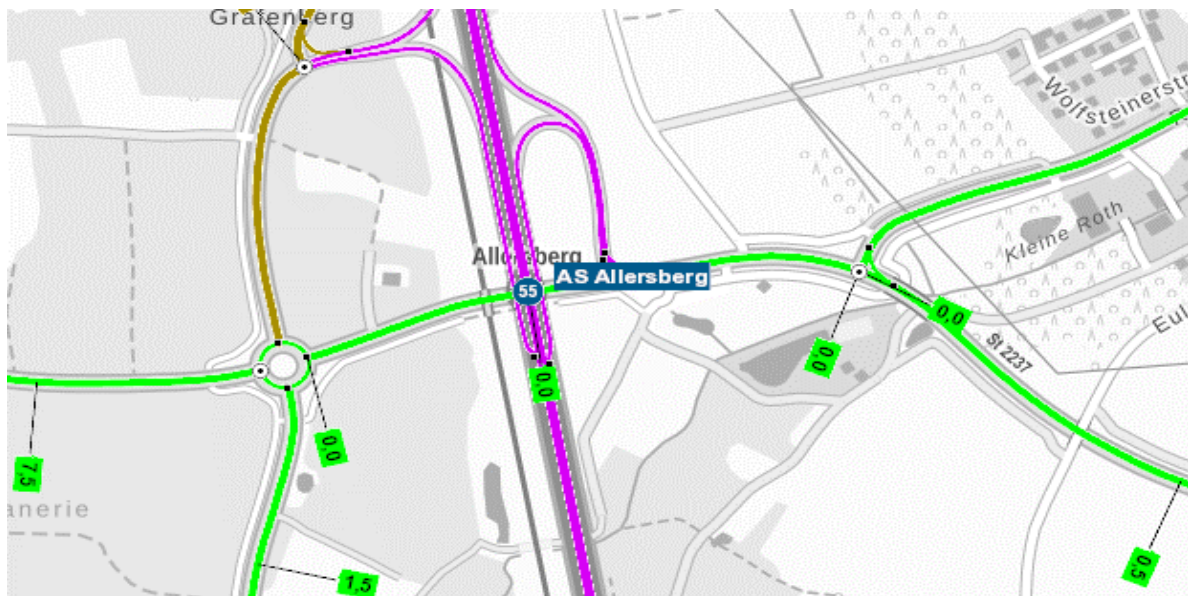


Tabelle A.2 : Bewertungspunkte für Einflüsse aus der Luft			Schließen
Luftverschmutzung	Beispiele	Typ	Punkte
gering	Siedlungsbereiche mit geringem Verkehrsaufkommen (durchschnittlicher täglicher Verkehr unter 5000 Kfz/24 h)	L1	1
	Straßen außerhalb von Siedlungen		
mittel	Siedlungsbereiche mit mittlerem Verkehrsaufkommen (durchschnittlicher täglicher Verkehr 5000 - 15000 Kfz/24 h)	L2	2
stark	Siedlungsbereiche mit starkem Verkehrsaufkommen (durchschnittlicher täglicher Verkehr über 15000 Kfz/24 h)	L3	4
	Siedlungsbereiche mit regelmäßigem Hausbrand (z.B. Holz, Kohle)		
	im Einflusbereich von Gewerbe und Industrie mit Staubemissionen durch Produktion, Bearbeitung, Lagerung und Transport	L4	8

Flächenverschmutzung

An das Regenrückhaltebecken sind Straßen- und Böschungflächen der Bundesautobahn A6, Straßen- und Böschungflächen der Staatsstraße St 2237 und umliegende Rad- und Parkplatzflächen angeschlossen.

Der Radweg befindet sich mit ca. 6 Meter Abstand zur St 2237 außerhalb des Spritz- und Sprühfahnenbereichs von Straßen und wird damit mit einer geringen Flächenverschmutzung bewertet.

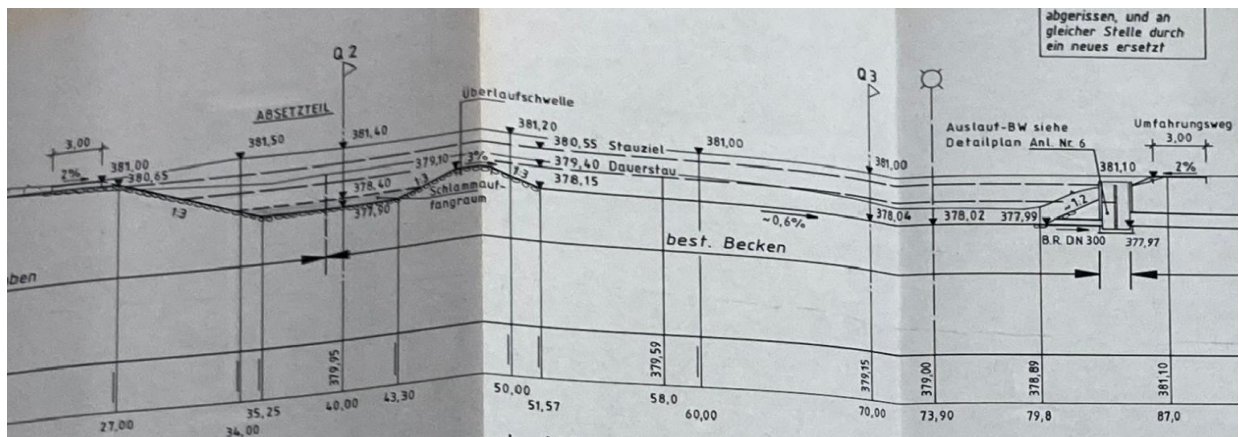
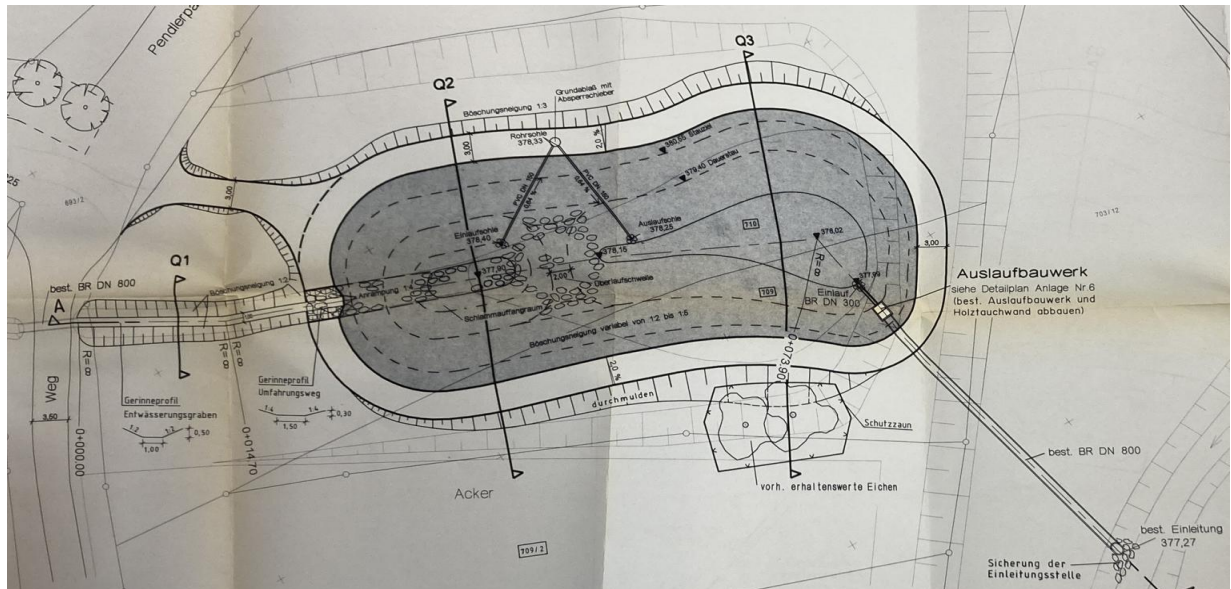
Bei den Straßenflächen im Parkplatzbereich handelt es sich um einen Pendlerparkplatz. Daher ist mit einem häufigen Fahrzeugwechsel zu rechnen. Deshalb wird diese Fläche mit einer starken Flächenverschmutzung eingeordnet.

Anhand der vorliegenden DTVs wird die Staatsstraße mit einer mittleren Verschmutzung und die Bundesautobahn mit einer starken Verschmutzung gewertet.

Tabelle A.3: Bewertungspunkte des Regenabflusses in Abhängigkeit von der Fläche			Schließen
Flächenverschmutzung	Beispiele	Typ	Punkte
gering	Gründächer, Gärten, Wiesen und Kulturland mit Regenabfluss in das Entwässerungssystem	F1	5
	Dachflächen* und Terrassenflächen in Wohn- und vergleichbaren Gewerbegebieten	F2	8
	Rad- und Gehwege außerhalb des Spritz- und Sprühfahnenbereichs von Straßen (Abstand über 3 m)	F3	12
	Hofflächen und Pkw-Parkplätze ohne häufigen Fahrzeugwechsel in Wohn- und vergleichbaren Gewerbegebieten wenig befahrene Verkehrsflächen (bis zu 300 Kfz/24 h) in Wohn- und vergleichbaren Gewerbegebieten z. B. Wohnstraßen		
mittel	Straßen mit 300 - 5000 Kfz/24 h z.B. Anlieger-, Erschließungs-, Kreisstraßen	F4	19
	Hofflächen und Pkw-Parkplätze ohne häufigen Fahrzeugwechsel in Misch-, Gewerbe- und Industriegebieten **	F5	27
	Straßen mit 5000 - 15000 Kfz /24 h z.B. Hauptverkehrsstraßen		
stark	Pkw-Parkplätze mit häufigem Fahrzeugwechsel z.B. von Einkaufszentren Straßen und Plätze mit starker Verschmutzung z.B. durch Landwirtschaft, Fuhrunternehmen, Reiterhöfe, Märkte	F6	35
	Straßen über 15000 Kfz/24 z.B. Hauptverkehrsstraßen mit überregionaler Bedeutung, Autobahnen		
	stark befahrene Lkw-Zufahrten in Gewerbe-, Industrie oder ähnlichen Gebieten z.B. Deponien	F7	45
	Lkw-Park- und Stellplätze		

* kupfer-, zink oder bleigedekte Dachflächen sind nach Abschnitt 5.3.2 zu regeln
 ** Umschlagflächen in Gewerbe- und Industriegebieten sind im Einzelfall zu regeln
 *** Versicherung nur mit Kontrollmöglichkeit nach der Reinigung zulässig

Das 1988 genehmigte Regenrückhaltebecken mit Absetzbereich wurde 1998 im Rahmen eines Wasserrechtsverfahren saniert. Es wurde zu einem Becken umgebaut mit innenliegenden Absetzbereich und einem Regenrückhaltebereich.



Der Absetzbereich wurde mit einer Breite von 3 m und einer Länge von 8,05 m hergestellt. Die Fläche beträgt damit 24,15 m². Der Dauerstau des Absetzbeckens liegt bei 1,20 m, wofür 0,50 m als Schlammauffangraum vorgesehen wurden. Zur Berechnung der Oberflächenbeschickung wird somit eine Einstauhöhe von 0,70 m berücksichtigt.

Berechnung der Oberflächenbeschickung im Bestandsbecken mit 15 l/(s x ha)

Kritische Regenabflussspende	$r_{(15,1)} =$	15	l/(s*ha)
Die kritische Regenabflussspende wurde der DWA-M 153 Tabelle A 4c für den Durchgangswert 0,65 der Spalte a entnommen.			
Abflusswirksame Flächen Ist-Zustand	$A_u =$	2,935	ha
Abfluss	$Q =$	44,0	l/s
		= 158,5	m ³ /h
Abmessungen Absetzbereich	$A_{\text{Absetzbereich}} =$	24,15	m ²
	Höhe $W_{\text{sp}_{\text{max}}} =$	0,70	m
Aufnehmbares Volumen Absetzbereich	$V =$	17	m ³
Oberfläche Absetzbereich	$A_{\text{Absetzbereich}} =$	24,15	m ²
Oberflächenbeschickung q_a	$158,5 \text{ m}^3/\text{h} / 24,15 \text{ m}^2 =$	7	m ³ /(m ² *h)

Bei einer kritischen Regenabflussspende von 15 l/(s x ha) liegt im Absetzbereich eine Oberflächenbeschickung von 7 m³/(m²*h) vor und damit unter den maßgebenden 10 m³/(m²*h). Es kann ein Durchgangswert von D = 0,65 angesetzt werden.

Tabelle A.4c : Durchgangswerte von Sedimentationsanlagen		<input type="button" value="Zurück"/> <input type="button" value="Schließen"/>			
Beispiele	Typ	kritische Regenabflussspende			
		a	b	c	d
Anlagen mit maximal 9 m ³ /(m ² ·h) Oberflächenbeschickung beim Bemessungsregen mit der Regenspende $r_{(15,1)}$. z.B. Abscheider für Leichtflüssigkeiten nach RiStWag (FGSV-514)	D21	*	*	*	0,20
Anlagen mit Leerung und Reinigung nach Regenende und maximal 10 m ³ /(m ² ·h) Oberflächenbeschickung bei r_{krit} . z.B. Regenklärbecken ohne Dauerstau, hydrodynamische Abscheider	D22	0,50	0,40	0,35	*
Anlagen mit maximal 10 m ³ /(m ² ·h) Oberflächenbeschickung und maximal 0,05 m/s Horizontalgeschwindigkeit bei r_{krit} . z.B. trockenfallende, bewachsene Seitengräben o. Vegetationspassagen (L > 50 m)	D23	0,60	0,50	0,45	0,25
Anlagen mit Dauerstau oder ständiger Wasserführung und maximal 10 m ³ /(m ² ·h) Oberflächenbeschickung bei r_{krit} . z. B. Regenklärbecken, Teiche	D24	0,65	0,55	0,50	*
Anlagen mit Dauerstau und maximal 18 m ³ /(m ² ·h) Oberflächenbeschickung bei r_{krit} . z.B. Absetzanlagen vor Versickerungsbecken o. Regenrückhalteanlagen (s. Kap. 7.4)	D25	0,80	0,70	0,65	0,35
Straßenabläufe für Nass-Schlamm	D26	*	*	*	0,9
Standardstraßenabläufe	D27	*	*	*	1,0

* Die Bemessung der Anlage ist für die angegebene Regenabflussspende r_{krit} unüblich
Erläuterungen zur kritischen Regenabflussspende r_{krit} in den Spalten a bis d
a : 15 l/(s·ha)
b : 30 l/(s·ha)
c : 45 l/(s·ha)
d : $r_{(15,1)}$ (Regenspende mit 15 min Regendauer und jährlicher Wiederkehr)

Gewässer			Typ		Gewässerpunkte G		
			G	6	G = 15		
Flächenanteile f_i			Luft L_i		Flächen F_i		Abflussbelastung B_i
Flächen	A_u in ha	f_i n. Gl.(4.2)	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
Teilbereich A9 & AS	2,232	0,82	L 1	1	F 6	35	29,53
Teilbereiche St 2237	0,413	0,152	L 1	1	F 5	27	4,25
Radweg	0,023	0,008	L 1	1	F 3	12	0,11
Parkplatz	0,043	0,016	L 1	1	F 6	35	0,57
Parkplatz	0,01	0,004	L 1	1	F 6	35	0,13
Teilbereich A9/St 2237	0,213		L 1	1	F 1	5	
$\Sigma = 2,935$		$\Sigma = 1$	Abflussbelastung $B = \Sigma (B_i) :$			B = 34,59	
maximal zulässiger Durchgangswert $D_{max} = G/B$						$D_{max} = 0,43$	
vorgesehene Behandlungsmaßnahmen					Typ	Durchgangswerte D_i	
Absetzbecken					D 24a	0,65	
					D		
					D		
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i \text{ (siehe Kap 6.2.2) :}$						D = 0,65	
Emissionswert $E = B \cdot D :$						E = 22,5	
Die vorgesehene Regenwasserbehandlung ist genauer zu prüfen, da $E = 22,5 > G = 15$							

Durch die Vorreinigung im Absetzbereich findet keine ausreichende Regenwasserbehandlung im Bestand statt und die Gewässerpunkte werden nicht eingehalten.

Nach DWA-M 153 Kapitel 5.3.4 Mischflächen dürfen nur vier benachbarte Flächentypen miteinander kombiniert werden. Daher werden die Flächen mit der geringsten Verschmutzung bei der Berechnung außer Acht gelassen.

Weiterhin ist nach DWA-A 166 und den REwS eine Beckentiefe von 2 m im Absetzbereich erforderlich. Diese ist mit 1,20 m bzw. 0,70 m nicht eingehalten. Außerdem ist nach den Plänen von 1998 kein Auffangraum für Leichtflüssigkeiten vorgesehen. Damit entspricht das Bestandsbecken nicht mehr dem aktuellen Stand der Technik.

Plan-Zustand

Angeschlossene Flächen im Plan-Zustand

Flächen	Art der Befestigung	A _{E,i} in ha	Ψ _m	A _u in ha
Teilbereich A9+St 2237	Asphalt, fugenloser Beton	2,458	0,9	2,212
AS Allersberg	Asphalt, fugenloser Beton	0,490	0,9	0,441
Radweg	Asphalt, fugenloser Beton	0,024	0,9	0,022
Parkplatz	Asphalt, fugenloser Beton	0,105	0,9	0,094
Parkplatz	fester Kiesbelag	0,016	0,6	0,01
Teilbereich A9/St 2237	steiles Gelände	2,134	0,1	0,213
		Σ: 5,227		Σ: 2,992

Die Ansätze für die Einflüsse aus der Luft sind identisch zu den Ansätzen in der Bestandssituation.

Bei den oben genannten DTV-Werten der Plattform Baysis ist nicht exakt erkennbar an welchen Stellen die Werte gemessen wurden und ob umliegende Anschlussstellen mit einbezogen wurden. Weiterhin handelt es sich bei den Werten um den Ist-Zustand, ohne die Auswirkungen der geplanten Sonder- bzw. Gewerbegebiete.

Daher wurden auf Grundlage des vorliegenden Verkehrsgutachtens die Prognose-Werte, mit Auswirkung der geplanten Sonder- bzw. Gewerbegebiete, ermittelt. Die Prognose-Werte wurden auf der sicheren Seite berechnet.

	Ist-Zustand	Prognose	
BAB A9	62.536	62.536	Kfz/24 h
Die BAB A9 wird mit der Erschließung der neuen Sonder- bzw. Gewerbegebiete nicht beeinflusst. Daher bleiben die DTV-Werte unverändert.			
Anschlussstelle Allersberg	-	13.024	Kfz/24 h
Die AS Allersberg konnte auf der Plattform Baysis nicht differenziert betrachtet werden. Daher wurden die Flächen in der Bestandssituation zur BAB A9 gezählt.			
Teilbereich St 2237 West	7.673	21.824	Kfz/24 h
Teilbereich St 2237 Ost	7.673	16.545	Kfz/24 h

Nach Vorgaben der Autobahn GmbH müssen zur Bemessung des Absetzbeckens ebenfalls die Anforderungen der REwS eingehalten werden. Nach der REwS müssen Absetzbecken auf eine Oberflächenbeschickung ≤ 9 m³/h und auf eine Regenspende mit r_{krit} = r(15,1) ausgelegt werden.

Kritische Regenabflussspende	Γ _{krit} = Γ _(15,1) =	118,9	[l/(s*ha)]
Abflusswirksame Flächen Plan-Zustand	A _u =	2,992	ha
Abfluss	Q =	355,7	l/s
	=	1280,7	m ³ /h
Oberfläche Absetzbereich	A _{Absetzbereich} =	142,8	m ²
Oberflächenbeschickung q_a	1.280,7 m ³ /h / 142,8 m ² =	9	m³/(m²*h)

Um die Vorgaben der REwS einhalten zu können, muss das Becken eine Grundfläche von 142,8 m² und die Abmessungen 21 x 6,80 x 2 m (L x B x H) betragen.

Mit den berechneten Werten erhält man einen Durchgangswert von $D = 0,20$:

Tabelle A.4c : Durchgangswerte von Sedimentationsanlagen					
Beispiele	Typ	kritische Regenabflußspende			
		a	b	c	d
Anlagen mit maximal $9 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ Oberflächenbeschickung beim Bemessungsregen mit der Regenspende $r_{(15,1)}$ z.B. Abscheider für Leichtflüssigkeiten nach RiStWag (FGSV-514)	D21	*	*	*	0,20
Anlagen mit Leerung und Reinigung nach Regenende und maximal $10 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ Oberflächenbeschickung bei r_{krit} z.B. Regenklärbecken ohne Dauerstau, hydrodynamische Abscheider	D22	0,50	0,40	0,35	*
Anlagen mit maximal $10 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ Oberflächenbeschickung und maximal $0,05 \text{ m/s}$ Horizontalgeschwindigkeit bei r_{krit} z.B. trockenfallende, bewachsene Seitengräben o. Vegetationspassagen ($L > 50 \text{ m}$)	D23	0,60	0,50	0,45	0,25
Anlagen mit Dauerstau oder ständiger Wasserführung und maximal $10 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ Oberflächenbeschickung bei r_{krit} z. B. Regenklärbecken, Teiche	D24	0,65	0,55	0,50	*
Anlagen mit Dauerstau und maximal $18 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ Oberflächenbeschickung bei r_{krit} z.B. Absetzanlagen vor Versickerungsbecken o. Regenrückhalteanlagen (s. Kap. 7.4)	D25	0,80	0,70	0,65	0,35
Straßenabläufe für Nass-Schlamm	D26	*	*	*	0,9
Standardstraßenabläufe	D27	*	*	*	1,0

* Die Bemessung der Anlage ist für die angegebene Regenabflußspende r_{krit} unüblich
Erläuterungen zur kritischen Regenabflußspende r_{krit} in den Spalten a bis d
a: $15 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$
b: $30 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$
c: $45 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$
d: $r_{(15,1)}$ (Regenspende mit 15 min Regendauer und jährlicher Wiederkehr)

Gewässer			Typ		Gewässerpunkte G		
			G	6	G =	15	
Flächenanteile f_i			Luft L_i		Flächen F_i		Abflußbelastung B_i
Flächen	A_{U_i} in ha	f_i n. Gl.(4.2)	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
Teilbereich A9+St 2237	2,212	0,796	L 1	1	F 6	35	28,65
AS Allersberg	0,441	0,159	L 1	1	F 5	27	4,44
Radweg	0,022	0,008	L 1	1	F 3	12	0,1
Parkplatz	0,094	0,034	L 1	1	F 6	35	1,22
Parkplatz	0,01	0,004	L 1	1	F 6	35	0,13
Teilbereich A9/St 2237	0,213		L 1	1	F 1	5	
$\Sigma = 2,992$			$\Sigma = 1$		Abflußbelastung $B = \Sigma (B_i)$:		$B = 34,55$
maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\text{max}} = G/B$							$D_{\text{max}} = 0,43$
vorgesehene Behandlungsmaßnahmen					Typ	Durchgangswerte D_i	
Absetzbecken nach Vorgaben der REwS					D 21d	0,2	
					D		
					D		
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i \text{ (siehe Kap 6.2.2)}$:							$D = 0,2$
Emissionswert $E = B \cdot D$:							$E = 6,9$
Die vorgesehene Regenwasserbehandlung reicht aus, da $E = 6,9 < G = 15$							

Mit dem geplanten Absetzbecken wird die erforderliche Reinigung des Niederschlagswassers erfüllt.

Die horizontale Fließgeschwindigkeit für r(15,1) beträgt:

Dauerstau	2	m
Breite des Absetzbeckens	6,8	m
horiz. Fließgeschwindigkeit	0,026	[m/s]

Horizontale Fließgeschwindigkeit im Becken ($v = Q / (1000 * B * H) < 0,05$)

Diese Werte gelten ebenfalls für den Bereich der Tauchwand. Die Breite der Tauchwand entspricht der Breite des Absetzbeckens.

Erforderliches Volumen des Absetzbeckens

Das erforderliche Volumen des Absetzbeckens wird nach den Vorgaben des Arbeitsblattes DWA-A 166 und den REwS ermittelt.

Abflusswirksame Fläche	2,992	ha
Absetzfläche bei $q_a = 9$ m/h	142,8	m ²
s. Berechnung der Oberflächenbeschickung bei <i>Qualitative Berechnung nach DWA-M 153</i>		
Erforderliche Mindesttiefe	2,0	m

Volumenzuschlag Schlammstorageung 1 m ³ /ha nach DWA-A 166	3	m ³
--	---	----------------

Volumenzuschlag Schlammstorageung	29,9	m ³
-----------------------------------	------	----------------

nach REwS: Räumungsintervall x spezifischer Sedimentanfall x befestigte Fläche

Nach REwS wird empfohlen, wenn keine örtlichen Erfahrungen vorliegen, einen spezifischen Sedimentanfall von 1 m³/(ha x a) anzunehmen und soweit kein Entschlammungsintervall vorgegeben ist, ein Intervall von $\geq 10a$ zu verwenden.

Gewähltes Volumen Schlammstorageung	31	m ³
-------------------------------------	----	----------------

Volumenzuschlag Leichtflüssigkeiten nach DWA-A 166 mindestens 5 m ³ / nach REwS zwischen 10 und 30 m ³	10	m ³
---	----	----------------

Nutzvolumen Absetzbecken nach DWA-A 166 erforderliches Nutzvolumen von ca. 10 m ³ /ha	332	m ³
---	-----	----------------

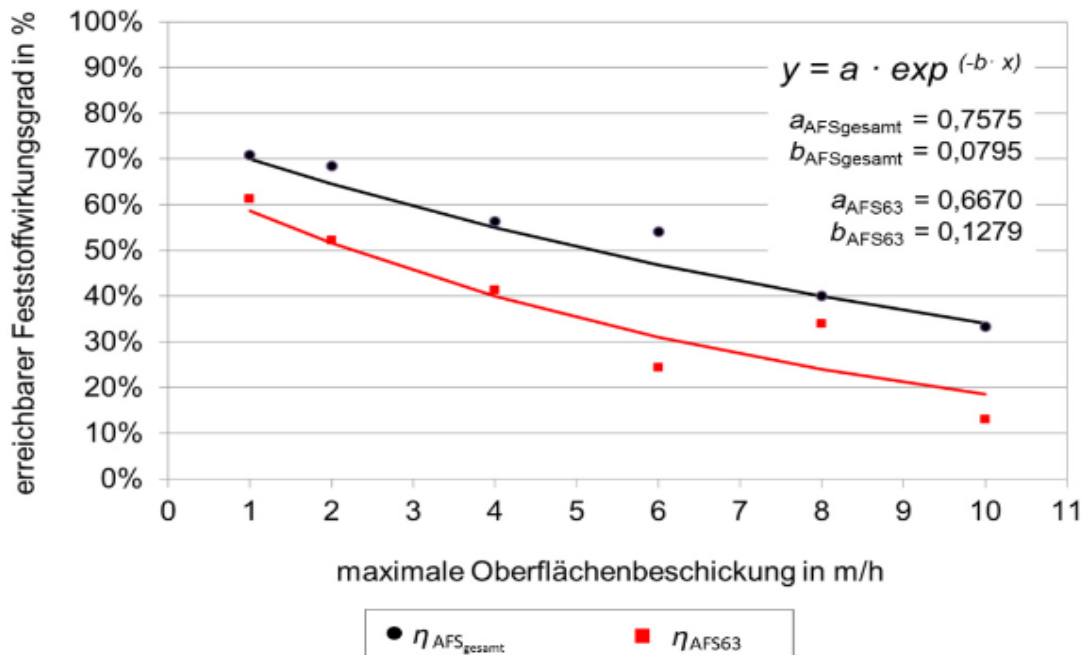
Nachrechnung als Regenklärbecken

Nach DWA-A 102-2 wird für die Bemessung von Regenklärbecken für die kritische Regenspende ein Wert von 15 l/(s x ha) empfohlen.

Nachfolgend wird die Oberflächenbeschickung des Absetzbeckens im Plan-Zustand geprüft.

Kritische Regenabflussspende	$r_{krit} =$	15	l/(s*ha)
Abflusswirksame Flächen	$A_u =$	2,992	ha
Abfluss	$Q =$	44,9	l/s
		= 161,6	m ³ /h
Oberfläche Absetzbereich	$A_{Absetzbereich} =$	142,8	m ²
Oberflächenbeschickung q_a	$161,6 \text{ m}^3/\text{h} / 142,8 \text{ m}^2 =$	1,13	m ³ /(m ² *h)

Der erreichte Feststoffwirkungsgrad errechnet sich aus:



Wirkungsgrad AFS63 bei einer Oberflächenbeschickung $q_a = 1,13 \text{ m/h}$	0,5771	%
Wirkungsgrad AFSGesamt	0,6923	%

Der errechnete Wirkungsgrad bei einer Fläche des Absetzbereichs von 142,8 m² liegt bei 69,23 % und ist damit ausreichend. Der erforderliche Wirkungsgrad nach DWA-A 102-2 liegt bei 60,61 %.

Nach den REwS 2021 Kapitel 8.1.2 Tabelle 8 ist bei Anlagen mit Flächen der Kategorie III ein Wirkungsgrad von 50 % erforderlich. Laut Kapitel 8.1.5 sollen Absetzbecken mit angehängten Straßenflächen der Kategorie II - III einen AFS63-Wirkungsgrad von 70 % aufweisen. Mit einem berechneten AFS63-Wirkungsgrad von 57,71 % der geplanten Anlage wird damit ein Mittelwert erreicht.

Bemessung des Regenrückhaltebeckens nach DWA-A 117

Plan-Zustand

Angeschlossene Flächen im Plan-Zustand

Flächen	Art der Befestigung	$A_{E,j}$ in ha	Ψ_m	A_U in ha
Teilbereich A9	Asphalt, fugenloser Beton	1,959	0,9	1,763
Teilbereich A9	steiles Gelände	1,715	0,1	0,172
AS Allersberg	Asphalt, fugenloser Beton	0,490	0,9	0,441
Teilbereich St 2237 W.	Asphalt, fugenloser Beton	0,426	0,9	0,383
Teilbereich St 2237 O.	Asphalt, fugenloser Beton	0,073	0,9	0,066
Teilbereich St 2237	steiles Gelände	0,419	0,1	0,042
Radweg	Asphalt, fugenloser Beton	0,024	0,9	0,022
Parkplatz	Asphalt, fugenloser Beton	0,105	0,9	0,094
Parkplatz	fester Kiesbelag	0,016	0,6	0,01
		$\Sigma = 5,227$		$\Sigma = 2,992$

Nach den Berechnungen nach DWA-M 153 darf ein Drosselabfluss von 45 l/s abgeleitet werden. Um die Belastung des Gewässers nicht weiter zu erhöhen, wird der im Wasserrechtsbescheid (25.10.1988) genehmigte Drosselabfluss von 40 l/s zur Bemessung des Rückhaltevolumens weiterhin beibehalten.

Maximaler Drosselabfluss $Q_{Dr} = 40 \text{ l/s}$
 Gemittelter Drosselabfluss $Q_{Dr,mittel} = 30,7 \text{ l/s}$

Der gemittelte Drosselabfluss wurde nachfolgend unter *Erforderliche Schieberstellung im Drosselschacht* berechnet.

Nach Abstimmung mit dem WWA Nürnberg kann die Überschreitungshäufigkeit mindestens auf ein 2-jährliches Regenereignis festgelegt werden.

Wiederkehrzeit $n = 0,5 \text{ 1/a}$

Bemessungsgrundlagen			
undurchlässige Fläche A_U : (nach Flächenermittlung)	2,99 ha	Trockenwetterabfluß $Q_{T,d,aM}$:	l/s
Fließzeit t_f :	3 min	Drosselabfluß Q_{Dr} :	30,7 l/s
Überschreitungshäufigkeit n :	0,5 1/a	Zuschlagsfaktor f_Z :	1,2 -

RRR erhält Drosselabfluß aus vorgelagerten Entlastungsanlagen (RRR, RÜB oder RÜ)	
Summe der Drosselabflüsse $Q_{Dr,v}$:	l/s

RRR erhält Entlastungsabfluß aus RÜB oder RÜ (RRR ohne eigenes Einzugsgebiet)			
Drosselabfluß $Q_{Dr,RÜB}$:	l/s	Volumen $V_{RÜB}$:	m³

Starkregen				
Starkregen nach :	aus Datei	Datei :	Allersberg.str	
Gauß-Krüger Koordinaten	Rechtswert :	m	Hochwert :	m
Geografische Koordinaten	östliche Länge :	° ' "	nördliche Breite :	° ' "
Rasterfeldnr. KOSTRA Atlas	horizontal :	vertikal :	Räumlich interpoliert ?	
Rasterfeldmittelpunkt liegt :				

Berechnungsergebnisse			
maßgebende Dauerstufe D :	90 min	Entleerungsdauer t_E :	5,6 h
Regenspende $r_{D,n}$:	42 l/(s·ha)	Spezifisches Volumen V_S :	205,6 m³/ha
Drosselabflußsspende $q_{Dr,R,u}$:	10,27 l/(s·ha)	erf. Gesamtvolumen V_{ges} :	615 m³
Abminderungsfaktor f_A :	0,999 -	erf. Rückhaltevolumen V_{RRR} :	615 m³

Nach den Berechnungen nach DWA-A 117 ist mit den geplanten Mehrflächen ein Rückhaltevolumen von 615 m³ erforderlich bei einer 2-jährlichen Wiederkehrzeit.

Wie bereits unter der *Hydraulischen Bewertung nach DWA-M 153* beschrieben, wird das bestehende Regenrückhaltebecken zu einer zweiteiligen Anlage umgebaut mit Absatzbecken und Regenrückhaltebecken. Mit den erforderlichen Abmessungen für das Absatzbecken verbleibt bei einem maximalen Wasserspiegel von 380,55 m NHN im Regenrückhaltebecken ein Retentionsvolumen von 739 m³.

Mit einem Retentionsvolumen von 739 m³ im Regenrückhaltebecken ist das Becken nicht mehr auf ein 2-jährliches Regenereignis, wie ursprünglich berechnet, sondern auf ein 3-jährliches Regenereignis ausgelegt.

Bemessungsgrundlagen			
undurchlässige Fläche A_U : (nach Flächenermittlung)	2,99 ha	Trockenwetterabfluß $Q_{T,d,aM}$:	l/s
Fließzeit t_f :	3 min	Drosselabfluß Q_{Dr} :	30,7 l/s
Überschreitungshäufigkeit n :	0,33 1/a	Zuschlagsfaktor f_Z :	1,2 -

RRR erhält Drosselabfluß aus vorgelagerten Entlastungsanlagen (RRR, RÜB oder RÜ)	
Summe der Drosselabflüsse $Q_{Dr,v}$:	l/s

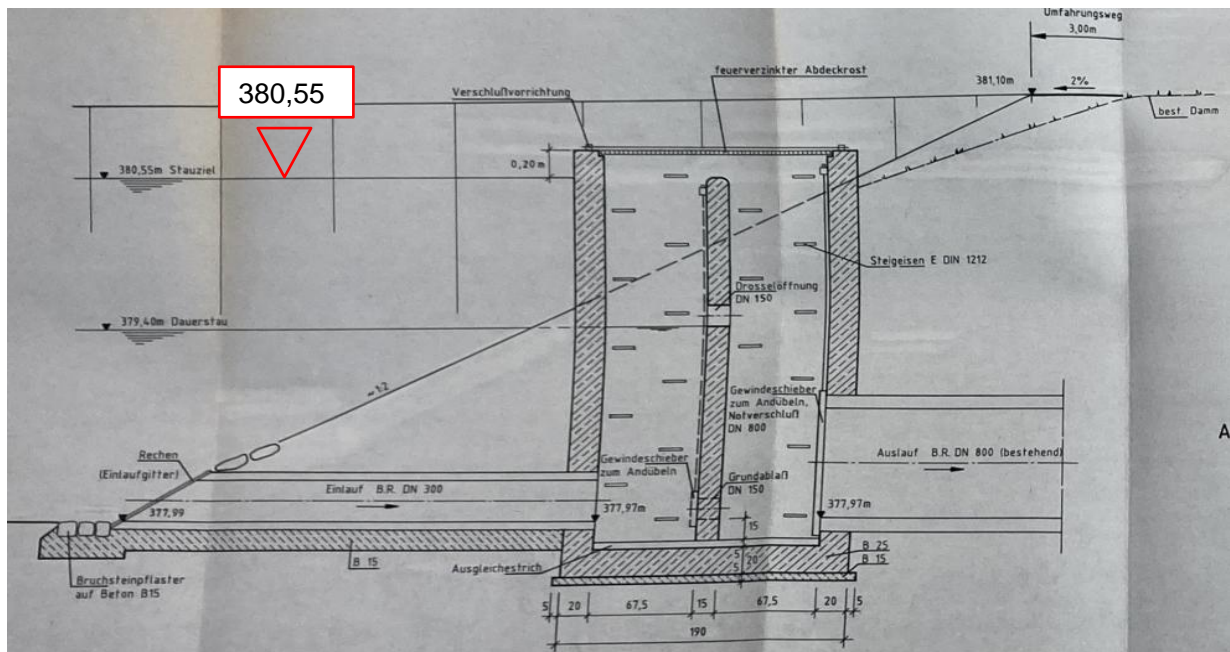
RRR erhält Entlastungsabfluß aus RÜB oder RÜ (RRR ohne eigenes Einzugsgebiet)			
Drosselabfluß $Q_{Dr,RÜB}$:	l/s	Volumen $V_{RÜB}$:	m³

Starkregen				
Starkregen nach :	aus Datei	Datei :	Allersberg.str	
Gauß-Krüger Koordinaten	Rechtswert :	m	Hochwert :	m
Geografische Koordinaten	östliche Länge :	° ' "	nördliche Breite :	° ' "
Rasterfeldnr. KOSTRA Atlas	horizontal :	vertikal :	Räumlich interpoliert ?	
Rasterfeldmittelpunkt liegt :				

Berechnungsergebnisse			
maßgebende Dauerstufe D :	105 min	Entleerungsdauer t_E :	6,5 h
Regenspende $r_{D,n}$:	42 l/(s·ha)	Spezifisches Volumen V_S :	240 m³/ha
Drosselabflußsspende $q_{Dr,R,u}$:	10,27 l/(s·ha)	erf. Gesamtvolumen V_{ges} :	718 m³
Abminderungsfaktor f_A :	0,999 -	erf. Rückhaltevolumen V_{RRR} :	718 m³

Volumenberechnung des RRBs im Bestand

Die Volumenberechnung erfolgt in einem 3D-Modell, welches mithilfe der Vermessungsgrundlagen erstellt wurde. Die Oberkante Wasserspiegel wurde bei der Oberkante der Überlaufschwelle bei 380,55 m NHN festgelegt.

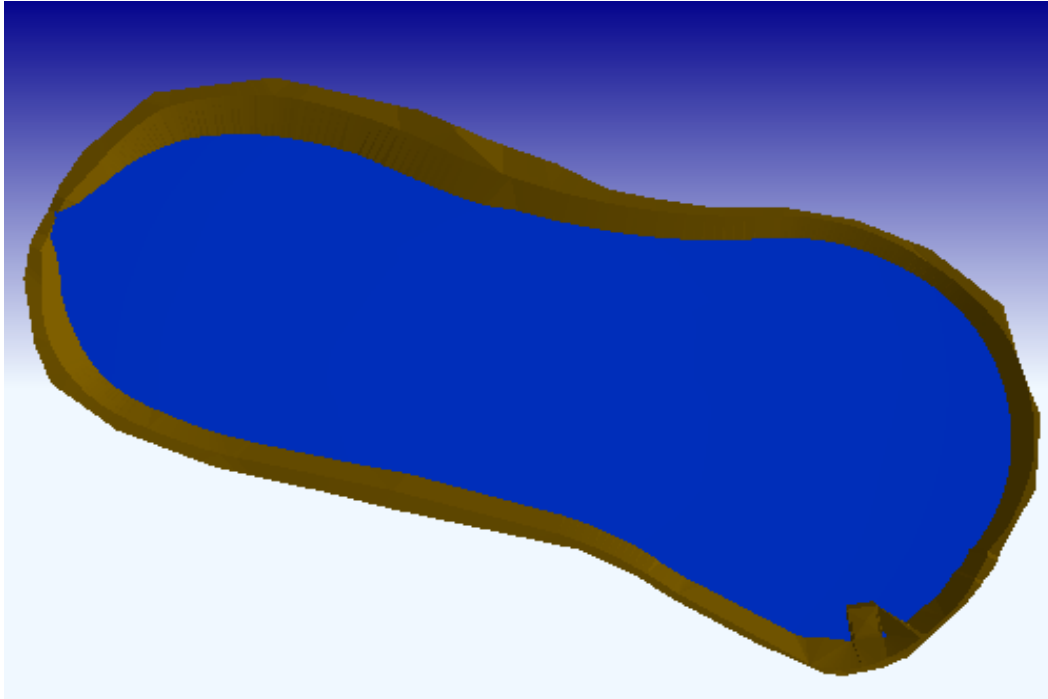


Berechnungsergebnisse

	Wasser	Land	Identisch
Fläche [m ²]			
Oberfläche	1036.183	314.721	0.000
Unterwasser	1073.609		
Volumen [m ³]	1146.085		

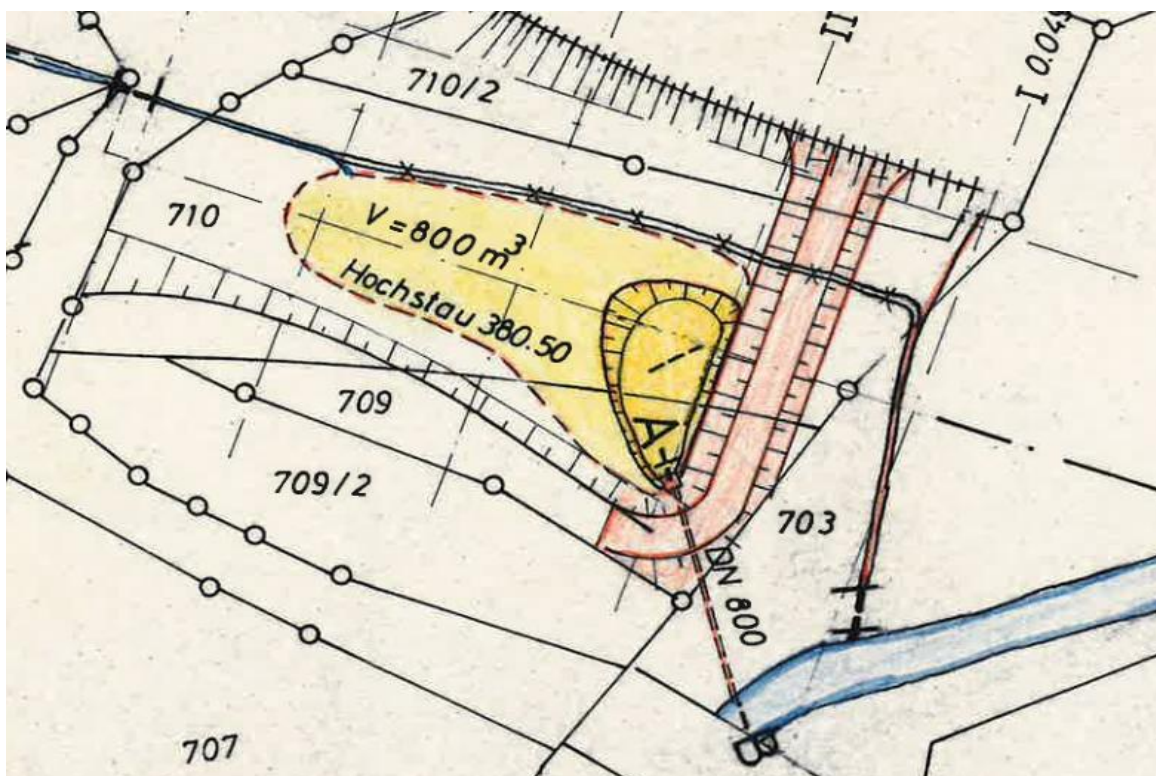
Derzeit kann das Regenrückhaltebecken ein Retentionsvolumen von ca. 1.146 m³ bereitstellen.

Auszug aus dem 3D-Modell

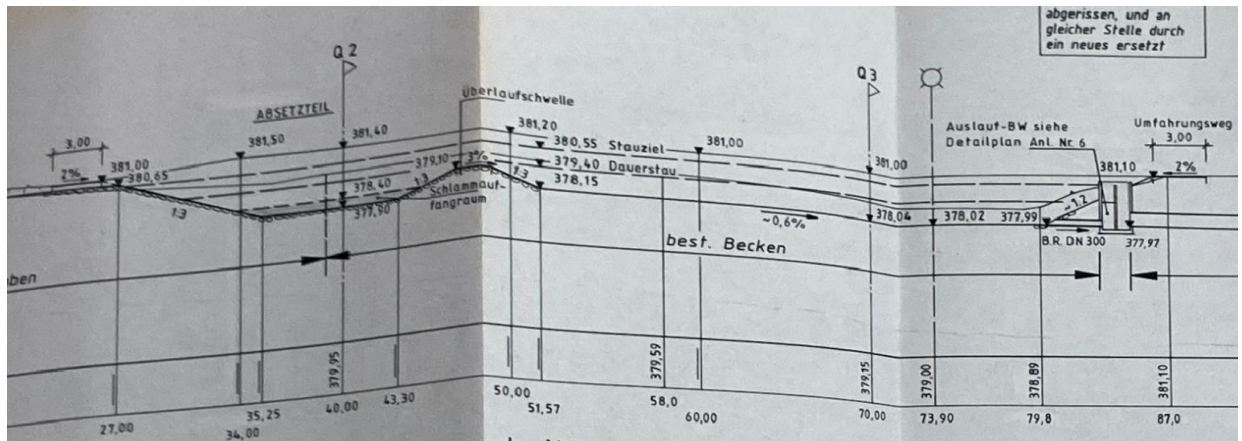


Vergleich Bestandsunterlagen

Laut den genehmigten Unterlagen für den Wasserrechtsbescheid vom 25.10.1988 wurde ein Regenrückhaltebecken mit einem Gesamtvolumen von 800 m³ beantragt und genehmigt. Darin wurde ebenfalls ein Absetzraum von ca. 200 m² und einer Einstauhöhe von 70 cm mit geplant.



Im Jahr 1998 wurde das Regenrückhaltebecken erneut im Zuge eines Wasserrechtsverfahrens saniert. Dafür wurde der Absatzbereich und der Retentionsraum innerhalb des Beckens angeordnet.

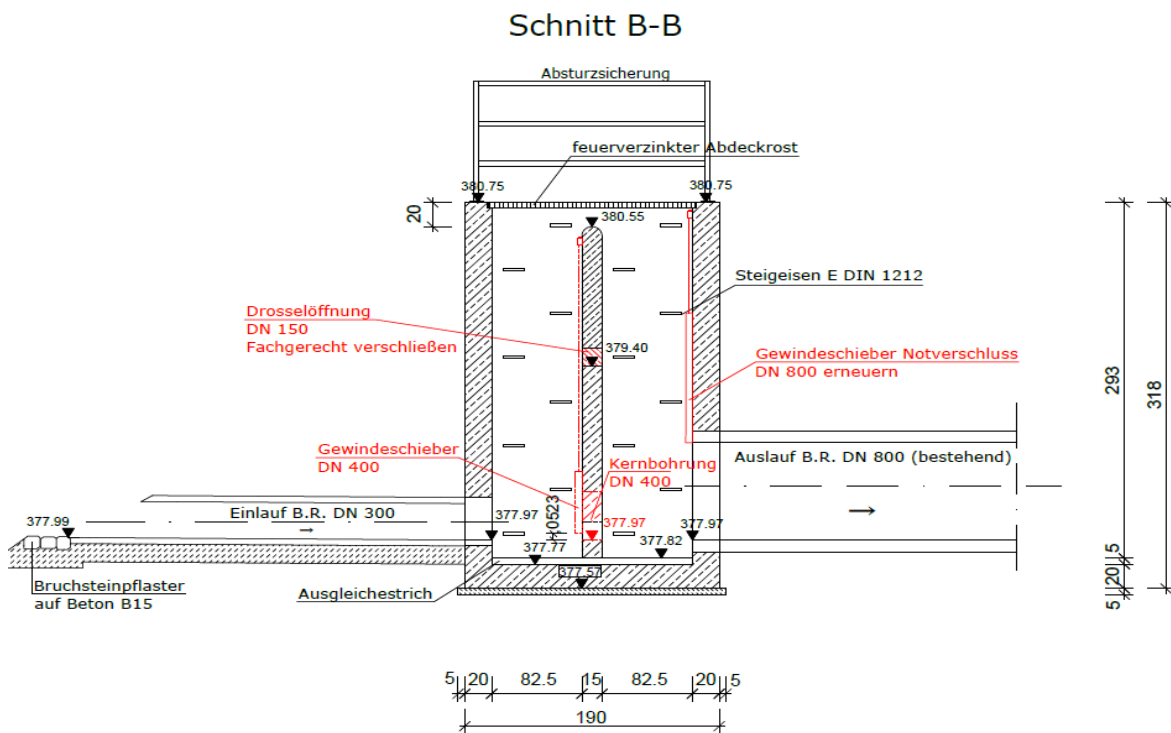


Laut den Bestandsunterlagen ist im Absatzbecken eine maximale Einstauhöhe von 1,20 m möglich, wobei 0,50 m als Schlammfangraum berücksichtigt wurden. Im Regenrückhaltebecken liegt die maximale Einstauhöhe bei 2,48 m.

Erforderliche Schieberstellung im Drosselschacht

Der bestehende Drosselschacht ist in zwei Kammern geteilt. Die Schachtwand besitzt einen Grundablass mit Durchmesser DN 150 und Gewindegewinde. Der Grundablass ist exzentrisch angeordnet. Es befindet sich 1,43 m über dem Grundablass mittig eine weitere Drosselöffnung mit DN 150. Die Sohle der Drosselöffnung entspricht dem Wasserspiegel des damalig geplanten Dauerstaus. Die Oberkante der Schachtwand innerhalb des Drosselschachts befindet sich bei 380,55 m NHN, das maximal mögliche Stauziel im Becken. Darüber kann die Notentlastung in den Auslauf mit Durchmesser DN 800 erfolgen.

Da die kleinen Drosselöffnungen häufig verlegt werden, wird der Grundablass auf einen Durchmesser von DN 400 erweitert und die Absperrschieber, sowohl für den Durchlass DN 400 als auch für den DN 800 erneuert. Die 1,43 m darüberliegende Drosselöffnung wird fachgerecht verschlossen, da im Regenrückhaltebecken kein Dauerstau mehr erfolgt. Die Schieberstellung für den Durchlass DN 400 wird nachfolgend berechnet. Der Absperrschieber für den Auslauf in die *Kleine Roth* ist dauerhaft geöffnet und kann im Falle von Wartungsarbeiten kurzzeitig geschlossen werden.

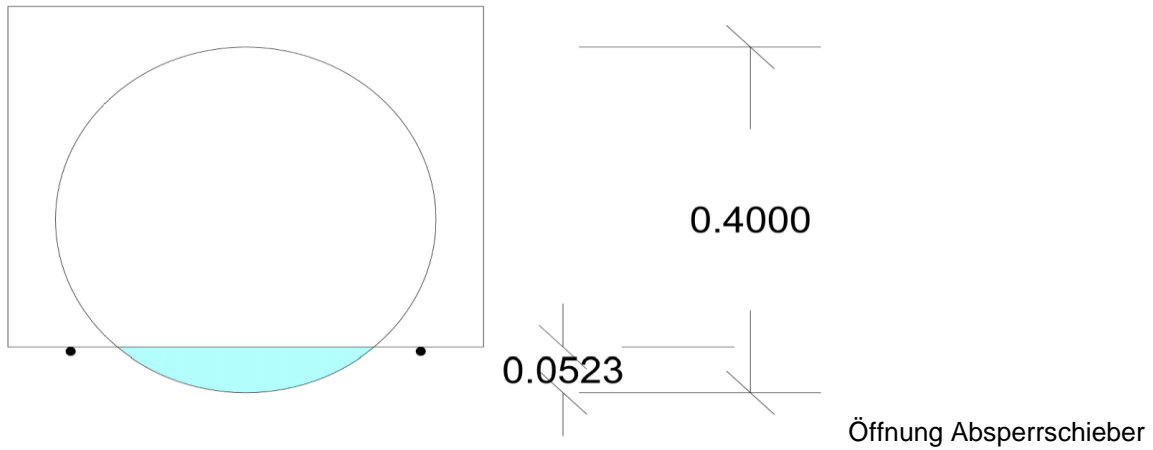


Drossel: Vollkommener Ausfluss unter kreisförmigem Schütz

Beckenfüllung in [%]	25	50	75	100
Stauhöhe Oberwasser h [m]	0,62	1,24	1,86	2,48
Schützdurchmesser d [m]	0,40	0,40	0,40	0,40
Höhe Öffnung a [m]	0,0523	0,0523	0,0523	0,0523
Fläche Öffnung A [m ²]	0,0097	0,0097	0,0097	0,0097
Verhältnis h/a [-]	11,85	23,71	35,56	47,42
Beiwert μ	0,592	0,592	0,592	0,592
Drosselabfluss Q [l/s]	20,0	28,3	34,6	40,0

Mittelwert	30,7
-------------------	-------------

Um einen maximalen Drosselabfluss von 40 l/s in die *Kleine Roth* gewährleisten zu können, muss die Öffnung des Absperrschiebers 5,23 cm betragen. Aufgrund der unterschiedlichen Füllhöhen im Regenrückhaltebecken ergibt sich ein durchschnittlicher Drosselabfluss von 30,7 l/s. Dieser wurde zuvor für die Volumenberechnung nach DWA-A 117 angesetzt.



Abflussleistung des Grabenzulaufs

Berechnungsgrundlagen

Bei Ortsbegehungen konnte ein gering ausgebildetes Gerinne festgestellt werden. Dies soll im Zuge der Umbaumaßnahmen ebenfalls angepasst werden. Deshalb wird nachfolgend die hydraulische Leistung des Grabens zur Bestands- und Plansituation ermittelt.

Manning/Strickler-Beiwert k_{st} 30 $m^{(1/3)}/s$

Der Manning/Strickler-Beiwert wird mit $30 m^{(1/3)}/s$ gewählt, da der Zulaufbereich zum Becken mit groben Steinen ausgelegt ist.

Energieliniengefälle J_{So} 49,40 ‰

Unregelmäßigkeitsbeiwert α 0,72

Zusätzlich wird die modifizierte Manning/Strickler-Formel angewendet und der Unregelmäßigkeitsbeiwert α mit angesetzt.

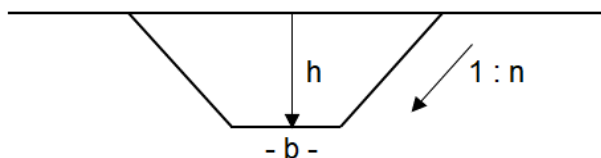
Dieser Beiwert wird für den Wasserlauf-Charakter angesetzt und mindert somit die Fließgeschwindigkeit v und folglich auch den Durchfluss Q ab.



Ist-Zustand: Berechnung der Abflussleistung bei Vollfüllung

Das Grabenprofil ist, wie auf dem Foto oberhalb erkennbar, nicht vollständig ersichtlich bzw. sind die Querschnitte unregelmäßig. Daher werden nachfolgend die Sohlbreite und die Böschungsneigung anhand von Vermessungsdaten und Fotos abgeschätzt und als Grabentiefe eine mittlere Höhe ermittelt.

Trapezgerinne mit



$b = 0,10 \text{ m}$

$n = 4,00$

$h_{\text{mittel}} = 0,23 \text{ m}$

Einleitungsstelle	-		
Form	Trapez		
Manning/Strickler-Beiwert	k_{st}	30	$m^{(1/3)}/s$
Gefälle	J_{so}	49,40	‰
Unregelmäßigkeitsbeiwert	α	0,72	-
Querschnitt	b	0,10	m
	n	4,00	-
	h	0,23	m
Leistungsfähigkeit	A	0,23	m^2
	l_u	2,00	m
	r_{hy}	0,12	m
	v_{st}	1,15	m/s
Abflussleistung bei Vollfüllung	Q	0,27	m^3/s

Abflussleistung bei Vollfüllung $Q = 0,27 \text{ m}^3/s$ im Ist-Zustand

Formeln:

Fließquerschnitt A

$$A = b * h + n * h^2$$

Benetzter Umfang l_u

$$l_u = ((h * n)^2 + h^2)^{0,5} * 2 + b$$

Hydraulischer Radius r_{hy}

$$r_{hy} = A / l_u$$

Fließgeschwindigkeit v_{st}

$$v_{st} = \alpha * k_{st} * r_{hy}^{\frac{2}{3}} * J^{0,5}$$

Plan-Zustand: Berechnung der Abflussleistung bei Vollfüllung

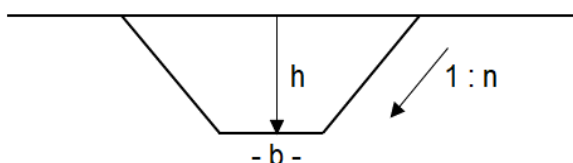
Manning/Strickler-Beiwert k_{st} 30 $m^{(1/3)}/s$

Der Zulaufbereich wird im Plan-Zustand erneut gepflastert, um eine Vernässung zu vermeiden und um den Sedimenttransport zu reduzieren.

Energieliniengefälle J_{so} 23,50 ‰

Unregelmäßigkeitsbeiwert α 0,72

Trapezgerinne mit festgelegten Abmessungen:



$b = 0,20 \text{ m}$

$n = 4,00$

$h_{\text{mittel}} = 0,42 \text{ m}$

Form	Trapez		
Manning/Strickler-Beiwert	k_{st}	30	$m^{(1/3)}/s$
Gefälle	J_{so}	23,50	‰
Unregelmäßigkeitsbeiwert	α	0,72	-
Querschnitt	b	0,20	m
	n	4,00	-
	h	0,42	m
Leistungsfähigkeit	A	0,79	m^2
	l_u	3,66	m
	r_{hy}	0,22	m
	v_{st}	1,19	m/s
Abflussleistung bei Vollfüllung	Q	0,94	m^3/s

Die Abflussleistung des offenen Grabens liegt bei Vollfüllung im Plan-Zustand bei $Q = 0,94 \text{ m}^3/s$. Damit wird die Abflussleistung des Grabens verbessert. Im Vergleich zur Bestandssituation können damit $0,67 \text{ m}^3/s$ mehr abgeleitet werden.

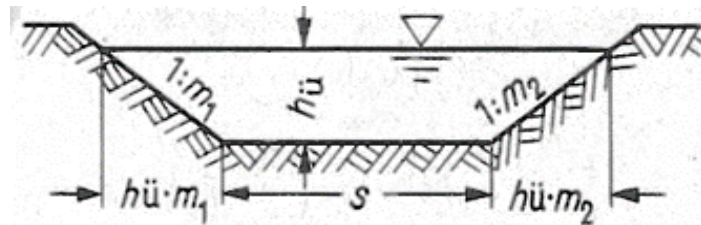
Die Abmessungen des Grabens werden so angepasst, dass die Abflussleistung einem 3-jährlichen Regenereignis mit einer Dauerstufe von 5 min beträgt. Dies entspricht einer Regenspende von $306,7 \text{ l}/(s \times \text{ha})$.

Bemessung der Überlaufschwelle

Überlaufschwelle innerhalb des Absetzbeckens

Berechnung der Überfallhöhe







Vollkommener Wehrüberfall



Formel Trapezwehr

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * \sqrt{2g} * h_{\ddot{u}}^{1,5} * (s + 4 * m * h_{\ddot{u}}/5)$$

mit $m = 0,5(m_1 + m_2)$

Kronenform		μ
	breit, waagrecht, scharfkantig	0,49 bis 0,51
	breit, waagrecht, abgerundet	0,50 bis 0,55
	vollständig abgerundet, breiter Überfall, gänzlich umgelegte Klappen, abgerundete Kanten des Wehrkörpers	0,65 bis 0,73
	scharfkantig mit Belüftung des Strahls	0,64
	dachförmig mit abgerundeter Krone	0,79
	abgerundet mit lotrechter OW-Seite und geneigter UW-Seite	0,75

Gewählt: 0,55

Bei Bemessung der Überfallhöhe der Überlaufschwelle innerhalb des Absetzbeckens ist der Zufluss aus dem Zulaufgraben maßgebend. Der maximal mögliche Grabenzulauf beträgt 0,94 m³/s. Dies entspricht in etwa einer Regenspense von 306,7 l/(s x ha).

Eingabedaten

Länge der Überlaufschwelle (gewählt)	s =	6,80	m
Überfallbeiwert (gewählt)	μ =	0,55	
Erdbeschleunigung	g =	9,81	m/s ²
Böschungsneigung (gewählt)	m = m ₁ = m ₂ =	0,00	
Überfallhöhe (gewählt)	h _ü =	0,195	m

Einsetzen in Formel

$$0,951 \frac{m^3}{s} = \frac{2}{3} * 0,55 * \sqrt{2 * 9,81 \frac{m}{s^2}} * 0,195^{1,5} * (6,80 m + 4 * 0 * 0,195/5)$$

Ergebnisse

Möglicher Abfluss über Dammscharte	Q _{mögl} =	951	l/s
------------------------------------	---------------------	-----	-----

Anforderungen

Freibordhöhe	f =	0,43	m
OK Becken über Dauerstaubereich	h _{DS} =	0,62	m

Die Breite der Überlaufschwelle entspricht der gesamten Beckenbreite. Damit kann ein Abfluss von 951 l/s über die Schwelle gewährleistet werden. Dies entspricht bei einer angeschlossenen Fläche von 2,992 ha einer Niederschlagsspende von 306,7 l/(s x ha) und damit in etwa einem 3-jährlichen Regenereignis mit einer Dauerstufe von 5 min. Dabei stellt sich eine Überfallhöhe von 19,5 cm ein.

Überlaufscharte des RRBs

Notentlastung über die Überlaufschwelle innerhalb des Drosselschachts

Bei einem Wasserspiegelanstieg im Regenrückhaltebecken kommt es ab einer Einstauhöhe über 380,55 m NHN zu einer Entlastung über die Überlaufschwelle.

Eingabedaten für einen Rechtecküberfall

Länge der Überlaufschwelle	s =	1,40	m
Überfallbeiwert (gewählt)	μ =	0,50	
Erdbeschleunigung	g =	9,81	m/s ²
Überfallhöhe	h _ü =	0,15	m

Einsetzen in Formel

$$0,120 \frac{m^3}{s} = \frac{2}{3} * 0,50 * \sqrt{2 * 9,81 \frac{m}{s^2}} * 0,15^{1,5} * 1,40 m$$

Ergebnisse

Möglicher Abfluss über Überlaufschwelle	Q _{mögl} =	120	l/s
---	---------------------	-----	-----

Notentlastung über den Drosselschacht

Sollte bei stärkeren Regenereignissen der Wasserspiegel im Becken weiter ansteigen, kann ab einer Wasserspiegelhöhe von über 380,75 m NHN das Wasser oberflächlich über die Gitterabdeckung in den Drosselschacht abfließen.

Eingabedaten

Länge der Überlaufschwelle	s =	1,90	m
Überlauf über drei Seiten möglich	3 x s =	5,70	m
Überfallbeiwert (gewählt)	μ =	0,50	
Erdbeschleunigung	g =	9,81	m/s ²
Überfallhöhe	h _ü =	0,16	m

Die Überfallhöhe entspricht dem Abstand zwischen Oberkante Drosselschacht und der niedrigsten Böschungsoberkante des Beckens.

Einsetzen in Formel

$$0,539 \frac{m^3}{s} = \frac{2}{3} * 0,50 * \sqrt{2 * 9,81 \frac{m}{s^2} * 0,16^{1,5} * 5,70 m}$$

Ergebnisse

Möglicher Abfluss über OK Drosselschacht Q_{mögl} = 539 l/s

Notentlastung über die Auslassleitung DN 800

Sohlhöhe Einlauf Auslassleitung	377,97	m NHN
Sohlhöhe Einmündung Gewässer	377,27	m NHN
Länge Auslassleitung	34,60	m

Grunddaten			
Profilart	Kreisprofil		
Betriebsart	Regen- und Mischwasser		
Rohrinnendurchmesser	d	800	mm gegeben ▼
Betriebliche Rauheit	k _b	1,5	mm gegeben ▼
Energieliniengefälle	J _E	20	Promille gegeben ▼
Kinematische Zähigkeit	ν	1,31E-6	m ² /s
Dichte des Fluids	ρ	1000	kg/m ³

Vollfüllung			
Profilhöhe	h _{Pr}	800	mm
Durchfluss	Q _v	1853,2	l/s gesucht ▼
Fließgeschwindigkeit	v _v	3,6868	m/s
Geschwindigkeitshöhe	v ² /2g	0,69279	m
Widerstandsbeiwert	λ	0,023095	
Fließquerschnitt	A	0,50265	m ²
Hydraulischer Radius	r _{hy}	0,2	m
Schubspannung	τ	39,24	N/m ²
Reynolds-Zahl	Re	2,2515E6	(turbulent)
Froude-Zahl	kann für Vollfüllung nicht angegeben werden		

Bei der bestehenden Auslassleitung DN 800 ist bei Vollfüllung ein maximaler Abfluss von 1.853 l/s möglich.

Bemessung der Tauchwand

Tauchwand innerhalb des Absetzbeckens

Die Bemessung der Tauchwand erfolgt nach DWA-A 111:

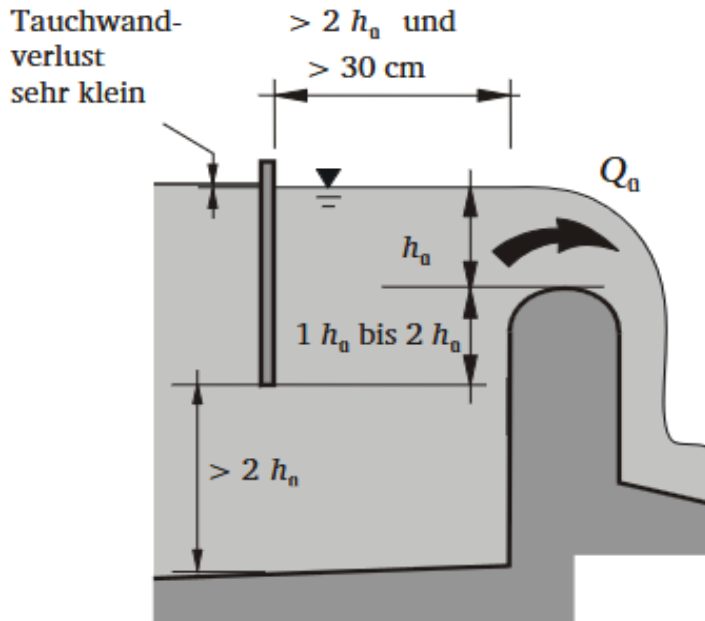


Bild 3: Tauchwand vor einem festen Wehr

Die Überfallhöhe der Überlaufscharte wurde mit $h_u = 19,5$ cm berechnet. Die Oberkante der Tauchwand befindet sich 0,62 m über der Sohle der Überlaufschwelle. Damit ist bei Überströmen der Schwelle der Rückhalt der Leichtflüssigkeiten gewährleistet. Nach der REwS muss die Unterkante der Tauchwand 40 cm in den Dauerstaubereich eintauchen. Somit befindet sich die Unterkante der Tauchwand 0,47 m unterhalb der Sohle der Überlaufschwelle. Der horizontale Abstand zur Schwelle beträgt 0,40 m.

Die Tauchwand wird vor der Überlaufscharte angeordnet. Dafür werden Bohlen aus Edelstahl an den Beckenwänden montiert. Die Gesamthöhe der Tauchwand beträgt 1,09 m.

