



Stadtbetrieb Abwasserbeseitigung Lünen AöR

www.abwasser-luenen.de

**Machbarkeitsstudie
für das geplante Baugebiet Nr. 229
„Viktoria Ost“ in Lünen**

Januar 2019

KONSTA
Planungsgesellschaft mbH

45879 Gelsenkirchen
Husemannstr. 107
Telefon 0209 / 1 55 99 0
www.konstaplan.de



Inhalt

1. Gegenstand und Veranlassung	1
2. Standortrandbedingungen	3
2.1 Topographie	3
2.2 Entwässerungssituation des Umfelds	3
2.3 Möglichkeiten der Versickerung	3
2.4 Hydraulische Vorgaben	3
3. Regenwasser- und Schmutzwasserableitung	5
3.1 Gesamtkonzept	5
3.2 Hydraulischer Nachweis des Regenwasserkanals	5
3.3 Regenwasserbehandlung und Beckenüberlaufbauwerk	6
3.6 Schmutzwasserableitung	9

Planverzeichnis

Plan Nr.:	Benennung	Maßstab
1591 -		
LP_V1	Lageplan Entwässerung Variante 1	1 : 1000

1. Gegenstand und Veranlassung

Die ehemalige Zechenfläche „Victoria I/II“ in Lünen soll erschlossen werden. Für den östlichen Teil des Viktoria-Areals ist die Aufstellung des B-Plans Nr. 229 „Victoria Ost“ von der Stadt Lünen 2018 beschlossen worden. Im Rahmen dieser Machbarkeitsstudie werden dazu unterschiedliche Entwässerungsmöglichkeiten überprüft und geplant, wobei auf der Fläche grundsätzlich eine Entwässerung im Trennsystem realisiert werden soll.

Die Gesamtfläche von etwa 23 ha umfasst die ehem. Zechenfläche im Norden einschl. des vorhandenen Parkplatzes, eine Offenland-Fläche im Südwesten sowie eine bestehende gewerblich genutzte Fläche im Südosten. Sie erstreckt sich von der Westfaliastraße im Norden bis hin zur Auenlandschaft der Lippe im Süden. Der dort vorhandene Überflutungsbereich der Lippe wird durch einen stark bewachsenen Canyon im südöstlichen Bereich geprägt, der in das B-Plangebiet hineinreicht. Die Zwolle Allee begrenzt das Erschließungsgebiet im Osten, Waldflächen und eine Bergehalde den Westen.

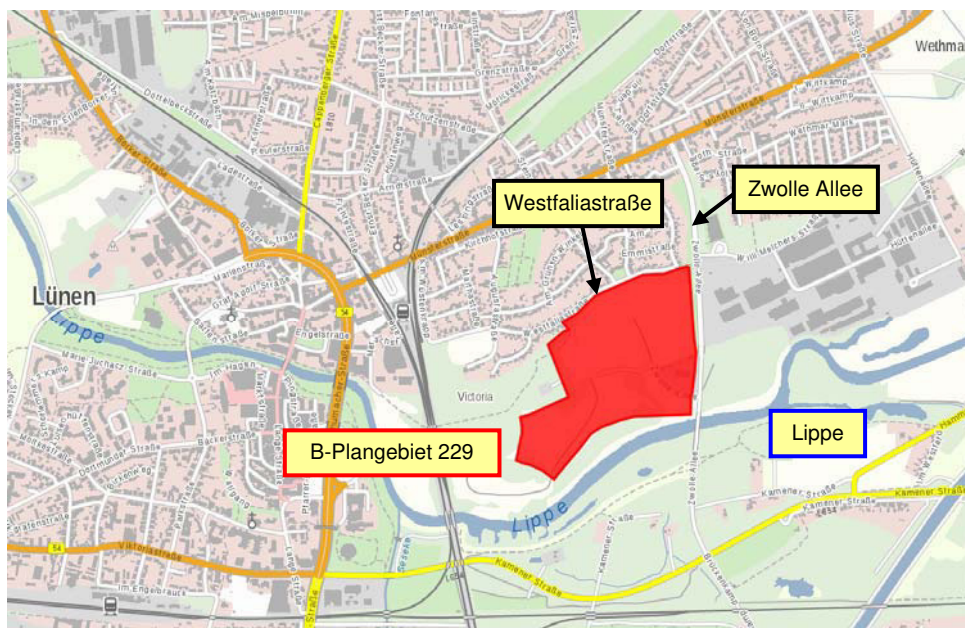


Bild 1: Übersichtsplan der Fläche „Victoria Ost“ in Lünen (Quelle: Tim-online)

Das aktuelle städtebauliche Konzept sieht auf der ehemaligen Zechenfläche eine gemischte Nutzung aus Wohnen im Norden, Gewerbe im Mittelteil und im Südosten sowie einer Forensischen Klinik im Südwesten vor. Die Zufahrt erfolgt über eine neue Einmündung in der Westfaliastraße und eine bereits vorhandene Anbindung an die Zwolle Allee.



Bild 2: Aktuelles städtebauliches Konzept „Viktoria Ost“ in Lünen

Für die geplante Flächennutzung des aktuell vorliegenden städtebaulichen Konzeptes werden in der nachfolgenden Tabelle Flächengrößen und Befestigungsgrade abgeschätzt.

Lfd.-Nr.	Benennung	Gesamtfläche [ha]	Versiegelungsgrad [%]	Versiegelte Fläche [ha]
1	Allgemeines Wohngebiet WA	1,467	60	0,880
2	Gewerbegebiet GE und GEE	6,623	80	5,298
3	Forensik	4,316	70	3,021
4	Schachtschutzbereich	0,678	100	0,678
5	IGA / Zwischennutzung	0,689	100	0,689
6	Parkplatz	1,318	100	1,318
7	RKB	0,148	100	0,148
8	Freizeitnutzung	0,288	60	0,173
9	Haupterschließungsstraße	1,487	100	1,487
10	Wege innerhalb der kanalisierten Fläche	0,486	100	0,486
1-10	Summe kanalisierte Fläche	17,500		14,179
11	Wege außerhalb der kanalisierten Fläche	0,266	-	-
12	Grünflächen	4,233	-	-
13	Canyon	0,912	-	-
11-13	Summe nicht kanalisierte Fläche	5,366		
	Gesamtsumme 1-13	22,911		

Tabelle 1: Flächennutzung „Viktoria Ost“ in Lünen

2. Standortrandbedingungen

2.1 Topographie

Die Geländehöhen der Westfaliastraße im Bereich der Zufahrt liegen bei etwa 57,50 müNN – auf der Fläche selbst liegen die Geländehöhen mehrheitlich zwischen 58 und 56 müNN. Das Gelände fällt dabei von Norden nach Süden ab, für den südlichen Anschluss an die Zwolle Allee steigt die Geländehöhe auf etwa 60 müNN.

2.2 Entwässerungssituation des Umfelds

In der Westfaliastraße im Norden der Erschließungsfläche befindet sich ein Mischwasserkanal mit Nennweiten DN 500 bis DN 700. Ein Anschluss der dort geplanten Wohnbebauung an diesen Kanal ist nicht vorgesehen, vielmehr werden die Wohnbauflächen in das geplante Trennsystem der Erschließungsfläche eingebunden.

An der Zwolle Allee befindet sich ein Entlastungskanal DN 2000 mit 2 eingehängten SW-Druckrohrleitungen. Der letzte Schacht vor Einleitung in die Lippe (Schacht Nr. 13857) könnte genutzt werden, um das aus der Erschließungsfläche abzuleitende Regen- und Schmutzwasser zu übernehmen und es dann der Lippe bzw. der vorhandenen SW-Druckentwässerung zuzuführen.

2.3 Möglichkeiten der Versickerung

Im Rahmen dieser Machbarkeitsstudie wird die Möglichkeit der Versickerung von Niederschlagswasser auf den privaten Grundstücken und auch als zentrale Anlage nicht weiter betrachtet, da von einer zu großen stofflichen Vorbelastung des Baugrundes ausgegangen wird.

2.4 Hydraulische Vorgaben

Die Kanalnennweiten werden anhand der Abflussmengen für einen 2-jährigen 10-Minuten-Regen bei maximal 90 %-iger Auslastung abgeschätzt:

Regenspende $r_{10,0,5} = 166,6 \text{ l/(s*ha)}$ (KOSTRA-DWD 2010R, Spalte 15, Zeile 47 für Lünen)

Im Rahmen dieser Machbarkeitsstudie werden für die versiegelten Flächen nachfolgende Abflussbeiwerte abgeschätzt:

Lfd.-Nr.	Benennung	A _E [ha]	Abflussbeiwert [-]	A _U [ha]
1	Allgemeines Wohngebiet WA	1,467	0,60	0,880
2	Gewerbegebiet GE und GEE	6,623	0,80	5,298
3	Forensik	4,316	0,70	3,021
4	Schachtschutzbereich	0,678	0,95	0,644
5	IGA / Zwischennutzung	0,689	0,95	0,655
6	Parkplatz	1,318	0,95	1,252
7	RKB	0,148	0,95	0,141
8	Freizeitnutzung	0,288	0,60	0,173
9	Haupterschließungsstraße	1,487	0,95	1,413
10	Wege innerhalb der kanalisierten Fläche	0,486	0,95	0,462
1-10	Summe kanalisierte Fläche	17,500		13,939

Tabelle 2: Versiegelte Flächen und Abflussbeiwerte

Aus Tabelle 2 ergibt sich für die kanalisierte Fläche insgesamt ein gemittelter Abflussbeiwert von etwa

$$\psi = 13,939 / 17,500 = 0,80.$$

Der sich daraus ergebende Gesamtabfluss beträgt für T = 10 min, n = 0,5

$$Q = 17,500 * 166,6 * 0,80 = 2333 \text{ l/s.}$$

Zur Dimensionierung der Regenwasserkanäle werden Abflussmengen für die einzelnen Haltungen ermittelt. Bei einer Überrechnung von gewerblichen Flächen und Straßen wird dabei ein gemittelter Abflussbeiwert von $\psi = 0,85$ angesetzt.

3. Regenwasser- und Schmutzwasserableitung

3.1 Gesamtkonzept

Für das aktuelle städtebauliche Konzept werden Schmutz- und Regenwasserkanäle zunächst nur in der Haupteerschließungsstraße berücksichtigt. Der Anschluss der Wohnbebauung an der Westfaliastraße erfolgt über SW- und RW-Sammelleitungen an den südlichen Grundstücksgrenzen, die dann in den Kanal der nördlichen Haupteerschließungsstraße einleiten. Als Trasse der Sammelleitungen wäre ein zusätzlicher Fuß- und Radweg zwischen der Wohnbebauung und den gewerblichen Flächen denkbar. Für den Anschluss der Forensischen Klinik werden SW- und RW- Kanäle in der nördlichen Zuwegung berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, dass für diesen Teil der Erschließungsfläche eine Anhöhung des Geländes erforderlich ist. Die Anfangshaltungen in der Zuwegung werden mit Tiefenlagen von mindestens 2,50 m für RW und 3,00 m für SW vorgesehen. Für die bestehende gewerbliche Nutzung an der Zwolle Allee sowie die schon vorhandene Straßenanbindung wird eine Umstellung auf Trennentwässerung berücksichtigt, die zugehörigen Abflüsse werden mit angesetzt.

Grundlage des Entwässerungskonzeptes ist ein digitales Geländemodell, das aus den vorhandenen Überfliegedaten der Erschließungsfläche aufgestellt wurde. Die Tiefenlage der Kanäle und Bauwerke wird näherungsweise für das DGM Urgelände abgeschätzt.

Für das Regenwasser wird eine Regenwasserbehandlung vorgesehen. Danach ist ohne Rückhaltung eine ungedrosselte Einleitung in den vorhandenen Entlastungskanal an der Zwolle Allee mit Ableitung in die Lippe geplant. Das anfallende Schmutzwasser wird einer neu zu planenden Pumpstation in der Nähe des RKB zugeführt. Die Ableitung erfolgt von dort über eine Druckrohrleitung in die vorhandene SW-Druckentwässerung im Entlastungskanal an der Zwolle Allee. Für die Einleitung von Regen- und Schmutzwasser ist dort direkt vor dem Bestandsschacht 13857 ein neues Vereinigungsbauwerk vorgesehen.

Die Regenwasserkanäle sind aus Beton und die Schmutzwasserkanäle aus Polyethylen geplant.

3.2 Hydraulischer Nachweis des Regenwasserkanals

Zur Dimensionierung der Regenwasserkanäle wird auf eine edv-gestützte stationäre und instationäre hydraulische Berechnung verzichtet. Stattdessen werden abschnittsweise Abflussmengen aus den angeschlossenen Einzugsflächen abgeschätzt und für eine 90 % Auslastung der Kanäle die Nennweiten bestimmt (Tabelle 3). Grundlage ist die Regenspende 166,6 l/(s*ha) nach KOSTRA-DWD 2010R Spalte 15 und Zeile 47 für Lünen mit $n = 0,5$ und $D = 10$ min. Die Abflussbeiwerte werden gemäß Abs. 2.4 angesetzt.

Anfangs- schacht	End- schacht	Teileinzugs- fläche ha	Abfluss- beiwert	RW-Abfluss l/s	RW-Abfluss Summe l/s	Nennweite	Gefälle ‰
RW-W.09.5	RW-W.09.2	0,451	0,60	45,08	45,08	DN 300	3
RW-W.09.2	RW-W.09	0,263	0,60	26,29	71,37	DN 400	3
RW-O.09.5	RW-O.09.3	0,417	0,60	41,68	41,68	DN 300	3
RW-O.09.3	RW-W.09	0,335	0,60	33,49	75,17	DN 400	3
RW-W.10	RW-W.09	0,029	0,95	4,59	4,59	DN 300	5
RW-W.09	RW-W.08	0,295	0,85	41,77	192,91	DN 500	5
RW-W.08	RW-W.07	0,721	0,85	102,10	295,01	DN 600	5
RW-W.07	RW-W.06	0,691	0,85	97,85	392,86	DN 700	5
RW-W.06	RW-W.05	1,019	0,85	144,30	537,16	DN 700	5
RW-W.05	RW-W.02	1,010	0,85	143,03	680,19	DN 800	5
RW-W.02.3	RW-W.02.1	1,440	0,95	227,91	596,89	DN 800	5
RW-W.02.3	RW-W.02.1	3,164	0,70	368,99	596,89	DN 800	3
RW-W.02.1	RW-W.02	1,180	0,70	137,61	734,51	DN 900	3
RW-W.02	RW-01				1414,69	DN 1000	5
RW-01.5	RW-01.2	0,304	0,95	48,11	48,11	DN 300	3
RW-01.2	RW-01	0,110	0,95	17,41	65,52	DN 400	3
RW-O.07	RW-O.06	1,116	0,85	158,04	158,04	DN 500	5
RW-O.06	RW-O.05	0,816	0,85	115,55	273,59	DN 600	5
RW-O.05	RW-O.03	1,483	0,85	210,01	483,60	DN 700	5
RW-O.03	RW-O.02	0,139	0,60	13,89	497,49	DN 700	5
RW-O.02.4	RW-O.02.2	0,094	0,95	14,88	14,88	DN 500	5
RW-O.02.3	RW-O.02.2	1,553	0,85	219,92	219,92	DN 500	5
RW-O.02.2	RW-O.02	0,019	0,95	3,01	237,80	DN 500	5
RW-O.02	RW-01	0,841	0,85	119,09	854,39	DN 900	5
RW-01	BÜ				2334,61	DN 1200	5
BÜ/RKB	RRB/Bestand				2334,61	DN 1200	5
Summe		17,490		2334,61			

Tabelle 3: Überschlägige Ermittlung der Kanalnennweiten

3.3 Regenwasserbehandlung und Beckenüberlaufbauwerk

Vor Einleitung des Niederschlagswassers in die Lippe erfolgt eine Regenwasserbehandlung. Das Regenklärbecken wird gemäß Runderlass des MURL als nicht dauerbespanntes Becken unter Ansatz eines erforderlichen Volumens für die behandlungsbedürftigen (10m³/ha) und nicht behandlungsbedürftigen (5 m³/ha) Flächen sowie einer zulässigen Oberflächenbeschickung beim kritischen Regenwasserzufluss ($r_{krit} = 15 \text{ l}/(\text{s} \times \text{ha})$) von 10 m³/(m² x h) bemessen.

Die Größe des Einzugsgebietes beträgt ca. 17,5 ha. Unter Ansatz eines mittleren Abflussbeiwertes von 0,80 ergibt sich eine undurchlässige Fläche A_u von etwa 14 ha und ein erforderliches Beckenvolumen von ca. 140 m³. Unter Einhaltung der zulässigen Oberflächenbeschickung ist eine Grundfläche von etwa 76 m² erforderlich, die mit 16 m x 5 m gewählt wurde.

Der Klärüberlauf wird für die zulässige Drosselabflussmenge $Q_{zul, Dr}$ bemessen. Diese ergibt sich als maßgebende Ermittlung aus der zulässigen horizontalen Fließgeschwindigkeit und dem durchströmten Beckenquerschnitt zu 222,1 l/s und stellt die Beckendurchflussmenge dar.

Bemessung eines Regenklärbeckens, ohne Dauerstau (Runderlass MURL / 26.5.2004)				
Projekt:	Viktoria Ost, Lünen			
hier:	RKB			
Vorgaben:				
nicht ständig gefülltes Becken	bezogen auf befestigte Fläche			
Nutzvolumen gemäß Runderlass	10 m³/ha		behandlungsbedürftig	
	5 m³/ha		nicht behandlungsbedürftig	
bei Beckenfüllung Durchströmung wie ständig gefülltes RKB				
ständig gefülltes Becken				
Zulässige kritische Regenspende	$r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$		behandlungsbedürftig	
	$r_{krit} = 5 \text{ l/(s*ha)}$		nicht behandlungsbedürftig	
Zulässige Oberflächenbeschickung (bei r_{krit})	$q_a = 10 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{h})$			
Beckenmindesttiefe	keine Vorgabe			
horizontale Fließgeschwindigkeit	$\leq 0,05 \text{ m/s}$			
Regenspende (KOSTRA S15, Z47, Lünen), $n=1, T=15$	$r_{15,n=1} =$	108,90 l/(s*ha)		
Regenspende (KOSTRA S15, Z47, Lünen), $n=0,5, T=10$	$r_{10,n=0,5} =$	166,60 l/(s*ha)		
Eingabewerte:				
	Gewerbe			gesamt (ha)
Angeschlossene Flächen (m²)	175.000			17,500
Abflussbeiwerte	0,80			0,80
undurchlässige Fläche	Au, Behandlung	14,00 [ha]	behandlungsbedürftig	
	Au, ohne Behandlung	0,000 [ha]	nicht behandlungsbedürftig	
	Summe Au	14,000 [ha]		
Zuflussmenge RKB	$Q_{10,n=0,5}$	2332,4 [l/s]		
gewählte Beckenabmessungen				
Breite	B	5 [m]		
Tiefe (Vorgabe)	H	2 [m]		
Länge	L	16 [m]		
UK Tauchwand unter Dauer-WSP	h	0,55 [m]	Höhe Auffangraum i.O.	
Dicke der Tauchwand	d_{Tauch}	0,01 [m]		
erford. Auffangraum Leichtflüssigkeiten	V_{Leicht}	30 [m³]		
Abstand Tauchwand von KÜ-Schwelle	$a_{KÜ-Tauch}$	2 [m]		
Berechnung:				
erforderliches Beckenvolumen	$V_{erf} = A_{erf} \times (10 \text{ bzw. } 5) \text{ m}^3/\text{ha}$	140,0 [m³]		
Vorhandenes Beckenvolumen	$V_{vorh} = A_{vorh} \times H$	159,9 [m³]	Volumen erfüllt	
bei Beckenfüllung Durchströmung wie ständig gefülltes RKB				
kritischer Regenauflauf	$Q_{krit} = r_{krit} \times A_{erf}$	210,0 [l/s]		
Erforderliche Beckenoberfläche	$A_{erf} = Q_{krit}/q_a$	75,6 [m²]		
Vorhandene Beckenoberfläche	$A_{vorh} = B \times (L - d_{Tauch})$	79,95 [m²]	Aerf \leq Avorh ist erfüllt	
Zulässiger Drosselabfluss (KÜ)	$Q_{zul, Dr} = A_{vorh} \times q_a$	222,1 [l/s]	bei $q_a = 10 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{h})$	
Vorh. horiz. Fließgeschwindigkeit	$v_{hor} = Q_{zul, Dr} / (B \times (H - h))$	0,031 [l/s]	$< 0,05$ (Nachweis erfüllt)	
Beckenüberlauf (BÜ)	$Q_{Ü} = Q_{10,n=0,5} - Q_{zul, Dr}$	2110,3 [l/s]		
erf. Höhe Leichtflüssigk.	$h_{erf} = V_{Leicht} / (B \times (L - a_{KÜ-Tauch}))$	0,43 [m]		
KONSTA Planungsgesellschaft Gelsenkirchen				25.01.2019

Tabelle 4: Bemessung des RKB nach Runderlass NRW vom 26.5.04

Für die Situation, dass der Zufluss r_{krit} überschreitet, muss die Möglichkeit eines Abschlags der Wassermenge geschaffen werden. Dazu wird direkt an dem Regenklärbecken ein Beckenüberlaufbauwerk angeordnet.

Das BÜ ist so bemessen, dass die Zulaufmenge des 2-jährigen, 10-minütigen Regens von etwa 2.333 l/s über eine Wehrschwelle zu dem Bypasskanal neben dem RKB abschlagen kann. Wie die Bemessung in Tabelle 5 ergibt, ist dafür eine etwa 6 m lange Schwelle erforderlich. Um die Wassermenge über die 6m lange Schwelle abzuleiten, stellt sich auf der Schwelle eine Überfallhöhe von 42 cm ein.

	BÜ – Bauwerk
Schwellenhöhe	ca. 54,50 müNN (BÜ-Bauwerk)
Beckenüberlaufwassermenge für $n=0,5$ ($T=10min$)	$Q_{BÜ} = 2.333$ l/s
Überfallbreite	$b_{ü} = 6,0$ m
Überfallhöhe	$h_{ü} = [Q_{ü} / (2/3 * \mu * b_{ü} * \sqrt{2g})]^{2/3}$
	$[2.338 \text{ l/s} / (2/3 * 0,5 * 6,0 \text{ m} * \sqrt{2g})]^{2/3} =$ $h_{ü} = 0,42$ m
	$h_{ü} = 54,50 + 0,42 = 54,92$ müNN
Spezifische Schwellenbelastung (gemäß ATV A 166)	Beckenüberlauf $300 \text{ l/(s*m)} < 2333 \text{ l/s} / 6 \text{ m} = 389 \text{ l/(s*m)} < 700 \text{ l/(s*m)}$
Tauchwand (gemäß DWA-A 166 für $n = 1$)	Horizontaler Abstand ($>2 \times h_{ü}$) $2 \times h_{ü} = 0,42 \text{ m} \times 2 = 0,84 \text{ m} < 1,0 \text{ m}$ (vorh.)
	$h_{ü} < \text{Eintauchtiefe} < 2h_{ü}$ $h_{ü} = 0,42 \text{ m} < 43 \text{ cm} < 2 h_{ü} = 84 \text{ cm}$

Tabelle 5: Bemessung der Überlaufschwelle des BÜ

Die dem RKB zufließende Wassermenge füllt das leere RKB auf, bis es bei dem Zufluss von maximal Q_{krit} zu einem Überlauf des geklärten Wassers über die Schwelle des RKB's kommt. Wie nachfolgend aufgeführt, ergibt sich bei der Breite des RKB von 5,0 m eine Überfallhöhe von 10 cm. Damit liegt die Schwellenhöhe im RKB niedriger als im BÜ, so dass es zu keiner nachteiligen Einstausituation kommt. Auch der nach DWA-A 166 empfohlene Abfluss von 75 l/s*m je Meter Schwelle wird eingehalten.

	RKB
Schwellenhöhe	ca. 53,32 müNN
Zulässiger Drosselabfluss	$Q_{ü} = 222,1$ l/s
Überfallbreite	$b_{ü} = 5,0$ m
Überfallhöhe	$h_{ü} = [Q_{ü} / (2/3 * \mu * b_{ü} * \sqrt{2g})]^{2/3}$
	$[222,1 \text{ l/s} / (2/3 * 0,5 * 5,0 \text{ m} * \sqrt{2g})]^{2/3} =$ $h_{ü} = 0,10$ m
	$h_{ü} = 53,42$ müNN $< 54,50$ müNN = Schwelle BÜ Trennbauwerk
Abfluss pro lfdm Schwelle	$222,1 \text{ l/s} / 5,0 \text{ m} = 44 \text{ l/(s*m)} < 75 \text{ l/(s*m)}$ gem. DWA-A 166 Klärüberlauf, gedrosselt

Tabelle 6: Bemessung der Überlaufschwelle des Klärüberlaufs im RKB

3.6 Schmutzwasserableitung

Die Entwässerungskonzeption sieht vor, das Schmutzwasser einer neu zu planenden SW-Pumpstation zuzuführen, die über eine neue Druckrohrleitung in die bestehende Druckentwässerung an der Zwolle Allee einleitet. Die Berechnung der SW-Abflussmenge wird für die Wohnbauflächen, die Forensische Klinik und die gewerblichen Flächen ermittelt:

Wohnbaufläche:	1,467 ha (ca. 60 % Versiegelung)
Forensik:	4,316 ha (ca. 70 % Versiegelung)
Gewerbe:	17,500 - 1,467 - 4,316 = 11,717 ha (ca. 80 – 100 % Versiegelung)

Zur Abschätzung der Schmutzwassermenge wurden folgende Ansätze zugrunde gelegt:

- Häuslicher Schmutzwasserabfluss 4 l/s x 1000 E (DWA-A 118)
- Betriebliches Schmutzwasser Gewerbe für Kanalbemessung $q_G = 0,50 \text{ l/(s*ha)}$
(nach DWA-A 118 entspricht dies Betrieben mit einem mittleren Wasserverbrauch)
- Fremdwasserabfluss $q_F = 0,05 \text{ l/(s*ha)}$ (nach DWA-A 118: 0,05 – 0,15 l/(s*ha))
- Unvermeidbarer Regenabfluss im Schmutzwasserkanal $q_{R,Tr} = 0,05 \text{ l/(s*ha)}$

Der Anteil $q_{R,Tr}$ nach DWA-A 118 beinhaltet den Regenwasseranteil, der aus den Straßenflächen über die Schachtabdeckungen dem Schmutzwasserkanal zulaufen kann. Da hier für die Schmutzwassermenge sowohl Grundstücks- als auch Straßenflächen angesetzt werden, wird der Anteil um den Faktor 10 gegenüber der DWA-A 118 reduziert. Damit wird berücksichtigt, dass die öffentlichen Straßenflächen etwa 10% der Gesamtfläche ausmachen.

Die Berechnung der gewerblichen Schmutzwassermenge erfolgt somit für eine Wasserspende von

$$q_T = 0,50 + 0,05 + 0,05 = 0,60 \text{ l/(s*ha)}$$

und liefert für die etwa 11,72 ha große Fläche einen maximalen Abfluss von

$$Q_T = 11,72 \text{ ha} * 0,60 \text{ l/(s*ha)} = 7,03 \text{ l/s}$$

Da zur Forensischen Klinik keine näheren Angaben bekannt sind, wird die Schmutzwassermenge zunächst auch mit den Ansätzen für gewerbliche Flächen abgeschätzt. Die etwa 4,3 ha große Fläche liefert einen Abfluss von

$$Q_T = 4,3 \text{ ha} * 0,60 \text{ l/(s*ha)} = 2,58 \text{ l/s}$$

Zur Abschätzung der Schmutzwassermenge aus dem Wohngebiet kann gemäß DWA-A 118 bei Fehlen ortsspezifischer Angaben für den stündlichen Spitzenwert des häuslichen Schmutzwassers ein Bemessungswert von 4 l/s x 1000 E angenommen werden. Für die Dimensionierung der Abwasserkanäle müssen die Tagesschwankungen bei der Ermittlung des spezifischen Spitzenabflusses berücksichtigt werden. Der stündliche Spitzenabfluss liegt nach DWA-A 118 zwischen 1/8 (ländlichen Gebieten) und 1/16 (Großstädte) des Tageswertes.

Bei Annahme von 150 E/ha werden für das Wohngebiet mit ungefähr 1,5 ha etwa 225 Einwohner geschätzt.

Damit ergibt sich der Spitzenabfluss zu:

$$\text{Spitzenabfluss } Q_{T,x} = Q_{H,x} + Q_F + Q_{R,Tr}$$

$$Q_{H,x} = 225 \text{ E} / 1000 \text{ E} * 4 \text{ l/s} = 0,90 \text{ l/s}$$

$$Q_F = 1,5 \text{ ha} * 0,05 \text{ l/(s*ha)} = 0,08 \text{ l/s}$$

$$Q_{R,Tr} = 1,5 \text{ ha} * 0,05 \text{ l/(s*ha)} = 0,08 \text{ l/s}$$

$$\Rightarrow Q_{T,x} = 0,90 \text{ l/s} + 0,08 \text{ l/s} + 0,08 \text{ l/s} = 1,06 \text{ l/s für das gesamte Wohngebiet}$$

Der mittlere Abfluss kann dann entsprechend abgemindert werden, wobei für Lünen ein Wert von 1/14 als stündlicher Spitzenabfluss unterstellt wird. Damit ergibt sich für den konstanten, mittleren Abfluss zur Kläranlage:

$$\text{Mittlerer Abfluss } Q_T = Q_H + Q_F + Q_{R,Tr}$$

$$Q_H = 0,90 * 14 / 24 = 0,53 \text{ l/s}$$

$$Q_F = 1,5 \text{ ha} * 0,05 \text{ l/(s*ha)} = 0,08 \text{ l/s}$$

$$Q_{R,Tr} = 1,5 \text{ ha} * 0,05 \text{ l/(s*ha)} = 0,08 \text{ l/s}$$

$$\Rightarrow Q_T = 0,53 \text{ l/s} + 0,08 \text{ l/s} + 0,08 \text{ l/s} = 0,69 \text{ l/s für das gesamte Wohngebiet}$$

Ein Schmutzwasseranfall von 150 l/(E*d) wird dabei nicht unterschritten:

$$\text{stündlicher Spitzenabfluss } Q_{H,x} = 225 \text{ E} * 150 \text{ l/(E*d)} / (14 * 60 * 60 \text{ s}) = 0,67 \text{ l/s} < 0,90 \text{ l/s}$$

$$\text{mittlerer Abfluss } Q_H = 225 \text{ E} * 150 \text{ l/(E*d)} / (24 * 60 * 60 \text{ s}) = 0,39 \text{ l/s} < 0,53 \text{ l/s}$$

In der Summe wird für die Gesamterschließungsfläche nachfolgende SW-Abflussmenge abgeschätzt:

$$Q_{SW} = 7,03 + 2,58 + 1,06 = 10,67 \text{ l/s}$$

Die Schmutzwasserpumpstation wird in der Nähe des Regenklärbeckens vorgesehen:

$$\text{GOK: ca. 56,80 mÜNN}$$

$$\text{KSzu: ca. 52,10 mÜNN}$$

$$\text{Sohle PS: ca. 50,60 mÜNN}$$

Es werden zwei Pumpen in Nassaufstellung mit wechselweisem Betrieb vorgesehen. Bei einer Sicherheit von 50 % ergibt sich in etwa eine Fördermenge von

$$Q_{PS} = 1,50 * 10,7 = 16 \text{ l/s}$$

Gelsenkirchen, im Januar 2019

KONSTA Planungsgesellschaft mbH

gez. Dipl.-Ing. C. Hieke

gez. Dr.-Ing. P. Demmert