

**Machbarkeit einer Regenentwässerung des
geplanten Gewerbegebietes Tetekum-
Buschkämpe in Lüdinghausen**
Erläuterungsbericht
Vorabzug mit zwei Beckenstandorten



U Plan GmbH
Stuttgarterstraße 3
44143 Dortmund
tel. 0231/5311055
fax 0231/5311057

Inhalt

	Abschnitt	Seite
1.	Veranlassung	3
2.	Wasserwirtschaftliche Rahmenbedingungen	5
2.1	Gewässernetz	5
2.2	Höhensituation Gelände	7
2.3	Höhensituation Graben	8
2.4	Ablaufkapazität des Buschkämpegrabens	11
2.5	Einzugsgebiet des Buschkämpegrabens	12
2.6	Natürliche Abflüsse	13
2.6.1	Hochwasserlaufzeiten	13
2.6.2	HQ100 nach SCS-Verfahren	14
2.6.3	HQ100 eingeordnet in die Anpassungskurven	14
2.6.4	HQ1-Abfluss-Spende	15
2.6.5	Hochwasserstatistik und Drosselmenge	16
2.7	Kapazität des Buschkämpegrabens	17
2.8	Fazit zu den wasserwirtschaftlichen Rahmenbedingungen	18
3.	Regenrückhaltung	19
3.1	Vorabstimmung	19
3.2	Flächen und Abflussbeiwerte	20
3.3	Maßgebliche Blockregen	21
3.4	Rückhaltevolumina in erster Näherung bei Südumgehung	22
3.5	Rückhaltevolumina in erster Näherung ohne Südumgehung	23
3.6	Umsetzung der Drosselung	24
3.7	Reale Beckengeometrie	25
3.8	Regenklärbecken	27
4.	Regenwasserkanalnetz	28
4.1	Vorüberlegungen	28
4.2	Vorbemessung der Schlusshaltung	28
4.3	Prüfung der Nord-Süd-Achse	29
4.4	Haltungen östliche Erschließungsstraße	30
4.5	Fazit Kanalnetz	31

Machbarkeit einer Regenentwässerung des geplanten Gewerbegebietes Tetekum-Buschkämpfe in Lüdinghausen

Erläuterungsbericht

Vorabzug mit zwei Beckenstandorten

1. Veranlassung

Die mittlerweile vollständige Erschließung der Geländeachse zwischen Dortmund-Ems-Kanal und Eisenbahnlinie zwischen Seppenrader Bach und Hanrottgraben führt dazu, dass zusätzlicher Gewerbeflächenbearbeitung nur noch weiter südlich gedeckt werden kann – vgl. Abb. 1:

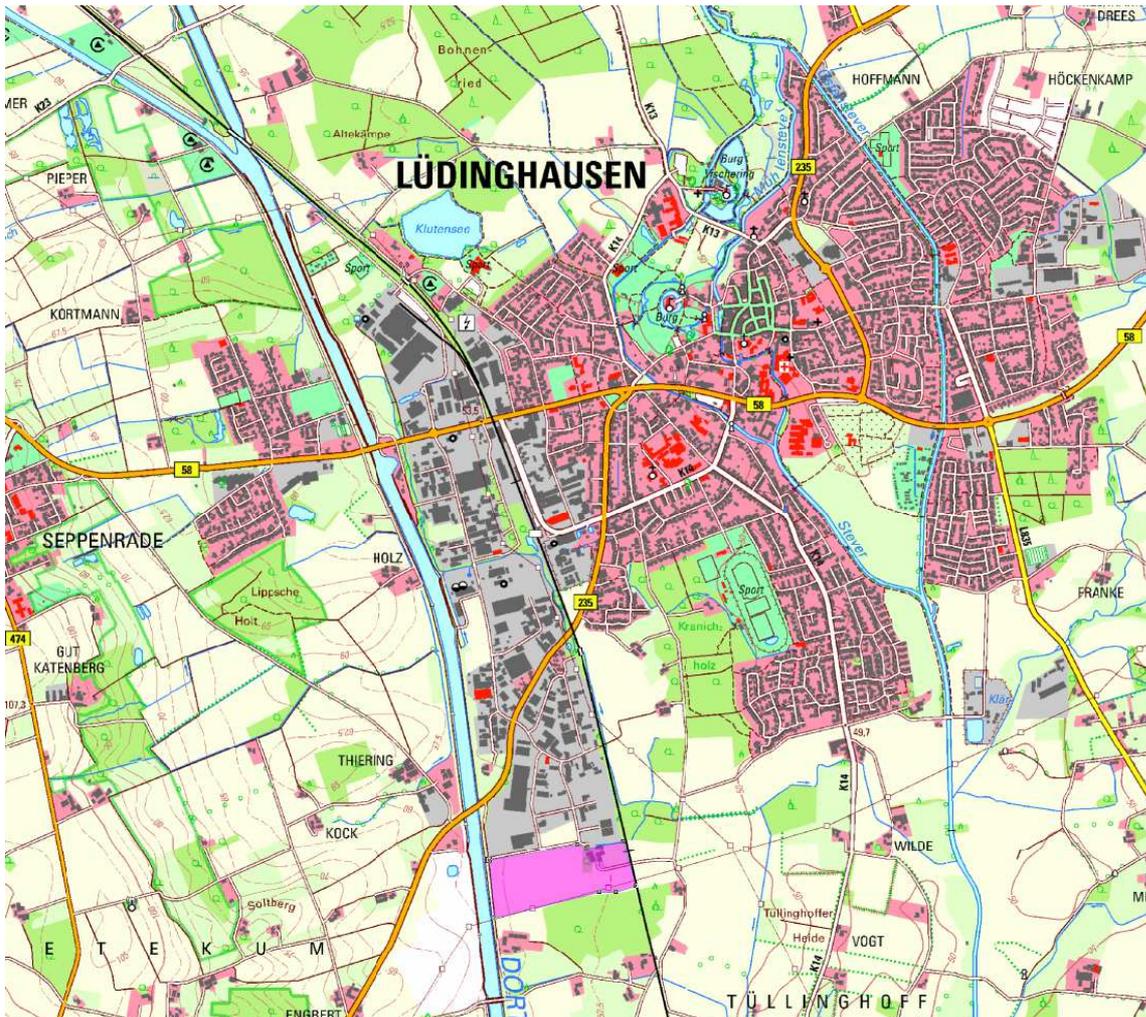


Abb. 1: Gewerbegebietskorrridor in grau zwischen Kanalbrücke der DB-Bahnstrecke und im Süden dem Hanrottgraben; in magenta das Brutto-Baufeld für die beabsichtigte Erweiterung der Gewerbeflächen

Zu überprüfen ist die mögliche Ableitung des Regenwassers zum Teil ggf. noch in Richtung des bestehenden RRBs Tetekum-Süd und zum anderen und zum größten Teil über ein oder mehrere Regenrückhaltebecken nach Südosten über vorhandene Gräben in Richtung der Stever südöstlich von Tüllinghoff.



Abb. 2: Verschnitt des Bebauungsplanentwurfs mit der Grundkarte und der darauf dargestellten heutigen Situation

2. Wasserwirtschaftliche Rahmenbedingungen

2.1 Gewässernetz

Im Bereich um den historisch schon bekannten Hof Hanrott gab es historisch kleinere Bäche, da der Seppenrader Höhenrücken nach Westen und Osten zahlreiche schmale Einzugsgebiete bewirkt und in der Folge meist nur kleine Fließgewässer entstehen:

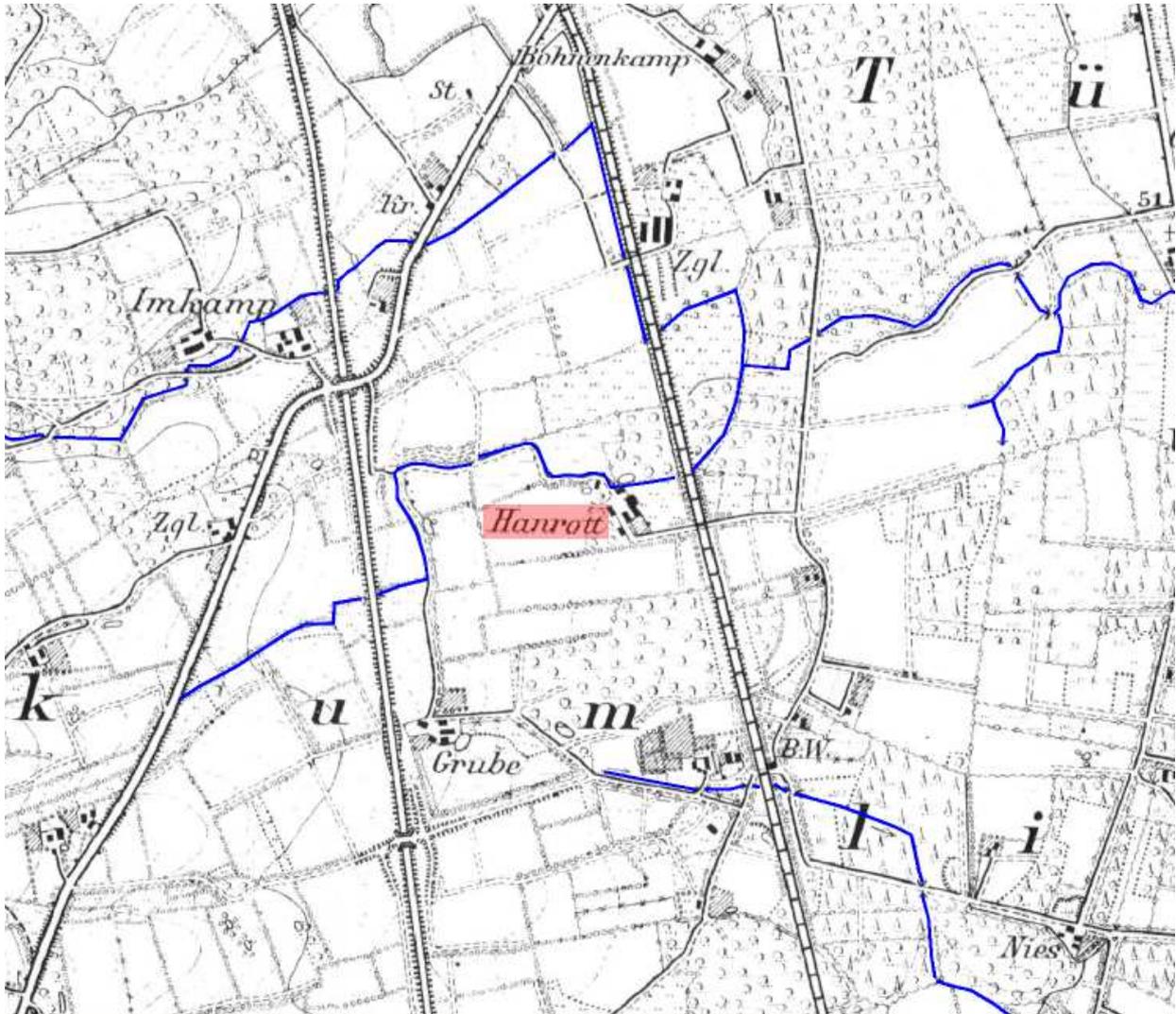


Abb. 3: Historische Gewässersituation um 1900 (bereits mit Dortmund-Ems-Kanal) rund um den Hof Hanrott und das neue Gewerbegebiet

Der Hanrottgraben wird mittlerweile nicht mehr im ursprünglichen Verlauf geführt, sondern entlang der Bahnstrecke nach Norden verzogen und mündet in den Entlastungsgraben. Der Graben südlich des geplanten Gewerbegebietes ist das erste Gewässer des Gewerbegebietkorridors, welches nicht mehr in den Entlastungsgraben mündet:



Abb. 4: Der frühere Hanrottgraben östlich der Bahnlinie, mit nur flach angelegtem Profil, da der Graben aufgegeben wurde, bevor der flächendeckende Drainageeinbau tiefere Gewässer erfordert hat



Abb. 5: Blick auf das Ostende des Buschkämpegrabens und den Bereich dessen Unterquerung der Bahnlinie; gut erkennbar die hier bereits geringen Höhenunterschiede



Abb. 6: Der für die Entwässerung entscheidende Durchlass unter der Bahnlinie für den Buschkämpegraben; auch hier gut zu sehen die geringe Eintiefung

2.2 Höhengelage

Am Fuße des Seppenrader Höhenrückens liegend verläuft das Gefälle praktisch einheitlich von West nach Osten abfallend. Angesichts der Tatsache, dass der Dortmund-Ems-Kanal bezogen auf den Seppenrader Höhenrücken knapp oberhalb dessen Fußes verläuft, nimmt das Gefälle nach Osten auch immer weiter ab, weil nur wenige hundert Meter weiter östlich schon die Steverau mit einem Höhengelage von 49 bis 50 müNN erreicht wird – vgl. Abb. 7:

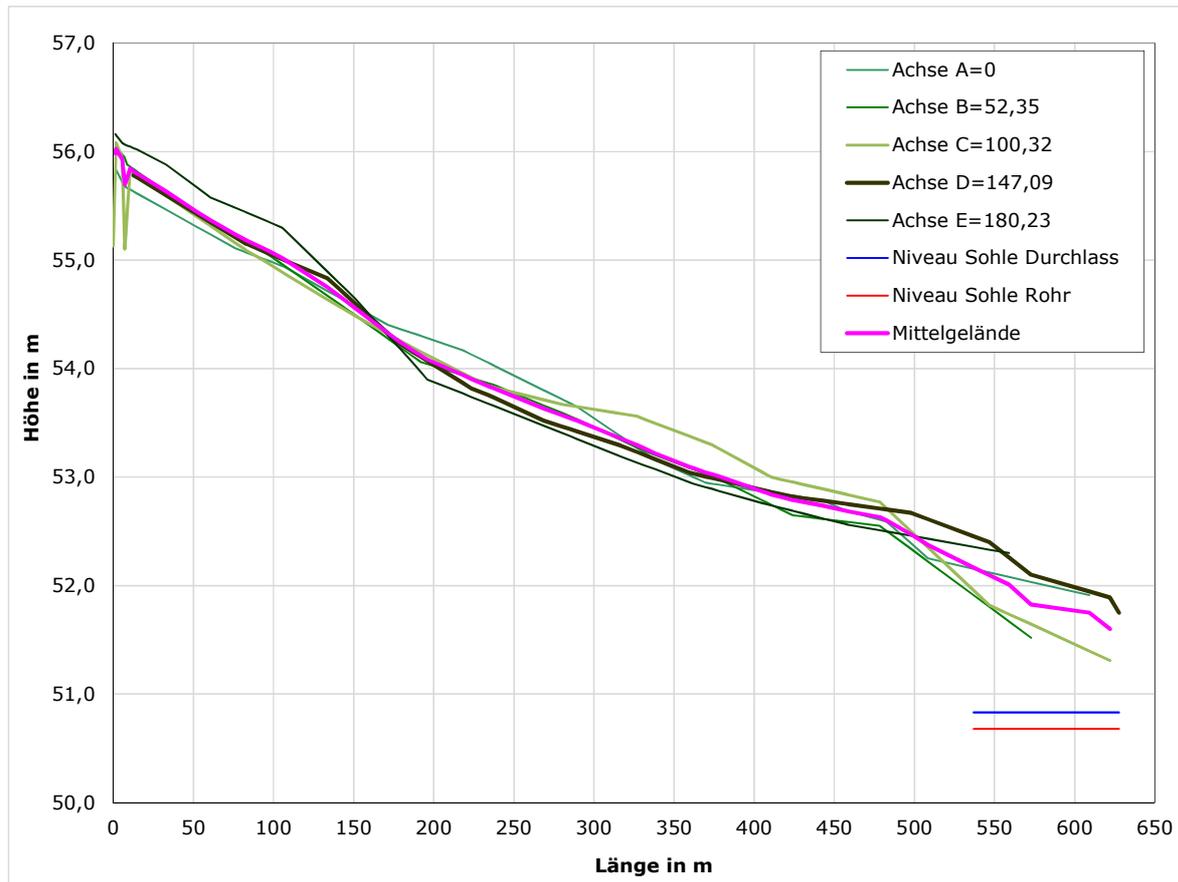


Abb. 7: Höhengelage im geplanten Gewerbegebiet; Achse A entspricht dem Nordrand des Gebietes

Zur Einordnung der Neigung ist das Gefälle gemittelt aus den fünf Geländeachsen durch das geplante Gewerbegebiet in Abb. 8 dargestellt, das Gefälle nimmt im Verlauf von 1,1 % auf unter 0,5 % ab. Markiert ist der Bereich, in welchem sich die geplante Erschließungsstraße befindet. In Bezug auf das vorzusehende RRB verläuft ein Regenwasserkanal lediglich 100 m entlang der West-Ost-Achse, aber 200 m von Nord nach Süd. Da die nördliche und die südliche Grenze des Gebietes in Bezug auf die Geländehöhen praktisch identisch sind, verringert sich das in Bezug auf die Topographie verfügbare Gefälle auf ein Drittel. Es stehen damit lediglich 0,1 bis 0,25 % für die Regenwasserableitung natürlicherweise zur Verfügung:

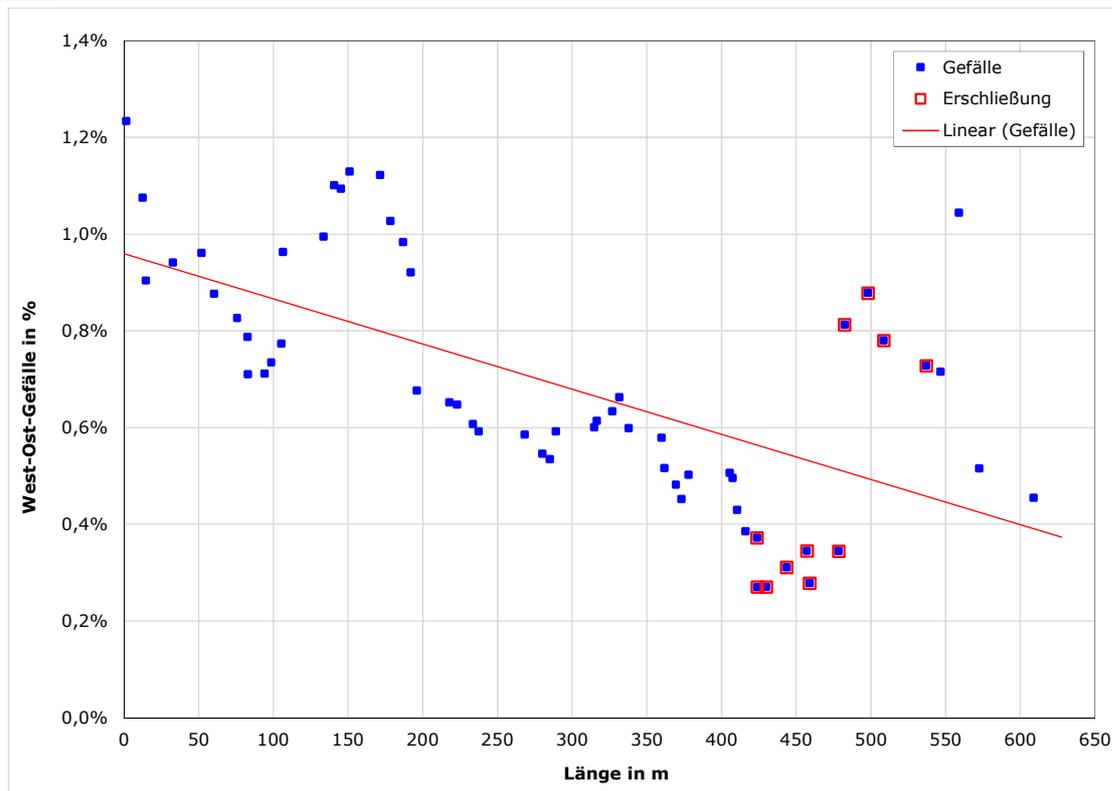


Abb. 8: Entwicklung der mittleren Geländeneigung von West nach Ost im Bereich des geplanten Gewerbegebietes, markiert ist der Bereich um die geplante Erschließungsstraße bis zur Ableitung in das RRB

2.3 Höhensituation Graben

Am Nordrand des Bebauungsplangebietes verläuft derzeit noch ein Graben, vgl. Abb. 9:



Abb. 9: Graben am Nordrand des B-Plangebietes Tetekum-Buschkämpe

Historisch ist dies der Hanrottgraben. Dieser machte am Westrand des jetzt geplanten Gewerbegebietes wie in Abb. 3 zu erkennen einen Schwenk nach Norden, der bis Anfang des 21. Jahrhunderts auch noch fortbestand und damals nördlich der Hofzufahrt Hanrott verlief, vgl. Abb. 10:



Abb. 10: Hanrottgraben 2001 am Westende des Bebauungsplangebietes; gut zu erkennen der Schwenk nach Norden

Im Zuge der Erschließung des Gewerbegebietes Tetekum-Süd wurde der Graben in seinem Nord-Süd-Teil verrohrt, so dass der Graben in diesem Bereich kein Wasser von Nord nach Süd führen muss, sondern das Gefälle sich dort im Zuge des jetzigen Bebauungsplans umdrehen lässt:



Abb. 11: Situation nach Erschließung; zu erkennen die alte Grabentrasse im Acker

Für die Umleitung des alten Hanrottgrabens zunächst nach Süden und dann bis zum bestehenden Buschkämpegraben wird eine entsprechende Parzelle benötigt, die mit Abb. 12 hergeleitet wird und im Westen einen 8 m-Streifen erfordert, der im Süden allmählich auf 5 m schrumpfen darf:

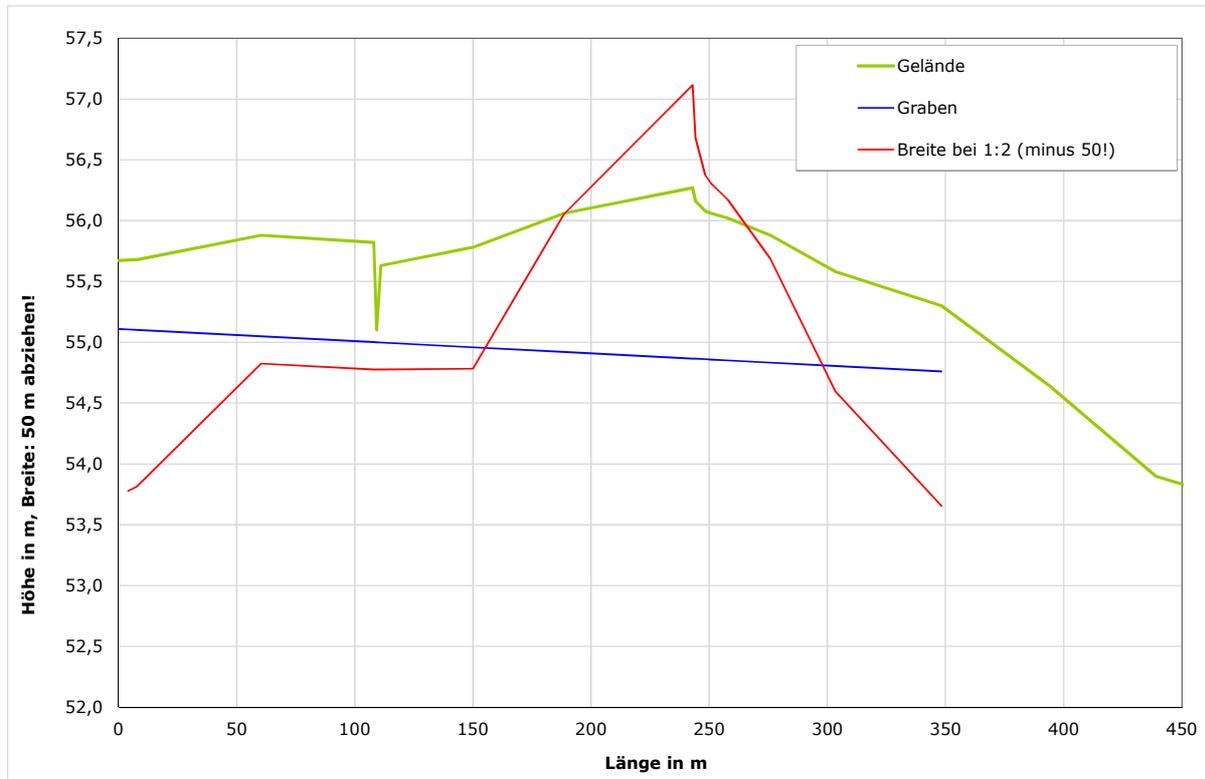


Abb. 12: Grabenplanung entlang der eingemessenen Höhen rund um das B-Plan-Gelände, nach Osten auslaufend; die rote Kurve wurde so konstruiert, dass sie die notwendige Mindestbreite der Parzelle angibt, hierfür muss der Wert aber minus 50 gerechnet werden; es zeigt sich, dass die Mindestparzellenbreite knapp 5 m beträgt und nach Südwesten auf über 7 m anwächst, dann nach Osten dem Geländegefälle folgend sich allmählich wieder reduziert

Damit ist die Entwässerung des Kanalseitenwegs gesichert, die Parzelle ist im Bauungsplan festgesetzt.

2.4 Ablaufkapazität des Buschkämpegrabens

Die Leistungsfähigkeit des RRBs wird vom Durchlass unter der Eisenbahn – vgl. Abb. 6 – bestimmt. Das Stahlrohr hat einen Durchmesser von 65 cm, ist rund 15 cm verlandet und 20 cm eingestaut. In Bezug auf den weiteren Verlauf des Grabens ist von einem mittleren Gefälle von lediglich 0,4 % auszugehen, analog zu den Erkenntnissen aus Abb. 8, die auch noch bis zur Unterquerung der Tüllinghoffer Straße zutreffen. Die Länge des Rohrs beträgt rund 7 m.

Tab. 1 zeigt die Kapazität des Durchlasses in Bezug auf die bestehende Verlandung, in Bezug auf das mittlere Fließgefälle und in Bezug auf einen Rückstau westlich des Rohres bis 30 cm über Rohrscheitel, da darüber allmählich der Bahnschotter vom Wasser erreicht würde:

Tab. 1: Durchlasskapazität unter der Bahnlinie

Bahndurchlass												
Zusatzdruck	max. Einlaufverlust	Gesamtverlust	Fließhöhe	Radius	Flutbreite	benetzter Umfang	Durchflußfläche	hydraul. Radius	Gefälle	Fließgeschwindigkeit	Kst-Wert	Q
Vollfüllung ohne Verlandung			0,650	0,325	0,00	2,04	0,33	0,16	0,400%	0,94	50,00	312,5
Anteil Verlandung			0,140	0,325	0,53	0,63	0,05	0,08	0,400%	0,61	50,00	31,8
0,000	0,019	0,019	0,650	0,325	0,00	1,95	0,28	0,14	0,400%	0,87	50,00	241,9
0,007	0,024	0,031	0,650	0,325	0,00	1,95	0,28	0,14	0,500%	0,97	50,00	270,4
0,048	0,052	0,100	0,650	0,325	0,00	1,95	0,28	0,14	1,090%	1,43	50,00	399,3
0,108	0,093	0,200	0,650	0,325	0,00	1,95	0,28	0,14	1,940%	1,91	50,00	532,7
0,167	0,133	0,300	0,650	0,325	0,00	1,95	0,28	0,14	2,784%	2,28	50,00	638,1

Der Durchlass hat damit eine Basiskapazität von knapp 250 l/s und kann bei Starkregen bis etwas über 600 l/s abführen, ohne Wasser bis in den Bahndamm zurückzustauen. Da allerdings 50 m Zuleitungsstrecke entlang der Bahn führen, ist das sinnvolle Maximum des Wasserspiegels am Durchlass bei 25 cm über Rohroberkante. Der Durchlass hat dann eine Kapazität von maximal 587,5 l/s.

Wird er wieder gereinigt, so steigt die Kapazität wie folgt an:

Tab. 2: Durchlasskapazität ohne Verlandung bis rund 700 l/s

Zusatzdruck	max. Einlaufverlust	Gesamtverlust	Fließhöhe	Radius	Flutbreite	benetzter Umfang	Durchflußfläche	hydraul. Radius	Gefälle	Fließgeschwindigkeit	Kst-Wert	Q
Vollfüllung ohne Verlandung			0,650	0,325	0,00	2,04	0,33	0,16	0,400%	0,94	50,00	312,5
0,007	0,028	0,035	0,650	0,325	0,00	2,04	0,33	0,16	0,500%	1,05	50,00	349,4
0,042	0,056	0,098	0,650	0,325	0,00	2,04	0,33	0,16	1,000%	1,49	50,00	494,1
0,112	0,113	0,225	0,650	0,325	0,00	2,04	0,33	0,16	2,000%	2,11	50,00	698,7
0,126	0,124	0,250	0,650	0,325	0,00	2,04	0,33	0,16	2,200%	2,21	50,00	732,8

Diese Kapazität ist mit dem natürlichen Abfluss im Einzugsbereich des Grabens abzugleichen, die nach einer Bebauung des Gewerbegebietes noch verbleibt.

Daraus ergibt sich direkt die zulässige Drosselmenge aus der Regenrückhaltung.

Gleichzeitig wurde eine erste Berechnung zu den rückschreitend am RRB anstehenden Wasserspiegel (bei Auslass des RRBs im Südosten) durchgeführt, die bei der späteren Berechnung die Druckdifferenz zwischen RRB und Ablaufgraben berechnen hilft:

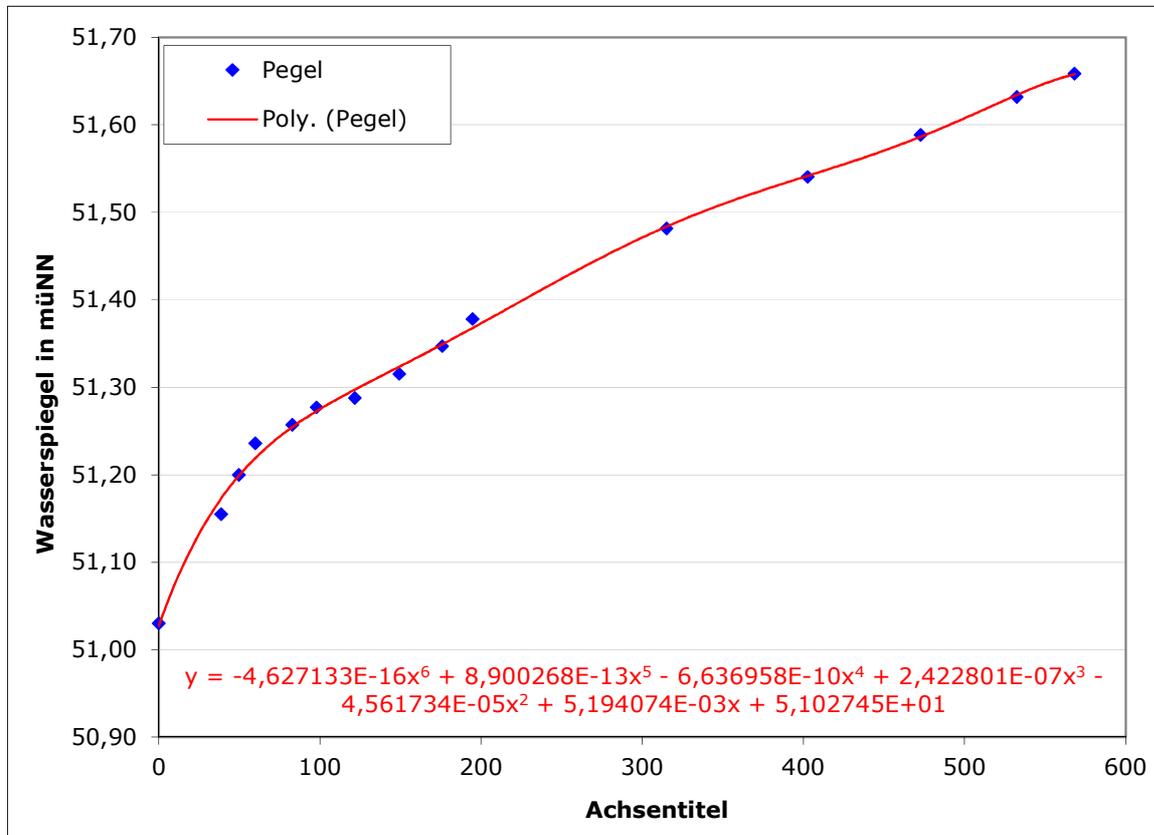


Abb. 13: Wasserspiegellagen im Südosten des Gewerbegebietes in Abhängigkeit von der Ablaufmenge

2.5 Einzugsgebiet des Buschkämpegrabens

Der Buschkämpegraben hat bis zur Bahnlinie ein nur kleines natürliches Einzugsgebiet von 11,8 ha. Wird die geplante Gewerbebaufläche sowie die Fläche für die Regenrückhaltung abgezogen, so verbleiben künftig noch 10,1 ha als natürlicher Einzugs, vgl. Abb. 14:

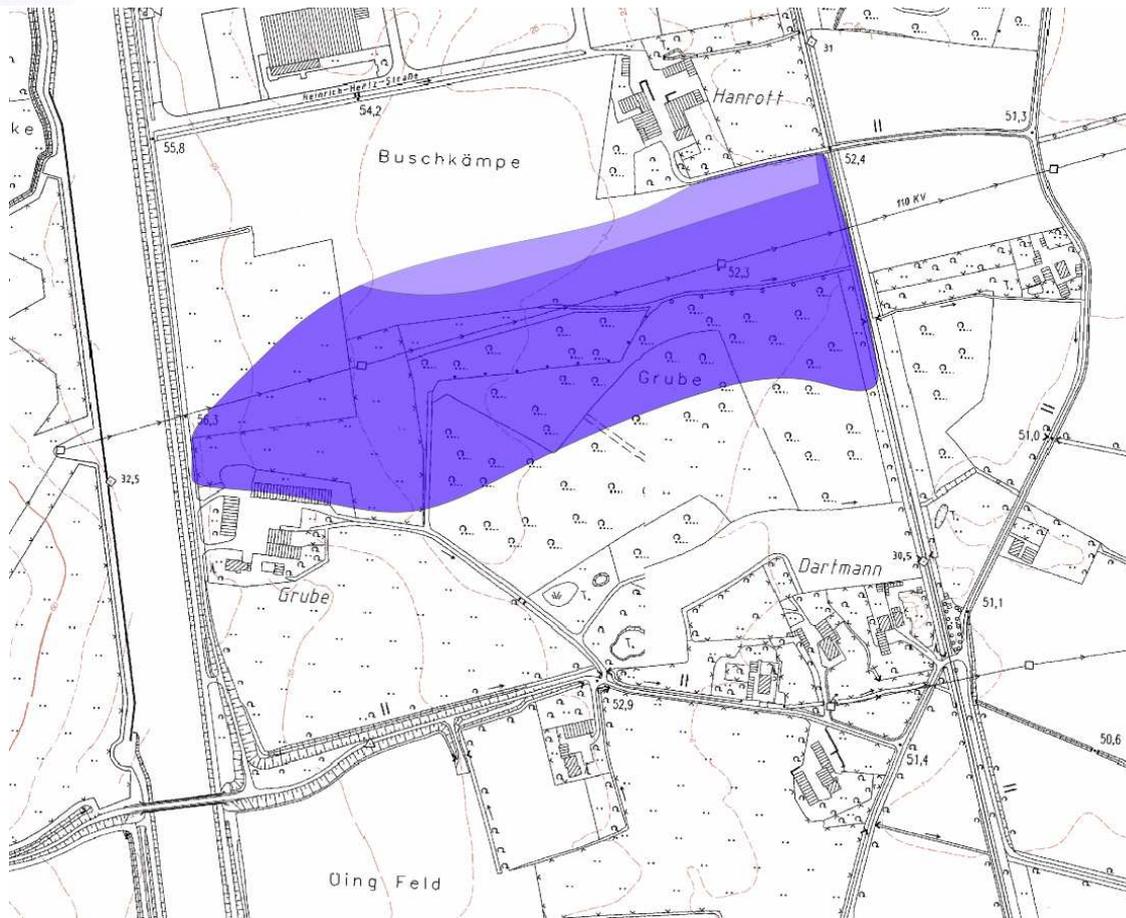


Abb. 14: Einzugsgebiet des Buschkämpegrabens vor und nach Einrichtung des Gewerbegebietes; die Fläche des RRBs ist davon noch herauszurechnen

2.6 Natürliche Abflüsse

Für das Gewässer ist aus bisherigen Hochwasserbetrachtungen eine Anpassungskurve an HQ100-Abfluss-Spenden verfügbar. Die Gewässer am östlichen Rand des Seppenrader Höhenrückens lassen sich in Bezug auf Abb. 16 hierbei den Kurven höherer Abflussspenden zuordnen, aufgrund bindiger Böden und eines Gefälles, das noch über den geringen Geländebewegungen von größeren Teilen des Münsterlandes liegt. Allerdings macht der größere Waldanteil im Einzugsgebiet des Buschkämpegrabens eine Überprüfung der Wahl der Anpassungskurve notwendig.

2.6.1 Hochwasserlaufzeiten

Die DVWK stellte eine Formel bereit, welche die Hochwasserlaufzeit in erster Näherung bestimmt. Messungen an Gewässern ergaben, dass bei stark bis völlig begradigten Gewässern die Laufzeit nach unten zu korrigieren ist:

Tab. 3: Hochwasserlaufzeit des Buschkämpegrabens bis zur Bahnlinie

Ort	Gewässer	Station oben	Station unten	Länge	Hochpunkt	Tiefpunkt	Gefälle	Laufzeit	Korrektur	Laufzeit	gerundet
		[km]	[km]	[km]	[müNN]	[müNN]	[%]	[h]	[-]	[min]	[min]
Bahn	Buschkämpegr.	0,670	0,000	0,670	56,30	50,83	0,816%	1,535	0,880	81,06	80,00

2.6.2 HQ100 nach SCS-Verfahren

Bei einem Waldanteil von 4,7 ha und den im Einzugsgebiet verbleibenden Flächen von 5,4 ha, die entweder schon Grünland sind oder sich nach Erstellung des Gewerbegebietes zu Grünland entwickeln werden, ergibt sich ein Maximalabfluss beim HQ100-Modellregen nach 262 l/s gemäß Abb. 15:

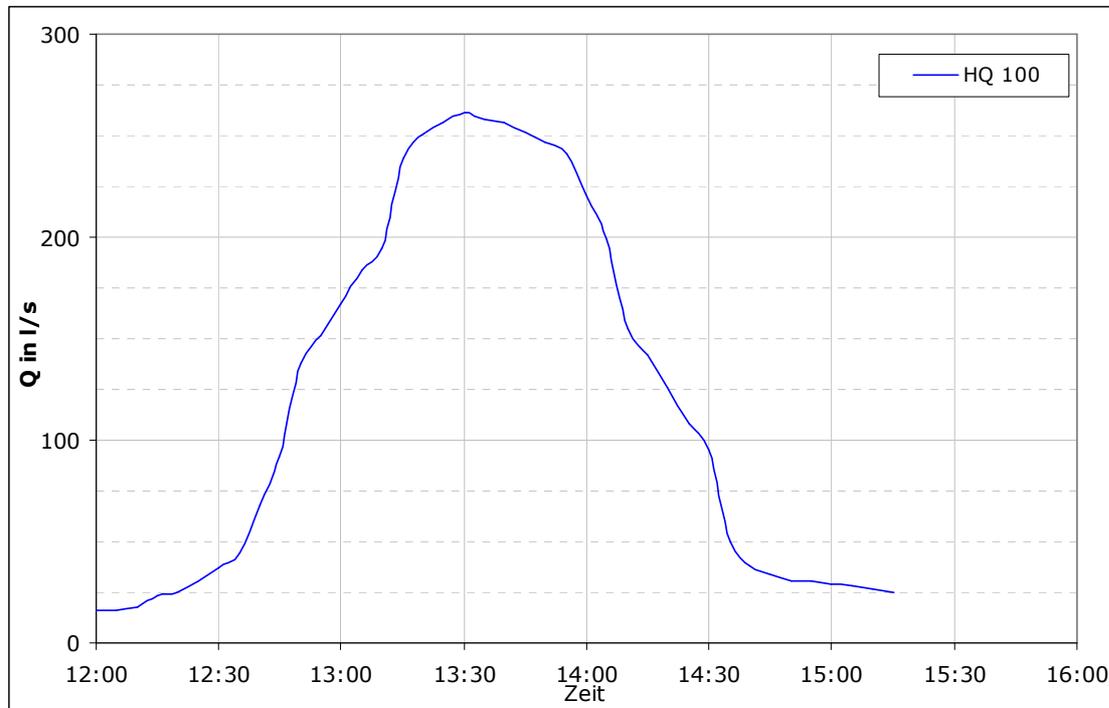


Abb. 15: Herleitung des maximalen Abflusses beim HQ100 nach SCS-Modell

2.6.3 HQ100 eingeordnet in die Anpassungskurven

Das Ergebnis nach SCS-Modell und die Anpassungskurven ergeben zusammen ein plausibles Bild: Während der Entlastungsgraben mit Seppenrader Bach, Wolfsbieke, Imkamps- und Katenbergsbach eine ganze Reihe von Bächen mit steilem, aber sehr schmalem Einzugsgebiet zusammenfasst und damit mit einem deshalb sehr kompakten Einzugsgebiet am oberen Rand der Abflussspenden liegt, liegt der Buschkämpegraben zwischen mittlerem und schmalem Einzugsgebiet. Das etwas höhere Gefälle wird durch das künftige Fehlen an Ackerland ausgeglichen, so dass die 262 l/s als plausibel einzustufen sind.

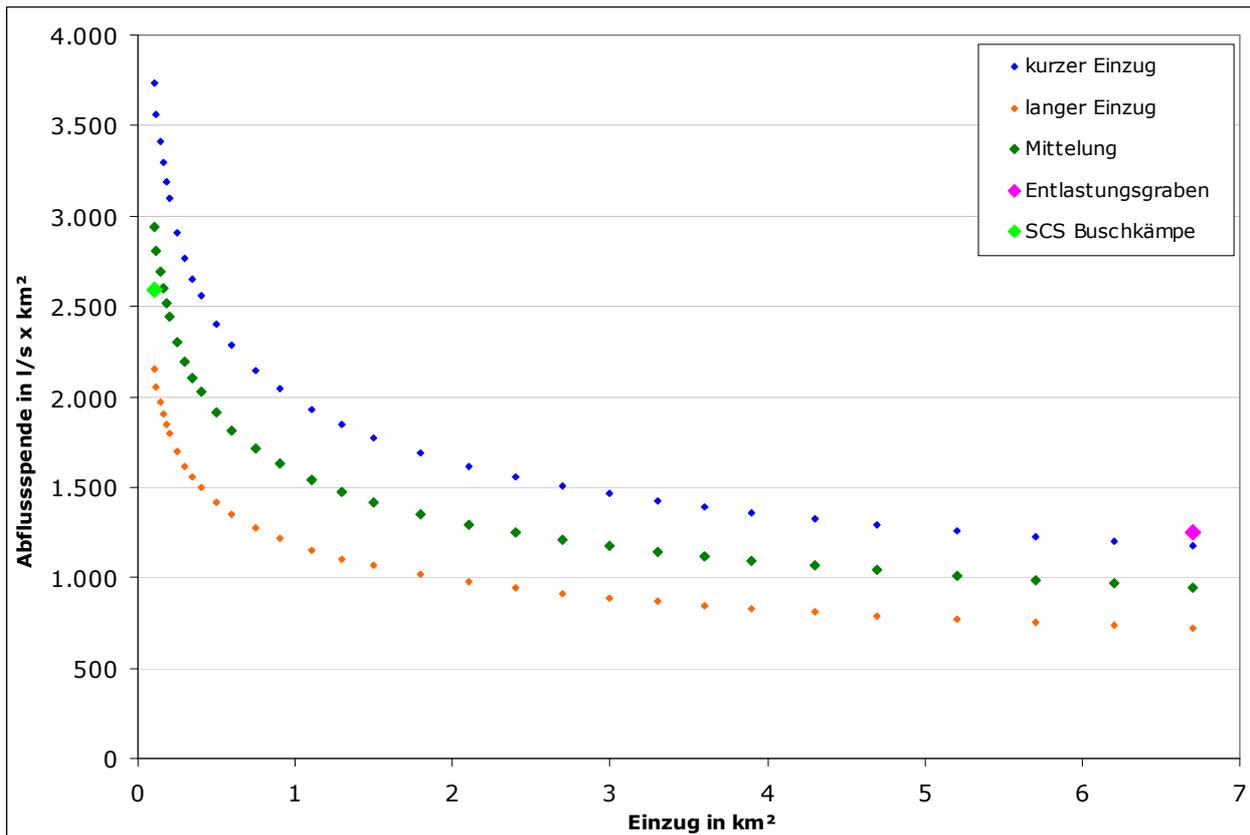


Abb. 16: HQ100-Spenden für Gewässer mit bindigen Böden und hohem Geländegefälle im Münsterland, markiert die für den Entlastungsgrabens verwendeten Werte und in grün der Ansatz in erster Näherung für den Buschkämpegraben

Wird sicherheitshalber, um derzeit nicht absehbare Entwicklungen des Einzugsgebietes im Bereich des Grünlandes zu berücksichtigen, die mittlere Anpassungskurve verwendet, leiten sich hieraus – nach Einrichtung des Gewerbegebietes – für den Buschkämpegraben 297 l/s ab. Damit verbleiben (minimal abgerundet) rund 400 l/s als HQ100-Abflussspende (und darüber hinaus) aus dem Gewerbegebiet bezogen auf die Kapazität des Bahndurchlasses. Es ist sicherlich sinnvoll, diese 400 l/s nicht voll auszunutzen, zumal der Durchlass immer mal wieder verlandet sein kann. Es ist damit besser sich auf die 340 l/s zu beschränken, die bei einem teilverlandeten Durchlass noch zur Verfügung stehen. Dann bestehen noch gut 10% an Abflussreserve.

2.6.4 HQ1-Abfluss-Spende

Da sich der Buschkämpegraben entsprechend der Anpassungskurven verhält, kann auch die Anpassungskurve an HQ1-Abflussspenden verwendet werden, vgl. Abb. 17:

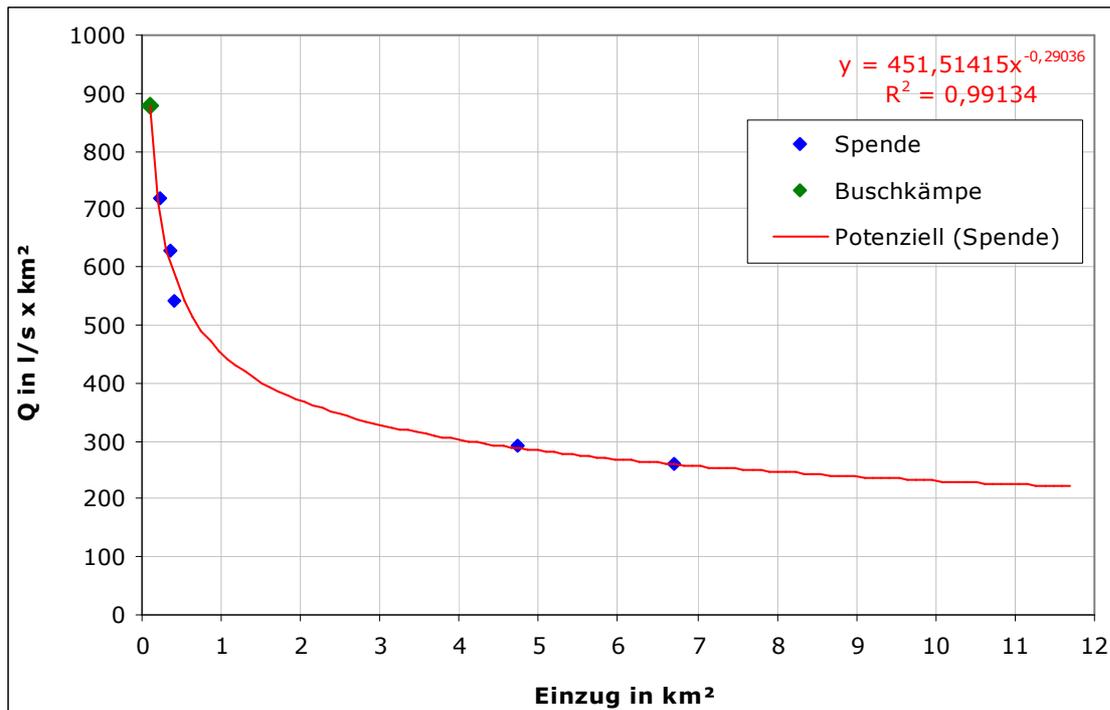


Abb. 17: HQ1-Abflussspenden in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße, für den Bahndurchlass an der Buschkämpe bedeuten das 89 l/s beim HQ1

2.6.5 Hochwasserstatistik und Drosselmenge

Aus den hydrologischen Rahmendaten ergibt sich folgende Abflussstatistik, für die sich auch die Drosselmenge für den jetzt beplanten Bereich und nach Süden zu entwässernden Teil von 10,06 ha herleiten lässt:

Tab. 4: Hochwasser- und Drosselstatistik bei Reservetrasse für die Südumgehung

HQx	Busch- kämpe	Q für 10,1 ha	Q GE für 10,06 ha	Q Summe	Kapazität Durchlass	Drossel je ha Ared
1	878,6	88,7	88,4	177,1	587,5	12,4
2	1.189,5	120,1	119,7	239,8	587,5	16,7
5	1.600,4	161,6	161,0	322,6	587,5	22,5
10	1.911,3	193,0	192,3	385,3	587,5	26,9
20	2.222,2	224,4	223,6	448,0	587,5	31,3
30	2.404,1	242,8	241,9	484,7	587,5	33,8
50	2.633,2	266,0	264,9	530,9	587,5	37,0
100	2.944,1	297,4	296,2	593,5	587,5	41,4
[a]	[l/s x km ²]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]

Die Abfluss-Statistik verändert sich wie folgt, wenn die Südumgehung aufgegeben wird und die Trasse als Gewerbegebiet umgewidmet wird:

Tab. 5: Hochwasser- und Drosselstatistik bei Gewerbe auf der Südumgehung

HQx	Busch- kämpe	Q für 9 ha	Q GE für 13 ha x 1,09	Q Summe	Kapazität Durchlass	Drossel je ha Ared
1	908,5	81,8	115,7	197,5	587,5	12,4
2	1.174,1	105,7	150,1	255,8	587,5	16,1
5	1.495,3	134,6	195,6	330,1	587,5	21,0
10	1.760,9	158,5	229,9	388,4	587,5	24,7
20	2.026,5	182,4	264,3	446,7	587,5	28,4
30	2.181,9	196,4	284,5	480,8	587,5	30,5
50	2.377,6	214,0	309,8	523,8	587,5	33,3
100	2.673,2	240,6	344,2	584,8	587,5	37,0
[a]	[l/s x km ²]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]

2.7 Kapazität des Buschkämpegrabens

Der Buschkämpegraben wurde entlang der Südostgrenze des Gewerbegebietes in seiner Sohlage aufgemessen, die Daten werden ergänzend zu Abb. 7 in Abb. 18 wiedergegeben:

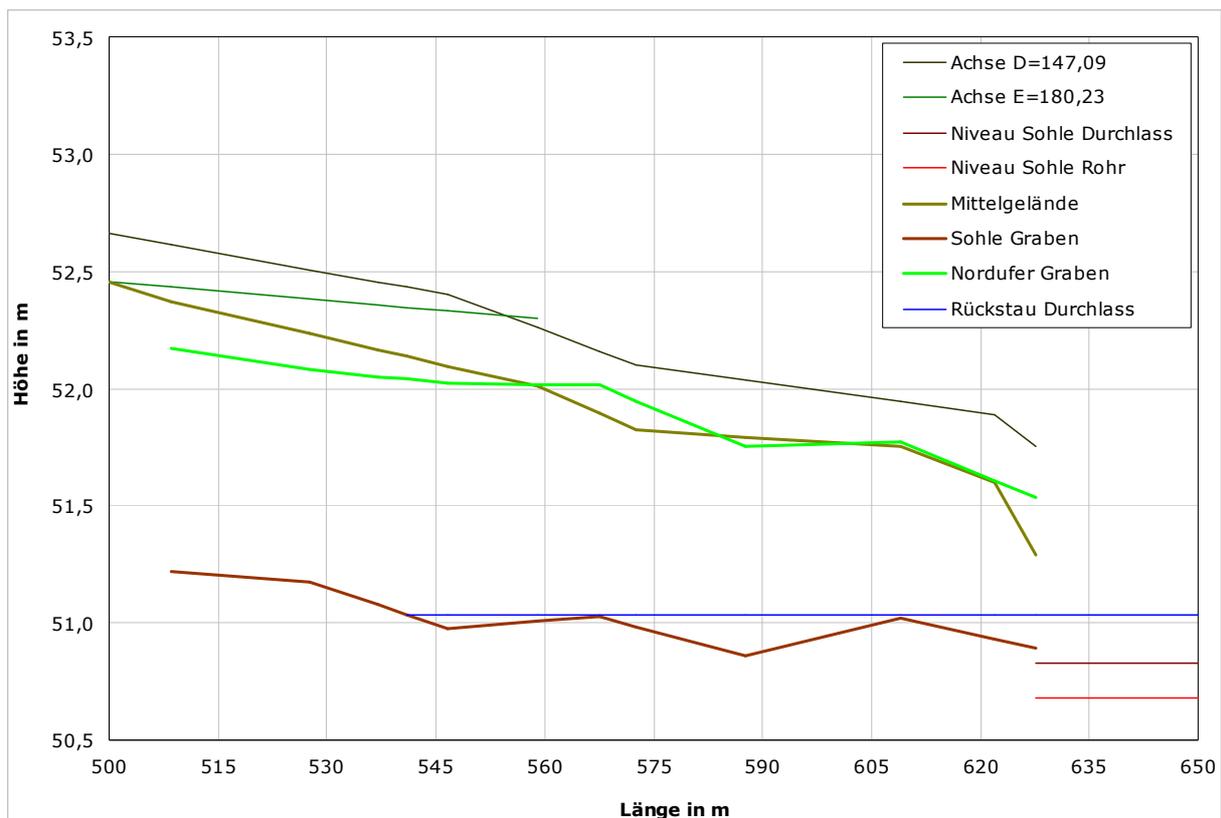


Abb. 18: Buschkämpegraben im Bereich des geplanten RRB-Standorts, ergänzt um Geländeachsen und die Höhenverhältnisse am Bahndurchlass

Bezogen auf sich bei Hochwasser einstellende Wasserspiegellagen ab 25 cm über Rohroberkante lassen sich stationär folgende Kapazitäten ermitteln, vgl. Tab. 5. Es zeigt sich, dass mit geringen Unterhaltungsmaßnahmen überall die 600 l/s bereit stellen lassen, die angesichts der Durchlasskapazitäten für den HQ100 maximal anzustreben sind:

Tab. 6: Stationäre Kapazitäten des heutigen Grabens

Station	Sohle	Ufer Nord	Tiefe	Breite	Länge bis Durchlass	Gefälle z. Durchlass	HQ-Gefälle	HQ-Pegel
0	50,89	51,54	0,643	2,550	50	0,13%	0,10%	51,681
20	51,02	51,77	0,751	2,853	70	0,27%	0,10%	51,701
40	50,86	51,75	0,892	3,248	90	0,03%	0,10%	51,721
60	51,03	52,01	0,988	3,516	110	0,18%	0,20%	51,761
80	50,97	52,02	1,050	3,690	130	0,11%	0,30%	51,821
100	51,17	52,08	0,904	3,281	150	0,23%	0,40%	51,901
120	51,22	52,17	0,950	3,410	170	0,23%	0,40%	51,981
[m]	[müNN]	[müNN]	[m]	[m]	[m]			[müNN]

Station	Fließtiefe	U benetzt	A [m ²]	r hydr	Gefälle	Manning	v	Q [l/s]
0	0,788	3,462	1,461	0,4220	0,100%	24	0,427	623,9
20	0,682	3,098	1,163	0,3756	0,100%	24	0,395	459,6
40	0,862	3,717	1,688	0,4540	0,100%	24	0,448	756,6
60	0,734	3,277	1,305	0,3984	0,200%	24	0,581	758,7
80	0,847	3,665	1,640	0,4475	0,300%	24	0,769	1.261,7
100	0,727	3,252	1,286	0,3954	0,400%	24	0,818	1.051,4
120	0,763	3,376	1,388	0,4111	0,400%	24	0,839	1.164,8
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]			[m/s]	[l/s]

2.8 Fazit zu den wasserwirtschaftlichen Rahmenbedingungen

Die Entwässerung des Gewerbegebietes über den Buschkämpegraben ist möglich, der Gesamtabfluss kann bei einer Reinigung des Durchlasses rund 700 l/s betragen, sinnvollerweise wird dieser auf rund 587,5 l/s (bei Verlandungen wie heute zu beobachten) reduziert. Der Durchlass steht dann rund 25 cm Überstau.

Für das Gewerbegebiet ergibt sich ein Abfluss von maximal 340 l/s beim HQ100 und von 116 l/s beim HQ1. Dies sind die Randbedingungen für eine Regenrückhaltung.

3. Regenrückhaltung

3.1 Vorabstimmung

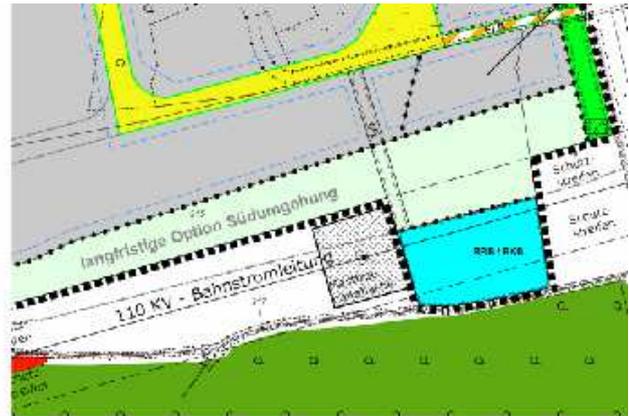
In der Vorabstimmung hat sich bereits abgezeichnet, dass für die benötigte Rückhaltung, auch aufgrund knapper Höhenverhältnisse, eine Rückhaltung von Regenwasser im Bereich des geplanten Standortes allein nicht möglich ist, vgl. Abb. 19. Eine Ausweitung im Südosten ist aber wenig sinnvoll, weil die Zulaufkanäle durch hohe Abflussmengen sehr groß werden und mit der notwendigen Überdeckung dann ein Höhenprogramm erfordern, das die Osthälfte des Baugebietes stark anheben müsste. Zudem ist die Ausweitung im Nordosten (magenta) nicht beliebig möglich, um nicht die Trasse der Südumfahrung weitgehend aufzugeben.

Zunächst wurden deshalb zwei Beckenstandorte diskutiert, um die Kanaldurchmesser verringern zu können, was allerdings zwei Regenklärbecken erfordert.

Entsprechend wird zur Minimierung der Ableitung maximaler Abflüsse eine Zuleitung weiter westlich gewählt und die beiden RRB-Flächen durch einen Ausgleichskanal rund um den Maststandort einer 110-kV-Leitung verbunden. Die Zuleitung kann ggf. kostengünstiger ggf. mit zwei Kanälen erfolgen statt mit einem sehr großen Durchmesser oder einem kostenträchtigen Kastenprofil.

Für die Rückhaltung ergeben sich damit auch noch gewisse Reserven, wie sich zeigen wird.

Abb. 19: RRB-Varianten mit Festlegung der untersten Variante nach Abwägung der Vor- und Nachteile



3.2 Flächen und Abflussbeiwerte

Die anzusetzenden Flächen für das Gewerbegebiet setzen sich für die Rückhaltung im Südosten gemäß Tab. 7 zusammen. Zu berücksichtigen ist, dass im Nordosten eine Fläche bereits von einem Busdepot bewirtschaftet wird und in Bezug auf das Regenwasser zum RRB Tetekum-Süd hin entwässert, was die Anschlussflächen nach Südosten etwas verringert:

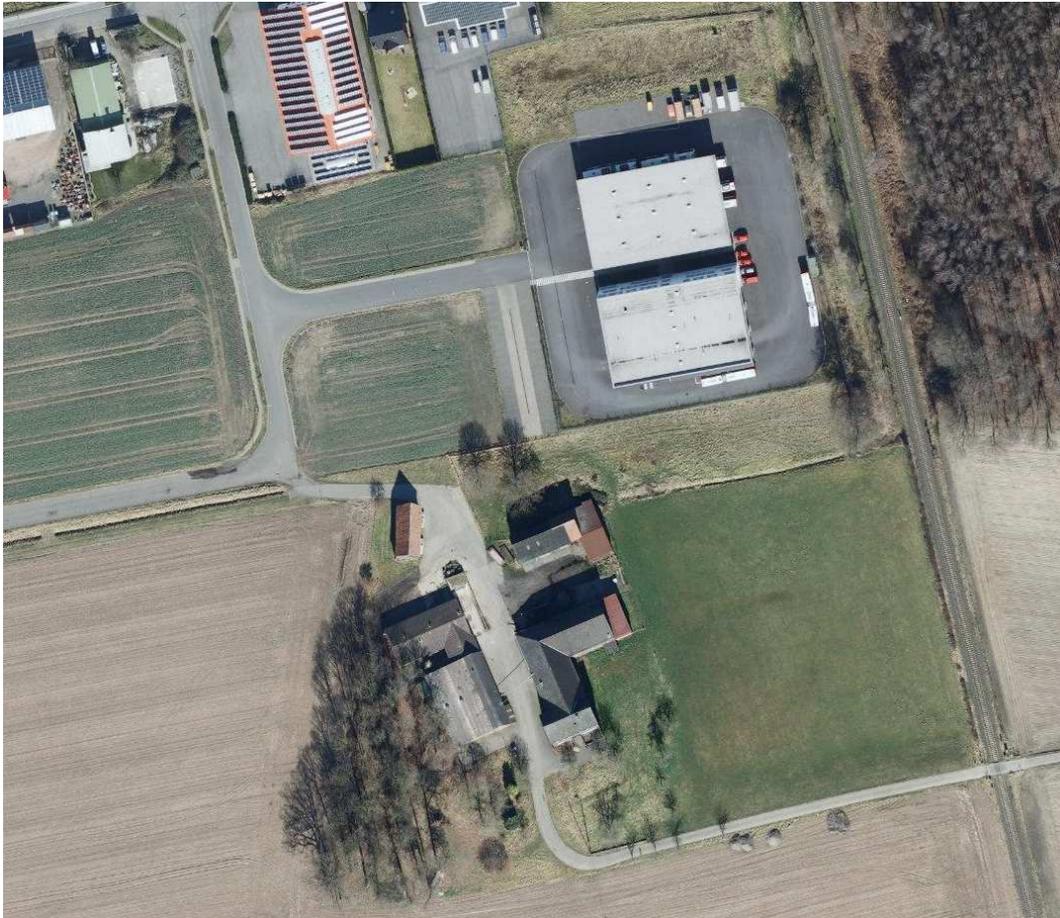


Abb. 20: Bushof nordöstlich der Hoflage Hanrott; die südliche Halle und Umfahrung sind Teil des Gewerbegebietes Buschkämpe, aber bereits nach Norden zum RRB Tetekum-Süd hin erschlossen

Tab. 7: Angeschlossene Flächen und Abflussbeiwerte ohne Trasse Südumgehung

Bereich	m ² Fläche	Beiwert	m ² Ared
GE	102.054	0,73	74.499
GE Bushof nach N	-8.805	0,80	-7.044
Straße	3.464	0,80	2.771
RRB	2.203	0,33	727
RRB Erweiterung	1.654	0,33	546
	100.570		71.500

Wird die Südumgehung nicht weiter verfolgt, erweitern sich die angeschlossenen Flächen für eine Regenrückhaltung durch die Trasse selbst und die Fläche im Südwesten, die dann auch mit genutzt werden kann, wie folgt:

Tab. 8: Angeschlossene Flächen und Abflussbeiwerte mit Trasse Südumgehung

Bereich	m ² Fläche	Beiwert	m ² A _{red}
GE	102.054	0,73	74.499
GE Bushof nach N	-8.805	0,80	-7.044
Straße	3.464	0,80	2.771
Südumgehung + SW	30.652	0,73	22.376
Abzug Schutzstreifen	-998	0,73	-729
RRB	2.203	0,33	727
RRB Erweiterung	1.654	0,33	546
	130.224		93.147

3.3 Maßgebliche Blockregen

Für die Ermittlung der Abflüsse wird die Starkregenstatistik der DWD-KOSTRA-Auswertung der Jahre 1951-2000 (neueste Auswertung) herangezogen. Nach dem dort benutzten logarithmischen Ansatz lassen sich auch Starkregen beliebiger Jährlichkeit ableiten. Insgesamt müssen aufgrund der schwierigen Verhältnisse in Bezug auf Gefälle und den Bahndurchlass Jährlichkeiten bis zu 1 x in 100 Jahren berücksichtigt werden:

Tab. 9: KOSTRA-Starkregenauswertung für Lüdinghausen

Niederschlagshöhen und -spenden für Lüdinghausen

Zeitspanne : Januar - Dezember

Rasterfeld : Spalte: 14 Zeile: 45

T	1,0		2,0		3,0		5,0		10,0		20,0		30,0		50,0		100,0	
D	hN	rN	hN	rN	hN	rN												
5,0 min	5,4	179,5	7,3	241,7	8,3	278,1	9,7	323,9	11,6	386,1	13,4	448,2	14,5	484,6	15,9	530,4	17,8	592,6
10,0 min	8,4	139,4	10,6	177,0	11,9	199,0	13,6	226,7	15,9	264,3	18,1	301,9	19,4	323,8	21,1	351,6	23,3	389,2
15,0 min	10,3	113,9	12,8	141,9	14,2	158,3	16,1	178,9	18,6	206,9	21,1	235,0	22,6	251,3	24,5	272,0	27,0	300,0
20,0 min	11,6	96,3	14,3	119,0	15,9	132,3	17,9	149,1	20,6	171,8	23,3	194,5	24,9	207,8	27,0	224,6	29,7	247,3
30,0 min	13,2	73,6	16,3	90,5	18,1	100,4	20,3	112,9	23,4	129,8	26,4	146,8	28,2	156,7	30,4	169,2	33,5	186,1
45,0 min	14,7	54,3	18,1	66,9	20,1	74,3	22,6	83,6	26,0	96,2	29,4	108,9	31,4	116,3	33,9	125,6	37,3	138,2
60,0 min	15,5	43,1	19,2	53,3	21,3	59,3	24,1	66,8	27,8	77,1	31,4	87,3	33,6	93,3	36,3	100,9	40,0	111,1
90,0 min	17,4	32,3	21,5	39,8	23,9	44,2	26,8	49,7	30,9	57,2	34,9	64,7	37,3	69,0	40,3	74,6	44,3	82,0
2,0 h	19,0	26,4	23,3	32,3	25,8	35,8	29,0	40,3	33,3	46,3	37,6	52,2	40,1	55,8	43,3	60,2	47,6	66,2
3,0 h	21,4	19,8	26,1	24,2	28,9	26,7	32,3	29,9	37,1	34,3	41,8	38,7	44,6	41,3	48,0	44,5	52,8	48,9
4,0 h	23,2	16,1	28,3	19,6	31,2	21,7	34,9	24,3	40,0	27,8	45,0	31,3	48,0	33,3	51,7	35,9	56,8	39,4
6,0 h	26,1	12,1	31,7	14,7	34,9	16,2	39,0	18,0	44,5	20,6	50,1	23,2	53,3	24,7	57,4	26,6	62,9	29,1
9,0 h	29,4	9,1	35,5	11,0	39,0	12,0	43,5	13,4	49,6	15,3	55,6	17,2	59,2	18,3	63,6	19,6	69,7	21,5
12,0 h	32,0	7,4	38,5	8,9	42,3	9,8	47,0	10,9	53,5	12,4	60,0	13,9	63,8	14,8	68,5	15,9	75,0	17,4
18,0 h	34,8	5,4	41,9	6,5	46,1	7,1	51,4	7,9	58,6	9,0	65,8	10,2	70,0	10,8	75,3	11,6	82,5	12,7
24,0 h	37,5	4,3	45,4	5,3	50,0	5,8	55,8	6,5	63,8	7,4	71,7	8,3	76,3	8,8	82,1	9,5	90,0	10,4
48,0 h	45,0	2,6	53,3	3,1	58,1	3,4	64,2	3,7	72,5	4,2	80,8	4,7	85,6	5,0	91,7	5,3	100,0	5,8
72,0 h	45,0	1,7	54,8	2,1	60,5	2,3	67,7	2,6	77,5	3,0	87,3	3,4	93,0	3,6	100,2	3,9	110,0	4,2

T - Wiederkehrzeit (in [a]): mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet

D - Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen (in [min, h])

h - Niederschlagshöhe (in [mm])

rN - Niederschlagsspende (in [l/(s*ha)])

3.4 Rückhaltevolumina in erster Näherung bei Südumgehung

Bezogen auf die Drosselwerte von Tab. 4 wurden für die Vorbemessung hiervon 70% angesetzt, um den allmählichen Druckaufbau bei Rohr- oder Schlitzdrossel mit Erreichen des Maximums erst beim höchsten Wasserstand des Regenereignisses zu berücksichtigen.

Tab. 10: zeigt die Grundberechnung für den HQ2. In Abb. 21 wurden die Ergebnisse vom HQ1 bis zum HQ100 zusammengestellt:

Tab. 10: Ermittlung des Rückhaltevolumens für den HQ2 bei Südumgehungs-Trasse

Regendauer in min	Zufluss HQ2 in cbm	Q Drossel in cbm	cbm Rückhalt	maximaler Einstau bei 1480 m ² Sohlfläche	maximaler Einstau bei 2.070 m ² Sohlfläche
5	569,4	25,1	544,3	0,368	0,263
10	826,8	50,3	776,5	0,525	0,375
15	998,4	75,4	923,0	0,624	0,446
20	1.115,4	100,5	1.014,9	0,686	0,490
30	1.270,6	150,8	1.119,8	0,757	0,541
45	1.411,8	226,2	1.185,6	0,801	0,573
60	1.497,6	301,6	1.196,0	0,808	0,578
90	1.677,0	452,5	1.224,5	0,827	0,592
120	1.819,6	603,3	1.216,3	0,822	0,588
180	2.035,8	904,9	1.130,9	0,764	0,546
240	2.207,4	1.206,6	1.000,8	0,676	0,483
360	2.472,6	1.809,9	662,7	0,448	0,320
[min]	[cbm]	[cbm]	[cbm]	[m]	[m]

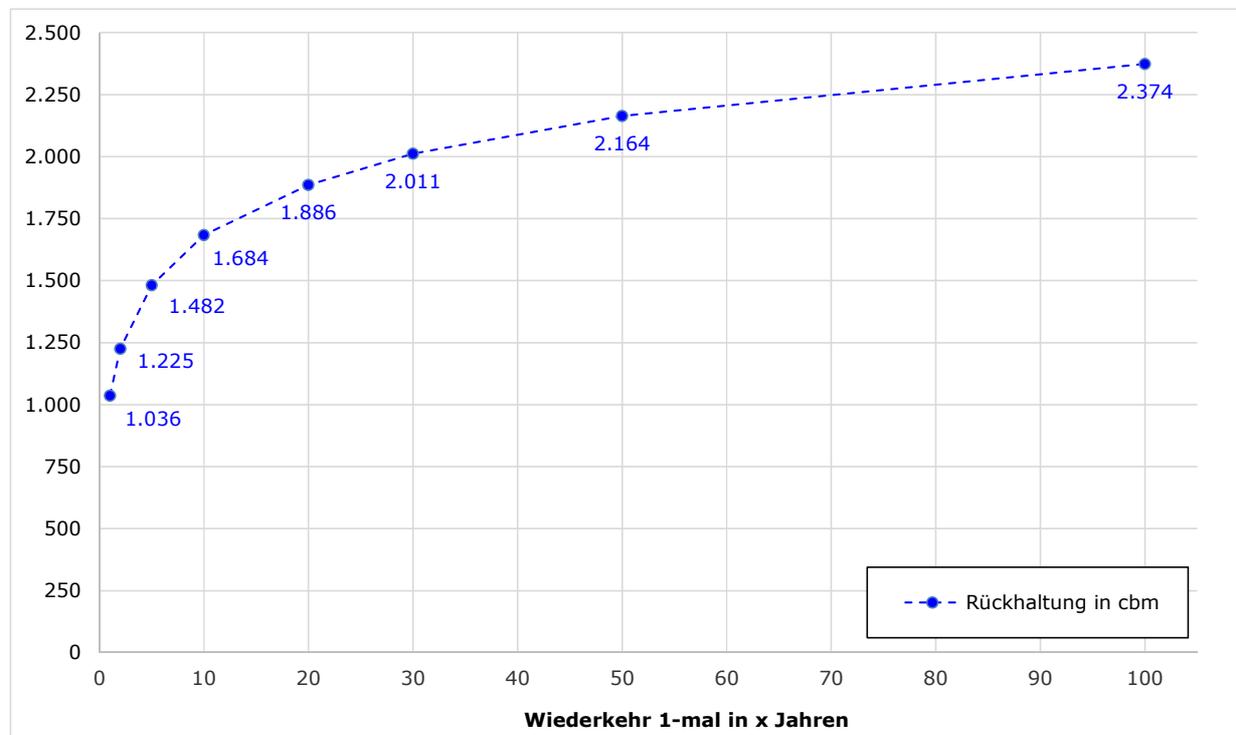


Abb. 21: Rückhaltung in cbm (bei Reservetrasse Südumgehung)

3.5 Rückhaltevolumina in erster Näherung ohne Südumgehung

Bezogen auf die Drosselwerte von Tab. 5 wurden für die Vorbemessung hiervon 70% angesetzt, um den allmählichen Druckaufbau bei Rohr- oder Schlitzdrossel mit Erreichen des Maximums erst beim höchsten Wasserstand des Regenereignisses zu berücksichtigen.

Tab. 11: Ermittlung des Rückhaltevolumens für den HQ2 ohne Südumgehung

Regendauer in min	Zufluss HQ2 in cbm	Q Drossel in cbm	cbm Rückhalt	maximaler Einstau bei 2.070 m ² Sohlfläche	maximaler Einstau bei 3.485 m ² Sohlfläche
5	680,0	24,3	655,7	0,317	0,188
10	987,4	48,6	938,8	0,454	0,269
15	1.192,3	72,9	1.119,4	0,541	0,321
20	1.332,0	97,2	1.234,8	0,597	0,354
30	1.517,4	145,8	1.371,6	0,663	0,394
45	1.686,0	218,7	1.467,3	0,709	0,421
60	1.788,4	291,6	1.496,9	0,723	0,430
90	2.002,7	437,3	1.565,3	0,756	0,449
120	2.172,9	583,1	1.589,8	0,768	0,456
180	2.431,1	874,7	1.556,4	0,752	0,447
240	2.636,1	1.166,3	1.469,8	0,710	0,422
360	2.952,8	1.749,4	1.203,4	0,581	0,345
[min]	[cbm]	[cbm]	[cbm]	[m]	[m]

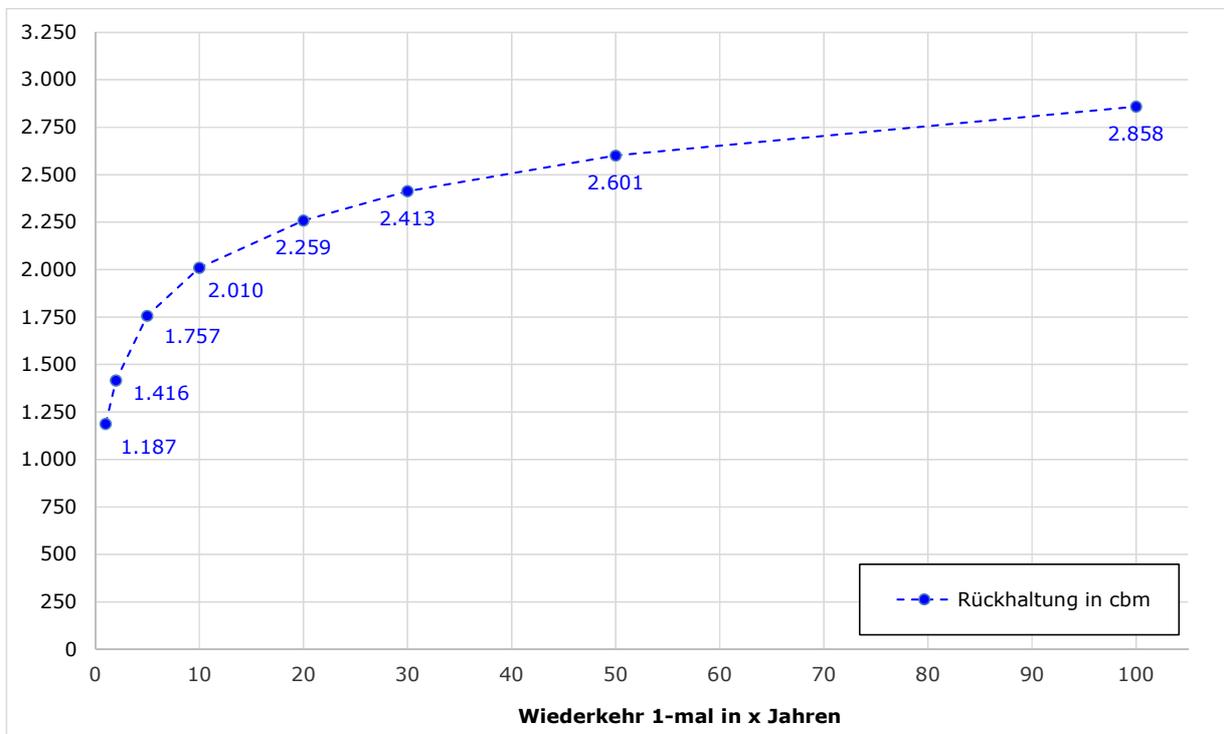


Abb. 22: Rückhaltung in cbm bei Umwandlung der Straßentrasse mit in Gewerbeflächen, die dann im Südwesten auch deutlich ausgeweitet werden können

3.6 Umsetzung der Drosselung

Zu klären ist auch noch, auf welche Art und Weise die erlaubten Drosselmengen auch erreicht und eingehalten werden können. Rohrdrosseln erweisen sich als nicht geeignet, da sie zu stark auf Rückstau im Buschkämpe-Graben reagieren und bei ausreichender Drosselung des HQ1 und HQ2 dann höhere Jährlichkeiten zu stark drosseln, so dass mit mehreren Öffnungen zu arbeiten wäre.

Es zeigt sich aber, dass ein Schlitzwehr die Drosselmengen bei einem Einstau bis rund 1,15 m ziemlich genau einhält, vgl. Tab. 12:

Tab. 12: Drosselkennlinie Schlitzwehr, Öffnungsweite 17 cm

b Wehr	HQx	Q Drossel max	Stauhöhe bei Qmax	Q Wehr, $\mu=0,5$	hu/hü
0,17	1	88,4	0,501	89,0	0,322
0,17	2	119,7	0,592	114,3	0,330
0,17	5	161,0	0,716	152,1	0,328
0,17	10	192,3	0,813	184,0	0,326
0,17	20	223,6	0,911	218,3	0,326
0,17	30	241,9	0,972	240,5	0,325
0,17	50	264,9	1,045	268,1	0,324
0,17	100	296,2	1,147	308,3	0,321
[m]	[a]	[l/s]	[m]	[m]	[-]

Beim stark erweiterten RRB (nach Entfallen der Südumgehung) ist ein Schlitzwehr denkbar, drosselt dabei aber geringere Hochwassermengen stärker, vgl. Tab. 12:

Tab. 13: Drosselkennlinie Schlitzwehr, Öffnungsweite 31 cm beim vergrößerten RRB und Gewerbegebiet

b Wehr	HQx	Q Drossel max	Stauhöhe bei Qmax	Q Wehr, $\mu=0,5$	hu/hü
0,31	1	115,7	0,341	90,9	0,562
0,31	2	150,1	0,406	118,6	0,552
0,31	5	195,6	0,504	163,8	0,533
0,31	10	229,9	0,577	200,5	0,527
0,31	20	264,3	0,648	238,8	0,522
0,31	30	284,5	0,692	263,7	0,516
0,31	50	309,8	0,746	295,0	0,508
0,31	100	344,2	0,820	340,0	0,494
[m]	[a]	[l/s]	[m]	[m]	[-]

Um Drosselung und Stauhöhe noch besser aufeinander abzustimmen wäre hier ein Abfluss-Schlitz, der trapezförmig unten breiter ist als oben, am besten geeignet, die Drosselmengen zu erreichen.

3.7 Reale Beckengeometrie

Die beiden Standorte für die Rückhaltung können bei einer Böschungsneigung von 1:2,5, die angesichts der sehr schweren bindigen örtlichen Böden angemessen ist, folgende Volumina bereitstellen. Zunächst ist in Abb. 23 die Lage der Becken im Längsschnitt entlang des Gewässers und der südlichen Geländeachse dargestellt. Es ist davon auszugehen, dass das Westbecken etwas höher liegt als der Ostbecken, um den Verbindungskanal regelmäßig zu spülen. Durch den dadurch überproportional schnelleren Druckaufbau an der Drossel wird eine Schlitzdrossel die gewünschten Ergebnisse liefern.

Der Verbindungskanal wird 60 m lang, in Bezug auf eine Mindestüberdeckung und robuste Stahlbetonrohre wird er als DN 700 ausgeführt werden. Das führt zu folgender Hydraulik bezogen auch auf Teilfüllungen mit dem Ziel, rasch 0,5 m/s an Fließgeschwindigkeit zu erreichen:

Tab. 14: Basishydraulik eines Verbindungskanals DN 700

Fließhöhe	Radius	Flutbreite	benetzter Umfang	Durchflußfläche	hydraul. Radius	Gefälle	Fließgeschwindigkeit	Kst-Wert	Q	Verluste	Überstau
0,100	0,350	0,49	0,54	0,03	0,06	0,250%	0,59	75,00	19,8		
0,200	0,350	0,63	0,79	0,09	0,11	0,250%	0,89	75,00	80,4		
0,300	0,350	0,69	1,00	0,16	0,16	0,250%	1,09	75,00	172,4		
0,400	0,350	0,69	1,20	0,23	0,19	0,250%	1,24	75,00	281,2		
0,500	0,350	0,63	1,41	0,29	0,21	0,250%	1,32	75,00	388,0		
0,600	0,350	0,49	1,66	0,35	0,21	0,250%	1,33	75,00	468,1		
0,700	0,350	0,00	2,20	0,38	0,18	0,250%	1,17	75,00	451,5		
0,700	0,350	0,00	2,20	0,38	0,18	0,284%	1,25	75,00	481,2	0,080	0,100
0,700	0,350	0,00	2,20	0,38	0,18	0,421%	1,52	75,00	585,9	0,118	0,200
0,700	0,350	0,00	2,20	0,38	0,18	0,627%	1,86	75,00	715,1	0,176	0,300
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]		[m/s]		[l/s]	[m]	[m]

Zu prüfen ist deshalb auch, ob das westliche Becken dieser Vordrosselung mit rund 600 l/s im Normalfall gewachsen ist, aber gemäß Tab. 15 ist das kein Problem, mit nur leichtem Überstau wird auch das HQ100 voll vorgedrosselt.

Mit einem Becken ist damit die Kapazität beider Becken als vollkommen ausreichend nachgewiesen. In der Genehmigungsplanung kann dann zur optimalen Drosselung der Wassermengen zur Minimierung der Belastung des Bahndurchlasses vermutlich noch an einer Verkleinerung der Schlitzdrossel gearbeitet werden:

Tab. 15: Vordrosselungskapazität des Westbeckens beim HQ100

				dv. 70 %
	~ Kapazität DN 700		600,00	420,00
Regendauer in min	Zufluss HQ100 in cbm	Q Drossel in cbm	cbm Rückhalt	maximaler Einstau bei 3.000 m ² Mittelfläche
5	1.658,0	126,0	1.532,0	0,511
10	2.170,3	252,0	1.918,3	0,639
15	2.515,0	378,0	2.137,0	0,712
20	2.766,5	504,0	2.262,5	0,754
30	3.120,4	756,0	2.364,4	0,788
45	3.474,4	1.134,0	2.340,4	0,780
60	3.725,9	1.512,0	2.213,9	0,738
90	4.126,4	2.268,0	1.858,4	0,619
120	4.433,8	3.024,0	1.409,8	0,470
180	4.918,2	4.536,0	382,2	0,127
240	5.290,7	6.048,0	-757,3	-0,252
360	6.492,3	9.072,0	-2.579,7	-0,860
540	6.986,0	13.608,0	-6.622,0	-2,207
[min]	[cbm]	[cbm]	[cbm]	[m]

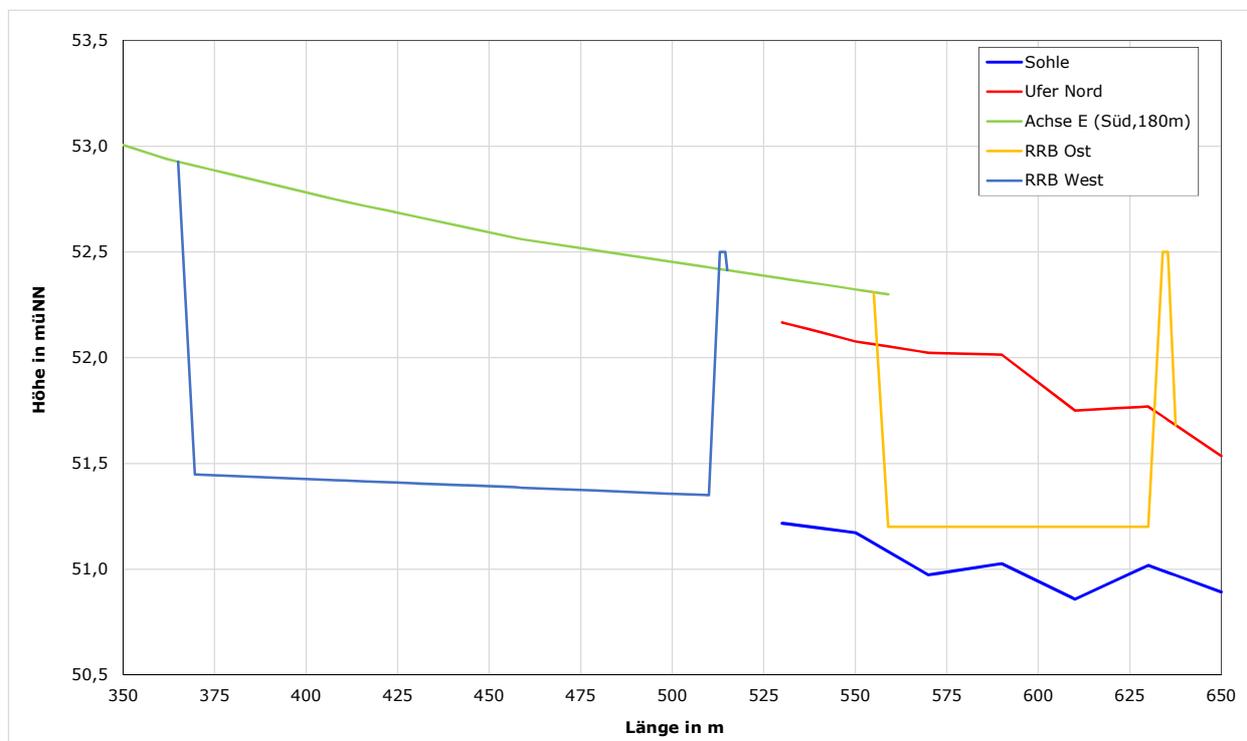


Abb. 23: Höhenverhältnisse der RRB im Längsschnitt

3.8 Regenklärbecken

Durch die notwendige lange Ab- und Überleitung des Schmutzwassers bis zum Pumpwerk Georgiistraße und von dort weiter zur Kläranlage Lüdinghausen sind die Schmutzwassermengen nach Möglichkeit zu begrenzen. Damit empfiehlt sich eine Regenklärung, die nicht mit regelmäßigen Beckenentleerungen arbeitet.

Da sich Lamellenklärer im Gewerbebereich bewährt haben, lässt sich für die beiden Ausbauvarianten ein Lamellenklärer bemessen. Es wird davon ausgegangen, dass es ausreicht, den r_{crit} über den Lamellenklärer zu schicken, damit werden gut 90% des Gesamtregens gefiltert. Lediglich bei Starkregen wird der höhere Abfluss über ein vorgeschaltetes Trennbauwerk in den Rückhaltebereich abgeschlagen.

Lamellenklärer sind für bis zu $18 \text{ m}^3/\text{m}^2$ zugelassen, um Schwankungen im Zufluss durch das Trennbauwerk kompensieren zu können und um die maximale Anforderung von $10 \text{ m}^3/\text{m}^2$ erfüllen zu können, wird bei der Bemessung von $10 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ausgegangen, vgl. Tab. 15:

Tab. 15: Bemessung von Lamellenklärer

		mit Süd- umfahrung	ohne Süd- umfahrung	
	Anschlussfläche RKB	7,15	9,32	ha
	r_{crit}	15,00	15,00	l/s x ha
	Q_{crit}	107,25	139,73	l/s
	Q_{crit}/h	386,10	503,01	cbm/h
	Oberfläche crit im RKB	38,61	50,30	m^2
	Mindesttiefe	2,25	2,25	m
	Mindestvolumen	86,87	113,18	cbm
	Mindestfläche für $10 \text{ m}^3/\text{m}^2$	38,61	50,30	m^2
	Breite Lamellenklärer	3,00	3,00	m
	daraus folgt: Länge	12,87	16,77	m

4. Regenwasserkanalnetz

4.1 Vorüberlegungen

Das zu erschließende Gebiet bietet aufgrund der feststehenden Höhe des Bahndurchlasses keine Möglichkeit auf große Kanaltiefen. Für eine ausreichende Überdeckung sind deshalb die Möglichkeiten eher gering:

- ♦ Aufhöhung des Geländes bis zu den Mindestüberdeckungen von 80 cm über Stahlbetonrohren bzw. 60 cm über Hochleistungskunststoffrohren
- ♦ Verlangen eines Überflutungsnachweises nach DIN 1986-100 und dadurch Konzipierung der Rohrhaltungen auf den HQ2 mit entsprechend geringerer Geländeaufhöhung;
- ♦ Dezentralere Rückhaltung, so dass über kleinere Netze geringere Abflussvolumina zu handhaben sind.

Für Investoren ist in der Regel die Aufhöhung die günstigere Lösung, da Rückhaltolumina im Gewerbebereich nach DIN 1986-100 eine sehr kostenträchtige Angelegenheit darstellen. Nach längerer Abstimmung werden jetzt die Abflüsse an dem Punkt zusammengeführt, bis zu welchem die Sammelabflüsse noch überschaubar sind. Es wird davon ausgegangen, dass die westliche Gewerbefläche im Südosten einen massiven oder zwei massive Anschlusspunkte erhält, so dass sich der Gesamtabfluss allein auf 65 m zwischen dem Knick der Erschließung und dem Westbecken beschränkt.

4.2 Vorbemessung der Schlusshaltung

Bezogen auf den HQ5 und eine Fließzeit von 8 Minuten im Gebiet ist zunächst eine Anpassungskurve durch die Regenintensitäten beim HQ5 zu ermitteln, vgl. Abb. 24:

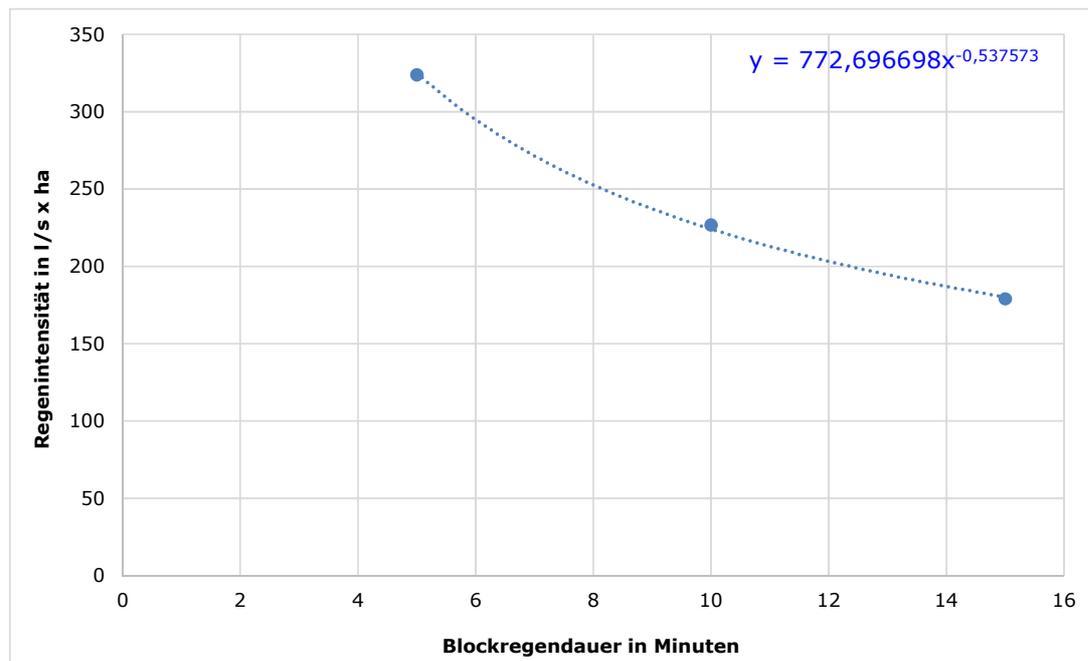


Abb. 24: Herleitung der Regenspende HQ5 für eine Fließzeit von 8 Minuten

Für 8 Minuten leitet sich hier eine Regenspende von 252,66 l/s x ha ab. Die Schlusshaltung in Tab. 16 wird sowohl für das Einzugsgebiet nach Planentwurf als auch für ein Gewerbegebiet nach Aufgabe der Südumgehung bemessen:

Tab. 16: Bemessung der Schlusshaltung

Höhe	Breite	U benetzt	A [m ²]	r hydr	Gefälle	Manning	v	Q [l/s]	Spende	Ared an- schließbar	Anschluss
0,8	1,6	4,331	1,200	0,2770	0,200%	78	1,482	1.778,9	252,66	70.408	70.227
0,9	1,8	4,931	1,540	0,3123	0,180%	78	1,523	2.345,8	252,66	92.843	91.874
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]			[m/s]	[l/s]	[l/s x ha]	[m ²]	[m ²]

Die Schlusshaltung wird zur Mnimierung der Anhebung des Gewerbegebietes als Kastenprofil mit 80 cm Höhe (zum Anschluss von großen Seitensammlern der Gewerbegrundstücke) und 1,60 bzw. 1,80 m Breite konzipiert.

4.3 Prüfung der Nord-Süd-Achse

Zunächst ist zu prüfen ist zunächst oberhalb der Schlusshaltung, wie sich die Anbindung unterhalb der Straße von/ nach Norden zum bestehenden Gewerbegebiet darstellt. Es wird dabei davon ausgegangen, dass von Osten Teilflächen zu entwässern sind sowie die Straße und ggf. kleinere Anschlüssen von Westen. Um aber mit der Überdeckung auszukommen, wird der Kanal auf DN 600 beschränkt, vgl. Tab. 17:

Tab. 17: Bemessung der Nord-Süd-Haltungen

Gefälle	Durch- messer	kb	v	QPrandtl	Spende	Ared an- schließbar	Anschluss
0,20%	0,500	0,001	0,906	177,80	271,46	6.550	6.133
0,20%	0,600	0,001	1,017	287,60	271,46	10.594	9.200

Die Nord-Süd-Achse kann damit Teilflächen aufnehmen, nicht aber die Hauptentwässerung der großen westlichen Gewerbeflächen. Diese müssen am Südende der Erschließungsstraße eingeleitet werden.

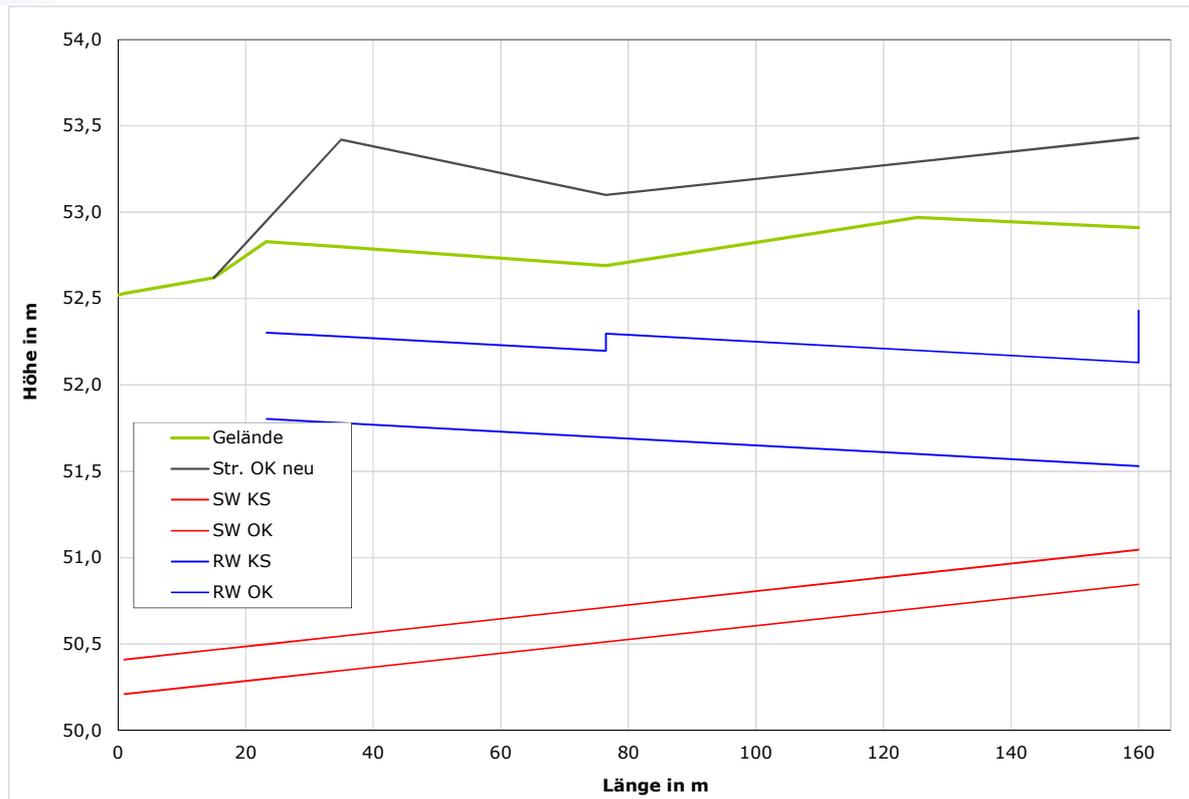


Abb. 25: Längsschnitt durch die Nord-Süd-Achse mit Übergabe an die Schlusshaltung.

4.4 Haltungen östliche Erschließungsstraße

Von Osten her lassen sich mit Mindestgefälle die restlichen Flächen mit anschließen, wengleich, vgl. Abb. 26, die Geländeaufhöhungen zwangsläufig zunehmen:

Tab. 18: Bemessung der östlichen Kanäle

Gefälle	Durchmesser	kb	v	QPrandtl	Spende	Ared anschließbar	Anschluss
0,175%	0,800	0,001	1,141	573,46	271,46	21.125	20.400
0,14%	0,700	0,001	0,946	364,24	271,46	13.418	11.869
0,235%	0,800	0,001	1,324	665,32	271,46	24.509	24.500
0,18%	0,700	0,001	1,064	409,31	271,46	15.078	14.969

In der Ausführungsplanung kann generell noch überlegt werden, ob und wo direkte RRB-Zuleitungen von reinen Dachabflüssen genehmigt werden, die über kein RKB laufen müssen und die Kanaldimensionen ggf. verringern helfen und damit das Höhenkonzept der Straße noch etwas absenken lassen. Immerhin entsteht kein Konflikt zwischen Regen- und Schmutzwasser, wenn Schmutzwasser mit 0,4 % Längsneigung akzeptiert wird.

Aber immerhin

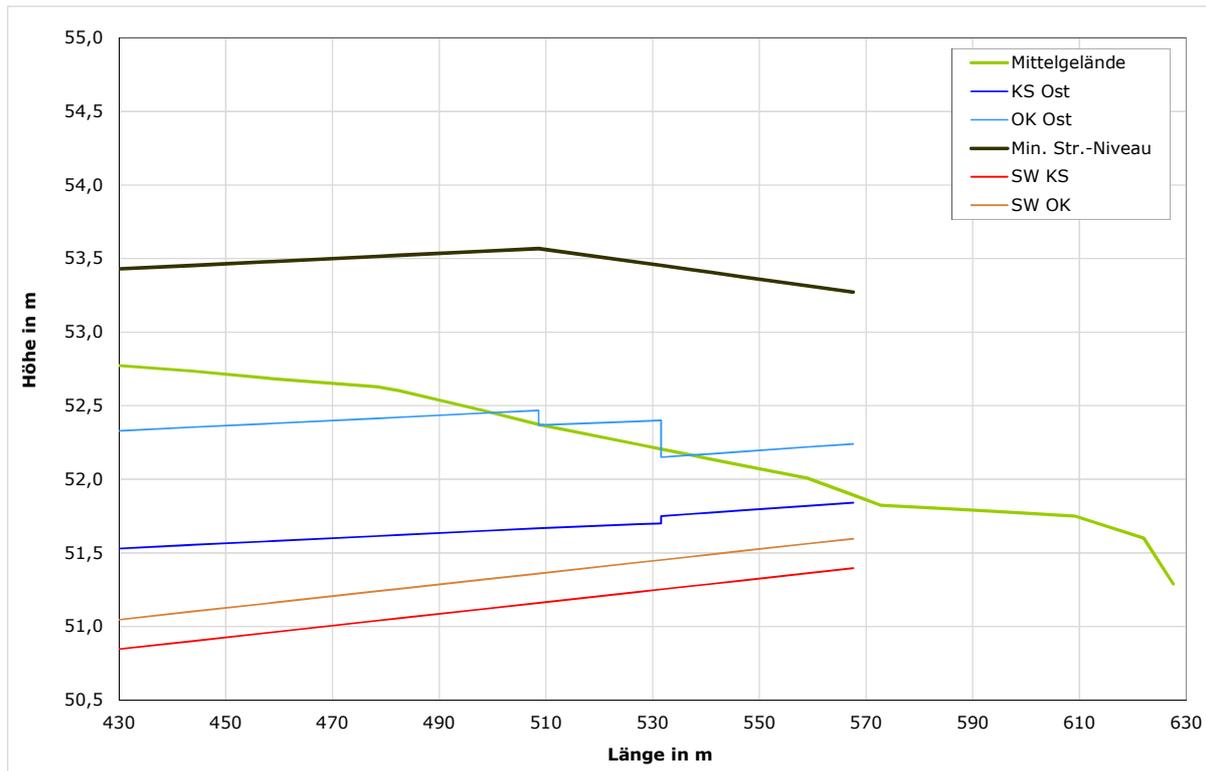


Abb. 26: Längsschnitt durch die West-Ost-Achse mit Übergabe an die Schlusshaltung.

4.5 Fazit Kanalnetz

Das sehr flach auslaufende Baugebiet und die auch wenig eingetieften natürlichen Gewässer machen nach Osten Bodenbewegungen und eine Anhebung des Baugrunds notwendig, um diesen auch sicher entwässern zu können.

Zur Minimierung sind flache Rückhaltebecken geplant, eine Haltung mit Kanal im Kastenprofil und eine Beschränkung der Anschlüsse von Westen auf das Südende der Straßenkanäle. Damit lässt sich das Baugebiet entwässern. Gleichzeitig zeigt Abb. 27, dass für große Bauvorhaben generell mit größeren Erdbewegungen gearbeitet werden muss, da der Westteil noch über ein ausgeprägteres Geländegefälle verfügt. Das Baugebiet ist für größere Betriebe konzipiert und der Aufwand im Osten ist nicht höher als im Westen, um größere Komplexe zu erstellen. Zudem sind die Bauherren vom Überflutungsnachweis befreit, die Kanäle sind bei Druckaufbau in der Lage mit den zunächst angesetzten Dimensionen, den HQ30 bei einer Fließzeit von 7 bis 8 Minuten abzuführen. Solange die Trasse der Umgehungsstraße noch nicht aufgegeben wird, reicht die Kapazität bis zum HQ100.

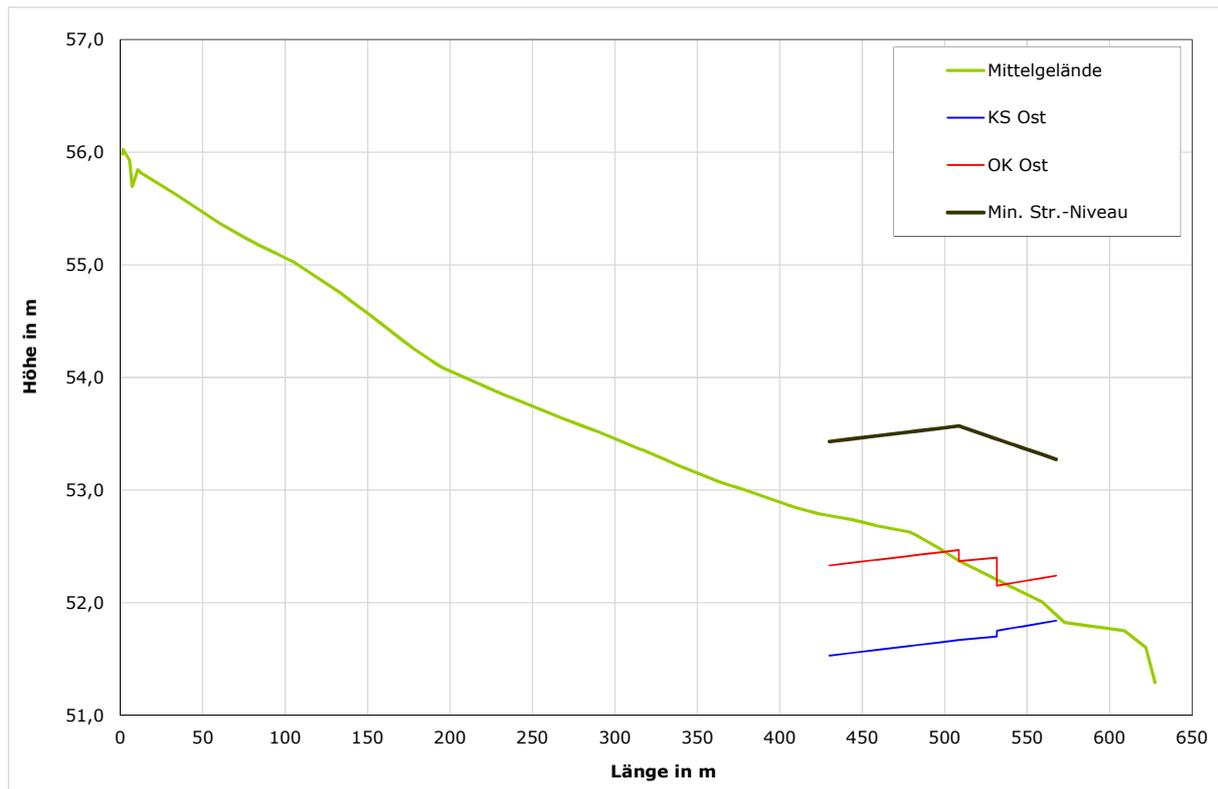


Abb. 27: Längsschnitt durch das Plangebiet von West nach Ost

Dortmund, den 07. Dez. 2016/ 11. Jan. 2017

Dr.-Ing. Gerold Caesperlein