

**Stadtentwicklungsgesellschaft
Recklinghausen mbH**



**ISEK HILLERHEIDE
– SEE- UND ENTWÄSSERUNGSPLANUNG –**

Erläuterungsbericht zur Leistungsphase 2



April 2020
PB/--/2016352.15

Inhaltsverzeichnis

Erläuterungsbericht		Seite
1	Einleitung	1
2	Grundlagen und Restriktionen	2
2.1	Allgemeines	2
2.2	Beschreibung des Planungsraums	2
2.3	Planerische Vorhaben und Vorgaben Dritter	2
2.4	Nutzungen	3
2.5	Landschaftsplanerische Randbedingungen	3
2.6	Baugrund	3
2.6.1	Baugrundeigenschaften	3
2.6.2	Altlasten und Bodenverunreinigungen	7
2.6.3	Kampfmittel	8
2.6.4	Bauhindernisse	9
2.7	Wasserwirtschaftliche Grundlagen	9
2.7.1	Qualität (physikalisch-chemisch)	9
2.7.2	Grundwasser	11
2.7.2.1	Grundwassermessstellen	11
2.7.2.2	Flurabstände und Gleichen	12
2.7.2.3	Analytik	14
2.7.3	Regenwasser	15
2.7.4	Trinkwasser	16
2.7.5	Oberflächengewässer	17
2.7.6	Kanalbestand	18
2.8	Grundeigentumsverhältnisse	20
2.9	Höhenverhältnisse	20
2.9.1	Geländehöhen	20
2.9.2	Gewässer und Kanalanschlüsse	20
3	Seeplanung	22
3.1	Bautechnische Gestaltung	22
3.1.1	Randbedingungen	22
3.1.2	Wassertiefe	23
3.1.3	Ufereinfassung	24
3.1.4	Grundwasseranschluss	24
3.1.4.1	Berechnungsgrundlagen und -annahmen	24
3.1.4.2	Berechnungsergebnisse	26
3.1.4.3	Maßnahmen zur Grundwasserbewirtschaftung	28
3.1.5	Bautechnische Varianten	32
3.2	Erstbefüllung	35
3.3	Rezirkulation	36
3.4	Überlauf See – Anschluss an den Bärenbach	37
3.4.1	Wasserbilanz	38
3.4.1.1	Grundlagen	38
3.4.1.2	Bilanzierung	39

3.4.2	Grundwasserregulierung und Wasserspiegelstützung	41
3.5	Gewässergüte	42
3.5.1	Beschreibung der Maßnahmen	42
3.5.2	Bewertung der untersuchten Maßnahmen nach technischen Kriterien	44
3.5.3	Bewertung der untersuchten Maßnahmen nach umweltfachlichen Kriterien	51
3.6	Genehmigungsweg	52
4	Entwässerungsplanung	53
4.1	Allgemeines	53
4.2	Bemessungsgrundlagen	54
4.2.1	Schmutzwasser	54
4.2.2	Fremdwasser	54
4.2.3	Regenwasser	54
4.3	Schmutzwassernetz	56
4.4	Regenwasserableitung	59
4.5	Regenwasserbehandlungsanlagen Nord und Süd	62
4.5.1	Allgemeine Grundlagen	62
4.5.2	Ergebnisse Vorbemessung Retentionsbodenfilter Nord	67
4.5.3	Ergebnisse Vorbemessung Retentionsbodenfilter Süd	68
4.6	Regenwasserbewirtschaftung Ost	69
4.6.1	Allgemeine Grundlagen	69
4.6.2	Konzept	69
4.6.3	Eingangsgrößen Vorbemessung	69
4.6.4	Ergebnisse Vorbemessung	70
5	Kostenschätzung	70
5.1	See	70
5.2	Entwässerung	72
5.3	Gesamtkosten	73
6	Zusammenfassung und Empfehlung	74
7	Ausblick	75

Abbildungsverzeichnis	Seite
Abbildung 1: Ausschnitt Rahmenplan der reicher haase assoziierte GmbH (Architekten - Stadtplaner - Ingenieure) / club L 94 Landschaftsarchitekten für das Untersuchungsgebiet mit zentraler Darstellung des „Hillersees“ auf dem Areal der ehemaligen Trabrennbahn (Stand Juni 2016)	1
Abbildung 2: Rahmenplan des Untersuchungsgebietes mit Lage der durchgeführten Rammkernsondierungen [18]	4
Abbildung 3: Aufschluss Rammkernsondierung 21 [18]	4
Abbildung 4: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 22 [18]	4
Abbildung 5: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 37 [18]	5
Abbildung 6: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 38 [18]	5
Abbildung 7: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 46 [18]	5
Abbildung 8: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 47 [18]	6
Abbildung 9: Lageplan Altablagerungen Flur 447, Flurstück 202 und Flur 541, Flurstück 453 [18] (Grundlage Untere Bodenschutzbehörde, Kreis Recklinghausen, Stand: 15.01.2016)	8
Abbildung 10: Kampfmittelverdachtsflächen (rot schraffiert) und Verdachtspunkte (orangene Kreise)	9
Abbildung 11: Lage der GWM, Emschergenossenschaft (24...) und SER (GWM)	12
Abbildung 12: Grundwasserganglinie im Norden des geplanten Sees und GWM 2 (grün)	13
Abbildung 13: Grundwasserganglinie im Süden des geplanten Sees und GWM 7 (Grün)	13
Abbildung 14: Lage des Bärenbachs und des Hauptkanals	18
Abbildung 15: Ausschnitt Lageplan Kanalbestand (zur Verfügung gestellt durch Stadtentwässerung Recklinghausen (Sachgebiet 62/41), Stand: 29.01.2020)	19
Abbildung 16: Konkretisierter Rahmenplan ohne Skizzierung des Ablaufs zum Bärenbach (Stand 16.03.2020)	21
Abbildung 17: Masterplanung Stand 16.03.2020	22
Abbildung 18: Ermittlung eines Jahresmittelwerts durch Anpassung des langfristig gemessenen Mittelwerts (2008-2019) eines benachbarten Pegels an die örtlichen Loggerdaten (GWM XY) aus dem Januar 2020 (Abgleich der gemessenen Januar-Mittelwerte).	25

Abbildung 19: Grundwasserzu- (pink) und -abstrombereich (grün) gemäß Grundwassermodell für den Planungszustand, ohne Sohlabdichtung	26
Abbildung 20: Berechnete Grundwasserbilanz für unterschiedliche Seewasserspiegellagen (Planungszustand, ohne Sohlabdichtung)	27
Abbildung 21: Berechnete Veränderung des mittleren, stationären GW-Spiegels durch den See (Planungszustand, ohne Sohlabdichtung)	27
Abbildung 22: Rechnerische Verringerung des Defizits auf 29.800 m ³ /a für den Planungszustand (neu kalibriertes Grundwassermodell, angehobene Seesohle bei 55,20 m NHN)	28
Abbildung 23: Ca. 160 m langer Dränagestrang am Nordkopf des Sees	29
Abbildung 24: Auswirkung der Dränage auf den Grundwasserspiegel	29
Abbildung 25: Schräge Seesohle im Längsschnitt	30
Abbildung 26: Gespundete Abschirmwand am südlichen Seekopf und entlang der beiden Flanken	31
Abbildung 27: Rechnerisch untersuchte Ansätze der anteiligen Sohlabdichtung	32
Abbildung 28: Variante 1 unabgedichteter See mit Ortbetonwand	33
Abbildung 29: Variante 2a, Ortbetonwand mit Kunststoffdichtungsbahn als Abdichtung	34
Abbildung 30: Variante 3, Ufereinfassung aus Ortbeton und mineralische Abdichtung	35
Abbildung 31: Rezirkulationsschächte mit Stichleitung vom See	37
Abbildung 32: Ableitung zum Bärenbach entlang RBF Süd+Straße (Kastenprofil) und offenen Graben (blau)	37
Abbildung 33: Verteilung Niederschlag und Verdunstung nach DWA-M 504 und Emer Lippe Wassertechnik	38
Abbildung 34: Verteilung und Bilanz Niederschlag und Verdunstung für das Jahr 2018	39
Abbildung 35: Verteilung und Bilanz Niederschlag und Verdunstung für das Jahr 2019	39
Abbildung 36: Monatliche Wasserbilanz für die Varianten 1 und 2 (mit monatlicher Zuspeisung, Szenario a)	40
Abbildung 37: Monatliche Wasserbilanz für die Varianten 1 und 2 (ohne monatliche Zuspeisung)	40
Abbildung 38: Optimierung der Dränageleitung an den Grundwasserspiegel und die neue Planung	41
Abbildung 39: Wahrscheinliche Verteilung der Trophiebereiche in Abhängigkeit von der Pges-Konzentration (Jahresmittelwert), aus: LAWA (1999) [30]	45

Abbildung 40: KOSTRA-Daten für Recklinghausen nach DWD [27]	55
Abbildung 41: Schmutzwasserkonzept	57
Abbildung 42: Vorbemessung RBF Nord	67
Abbildung 43: Vorbemessung Süd	68
Abbildung 44: Mehrkosten für Teilabdichtung der Variante 1	71

Tabellenverzeichnis	Seite
Tabelle 1: Anforderungen an den guten ökologischen Zustand + ökologisches Potenzial nach OGewV für den See Typ 14	11
Tabelle 2: Ergebnisse relevanter Parameter der Grundwasseranalytik vom 08.01.2020 für GWM 1 [35]	14
Tabelle 3: Ergebnisse relevanter Parameter der Grundwasseranalytik vom 24.01.2020 für GWM 1 [35]	15
Tabelle 4: Jährliche Niederschlagsmengen (Minimum, Mittelwert, Maximum)XI[39]	16
Tabelle 5: Ergebnisse relevanter Parameter der Regenwasseranalytik	16
Tabelle 6: Ergebnisse relevanter Parameter der Trinkwasseranalytik [35]	17
Tabelle 7: Varianten zur Senkung der P-Konzentrationen	42
Tabelle 8: Grenzen der Trophiebereiche nach [30]	45
Tabelle 9: Varianten und Ergebnisse der P-Bilanzierung	47
Tabelle 10: Zusammenstellung der Kosten für Vorplanung im Abgleich mit den anrechenbaren Kosten	73

Anlagen

- A-1 Grundlagenverzeichnis
- A-2 Analytik
 - A-2.1 Grundwasseranalyse
 - A-2.2 Grundwasseranalyse
 - A-2.3 Trinkwasseranalyse
- A-3 Nachweise zur Gütebewirtschaftung und Wasserbilanz
 - A-3.1 Variante 1- trockenes Jahr
 - A-3.2 Variante 1- mittleres Jahr
 - A-3.3 Variante 1- Jahr 2018
 - A-3.4 Variante 1- Jahr 2019
 - A-3.5 Variante 1- Starkregenereignis
 - A-3.6 Variante 2- trockenes Jahr
 - A-3.7 Variante 2- mittleres Jahr
 - A-3.8 Variante 3- trockenes Jahr
 - A-3.9 Variante 3- mittleres Jahr
- A-4 Anlagen Entwässerungsplanung
 - A-4.1 Flächenermittlung Regenwasser
 - A-4.2.1 Flächen Au gesamt
 - A-4.2.2 Flächen AuBF09
 - A-4.2.3 Flächen AuBF10
 - A-4.2.4 Flächen AuBF11
 - A-4.2.5 Bemessung Mulde gesamt
 - A-4.2.6 Bemessung Mulde BF09
 - A-4.2.7 Bemessung Mulde BF10
 - A-4.2.8 Bemessung Mulde BF11
- A-5 Kostenschätzung
 - A-5.1 Kosten See Variante 1
 - A-5.2 Kosten See Variante 2
 - A-5.3 Kosten See Variante 3
 - A-5.4 Kosten Entwässerung und RW-Behandlung

Lose beigefügte Pläne	Maßstab
Seeplanung	
B-1 Technischer Lageplan See Varianten 1, 2, 3	1 : 1.000
B-2 Schnitte	
B-2.1 Variante 1 (unabgedichteter See), Schnitte A-A, B-B, C-C	1 : 1.000 / 200
B-2.2 Variante 2 (KDB), Schnitte A-A, B-B, C-C	1 : 1.000 / 200
B-2.3 Variante 3 (mineralische Dichtung), Schnitte A-A, B-B, C-C	1 : 1.000 / 200
B-3 Technische Details	1 : 50
B-3.1 Technische Details der Ufermauern Varianten 1 bis 3	1 : 50
Entwässerungsplanung	
Kanal- und Entwässerungsplanung	
B-4.1 Lageplan Kanalisations- und Entwässerungsanlagen	1 : 1.000
B-4.2 Lageplan und Schnitt RBF Nord	1 : 500/50
B-4.3 Lageplan und Schnitt RBF Süd	1 : 500/50
B-4.4 Querschnitt Entwässerung Promenade (Schnitt 1-1)	1 : 50/10
B-4.5 Übersichtslageplan Einzugsgebiete und Konzept Regenwasser	1 : 2.000

Verwendete Unterlagen

- [1] DWA Regelwerk DWA A 110
Hydraulische Dimensionierung und Leistungsbe-
weis von Abwasserkanälen und Leitungen
2006
- [2] DIN EN 752
Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden,
Teil 2: Anforderungen
2017
- [3] Arbeitsblatt DWA-A 117
Bemessung von Regenrückhalteräumen
Dezember 2013
- [4] DWA Regelwerk DWA A 118
Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen
März 2006
- [5] ATV-DVWK (2004)
Bewertung der hydraulischen Leistungsfähigkeit bestehender Entwässerungssysteme, Arbeitsbericht DWA-AG ES-2.1 „Berechnungsverfahren“. In: KA Abwasser Abfall, Heft 1/2004, S. 69-76
- [6] Arbeitsblatt DWA-A 125
Rohrvortrieb und verwandte Verfahren
Dezember 2008
- [7] Arbeitsblatt DWA-A 128
Richtlinie für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen
April 1992
- [8] Arbeitsblatt DWA-A 166
Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und –rückhaltung, Konstruktive Gestaltung und Ausrüstung
2013
- [9] Arbeitsblatt DWA-A 262
Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Pflanzenkläranlagen mit bepflanzten Bodenfiltern zur biologischen Reinigung kommunalen Abwassers
- [10] Merkblatt DWA-M 153
Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser
August 2007
- [11] Arbeitsblatt DWA-A 178
Retentionsbodenfilteranlagen
Juni 2019

- [12] Retentionsbodenfilter
Retentionsbodenfilter - Handbuch für Planung, Bau und Betrieb
Juni 2015
- [13] Anforderungen an die Niederschlagsentwässerung im Trennverfahren
RdErl. d. Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz – IV-9 031 001 2104 -, vom 26.05.2004
- [14] Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg
Handbuch Altlasten und Grundwasserschadensfälle: „Grundwasserreinigung bei der Bearbeitung von Altlasten und Schadstoffen“
1995
- [15] IndVO
Indirekteinleitung in öffentliche Abwasseranlagen wird geregelt durch die Verordnung des Umweltministeriums über das Einleiten von Abwasser in öffentliche Abwasseranlagen (Indirekteinleiterverordnung – IndVO) vom 19.04.1999
- [16] Merkblatt DWA-M 606
Grundlagen und Maßnahmen der Seentherapie
Dezember 2006
- [17] DIN EN 15029
Produkte zur Aufbereitung von Wasser für den menschlichen Gebrauch – Eisen(III)hydroxidoxid; Deutsche Fassung EN 15029:2006
Juni 2006
- [18] Baugrunduntersuchungen Ahlenberg Ingenieure GmbH
Entwicklung Trabrennbahn Recklinghausen - Geländerückbau, orientierende Bodenuntersuchung, Bauschadstoffuntersuchung, Rückbau- und Verwertungskonzept
Oktober 2016
- [19] Manny, B. A.; Johnson, W. C.; Wetzel, R. G.
Nutrient additions by waterfowl to lakes and reservoirs: predicting their effects on productivity and water quality. In: Hydrobiologia 279/280, pp. 121-132
1994
- [20] Marion, L.; Clergeau, P.; Brient, L.; Bertru, G.
The importance of avian-contributed nitrogen (N) and phosphorus (P) to lake Grand-Lieu, France. In: Hydrobiologia 279/280, pp. 133-147
1994
- [21] Tappebeck, L. & Raschewski, U.
Einfluss von Wassergeflügel auf den Nähr- und Sauerstoffhaushalt im Arendsee (Land Sachsen-Anhalt)
1993
- [22] Emschergenossenschaft
Bärenbach Siemensstraße in Recklinghausen-Hillerheide – Konzeptionelle Planung eines Grundwasserersatzsystems – Heft 2: Grundwassermodell
März 2016

- [23] Lampert, W. & Sommer, U.
Limnökologie – 2. überarbeitete Auflage
1999
- [24] Schiechl, H. M. & Stern, R.
Naturnaher Wasserbau – Anleitung für ingenieurbio­logische Bauweisen
2002
- [25] DWD
Hydrometeorologie Berlin-Buch
März 2015
- [26] Eurofins Umwelt West GmbH
Probennahmeprotokolle und Grundwasseranalytik
März 2017
- [27] Baugrunduntersuchungen Ahlenberg Ingenieure GmbH
Ergebnisse der Rammkernsondierungen
April 2017
- [28] Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG)
Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung in der Fassung der Bekanntmachung vom 24. Februar 2010 (BGBl. I S. 94), das zuletzt durch Artikel 10 des Gesetzes vom 25. Juli 2013 (BGBl. I S. 2749) geändert worden ist.
Juli 2013
- [29] Wetzel, R. G. (Academic Press, ISBN 0-12-744760-1):
Limnology, Lake and River Ecosystems
2001
- [30] LAWA (Kulturbuchverlag Berlin, 1999):
Gewässerbewertung – stehende Gewässer. Vorläufige Richtlinie für die Erstbewertung von natürlich entstandenen Seen nach trophischen Kriterien
1999
- [31] KLS Planungsbüro für Gewässerschutz, Hamburg
Rantzauer See – Machbarkeitsstudie zur Verbesserung der Wasserqualität
2014
- [32] Imhoff, K. & K.
Taschenbuch der Stadtentwässerung
Oldenbourg Industrieverlag, ISBN-10: 3-8356-3094-6
2007
- [33] Dwa Fachbeiträge Gewässer und Boden (KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2014 (7) Nr. 1):
Das Konzept PHOENIX See: Nachhaltiges Management von Makrophyten-Massentwicklungen durch eine Kombination nährstoffarmer Standortbedingungen und Bepflanzung mit Armeleuchteralgen
2017

- [34] Weyer, K. (LANUV NRW):
Rote Liste der Armleuchteralgen (Characeae) in Nordrhein-Westfalen: in Rote Liste der gefährdeten Pflanzen, Pilze und Tiere in Nordrhein-Westfalen LANUV-Fachbericht 36: 273 – 283, Recklinghausen
November 2010
- [35] HPC AG
Hydrogeologische Untersuchungen:
Ergebnisse der Grundwasseranalytik
Ergebnisse der Regenwasseranalytik
Ergebnisse der Trinkwasseranalytik
Januar und Februar 2020
- [36] DWA Merkblatt M 504
Ermittlung der Verdunstung von Land und Wasserflächen
31. August 2016
- [37] Emscher Lippe Wassertechnik
Grundwassermodell für die Trabrennbahn Hillerheide
15.01.2020
- [38] Emscher Lippe Wassertechnik
Grundwassermodell für die Trabrennbahn Hillerheide
16.03.2020
- [39] Björnsen Beratende Ingenieure GmbH
Machbarkeitsstudie Trabrennbahnsee
Juli 2017

Abkürzungsverzeichnis

AFS	Abfiltrierbare Stoffe
AK	Abwasserkanal
BBodSchV	Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung
BSB	Biologischer Sauerstoffbedarf
CSB	Chemischer Sauerstoffbedarf
EG	Emschergenossenschaft
EGLV	Emschergenossenschaft / Lippeverband
Fe	Eisen
GP	Gesamtphosphor
GOK	Geländeoberkante
GW	Grundwasser
GWM	Grundwassermessstelle
KMBD	Kampfmittelbeseitigungsdienst
LFischVO	Landesfischereiverordnung
LG NW	Landschaftsgesetz Nordrhein-Westfalen
LWG	Landeswassergesetz
NRW	Nordrhein-Westfalen
NW	Nennweite
OECD	Organisation for Economic Cooperation and Development
OGewV	Oberflächenverordnung
P	Phosphor
PAK	Polyaromatische Kohlenwasserstoffe
RBF	Retentionsbodenfilter
PEA	Phosphoreliminationsanlage
PW	Pumpwerk
RRA	Regenrückhalteanlage
RRB	Regenrückhaltebecken
RW	Regenwasserkanal
SKU	Stauraumkanal mit untenliegender Entlastung
SW	Schmutzwasserkanal
TOC	Total organic carbon
TS	Trockensubstanz
UVP	Umweltverträglichkeitsprüfung
UVPG	Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung
UWB	Untere Wasserbehörde
VM	Versickerungsmulde
WHG	Wasserhaushaltsgesetz
WRRL	Wasserrahmenrichtlinie
Z _{epi}	theoretische Durchmischungstiefe
Z _{max}	maximale Wassertiefe

1 Einleitung

Im Zuge der Umwidmung des Geländes des ehemaligen Trabrennbahnareals in Recklinghausen sieht der Rahmenplan u. a. die Herstellung eines Sees vor. Der See wird nach Westen durch private Wohnsiedlungen sowie öffentlichen Einrichtungen eingefasst. Nördlich des Sees entstehen Kleingewerbe. Nach Osten schließen sich Wohnsiedlungen und Gewerbeflächen an. Nach Süden wird der See von einem Grünstreifen, der auch als Lärmschutzwall zur angrenzenden BAB A2 dienen soll, gesäumt.



Abbildung 1: *Ausschnitt Rahmenplan der reicher haase assoziierte GmbH (Architekten - Stadtplaner - Ingenieure) / club L 94 Landschaftsarchitekten für das Untersuchungsgebiet mit zentraler Darstellung des „Hillersees“ auf dem Areal der ehemaligen Trabrennbahn (Stand Juni 2016)*

Der geplante See hat als städtebauliches Element gestaltende Funktion. Das Gewässer soll insbesondere optischen Ansprüchen gerecht werden, d. h. „sauberes“, algenfreies Wasser bei möglichst konstanter Wasserspiegellage aufweisen.

Die Stadtentwicklungsgesellschaft Recklinghausen mbH (SER GmbH) hat die Björnßen Beratende Ingenieure GmbH und das Ingenieurbüro Berg mit der See- und Entwässerungsplanung beauftragt. Die Planung ist mit den weiteren Fachdisziplinen, u. a. die Freianlagenplanung, Masterplanung und Straßenplanung abzustimmen.

Mit den folgenden Unterlagen wird die Vorplanung für die Ingenieurbauwerke (See und Entwässerungsanlagen) vorgelegt.

2 Grundlagen und Restriktionen

2.1 Allgemeines

Eine vollständige Übersicht über die zusammengestellten und berücksichtigten Grundlagen ist in Anlage A-1 gegeben.

Nachfolgend werden die wesentlichen Grundlagen und Restriktionen kurz dargestellt.

2.2 Beschreibung des Planungsraums

Der Planungsraum befindet sich im Stadtteil Recklinghausen-Hillerheide zwischen der im Norden angrenzenden Blitzkuhlenstraße und der im Süden anschließenden Autobahn BAB A2. Die Zugänglichkeit zum Planungsraum erfolgt von der Blitzkuhlenstraße über die nordwestliche Toranlage oder über die Zufahrtsstraße „An der Rennbahn“ sowie im Westen über die Toranlage an der „Theodor-Esch-Straße“.

Es handelt sich bei der rund 34 ha großen Fläche um ein ehemaliges Trabrennbahnareal. Im westlichen Bereich des Geländes befinden sich die ehemaligen Tribünenanlagen sowie weitere Gebäude (u.a. Garagen, Lagerhallen, Werkstatt- und Wohngebäude). Derzeit wird die oberirdische Gebäudesubstanz rückgebaut.

2.3 Planerische Vorhaben und Vorgaben Dritter

Durch die Planungsbüros reicher haase assoziierte GmbH und club L94 Landschaftsarchitekten GmbH wurde im Auftrag der Stadt Recklinghausen eine Rahmenplanung für die zu entwickelnde Fläche entworfen. Das entsprechende städtebaulich-freiraumplanerische Konzept sieht "Wohnen am Wasser" auf dem Gelände der ehemaligen Trabrennbahn vor und wird durch die vorgenannten Planungsbüros derzeit konkretisiert. Im Zuge der Planungskonkretisierung erfolgt die Erstellung eines Strukturkonzeptes mit Darstellung der räumlichen Einordnung im Stadtteil (Maßstab 1:2.000) sowie die Erarbeitung eines städtebaulich-freiraumplanerischen Gesamtkonzeptes als Lageplan mit Dachaufsicht (Maßstab 1:1.000). In diesem Rahmen werden auch die Themen Lärmschutzkonzept, Regenwasser/Entwässerungskonzept, Erhalt von Vegetationselementen und Baumbeständen, Baustufenkonzept inhaltlich bearbeitet. Darüber hinaus hat das Büro Ahlenberg Ingenieure GmbH erste Bodenerkundungen und Grundwasseruntersuchungen (einschließlich Errichtung von Grundwassermessstellen), ein

Abbruch- und Entsorgungskonzept für die aufstehenden Gebäude sowie ein Massenmanagement für das zu entwickelnde Areal erstellt.

2.4 Nutzungen

Die oberirdische und unterirdische Bausubstanz wird derzeit rückgebaut. In einem folgenden Bauabschnitt werden die Auffüllungen durch die vorgreifende Geländeherrichtung aufgenommen und die vorhandene Infrastruktur (u. A. Leitungen) zurückgebaut. Es kann nach Aussagen der SER von Leitungsfreiheit auf dem Gelände vor der Herstellung des Sees ausgegangen werden.

2.5 Landschaftsplanerische Randbedingungen

Im Rahmen der Planung werden durch Froehlich & Sporbeck GmbH & Co. KG eine landschaftspflegerische Bergleitplanung, die UVP und zugehörige Umweltgutachten erstellt.

2.6 Baugrund

2.6.1 Baugrundeigenschaften

Seitens der Ahlenberg Ingenieure GmbH wurden im Auftrag der SER mbH Baugrunduntersuchungen im September 2016 durchgeführt. Im Rahmen der geotechnischen Untersuchungen wurden auf dem Areal der ehemaligen Trabrennbahn Rammkernsondierungen durchgeführt.

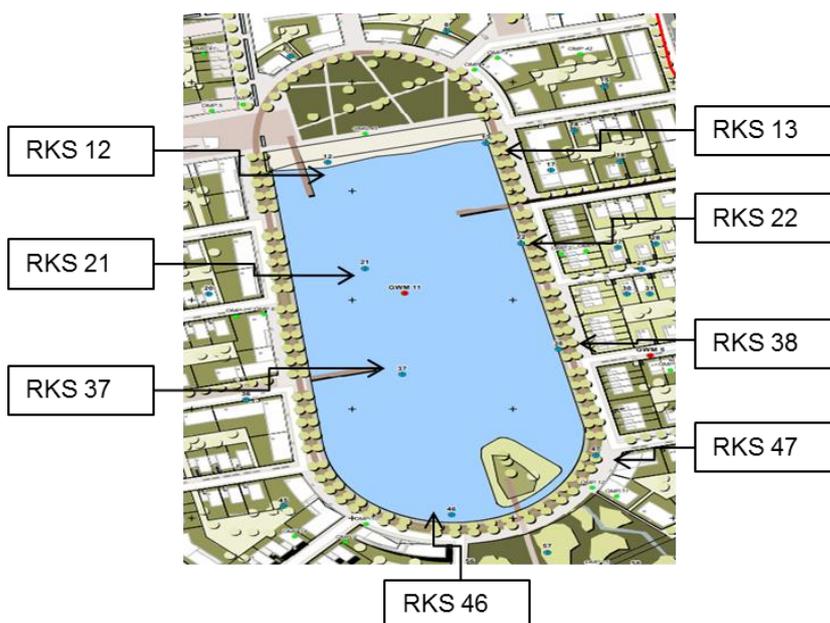


Abbildung 2: Rahmenplan des Untersuchungsgebietes mit Lage der durchgeführten Rammkernsondierungen [18]

Die Schichtenverzeichnisse der durchgeführten Rammkernsondierungen sind den folgenden Abbildungen zu entnehmen.

RKS 21

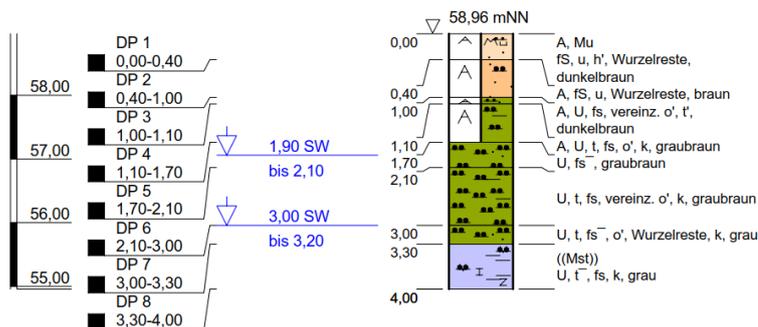


Abbildung 3: Aufschluss Rammkernsondierung 21 [18]

RKS 22

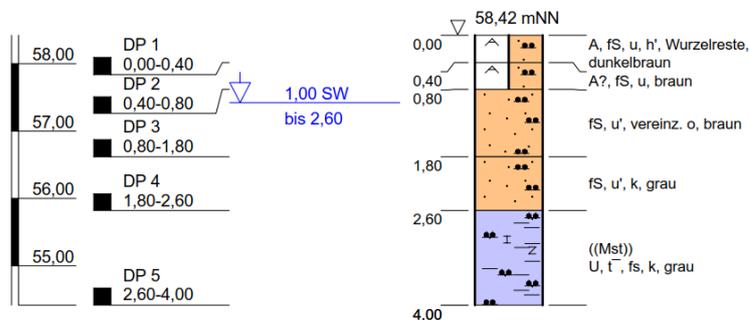


Abbildung 4: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 22 [18]

RKS 37

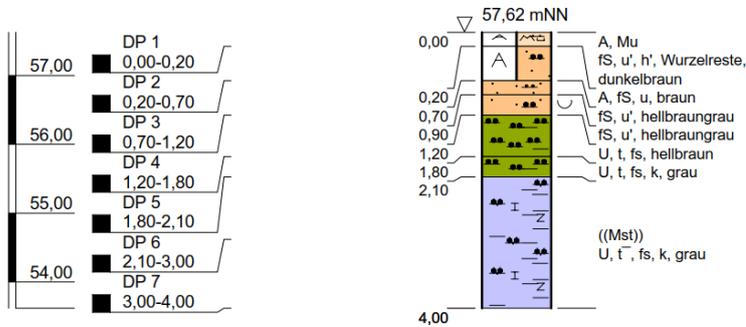


Abbildung 5: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 37 [18]

RKS 38

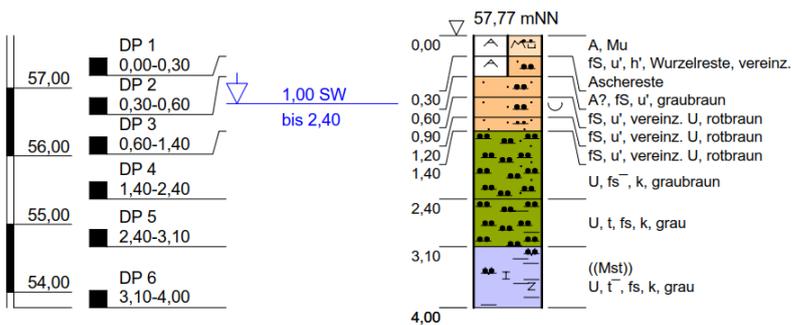


Abbildung 6: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 38 [18]

RKS 46

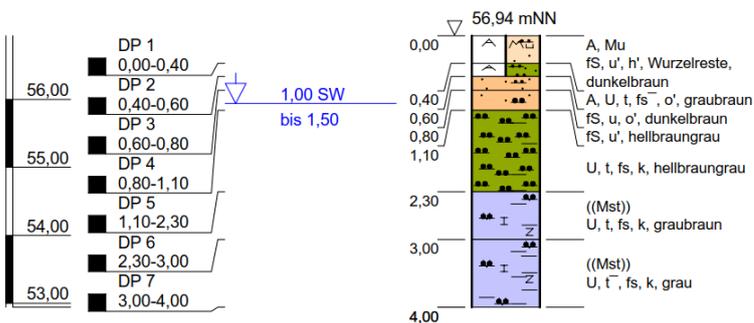


Abbildung 7: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 46 [18]

RKS 47

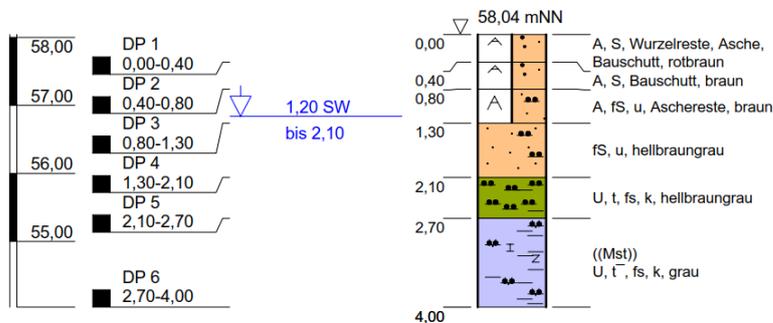


Abbildung 8: Aufschlussbohrung Rammkernsondierung 47 [18]

Aus dem Ergebnis der vorgenannten Baugrunderkundung ergibt sich folgende stratigraphische Abfolge [18]:

Das Untersuchungsgebiet liegt am Nordrand des Verbreitungsgebietes der Niederterrassenablagerungen der Emscher und ihrer Nebengewässer (Hellbach, Bärenbach). In den durchgeführten Aufschlüssen (RKS) des Zentralbereiches der ehemaligen Trabrennbahn stehen künstliche Auffüllungen an, deren Mächtigkeiten zwischen 0,60 und 1,70 m liegen. Die Auffüllungen setzen sich i. W. aus umgelagerten Böden (Sand und Schluff) sowie aus Bauschutt, Asche, Rote Halde, Bergematerial und Schlacke mit mineralischen Anteilen (Beimengungen an Asphalt, Beton und Kohle) zusammen. Unterhalb der Auffüllungen wurden quartäre schluffige Feinsande und feinsandige Schluffe erbohrt. Darunter folgt der Emschermergel in Form von grauen Mergel- und Tonmergelsteinen der Kreide, die im oberflächennahen Bereich z. T. stark geklüftet und verwittert sind [18].

Der oberste Grundwasserleiter wird von den geringmächtigen Sanden/Schluffen des Quartärs gebildet (Porengrundwasserleiter). Das Grundwasser innerhalb der quartären Sande/Schluffe bewegt sich generell in südliche bis südwestliche Richtung auf die als Vorfluter dienende Emscher zu. Der darunter folgende Grundwasserleiter wird vom Festgestein der Oberkreide bzw. Emschermergel aufgebaut (Kluftgrundwasserleiter). Dort fließt das Grundwasser vorwiegend entlang der geöffneten Spalten, Klüfte und Schichtfugen [18]. Für das Untersuchungsgebiet ist, nach Aussagen des IB Ahlenberg, das Vorkommen von artesisch gespanntem Grundwasser bisher nicht bekannt. Dies sollte im Rahmen der weiteren Aufschlüsse geprüft werden.

Wasserzutritte während der Feldarbeiten, die durch Ahlenberg Ingenieure durchgeführt worden sind, konnten in den Sondierungen zumeist innerhalb des gewachsenen Bodens (RKS 12, 13, 21, 22, 37, 38, 46) bzw. auch innerhalb der Auffüllungen (RKS 47) festgestellt werden.

Zur Bestimmung der Körnungslinien der Untergrundschichten wurden im Zuge der Baugrunduntersuchungen an 10 Bodenproben kombinierte Sieb- und Schlämmanalysen gemäß DIN 18123 durchgeführt. Anhand der Laborversuche sind die Böden überwiegend als Sand, schluffig, teilweise schwach tonig bis tonig, vereinzelt schwach humos anzusprechen.

Die Aufschlüsse reichen nur zum Teil in den Mergelhorizont, darüber hinaus sind die Grundwassermessstellen nicht bis in den Mergel ausgebaut. Es kann damit nicht ausgeschlossen werden, dass beim Eingriff in den Mergel gespanntes Grundwasser angetroffen wird. Es wird daher empfohlen, insbesondere im Bereich der Gründungen tiefere Aufschlüsse durchzuführen. Für die weitere Planung wird ein entsprechender Geotechnischer Bericht benötigt. Dieser soll durch HPC erstellt werden.

2.6.2 Altlasten und Bodenverunreinigungen

In dem Untersuchungsgebiet sind gemäß Kataster über Altlasten und altlastenverdächtige Flächen drei Verdachtsflächen in Form von Aufschüttungen bekannt. Die Verdachtsflächen sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

Im Rahmen der Abstimmung mit der UWB wurde auf eine Altlastenverdachtsfläche nördlich Blitzkuhlenstraße hingewiesen. Auf Basis des Grundwassermodells soll ggf. untersucht werden, ob Altlasten aus dieser Fläche mobilisiert werden können.

2015 wurde auf Flur 541, Flurstück 455 eine Sondierung im Nordwesten des Grundstückes veranlasst, welche eine Anschüttung von 1,50 m aus **Ziegel** aufzeigte.

Die Grundstücke Gemeinde Recklinghausen, Gemarkung Recklinghausen, Flur 447, Flurstück 202, Trabrennbahn Hillerheide sowie Flur 541, Flurstück 453, Trabrennbahn sind teilweise im Kataster über Altlasten und altlastverdächtige Flächen unter der Bezeichnung 4409/130 Deponie und 4409/289 AA Trabrennbahn erfasst. Von 1975 bis 1976 wurde Bauschutt, Hausmüll und Bodenaushub niedergebracht. Inwieweit Belastungen durch nicht genehmigte Entsorgung von Hausmüll entstanden sind, wurde bisher nicht untersucht. 1952 wurde diese Fläche u.a. als wilde Kippe gebraucht.



Abbildung 9: Lageplan Altablagerungen Flur 447, Flurstück 202 und Flur 541, Flurstück 453 [18] (Grundlage Untere Bodenschutzbehörde, Kreis Recklinghausen, Stand: 15.01.2016)

2.6.3 Kampfmittel

Mit Schreiben vom 27.08.2015 der Stadt Recklinghausen, Bürger- und Ordnungsangelegenheiten, wird mitgeteilt, dass gemäß vorliegender Stellungnahme des Staatlichen Kampfmittelbeseitigungsdienstes (KBD) eindeutige Hinweise auf eine Kampfmittelbelastung, entsprechend Indikator 3, für das Planungsgebiet vorliegen. Es handelt sich gemäß Schreiben um eine teilweise Bombardierung, Stellungsbereiche, Schützenlöcher, Laufgräben, teilweise Artilleriebeschuss sowie acht Blindgängerverdachtspunkte.

Die konkreten Kampfmittelverdachtspunkte sind im vor Baubeginn zu untersuchen. Die Flächen mit Bombardierung sollten nach abtragen der Auffüllungen durch Flächensondierung untersucht werden. Ggf. entstehende Verdachtsmomente wie konkrete Verdachtspunkte freizulegen. Ggf. ist das Kampfmittel zu bergen. Es wird davon ausgegangen das die konkreten Maßnahmen durch die SER im Vorfeld veranlasst werden und das Baufeld kampfmittelfrei eingestuft wird.

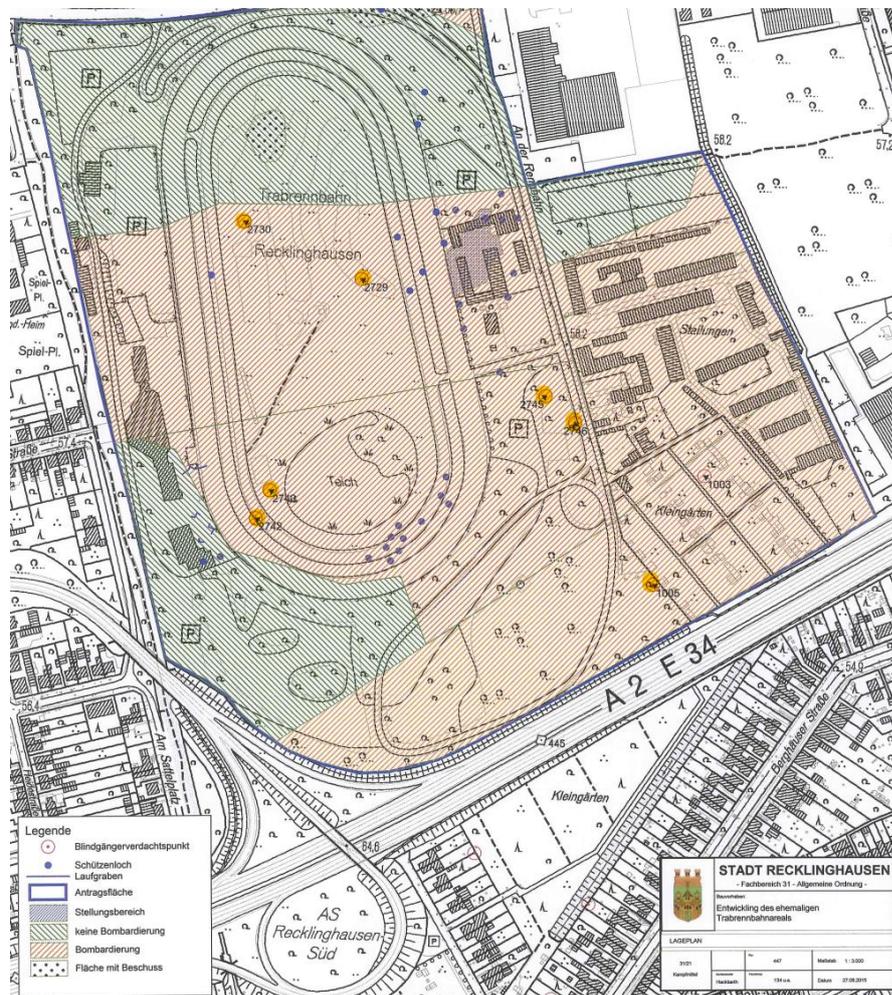


Abbildung 10: Kampfmittelverdachtsflächen (rot schraffiert) und Verdachtspunkte (orangene Kreise)

2.6.4 Bauhindernisse

Die vorliegenden Ergebnisse aus den Voruntersuchungen hinsichtlich allgemeiner Baugrundverhältnisse, erhoben durch Ahlenberg Ingenieure, geben keine Hinweise auf mögliche Hindernisse (z.B. grobstückige Einlagerungen oder Bauwerksreste) im Baugrund.

2.7 Wasserwirtschaftliche Grundlagen

2.7.1 Qualität (physikalisch-chemisch)

Anforderungen Wasserqualität

Der für die Gewässergüteentwicklung eines Standgewässers maßgebliche Prozess ist die Eutrophierung, d.h. die (anthropogen beschleunigte) Zunahme des Trophiegrades, die eine erhöhte Primärproduktion verursacht [23]. Neben der Verfügbarkeit von Nährstoffen hängt die

Intensität der Primärproduktion von weiteren Faktoren ab, insbesondere dem Lichtdargebot und der Temperatur [23]. Phosphor ist in Standgewässern typischerweise der wachstumslimitierende Nährstoff. Gesamtphosphor (P_{ges}, Summe aller Phosphorverbindungen) wird daher in der Regel als wichtiger Indikator für die Gewässerbeschafftheitsentwicklung herangezogen. Über gewässerinterne Umsatzprozesse können nicht-pflanzenverfügbare Bindungsformen des Phosphor in pflanzenverfügbare Formen (Orthophosphat, PO₄-P) umgewandelt werden, so dass eine gute Korrelation zwischen Gesamtphosphor und der Gewässerproduktivität besteht [23]. Weitere nach Oberflächengewässerverordnung 2016 für die Wasseranalytik empfohlene Parameterschwerpunkte sind der Nährstoff- (pH-Wert) und Salzgehalt, der Versauerungszustand und der Sauerstoffhaushalt (gelöster Sauerstoff).

Der geplante See unterscheidet sich insofern von natürlichen Gewässern, als dass kein natürliches oberirdisches Einzugsgebiet vorhanden ist. Bestimmend für die Seewasserqualität ist damit allein die Nährstoffzufuhr aus Zufluss des Grundwassers, des direkten Niederschlags, Zufluss aus der Regenwasserkanalisation, durch Tiere und Menschen sowie die Umsetzungsprozesse im See selbst. Daher wurden Beprobungen für das Grundwasser, Regenwasser (vgl. Kap. 2.7.3) und Trinkwasser (vgl. Kap. 2.7.4) durchgeführt und analysiert.

Als Leitbild wurde ein oligotropher bis mesotropher urbaner See (Trophiegrad rd. 20 µg/l) in Abstimmung mit der Unteren Wasserbehörde Recklinghausen am 05.12.2019 festgelegt.

Folgende Anforderungen an den guten ökologischen Zustand und das gute ökologische Potenzial nach OGewV werden an den geplanten See Typ 14 definiert:

Tabelle 1: Anforderungen an den guten ökologischen Zustand + ökologisches Potenzial nach OGewV für den See Typ 14

Parameter	Einheit	Maximalwert/Jahr
Biochemischer Sauerstoffbedarf in 5 Tagen (BSB ₅)	mg/l	< 4
Gesamter organischer Kohlenwasserstoff (TOC)	mg/l	< 7
Chlorid (Cl ⁻)	mg/l	≤ 200
Sulfat (SO ₄ ²⁻)	mg/l	< 140
pH-Wert	ohne	6,5 – 8,5
Eisen (Fe)	mg/l	≤ 1,80
Ortho-phosphat-Phosphor (o-PO ₄ -P)	mg/l	≤ 0,07
Gesamt-Phosphor (Gesamt-P)	mg/l	< 0,10
Ammonium-Stickstoff (NH ₄ -N)	mg/l	≤ 0,10
Ammoniak-Stickstoff (NH ₃ -N)	µg/l	≤ 1
Nitrit-Stickstoff (NO ₂ -N)	µg/l	≤ 30

2.7.2 Grundwasser

2.7.2.1 Grundwassermessstellen

Zur Ermittlung der hydrogeologischen Verhältnisse wurden im Rahmen einer Grundwassererkundung im Einzugsbereich des Trabrennbahnareals im Dezember 2016 insgesamt 13 Grundwassermessstellen errichtet. Darüber hinaus gibt es in der Umgebung verschiedene Grundwassermessstellen der Emschergenossenschaft. Einen Ausschnitt zeigt die folgende Abbildung. Hier wurden nur die GWM welche für die Nachkalibrierung des angesetzt wurden dargestellt.

Die Grundwassermessstellen auf dem Planungsraum wurden nicht mit Datenloggern ausgerüstet. In der Zeit von Dez 2016 bis Dez 2019 wurden keine Messungen in den Grundwassermessstellen vorgenommen, so dass keine Daten für die Kalibrierung des Grundwassermodells zur Verfügung standen. Seitens der SER wurde HPC mit der Ausrüstung und Messung der Grundwassermessstellen beauftragt, so dass seit Mitte Januar 2020 die Grundwasserstände auf dem Gelände aufgezeichnet werden. Zum Stand der Vorplanung lagen Auswertungen der GWM 2, 5, 6, 7 und 9 für den Zeitraum vom 17.01.2020 bis 04.03.2020 vor.

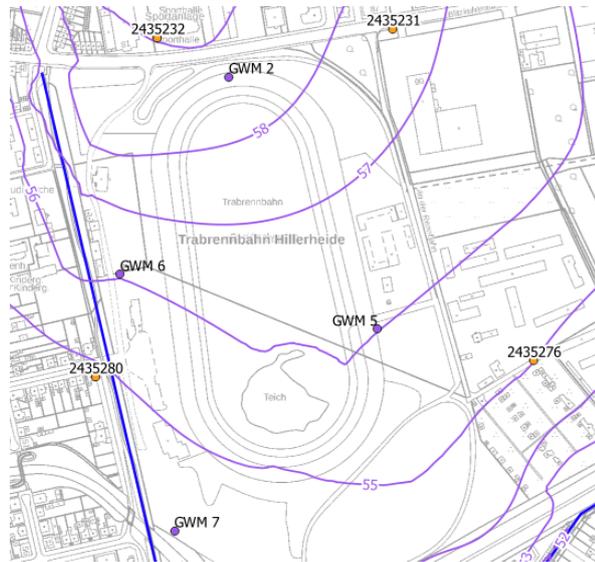


Abbildung 11: Lage der GWM, Emschergenossenschaft (2435231/32/80) und SER (GWM2/5/6/7)

2.7.2.2 Flurabstände und Gleichen

Seitens der Emschergenossenschaft sind im Rahmen der Erstellung des Grundwassermodells Bärenbach - Siemensstraße - in Recklinghausen-Hillerheide Erhebungen zu den Grundwasserständen durchgeführt worden. Das Modellgebiet umfasst ebenso die Fläche des gegenwärtigen Untersuchungsgebietes.

Die langjährigen Auswertungen außerhalb des Areals sowie die der Datenlogger auf dem Gelände der ehemaligen Trabrennbahn zeigen Abbildung 12 und Abbildung 13.



Abbildung 12: Grundwasserganglinie im Norden des geplanten Sees und GWM 2 (grün)

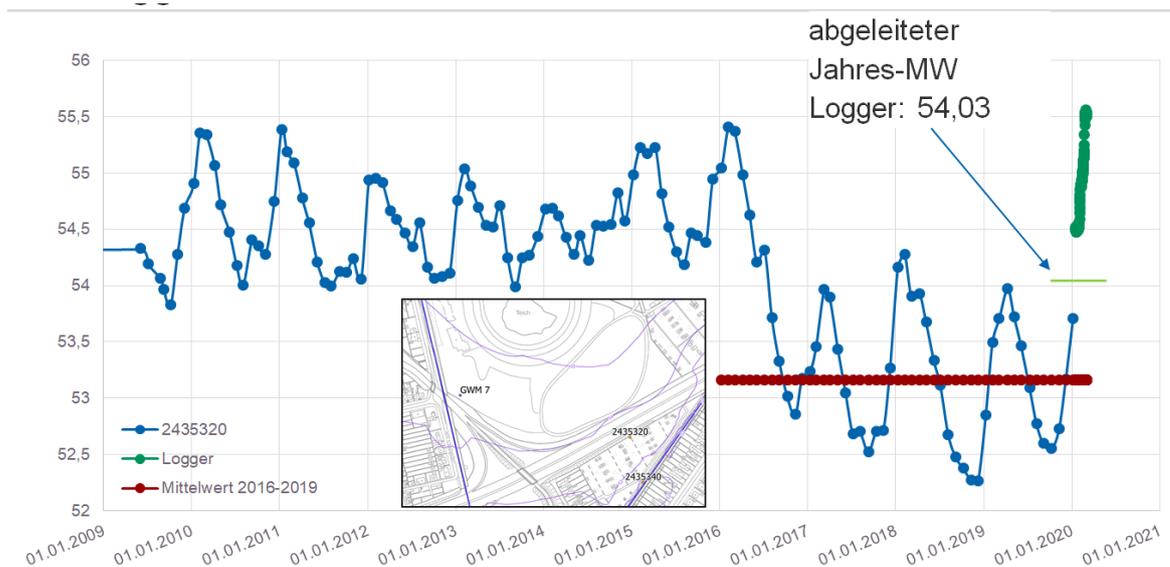


Abbildung 13: Grundwasserganglinie im Süden des geplanten Sees und GWM 7 (Grün)

Damit ergibt sich ein deutliches Abwärtsgefälle des Grundwasserspiegels von Norden nach Süden. Die Darstellung der Ganglinien zeigen jahreszeitliche Schwankungsbreiten von bis zu 2 m im Norden und etwa 1 bis 1,5 m für die Messstellen im Süden. Der dortige Versprung im Jahr 2016 ist auf die Inbetriebnahme einer Drainage durch die Emschergenossenschaft zu erklären.

Für das Grundwassermodell wurden folgende Grundwasserstände angesetzt (Stand Dezember 2019):

Nördliches Ufer nach Grundwassergleichenplan	57,3 m NHN
Südliches Ufer nach Grundwassergleichenplan	55,4 m NHN

Nach Vorlage der Loggerdaten vom Trabrennbahnareal (Zeitraum Mitte Januar bis Mitte März) wurde das Grundwassermodell neu kalibriert, es basiert jetzt auf folgende Daten:

Nördliches Ufer nach Loggerdaten GWM 2	57,6 m NHN
Südliches Ufer nach Loggerdaten GWM 7	55,3 m NHN

In Bezug auf einen eventuell gespannten zweiten Grundwasserleiter sollten weitere geotechnische Untersuchungen erfolgen und zusätzliche, tiefere Grundwassermessstellen errichtet werden. Ggf. sind noch weitere tiefere Messstellen auf dem Gelände vorhanden. Diese sollen durch HPC gesucht werden.

2.7.2.3 Analytik

Die Beprobung und Analyse des Grundwassers wurde von HPC an diversen Grundwassermessstellen (vgl. Kap. 2.7.2.1) im Projektgebiet vorgenommen. Die Ergebnisse der hydrogeologischen Untersuchungen der Beprobung am 08.01.2020 sind der Anlage A-2.1 zu entnehmen [35].

Im Folgenden sind die Ergebnisse der Grundwasseruntersuchung am 08.01.2020 exemplarisch für die Grundwassermessstelle 1 (GWM 1) zusammengestellt [35].

Tabelle 2: Ergebnisse relevanter Parameter der Grundwasseranalytik vom 08.01.2020 für GWM 1 [35]

Prüfparameter	Einheit	Analyseergebnisse
Phosphor gesamt (P_{ges})	mg/l	0,77
Ammonium-Stickstoff ($\text{NH}_4\text{-N}$)	mg/l	< 0,03
Nitrit-Stickstoff ($\text{NO}_2\text{-N}$)	mg/l	nicht bestimmt
Nitrat-Stickstoff ($\text{NO}_3\text{-N}$)	mg/l	1,90
Wassertemperatur	°C	11,50
Sauerstoff	mg/l	1,90
Leitfähigkeit	$\mu\text{S/cm}$	745
pH-Wert	ohne	7,10

Nach Sichtung der Ergebnisse der Analytik vom 08.01.2020 erschienen die Analysewerte, vor allem für den Parameter Gesamt-Phosphor, deutlich erhöht. Im Zuge der Voruntersuchungen im Rahmen der Machbarkeitsstudie wurden deutlich geringere Phosphorgehalte ($P < 0,2 \text{ mg/l}$) nach [26] ermittelt.

Daraufhin wurde am 23./24.01.2020 eine weitere Grundwasserbeprobung durch HPC durchgeführt. Die Ergebnisse der hydrogeologischen Untersuchungen der Beprobung am 23./24.01.2020 sind ebenfalls der Anlage A-2.1 zu entnehmen [35].

Im Folgenden sind die Ergebnisse der Grundwasser Untersuchung am 23./24.01.2020 exemplarisch für die Grundwassermessstelle 1 (GWM 1) zusammengestellt [35].

Tabelle 3: Ergebnisse relevanter Parameter der Grundwasseranalytik vom 24.01.2020 für GWM 1 [35]

Prüfparameter	Einheit	Analyseergebnisse
Phosphor gesamt (P_{ges})	mg/l	< 0,05
Ammonium-Stickstoff ($\text{NH}_4\text{-N}$)	mg/l	< 0,03
Nitrit-Stickstoff ($\text{NO}_2\text{-N}$)	mg/l	< 0,006
Nitrat-Stickstoff ($\text{NO}_3\text{-N}$)	mg/l	nicht bestimmt
Wassertemperatur	°C	11,40
Sauerstoff	mg/l	1,70
Leitfähigkeit	$\mu\text{S/cm}$	1051
pH-Wert	ohne	7,10

Die Ergebnisse zeigen, dass im Vergleich zur ersten Beprobung am 08.01.2020, der entscheidende Parameter Gesamt-Phosphor deutlich geringer ist und unterhalb der Bestimmungsbegrenze von $0,05 \text{ mg/l}$ liegt.

Eine weitere Kontrollmessung am 04./05.02.2020 bestätigte die Ergebnisse der Analytik vom 23./24.01.2020. Die Ergebnisse der Beprobung am 04./05.02.2020 sind ebenfalls der Anlage A-2.1 zu entnehmen.

Augenscheinlich handelte es sich bei den Ergebnissen der Beprobung des Grundwassers am 08.01.2020 um eine Fehler in der Beprobung / während der Probennahme. Die Ergebnisse der Analytik vom 08.01.2020 werden im Zuge der Trophieabschätzung (vgl. Kap. 3.5.2) nicht herangezogen.

2.7.3 Regenwasser

Niederschlagsdaten werden für Recklinghausen wie folgt angegeben:

Tabelle 4: Jährliche Niederschlagsmengen (Minimum, Mittelwert, Maximum)XI[39]

Jährliche minimale Niederschlagshöhe	Jährliche mittlere Niederschlagshöhe	Jährliche maximale Niederschlagshöhe
$H_{N,min}$	$H_{N,m}$	$H_{N,max}$
mm/a	mm/a	mm/a
550	825	1000

Der typische Jahresgang des Niederschlags auf Monatsbasis wird im Kapitel 3.4.1 „Wasserbilanz“ erläutert. Hierbei werden auch die Verdunstungsdaten in Relation gebracht.

Durch die stoffliche Beschaffenheit des Regenwassers besteht ein direkter Zusammenhang zwischen dem Niederschlag und der Gewässergüte des Sees. Daher wurde das Regenwasser durch HPC am 04.02.2020 beprobt und analysiert. Die Analyseergebnisse sind der Anlage A-2.2 zu entnehmen [35].

Im Folgenden sind die Ergebnisse der Regenwasseruntersuchung zusammengestellt [35].

Tabelle 5: Ergebnisse relevanter Parameter der Regenwasseranalytik

Prüfparameter	Einheit	Analyseergebnisse
Phosphor gesamt (P_{ges})	mg/l	< 0,05
Ammonium-Stickstoff (NH_4-N)	mg/l	0,71
Nitrit-Stickstoff (NO_2-N)	mg/l	nicht bestimmt
Nitrat-Stickstoff (NO_3-N)	mg/l	0,2
Wassertemperatur	°C	nicht bestimmt
Sauerstoff	mg/l	nicht bestimmt
Leitfähigkeit	$\mu S/cm$	nicht bestimmt
ph-Wert	ohne	8,10

2.7.4 Trinkwasser

Zur Beschleunigung der Erstbefüllung kann eine Unterstützung mit Trinkwasser sinnvoll sein. Aus diesem Grund wurde neben der Beprobung des Grundwassers und des Regenwassers auch das Trinkwasser durch HPC am 24.01.2020 beprobt und analysiert. Die Analyseergebnisse sind der Anlage A-2.3 zu entnehmen [35].

Im Folgenden sind die Ergebnisse der Trinkwasseruntersuchung zusammengestellt [35].

Tabelle 6: Ergebnisse relevanter Parameter der Trinkwasseranalytik [35]

Prüfparameter	Einheit	Analyseergebnisse
Phosphor gesamt (P _{ges})	mg/l	0,14
Ammonium-Stickstoff (NH ₄ -N)	mg/l	< 0,03
Nitrit-Stickstoff (NO ₂ -N)	mg/l	nicht bestimmt
Nitrat-Stickstoff (NO ₃ -N)	mg/l	2,60
Wassertemperatur	°C	8,20
Sauerstoff	mg/l	10,30
Leitfähigkeit	µS/cm	497
ph-Wert	ohne	7,90

Die Ergebnisse der Analytik des Trinkwassers zeigen, dass der Gesamtphosphor (P_{ges}, Summe aller Phosphorverbindungen) als wichtiger Indikator für die Gewässerbeschafftheitsentwicklung mit 0,14 mg/l P (entsprechend 140 µg/l P) zu berücksichtigen ist.

2.7.5 Oberflächengewässer

Östlich der Trabrennbahn verläuft der **Bärenbach**, der nach einem Abschnitt parallel zur BAB A2 Richtung Süden schwenkt. Am Bärenbach wurde eine Maßnahme zur ökologischen Verbesserung durchgeführt und zudem eine Drainage angelegt, mit der die Grundwasserstände nach Sanierung und Abdichtung des Kanalnetzes im Bereich Leibnitzstr./Siemensstr. kontrolliert werden.

Westlich der Trabrennbahn verläuft in der Straße „Am Sattelplatz“ eine Drainage in Nord-Süd-Richtung, die als Teil des Grundwasserbewirtschaftungssystems anfallendes Sumpfungswasser nach Süden in die Emscher ableitet. Dieser im südlichen Teil offene Graben (**Hauptkanal**) wurde in den 1980er Jahren aufgegeben, aber aufgrund eines Grundwasseranstiegs erfolgt derzeit die Reaktivierung.

Die Lage des Bärenbachs im Osten und Süden der Trabrennbahn sowie der Drainage im Westen sind in Abbildung 14 dargestellt.

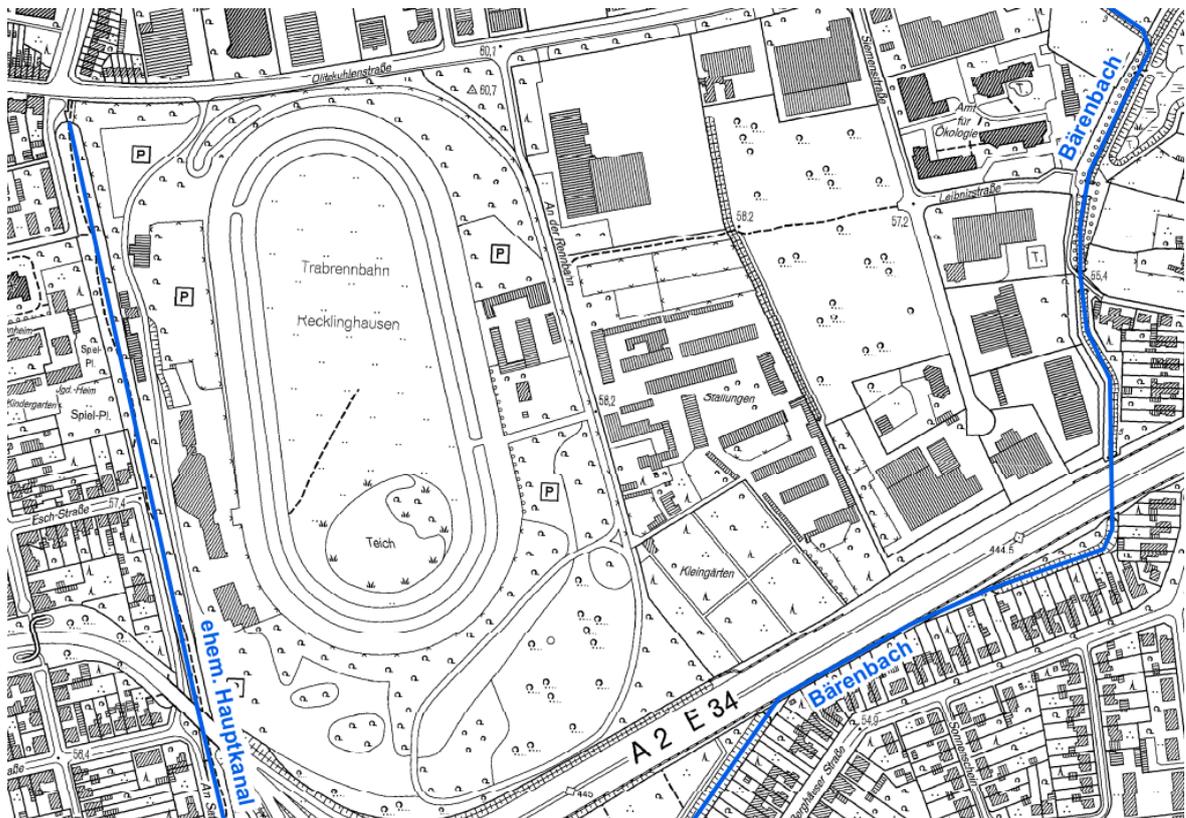


Abbildung 14: Lage des Bärenbachs und des Hauptkanals

2.7.6 Kanalbestand

Im Rahmen der vorliegenden Vorplanung wurde durch die Stadtentwässerung Recklinghausen ein Auszug aus dem öffentlichen Kanalinformationssystem zur Verfügung gestellt (Stand 29.01.2020).

Demnach befinden sich auf dem unmittelbaren Areal der ehemaligen Trabrennbahn keine Kanäle.

Im nördlichen Bereich, der Blitzkuhlenstraße, verläuft ein städtischer Mischwasserkanal DN 500. Die Sohlhöhen liegen zwischen 54 und 58 mNN. Der nach Westen fließende Teil dieses Kanals leitet im Nordwesten des Plangebiets in eine städtische Haltung DN 2000 „Am Sattelplatz“ ein.

Unterhalb dieser noch städtischen Haltung verläuft dann westlich des Untersuchungsgebietes „Am Sattelplatz“ der Haupt-Mischwasserkanal der EG (Emschergenossenschaft) DN 1800. Die Sohlhöhen des Kanals liegen zwischen 52 und 54 mNN. Hierdurch erreicht der Mischwassersammler Schachttiefen bis zu knapp 4 m.

In der östlich angrenzenden Straße „An der Rennbahn“ verlaufen Abwasserleitungen DN 500, 600 und 700, welche aber nicht mehr in Betrieb sind und somit nicht zum Anschluss von Schmutz- und oder Regenwasser herangezogen werden können.

Südlich der ehemaligen Trabrennbahn verläuft ein Regenwasserkanal DN 300, der in den Autobahnkanal DN 600 einleitet. Sohlhöhen und Gefälle für die Schächte und Haltungen sind keine angegeben.

Mit Datum vom 11.03. wurde die Stadt Recklinghausen gebeten, ergänzende Vermessungen entlang des Mischwasserhauptkanals durchzuführen, um die ggf. unterschiedlichen Höhensysteme des o.g. öffentlichen Kanalinformationssystems und der örtlichen Vermessung überein zu bringen. Zudem sollten Unstimmigkeiten in angegeben Höhen im Bereich der Theodor-Esch-Straße aufgeklärt werden.

Mit Datum vom 31.03.2020 teilte die Stadt Recklinghausen mit, dass aufgrund der Corona-Krise die Ergänzungsvermessung nicht in einem Zug durchgeführt werden kann und die endgültige Fertigstellung der Vermessung bis etwa Ende April 2020 in Anspruch nehmen wird.

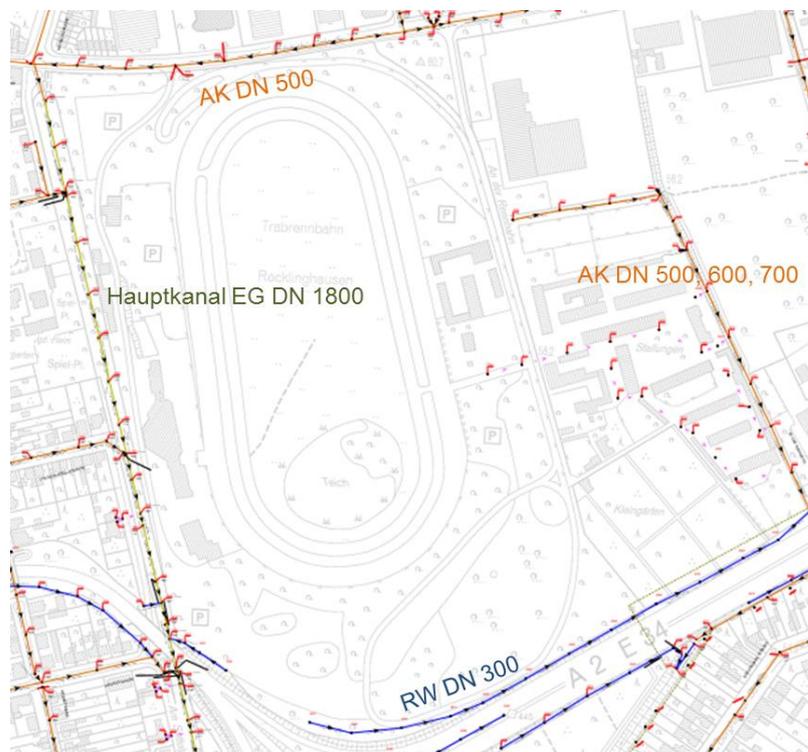


Abbildung 15: Ausschnitt Lageplan Kanalbestand (zur Verfügung gestellt durch Stadtentwässerung Recklinghausen (Sachgebiet 62/41), Stand: 29.01.2020)

Im Behördentermin am 05.12.2019 wurde seitens der Unteren Wasserbehörde und seitens der Stadtentwässerung Recklinghausen mitgeteilt, dass die Mischwasserkanalisation grundsätzlich nicht zum Anschluss von Regenwasser genutzt werden kann.

Da somit lediglich das Schmutzwasser des Plangebiets in die umliegenden Mischwasserkanäle eingeleitet wird, ist eine Prüfung der hydraulischen Leistungsfähigkeit nicht durchzuführen.

Hierbei ist noch zu klären, ob die Schmutzwasserhausanschlüsse für die einzelnen Gebäude direkt anzuschließen sind oder über Schmutzwassersammelkanäle abgeleitet und gebündelt anzuschließen sind. Bei den Kosten sind die Hausanschlussleitungen nach Aussage der SER zu berücksichtigen.

2.8 Grundeigentumsverhältnisse

Nach Aussage der SER ist der Planungsraum im Besitz der Stadt Recklinghausen.

2.9 Höhenverhältnisse

2.9.1 Geländehöhen

Die Geländehöhen im Untersuchungsgebiet variieren zwischen ca. 56,50 mNN bis 62,50 m NN. Im nördlichen Bereich des Trabrennbahnareals weist das Gelände Höhen von etwa 60,50 mNN auf. Die geringsten Geländehöhen von ca. 56,50 mNN sind im Südosten an der Berghäuser Straße sowie im Bereich des Teiches auf dem Trabrennbahnareal anzutreffen. In Richtung der Auffahrt zur BAB A2 steigt das Gelände bis ca. 58,50 mNN an. Im westlichen Bereich des Untersuchungsgebietes liegt das Gelände auf einem Niveau von über 60 mNN.

2.9.2 Gewässer und Kanalanschlüsse

Schmutzwasseranschluss

Die Sohlhöhen des Kanals DN 1800 im Westen liegen zwischen 52 und 54 mNN. Eine Ableitung des gesamten Schmutzwassers ist somit im freien Gefälle möglich.

Die unmittelbar an die Blitzkuhlenstraße im Norden angrenzende zukünftige Bebauung könnte schmutzwassertechnisch ggf. an die Mischwasserkanalisation in der Blitzkuhlenstraße angeschlossen werden. Dies kann aufgrund der ausreichenden Tiefenlage des Kanals ebenfalls im Freispiegelgefälle erfolgen.

Regenwasseranschlüsse

Grundsätzlich ist bis auf die beiden u.g. Konstellationen kein Regenwasseranschluss an die umliegende Kanalisation angedacht.

Allerdings ist im Entwurf zu prüfen, ob das Einzugsgebiet 4 (siehe Plan B4.5), welches aus topografischen Gründen nicht in den See geleitet werden kann, an den Mischwasserhauptsammler der EG angeschlossen werden darf. Dies wäre ebenfalls ohne Probleme im Freispiegelgefälle möglich.

Das Regenwasser der Blitzkuhlenstraße (Einzugsgebiet 5) wird weiterhin in die dort verlaufende Mischwasserkanalisation eingeleitet.



Abbildung 16: Konkretisierter Rahmenplan ohne Skizzierung des Ablaufs zum Bärenbach (Stand 16.03.2020)

Der aktuelle Rahmenplan weist keine Trasse des Bärenbachs aus. Im letzten Workshop und in der Abstimmung mit dem Freianlagenplaner wurde festgelegt, dass der Ablauf bis zum Retentionsbodenfilter Süd durch einen oder mehrere geschlossene Rohrleitung realisiert, im Bodenfilter dann an der nördlichen Wand als offenes Kastenprofil und am östlichen Ende des RBF dann als Grabensystem (Verlauf in Südliche Richtung) geführt werden soll.

3 Seeplanung

3.1 Bautechnische Gestaltung

3.1.1 Randbedingungen

Für den See wurde in der Rahmenplanung von reicher haase keine mittlere Wasserspiegelhöhe genannt. In der Machbarkeitsstudie wurde auf Basis der Grundwasserverhältnisse ein Seewasserspiegel von 56 m NHN angesetzt. Die Einfassung des Sees erfolgte naturnah mit Böschungen von 1:5 und einem Flachwassersaum. Es wurden verschiedene Seetiefen von 2,5 m und 3,5 m und unterschiedliche Nutzungen (mit und ohne Badebetrieb) untersucht. Alle Varianten hatten Grundwasseranschluss.

Im Rahmen der ersten Projektbesprechung und der Workshops zur Vorplanung wurden die Randbedingungen eines sowohl vertikal als auch horizontal nah an die Promenade heranreichenden Wasserspiegels vorgegeben. Daraus resultierte die Vorgabe einer harten Uferkante und eines Wasserspiegels von 57 m NHN. Auf diesen Randbedingungen sollte die weitere Planung basieren und das Grundwassermodell aufgestellt werden.

In der weiteren Vorplanung wurden die Einfassung des Sees und deren Ausgestaltung durch die Freianlagenplanung und Masterplanung fortgeschrieben. Im Vergleich zur Planung von reicher haase entfällt die nördliche gerade Ufertreppe. An dessen Stelle rückt eine geschwungene Steganlage, an der sich im nördlichen Kopf ein Schilfgürtel und der Retentionsbodenfilter anschließen. Zum See schließt sich in Teilen eine Stufenanlage an. Im Südkopf schließt sich ebenfalls ein von einem Steg eingefasster Schilfgürtel an.



Abbildung 17: Masterplanung Stand 16.03.2020

Im Vergleich zur Machbarkeitsstudie ist der See breiter geworden. Er weist eine Fläche von ca. 5,4 ha aus.

3.1.2 Wassertiefe

Gemäß Machbarkeitsstudie ergibt sich, dass sich bei bautechnisch realistischen Wassertiefen immer eine Durchmischung auch im Sommer einstellen wird. Diese im Jahreszyklus häufig vollständig durchmischten Seen werden als polymiktisch bezeichnet.

Auf Basis der im Rahmenplan definierten Fläche des Sees bestimmt sich das Volumen über die mittlere Tiefe. Das Seevolumen korreliert mit der Verweildauer des Wassers, der zu erwartenden mittleren Wassertemperatur und den Baukosten. Je größer das Volumen wird, desto länger ist die Verweildauer und stabiler die Wassertemperatur bei steigenden Baukosten.

In der Machbarkeitsstudie wurden Wassertiefen von 2,5 m und 3,5 m bei einer Seespiegellage von 56 m NHN untersucht. Aufgrund der Tatsache, dass die Uferkante durch eine Winkelstützwand eingefasst werden soll, ergeben sich im Vergleich zu den flachen Böschungen der Machbarkeitsstudie Mehrkosten. Aus diesem Grund wurde gleichzeitig eine Verringerung der Aushubtiefe untersucht.

Mit einem auf Vollenweider basierenden empirischen Gewässergütemodell haben wir eine Sensitivitätsanalyse in Bezug auf die Wassertiefe und deren Einfluss auf die Gewässergüte durchgeführt. Im Hinblick auf die empirischen Grundlagen des Vollenweider-Ansatzes stellt die Anwendung auf ein flaches Standgewässer der vorliegenden Größenordnung eine vereinfachende Herangehensweise mit abschätzendem Charakter dar.

Im Rahmen der einen Sensitivitätsanalyse wurden die Wassertiefen von 1,8 m, 2,5 m und 3,5 m auf Ihre Wirkung der P-Gehalte untersucht. Es ergaben sich mittlere P-Gehalte von 27 µg/l, 25 µg/l und 23 µg/l (gerechnet für die Variante 1.1, mittleres Jahr- siehe u. a. Kapitel 3.5). Zu berücksichtigen sind demgegenüber das bei geringerem Seevolumen größerer Temperaturschwankungen und höherer Temperaturen zu erwarten sind, welche wiederum das Algenwachstum beschleunigen.

Die Wassertiefe wird auch durch den Massenbedarf der weiteren Baulose (insbesondere der Geländeherrichtung) bestimmt. Gemäß Aussagen des Fachplaners HPC werden rund 100.000 m³ natürliche Böden benötigt. Der Horizont der Unterkante der Auffüllungen wurde von HPC mit Datum vom 16.03.2020 als digitales Geländemodell übermittelt. Der Aushub sollte von der Unterkante der Auffüllungen ermittelt werden. Im Rahmen der Leistungsphase 2 wurden die Massen zunächst von Hand über die Bohrprofile ermittelt. Eine Nachrechnung mittels DGM erfolgt in der LP 3.

Die konstruktive Gestaltung des Seeufers mittels Ortbetonwand führt zu deutlichen Mehrkosten gegenüber der Machbarkeitsstudie (siehe folgendes Kapitel). Um die Mehrkosten zu verringern wurde die Seewassertiefe gegenüber der Machbarkeitsstudie reduziert. Zur Untersuchung der Varianten wurden zwei unterschiedliche Seetiefen bezogen auf den Seewasserspiegel von 57 m NHN angesetzt:

- a) Seetiefe von netto 1,8 m
- b) Seetiefe von netto 2,5 m

Über die Seetiefe hinaus bestimmt sich die Aushubtiefe nach der Ausführung der Seesohle, die je nach konstruktiver Ausbildung (abgedichtet oder nicht abgedichtet) unterschiedlich ausfällt (siehe auch Kapitel Grundwasseranschluss).

3.1.3 Ufereinfassung

Prinzipiell stehen zwei grundsätzliche Möglichkeiten für die Ufereinfassung zur Auswahl:

- geböschten Uferkante, wie sie in der Machbarkeitsstudie angesetzt worden ist, oder
- harte urbane Uferkante, z. B in Form einer Spund- oder Stahlbetonwand.

Die Ausführung einer geböschten Variante ist naturnäher und günstiger. Wasserspiegelschwankungen führen jedoch zu einem ungünstigeren Erscheinungsbild, wenn man die Böschungen erlebbar machen und nicht durch einen Schilfgürtel verdecken will. In der Wasserwechselzone setzen sich Stoffe ab und die Böschungen lassen sich nicht dauerhaft begrünen. Darüber hinaus ziehen sie Wasservögel an.

Seitens der Masterplanung und der SER wurde daher beschlossen, dass die Uferkante senkrecht ausgeführt werden sollte.

Eine Ufereinfassung mittels verleideter Spundwände wurde ausgeschlossen.

Insofern werden im Weiteren nur noch unterschiedliche Formen von Stahlbetonufereinfassungen betrachtet. Gegenüberstellend werden Fertigteil- oder Ortbetonlösungen untersucht.

3.1.4 Grundwasseranschluss

3.1.4.1 Berechnungsgrundlagen und -annahmen

Auf Basis der Wasserspiegellage von 57 m NHN und einer Seetiefe von 3,5 m wurde im Dezember 2019 nach Abstimmung mit der SER das Grundwassermodell zur Bilanzierung der Zu- und Abstrommengen erstellt. Zu diesem Zeitpunkt lagen keine Daten der Grundwassermessstellen auf dem Gelände zur Verfügung, so dass die Kalibrierung nur über die Messstellen der

Emschergenossenschaft außerhalb des Projektgebiets erfolgen konnte (Siehe auch Kapitel 2.7.2). Dies bedingt Ungenauigkeiten in der Modellierung.

Das Grundwassermodell wurde im März 2020 auf Basis der Ergebnisse der Datenloggermessungen auf dem Gelände neu kalibriert. Bei der Neukalibrierung wurden vier Grundwassermessstellen mit Loggerdaten vom 17.01.-07.02.2020 verwendet. Diese wurden mit nahe liegenden, langjährig betriebenen Grundwassermessstellen der Emschergenossenschaft verglichen. Dabei wurde der Januar-Wert im Vergleich zum Mittelwert herangezogen. Daraus wurde ein Jahres-MW für die Logger-GWM abgeleitet.



Abbildung 18: *Ermittlung eines Jahresmittels durch Anpassung des langfristig gemessenen Mittelwerts (2008-2019) eines benachbarten Pegels an die örtlichen Loggerdaten (GWM XY) aus dem Januar 2020 (Abgleich der gemessenen Januar-Mittelwerte).*

Infolge der Neukalibrierung erhöht sich der Grundwasserstand im Norden des Sees (GWM 2) um 40 cm, im Westen (GWM 6) verringert er sich um 30 cm. An den GWM 5 und 7 verändert sich der Grundwasserstand nicht signifikant. Im Rahmen der Neukalibrierung wurde die See-sole von 53,5 m NHN auf 55,2 m NHN angehoben.

Die Simulation des Planungszustands wurde für folgende Randbedingungen aufgestellt:

- stationäre Verhältnisse,
- keine Verdunstung von der Seefläche,
- Grundwasserneubildung wie im Ist-Zustand (1989-2019),
- komplette Einbindung des Sees in die Kreide,
- keine Abdichtung (Leckage-Koeffizient des Seebodens entspricht einem k_f -Wert von 9×10^{-6} m/s),
- Ausprägung des Sees endet am Nordufer durch gerade Ufertreppe und schmale Ausföhrung gemäß Machbarkeitsstudie (entsprechend Stand der Planung im Dezember 2019).

3.1.4.2 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der ersten Grundwassermodellierung sind in Abbildung 19 dargestellt. Demnach strömen über die nördlichsten rund 110 m ca. 15.700 m³/a Grundwasser zu (pinker Bereich), im Süden gibt der See auf den restlichen rund 200 m seiner Nord-Süd-Er Streckung 57.500 m³/a an den Grundwasserleiter ab (grüner Bereich).



Abbildung 19: Grundwasserzu- (pink) und -abstrombereich (grün) gemäß Grundwassermodell für den Planungszustand, ohne Sohlabdichtung

Damit ergibt sich bei einer Wasserspiegellage von 57 m NHN insgesamt ein Verlust von 41.800 m³/a (vgl. Abbildung 20).

In der Folge wurden Berechnungen mit unterschiedlichen Seewasserspiegellagen durchgeführt, um den Einfluss auf die Grundwasserbilanz zu untersuchen. Bei einer Wasserspiegellage von 55,8 m NHN ergibt sich ein ausgeglichener Wasserhaushalt (siehe folgende Abbildung 20). Die Wahl eines Wasserspiegels von 56 m NHN in der Machbarkeitsstudie erweist sich damit als zutreffend.

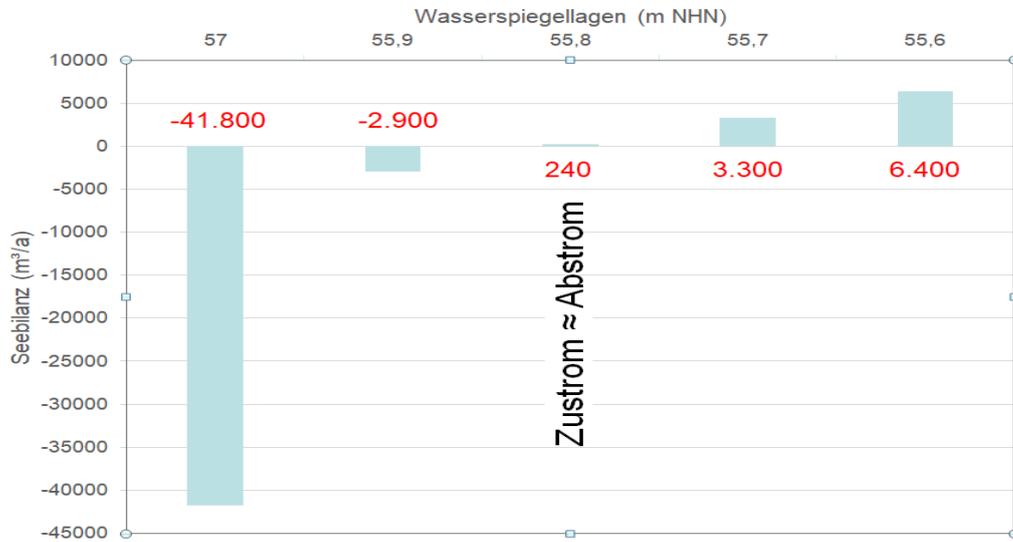


Abbildung 20: Berechnete Grundwasserbilanz für unterschiedliche Seewasserspiegellagen (Planungszustand, ohne Sohlabdichtung)

Im Vergleich zur Bestandssituation ergeben sich durch den See mit Grundwasseranschluss bei einem Wasserspiegel von 57 m NHN Anstiege des mittleren, stationären Grundwasserspiegels im Süden von bis zu 1,3 m und Absenkungen im Norden von bis zu 1,5 m. Die Absenkungen im Bereich der bestehenden Bebauung nördlich der Blitzkuhlenstraße betragen dabei maximal 50 cm.

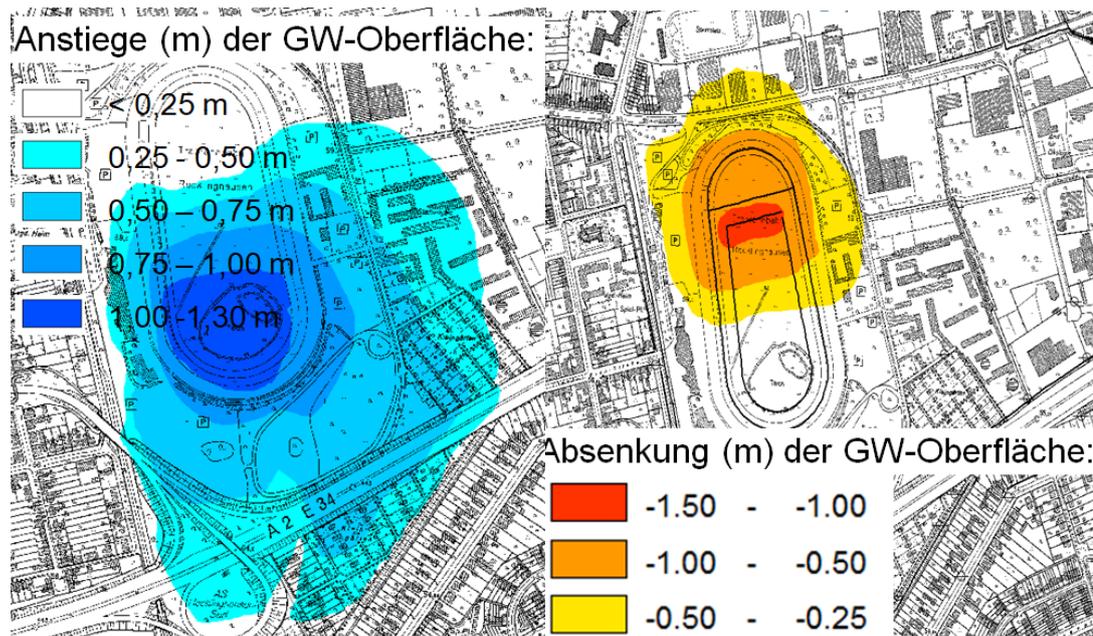


Abbildung 21: Berechnete Veränderung des mittleren, stationären GW-Spiegels durch den See (Planungszustand, ohne Sohlabdichtung)

Durch die Neukalibrierung des Grundwassermodells ergibt sich ein günstigeres Bild im Hinblick auf den Grundwasserabstrom. Auf Grund der neuen Erkenntnisse aus den Loggerdaten verringert sich das Defizit beim Seewasserspiegel von 57,0 m NHN um 12.900 m³/a, im Vergleich zur ersten Kalibrierung. Es beträgt demnach nur noch 28.900 m³/a. Der Gleichgewichtswsp liegt bei 56,3 m NHN statt 55,7 m NHN (Seesohle: 55,2 m NHN).

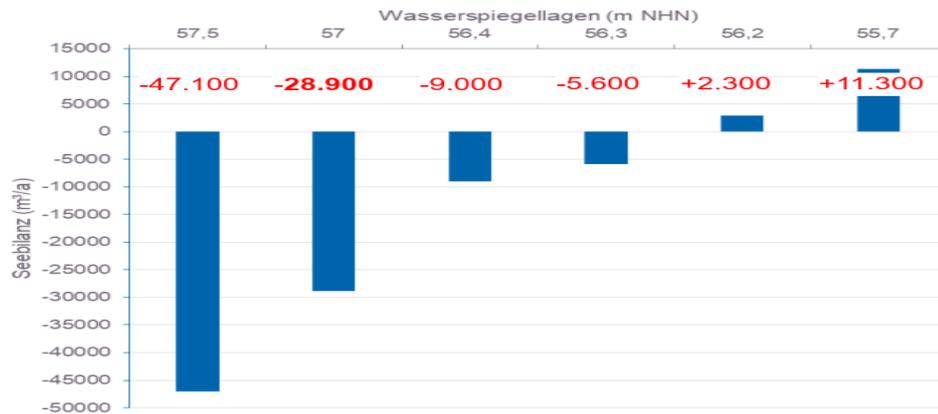


Abbildung 22: Rechnerische Verringerung des Defizits auf 29.800 m³/a für den Planungszustand (neu kalibriertes Grundwassermodell, angehobene Seesohle bei 55,20 m NHN)

3.1.4.3 Maßnahmen zur Grundwasserbewirtschaftung

In der Projektbesprechung am 18.02.2020 wurde festgelegt, dass folgende Gegenmaßnahmen zur Reduzierung des jährlichen Defizits von 41.800 m³ bzw. Möglichkeiten zur Speisung des Sees untersucht werden sollen:

- Dränageriegel im Norden als Zuspeisung,
- schräge Seesohle,
- vertikale Abdichtungswand an der Südseite,
- Abdichtung der Sohle auf der Südhälfte (Teilabdichtung).

Diese Gegenmaßnahmen wurden mittels zusätzlicher Modellierungen auf Basis des neu kalibrierten Grundwassermodells untersucht.

Zu den untersuchten Gegenmaßnahmen werden folgende Ergebnisse festgehalten.

3.1.4.3.1 Dränagestrang am Nordkopf

Zur Verringerung des Defizits ist ein ca. 160 m langer Dränagestrang mit einer Einbautiefe des Dränagerohrs (Sohle bei ca. 54,5 m NHN) (etwa 2 - 3 m unter Quartärbasis; kf-Werte des Emschermergels: 1×10^{-6} bis 5×10^{-6} m/s) untersucht worden.

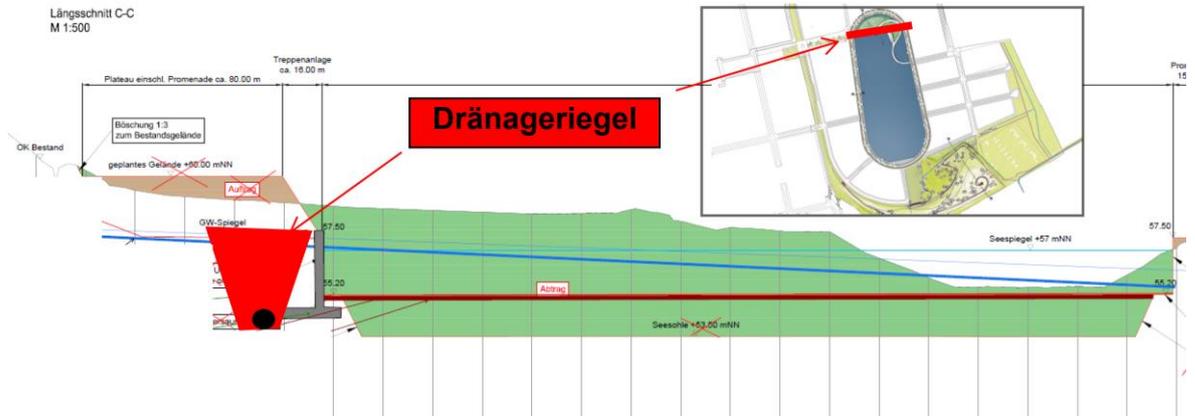


Abbildung 23: Ca. 160 m langer Dränagestrang am Nordkopf des Sees

Über die Dränage kann nach Grundwassermodell jährlich eine Menge von 7.000 m³ bei mittleren Zuständen entnommen werden. Infolge des Betriebs der Dränage ergeben sich Grundwasserabsenkungen von bis zu 1,0 m (orange) bzw. 0,5 m (gelb) nördlich der Blitzkuhlenstraße (siehe folgende Abbildung).

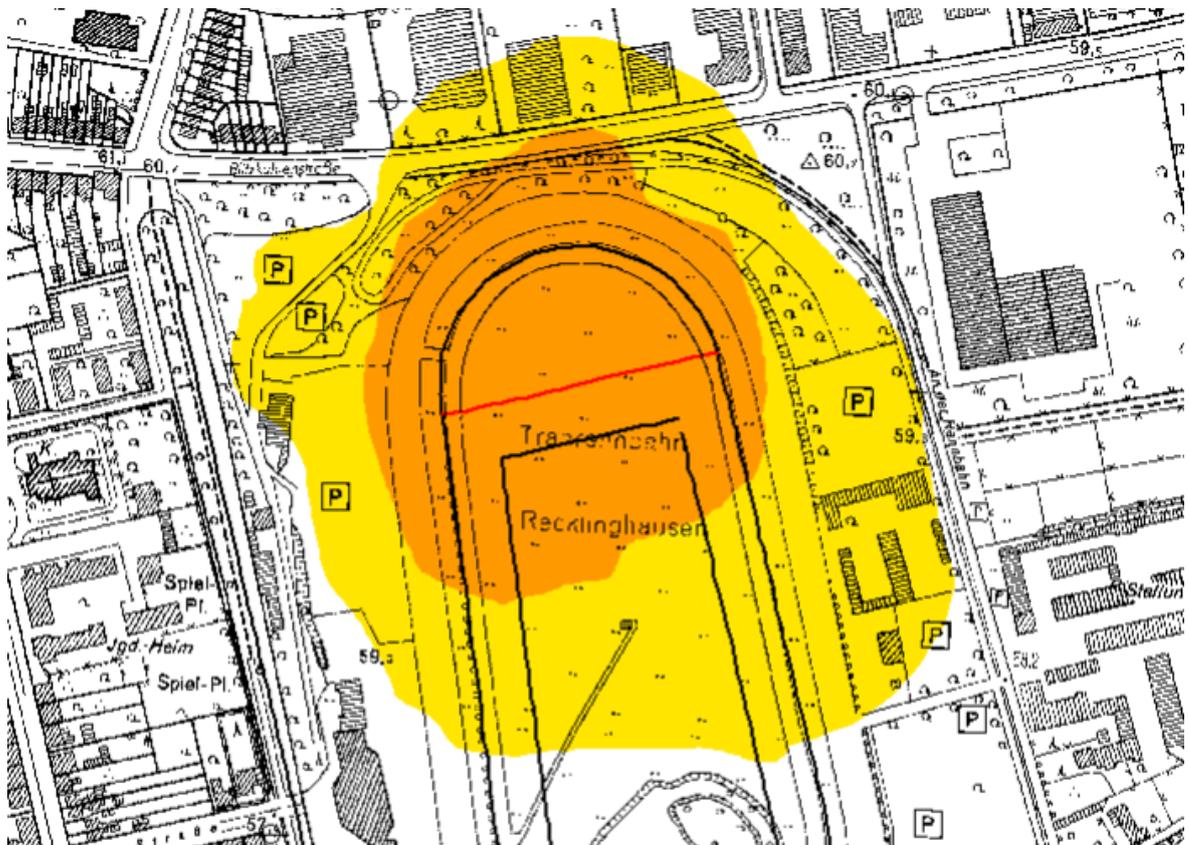


Abbildung 24: Auswirkung der Dränage auf den Grundwasserspiegel

Die Maße der Absenkung entsprechen ungefähr dem nicht abgedichteten See (siehe Abbildung 21). Dies liegt vermutlich daran das die Seesohle höher als in der ersten Berechnungsdurchgang angesetzt wurde

Die Entnahmemenge in einer Höhe von 7.000 m³/a reicht nicht aus, um das Defizit von 28.900 m³/a auszugleichen. Insbesondere in den regenschwachen Sommermonaten ist zu befürchten, dass die Dränage nicht genügend Wasser zu Wasserspiegelstützung fördern wird. Durch Verschiebung der Dränage nach Norden wird die Fördermenge erhöht, aber auch die Auswirkung auf den umliegenden Grundwasserspiegel (weitere Absenkung).

In Summe kann die Dränage den Wasserhaushalt positiv beeinflussen. Die Ausführung einer Dränage ist noch vom Geotechnischen Fachgutachter zu bewerten und mit der Unteren Wasserbehörde abzustimmen.

3.1.4.3.2 Schräge Seesohle

Durch ein Vertiefen der Seesohle im Norden soll der Zustrom durch Vergrößerung des Flächeneinschnitts erhöht werden. Die Seesohle wurde

- im Norden: auf 53,5 m NHN und
- im Süden: auf 55,2 m NHN

gesetzt (siehe folgende Skizze).

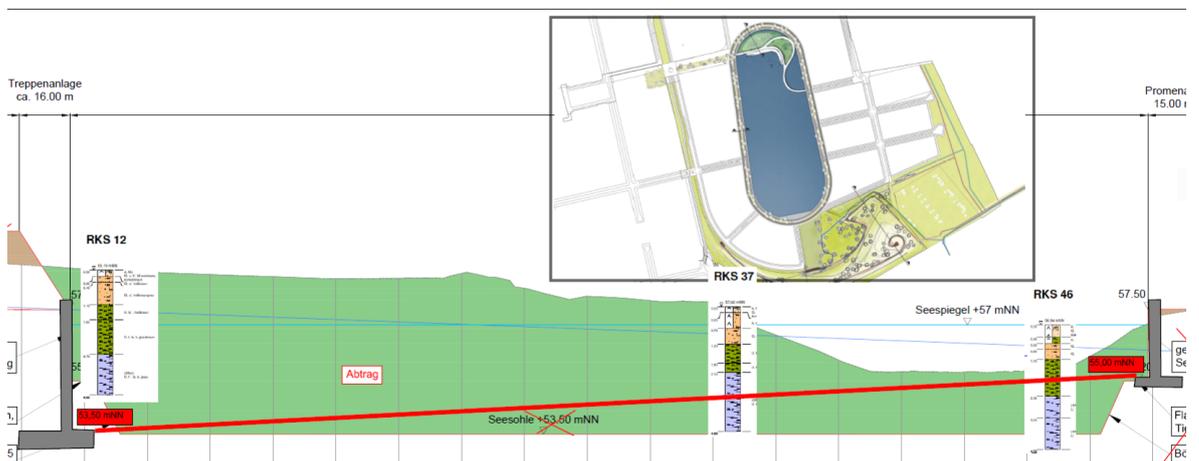


Abbildung 25: Schräge Seesohle im Längsschnitt

Durch diese Anpassung kann der Zustrom um 4.300 m³/a vergrößert und das Defizit auf 24.600 m³/a reduziert werden.

Die Ausbildung der schrägen Seesohle birgt im Hinblick auf die Herstellung des Sees mit der Abstromrichtung von Nord nach Süden Schwierigkeiten, da nun nicht mehr durch einen Vor-

flutgraben das Wasser nach Süden abgeleitet werden kann bzw. der Graben Mehraushub bedingt. Der Gewinn von ca. 4.300 m³/a in der Jahreswasserbilanz ist demgegenüber relativ gering. Von der Herstellung einer schrägen Seesohle wird daher abgeraten.

3.1.4.3.3 Vertikale Abdichtungswand an der Südseite

Mit Hilfe einer aus Spundwänden bis in den Mergel gerammten Abschirmwand soll der Abstrom auf der Südseite des Sees verringert werden (siehe folgende Abbildung). Die Spundwände würden in diesem Bereich die ansonsten erforderliche Betonwand ersetzen. Sie müssten mit einer Vorsatzschale verkleidet werden, so dass ein optisch einheitliches Bild entsteht.



Abbildung 26: Gespundete Abschirmwand am südlichen Seekopf und entlang der beiden Flanken

Die Simulationsrechnung zeigt nur einen geringen Erfolg. Die Versickerungsrate verringert sich nur um ca. 1.200 m³/a. Die Versickerung erfolgt primär über die Seesohle. Die Idee wird daher verworfen.

3.1.4.3.4 Teilabdichtung

Eine Teilabdichtung der Seesohle wurde mit einem kf-Wert von 1×10^{-8} m/s simuliert. Dabei wurden vergleichend drei verschiedene Abdichtungsbereiche gerechnet. Je weiter sich die Abdichtung nach Norden ausdehnt, desto geringer werden die Nettoverluste. Die Reduktion verhält sich dabei annähernd linear zur geometrischen Anordnung der Abdichtungsgrenze. Bei einer Abdichtungsgrenze ungefähr in der Mitte des Sees wird auch der Verlust halbiert (ca. 13.600 m³/a). Der Wirkung der Teilabdichtung stehen die Mehrkosten gegenüber. Diesbezüglich wird auf das Kapitel 5.1 verwiesen.

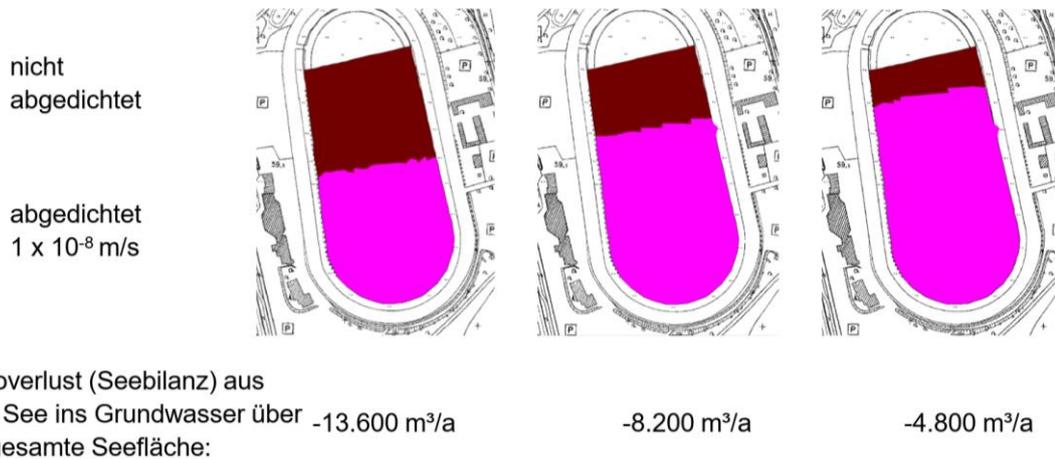


Abbildung 27: Rechnerisch untersuchte Ansätze der anteiligen Sohlabdichtung

3.1.5 Bautechnische Varianten

Überblick

Auf Basis der in den vorherigen Kapiteln erläuterten Randbedingungen wurden drei bautechnische Varianten entworfen.

Auf Basis des zunächst hohen P-Gehalt von im Schnitt $339 \mu\text{g/l}$ aber auch insbesondere aufgrund des Wasserhaushalts wurden zwei unterschiedliche Abdichtungsvarianten mit unterschiedlichen Ufereinfassungen entwickelt.

Da letztendlich nur noch der Wasserhaushalt entscheidend in Bezug auf die Frage einer Abdichtung ist wurde auch noch eine nicht abgedichtete Variante betrachtet:

1. Variante 1: unabgedichteter See, Ortbetonwand, Seetiefe von netto 2,5 m
2. Variante 2: Abdichtung mittels Kunststoffdichtungsbahn (KDB), Betonfertigteiluferwand, Seetiefe von netto 1,8 m
3. Variante 3: mineralische Abdichtung, Ortbetonuferwand, Seetiefe von netto 2,5 m

Die Unterscheidung der Wassertiefen erfolgt aus monetären Gründen.

Die Varianten unterscheiden sich hinsichtlich der Ufereinfassung, der Wassertiefe und der Abdichtung der Seesohle. Allen gemeinsam ist die oberste Schicht der Seesohle, die mit einem 20 cm mächtigen Sohlssubstrat und Besatz von Armleuchteralgen ausgeführt wird.

Seitens der Freianlagenplanung wurde vorgegeben, die Uferwand 50 cm stark auszuführen, um architektonischen Ansprüchen gerecht zu werden. Ggf. kann dies auch nur im Kopfbereich ausgeführt werden.

Eine statische Vorbemessung ist bislang nicht beauftragt.

Zu den Varianten folgen weitere Ausführungen

Variante 1: Unabgedichteter See, Ortbetonwand, Seetiefe von netto 2,5 m

Diese Variante erhält am Rand eine höher liegende Zone in einer Breite von 3 m, um die Aufbauhöhe der Ortbetonwand gering zu halten. Diese Ausführung ist auch bei der Varianten 2 vorgesehen. Prinzipiell lässt sie sich auch auf die Variante 3 übertragen.

Variante 1
Keine Abdichtung, Ortbetonwand
M 1:50

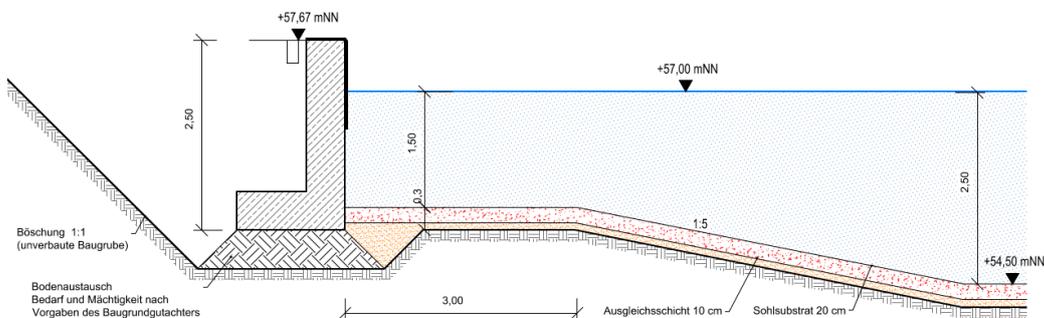


Abbildung 28: Variante 1 unabgedichteter See mit Ortbetonwand

Variante 2: Abgedichteter See, Fertigteilwand, Seetiefe von netto 1,8 m

Anfang März wurden im Baufeld Probeschürfe durchgeführt. Dabei zeigte sich in Teilen, dass der Boden schon oberflächennah zum Fließen neigt. Für die Gründung der Uferbefestigungen sind daher zusätzliche Leistungen wie Bodenaustausch oder Tiefgründungen notwendig. Diese stehen im Widerspruch zu einer flacheren Randzone. Für die Entscheidung sind weitere Baugrundaufschlüsse entlang der Uferzone (Raster alle 50 bis 100m) und entsprechende Aussagen in einem Geotechnischen Bericht erforderlich. Diesbezüglich sind auch Aussagen zur Wasserhaltung notwendig.

Die bauliche Umsetzung eines unabgedichteten Sees ist im Hinblick auf die zuvor geschilderten problematischen Böden von deutlichem Vorteil. In diesem Fall muss die Sohle nur profiliert und mit einer Sand- bzw. Substratschicht belegt werden. Gewisse Wasserzutritte können im Gegensatz zu Abdichtungsarbeiten toleriert werden.

Durch die Vorhangschale müssen die Fertigteile nicht 50 cm breit erstellt werden.

Variante 3: Mineralische Abdichtung, Ortbetonuferwand, Seetiefe von netto 2,5 m bzw. Aushubtiefe von brutto 3,2 m unter Seewasserspiegel

Als Alternative zur Kunststoffdichtungsbahn wurde die Abdichtung mit Hilfe der anstehenden bindigen Böden entwickelt. Hierbei muss der gewonnene Schluff ausgebreitet und mit Bentonit verbessert werden. Die Schichtstärke der mineralischen Abdichtung wurde mit 50 cm abgeschätzt. Sie ist durch den geotechnischen Fachgutachter, für den Fall das diese Variante weiter verfolgt werden sollte, zu bestätigen. Die Kosten für die Herstellung der Dichtung hängen extrem von der Zugabemenge des Bentonits ab (Kosten Bentonit ca. 200 €/t netto). Auf Basis der vorliegenden geotechnischen Unterlagen wurde grob eine Zugabe von 5 % angenommen. Die Durchlässigkeit des Abdichtungsmaterials sollte höchstens 1×10^{-8} m/s betragen. Die Zugabemenge ist durch geeignete Versuche vom geotechnischen Fachgutachter zu bestimmen.

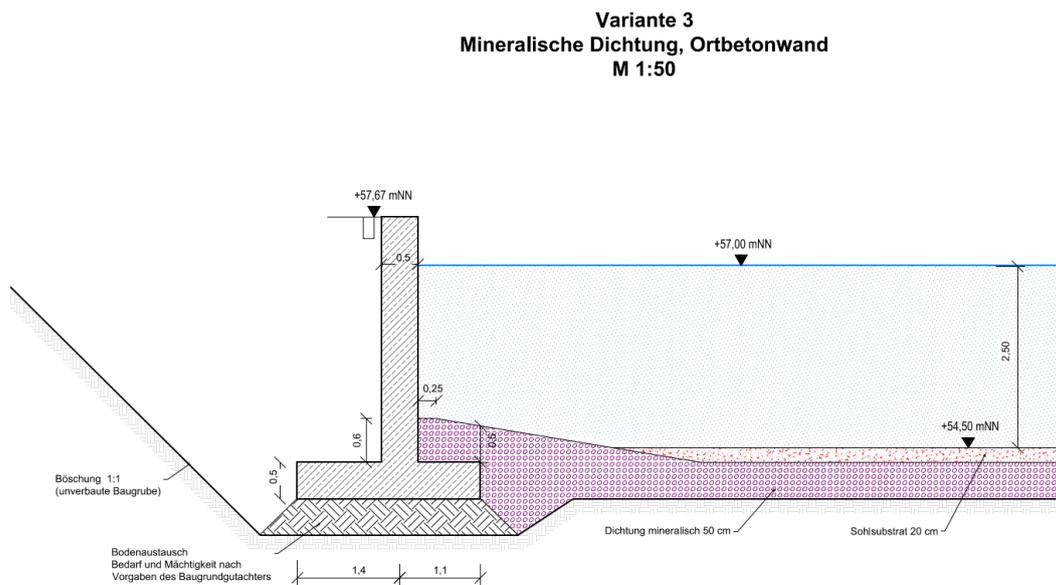


Abbildung 30: Variante 3, Uferbefestigung aus Ortbeton und mineralische Abdichtung

Um einen dichten Anschluss zwischen Wand und Erdbaustoff zu erreichen, wird der Fuß in Richtung See verlängert. Damit vergrößert sich der hydraulische Gradient bzw. die Umläufigkeit. Diese Verlängerung verteuert die Uferbefestigung gegenüber den anderen Varianten.

3.2 Erstbefüllung

Das Volumen des Sees beträgt überschlägig 135.000 m³ bei einer Fläche von 5,4 ha (bei 2,50 m mittlerer Tiefe, Varianten 1 und 3). Unter dem Ansatz, dass Verdunstung und Nieder-

schlag sich im Jahr ungefähr die Waage halten (siehe auch Kapitel Wasserhaushalt) hilft der direkte Regen auf den See nicht in Bezug auf eine Erstbefüllung. Der Grundwasserzufluss entfällt bei den abgedichteten Varianten.

Bei der nicht abgedichteten Variante beträgt der Grundwasserzustrom gemäß Grundwassermodell ca. 18.400 m³/a. Dieser wird mit steigendem Wasserstand immer geringer. Die Speisung würde damit selbst bei einem linearen Ansatz acht Jahre dauern. Ohne weitere Zuspeisung stellt sich der Wasserspiegel bei ca. 56,15 mNN ein. Der Abstrom bei 57 m NHN über das Grundwasser beträgt 28.900 m³, der Zufluss über die bebauten Gebiete liegt bei ca. 74.000 m³/a, so dass das Restvolumen zwischen 56,15 m NHN und 57 m NHN von ca. 46.000 m³ in ca. einem Jahr aufgefüllt wird. In Summe ergibt sich ein Befüllungszeitraum von ca. 10 Jahren.

Um den Befüllungsprozess zu beschleunigen wäre eine Zuspeisung von Trinkwasser denkbar. Die Analyse des Trinkwassers hat erhöhte P-Gehalte (siehe Kapitel 2.7.4) ergeben, so dass dieses vor der Einleitung behandelt werden sollte. Es stehen hierfür prinzipiell zwei Möglichkeiten zur Verfügung:

- Einleitung über einen vorher hergestellten Bodenfilter. Dies hätte keine zusätzlichen Kosten zur Folge, führt aber dazu dass das Eisenhydroxid ggf. früher getauscht werden muss. Darüber hinaus müsste der Bodenfilter relativ früh, vor dem Beginn der Bebauung hergestellt werden, was zu einer Belastung des Filters führt. Diese entsteht aber vermutlich ohnehin da die Bodenfilter spätestens mit der Fertigstellung des Kanalnetzes in Betrieb gehen müssen und dies ist vor dem Baubeginn Dritter.
- Einleitung über gemietete Reaktoren. Dies würde zusätzliches Invest bedeuten, verhindert aber eine „Vorbelastung“ des Retentionsbodenfilters (RBF)

Nach Abstimmung mit der SER soll eine beschleunigte Flutung mittels Trinkwasser berücksichtigt werden. Um die RBF nicht vorher schon zu belasten, wurden Reaktoren berücksichtigt. Im Rahmen der LP 3 werden die Kosten mit den geringeren Laufzeiten der RBF abgeglichen und dann entschieden, ob Reaktoren eingesetzt werden..

3.3 Rezirkulation

Starkregenereignisse führen zu Spülstößen aus dem Regenüberlauf des nördlichen Retentionsbodenfilters. Diese rufen ggf. hohe P-Belastungen im See hervor. Darüber hinaus macht zur Vorsorge die Einrichtung einer Rezirkulation Sinn. Hierbei wird das Wasser dem See entnommen und dem Retentionsbodenfilter zugeführt, welcher das Wasser reinigt und anschließend wieder dem See übergibt.

Der Anschluss erfolgt an die Regenwasserkanalisation. Das Wasser muss vermutlich gehoben werden. Anschließend kann es im Freigefälle über den Kanal dem Retentionsbodenfilter zugeführt werden.

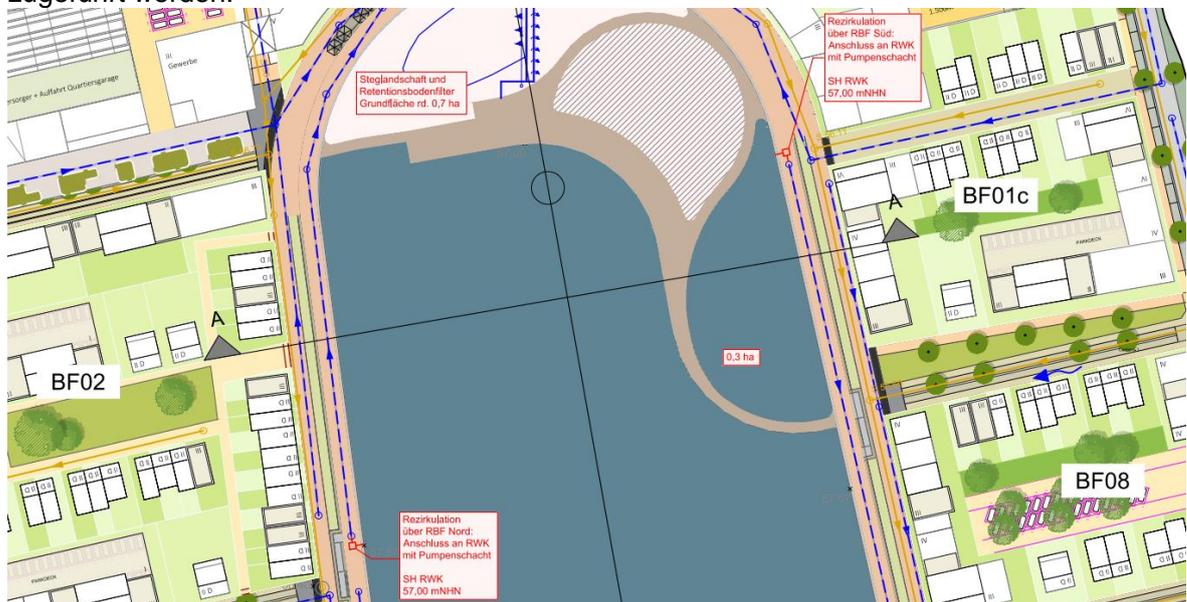


Abbildung 31: Rezirkulationsschächte mit Stichleitung vom See

3.4 Überlauf See – Anschluss an den Bärenbach

Für die Ausleitung des Überlaufs zum Bärenbach sind die zukünftigen Landschaftsbauwerke, der Lärmschutzwall, die Kanalisation und der Retentionsbodenfilter zu beachten.

Nach Abstimmung mit der Freianlagenplanung verläuft der Ablauf als Kanal bis zum Bodenfilter und geht dort parallel zur Straße als Betonrinne bis an die nordöstlichen Ecke der Kleingartenanlage. Er geht dort in ein Grabenprofil über und verschwenkt nach Süden um dort auf 54 mNN in den Bärenbach zu münden.

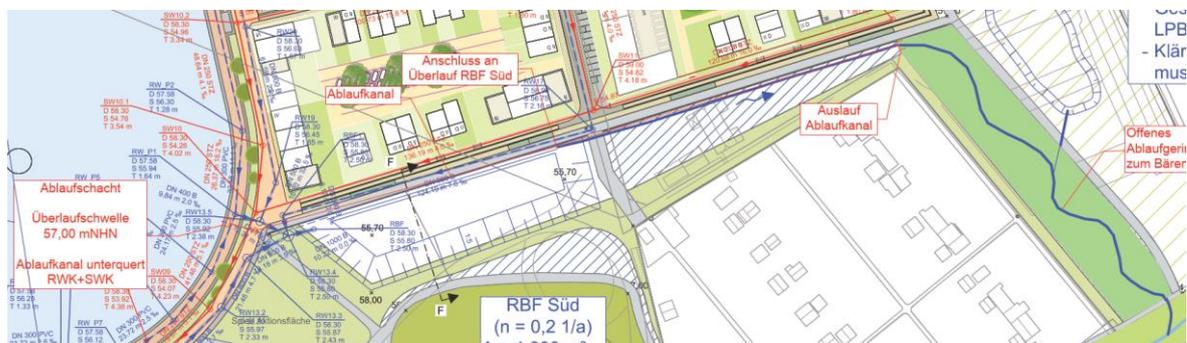


Abbildung 32: Ableitung zum Bärenbach entlang RBF Süd+Straße (Kastenprofil) und offenen Graben (blau)

Die überschlägig ermittelten mittleren Abflüsse für unterschiedliche Speisungen des Sees werden in Kapitel 3.4.1 dargestellt.

3.4.1 Wasserbilanz

3.4.1.1 Grundlagen

Die Kombination der möglichen natürlichen Zuflüsse aus Grundwasser, Niederschlag und Regenwasserbewirtschaftung der Entwicklungsflächen werden für die drei Varianten (siehe Kapitel) betrachtet, wobei Niederschlag und Verdunstung auf der Seefläche immer mitbilanziert wird.

Die Varianten 2 und 3 unterscheiden sich nur in Hinblick auf die Seetiefe. Da beide abgedichtet sind ergeben sich in Bezug auf die Wasserbilanz gleiche Ergebnisse.

Alle drei Varianten wurden mit folgendem Niederschlags- und Verdunstungsmengen gerechnet:

- a) Trockenem Jahr: 550 mm Regenspende und 720 mm Verdunstungsrate[36]
- b) Mittleres Jahr: 825 mm Regenspende und 720 mm Verdunstungsrate

Die Verteilung kann der folgenden Grafik entnommen werden:

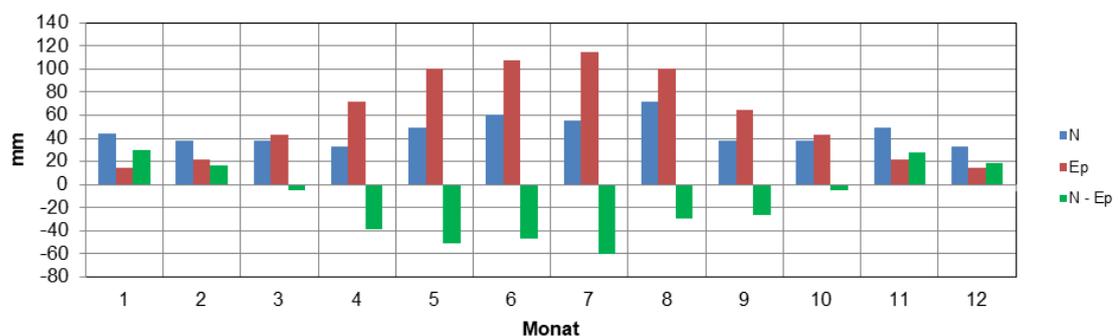


Abbildung 33: Verteilung Niederschlag und Verdunstung nach DWA-M 504 und Emer Lippe Wassertechnik

Darüber hinaus wurden für die Variante 1 die Niederschläge der Jahre 2018 und 2019 mit der gemessenen jährlichen Verteilung gerechnet. Die Verdunstung wurde in der Höhe und in der Verteilung nicht verändert, da hierüber keine lokalen Daten vorlagen.

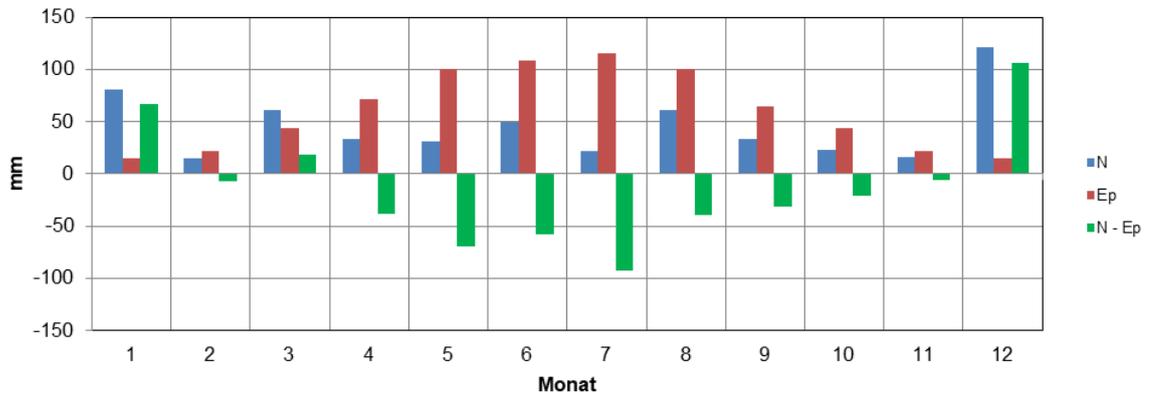


Abbildung 34: Verteilung und Bilanz Niederschlag und Verdunstung für das Jahr 2018

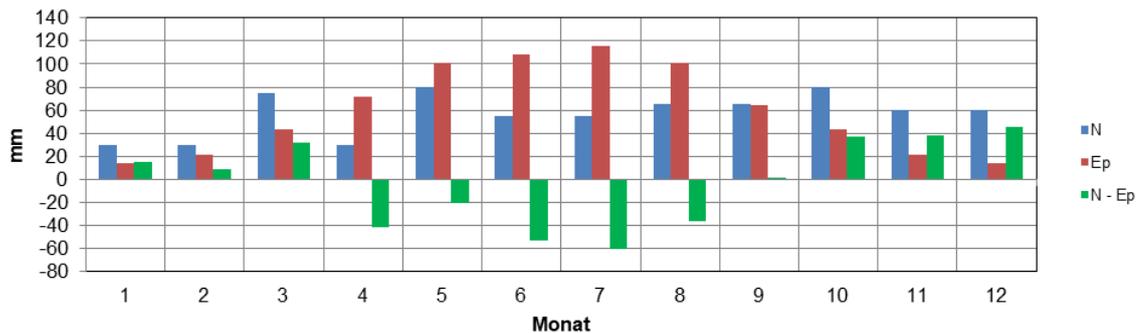


Abbildung 35: Verteilung und Bilanz Niederschlag und Verdunstung für das Jahr 2019

3.4.1.2 Bilanzierung

Die jährliche Bilanzierung erfolgte auf Basis der Annahme, dass der See zum Jahresanfang auf Sollhöhe von 57 m NHN gefüllt ist. Die Berechnung der monatlichen Werte wird in zwei Szenarien unterschieden:

- a) Monatliche Bilanz mit Überlauf in den Bärenbach mit monatlicher Zuspeisung aus weiterer Quelle (Dränage, Tinkwasser, etc.). Dabei wird angenommen, dass ggf. entstehende Defizite am Monatsende durch Zuspeisung egalisiert werden und der Seewasserspiegel stets wieder bei 57 m NHN liegt.
- b) Monatliche Bilanz mit Überlauf in den Bärenbach (bei Überschuss), aber ohne monatliche Zuspeisung aus weiteren Quellen. Hier ergeben sich dann summarische Defizite für aufeinander folgende Monate mit negativer Bilanz

Die Ergebnisse der Berechnung für das Szenario (a) zeigt die folgende Abbildung. Die abgebildete Variante 2 zeigt durchgehend eine positive Bilanz auf. Bei der Variante 1 ergibt sich insbesondere im Jahr 2018 ein deutlicher Verlust von 6.000 m³ im Monat August. Dies entspricht einer Wasserspiegeldifferenz von ca. 12 cm.

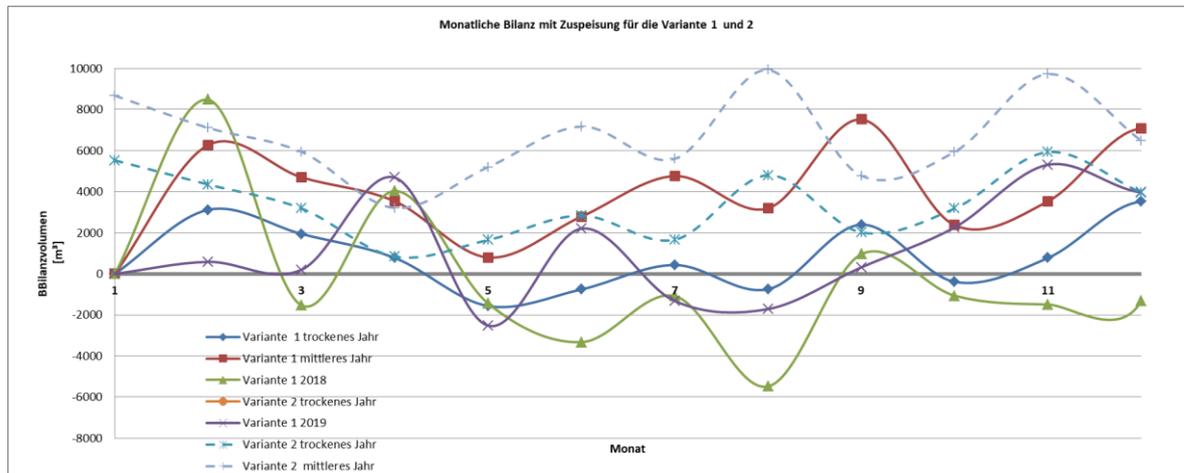


Abbildung 36: Monatliche Wasserbilanz für die Varianten 1 und 2 (mit monatlicher Zuspesung, Szenario a)

In den anderen Berechnungsläufen sind die monatlichen Wasserverluste gering.

Das Bild verändert sich wenn die Verluste nicht durch Zuspesung monatlich ausgeglichen werden (Szenario b).

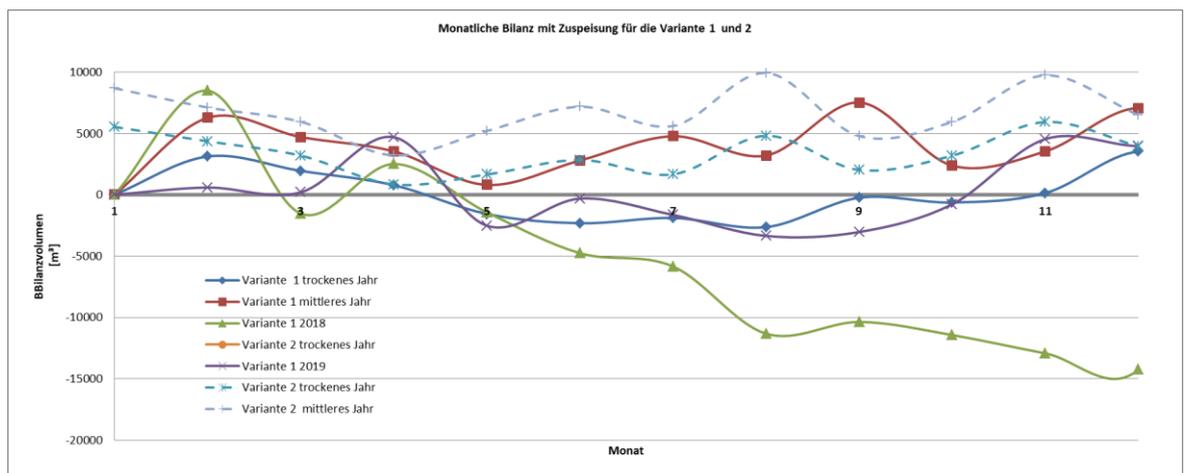


Abbildung 37: Monatliche Wasserbilanz für die Varianten 1 und 2 (ohne monatliche Zuspesung, Szenario b)

Das Defizit im Jahr 2018 steigt dann auf ca. 15.000 m³ an, damit sinkt der Wasserspiegel um 30 cm.

3.4.2 Grundwasserregulierung und Wasserspiegelstützung

Das vorherige Kapitel hat gezeigt, dass der Wasserspiegel in trockenen Jahren für einen unabdichteten See gemäß Variante 1 nicht alleine über das Grund- und Regenwasser gehalten werden kann.

Eine Stützung der Wasserspiegellage mittels Trinkwasser ist ökologisch und politisch vermutlich nicht vertretbar.

Für die Stützung der Wasserspiegellage verbleibt eine aktive Entnahme aus dem Grundwasserleiter.

Unter Kapitel 3.1.4 wurde die Leistungsfähigkeit eines Dränageriegels im Anschluss an den Seekopf untersucht. Das Potential wurde mit Hilfe des Grundwassermodells auf ca. 7.000 m³/a berechnet. Dieses wird nicht ausreichen um den Wasserspiegel eines nicht abdichteten Sees in extrem trockenen Sommern auszugleichen. Die Ergiebigkeit der Dränage könnte durch eine Verlegung nach Norden vergrößert werden. Durch die Positionierung in den Grünstreifen zwischen deren oberen und unteren Promenade wird diese an höhere Grundwasserstände angebunden. Außerdem verlängert sich der Dränagestrang um 25 % auf ca. 200 m.

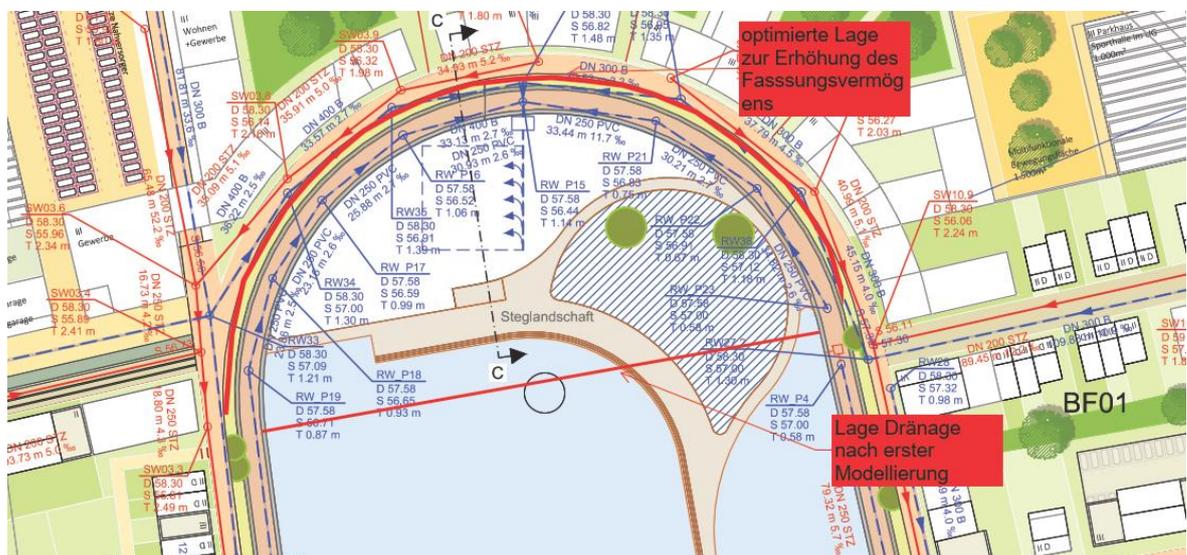


Abbildung 38: Optimierung der Dränageleitung an den Grundwasserspiegel und die neue Planung

Die Leistung der Dränage sollte vor einer detaillierten Planung mittels einer weiteren Simulation über das Grundwassermodell ermittelt werden. Darüber hinaus sind die Auswirkungen auf die Bestandsbebauung zu untersuchen.

Im Rahmen der Freianlagenplanung wurde die innere Promenade in zwei Schritten von 60 m NHN auf 57,95 m NHN bzw. 57,60 m NHN abgesenkt. Die Ausführung der Varianten 2 und 3 mit einem abgedichteten See haben im Grunde keinen Einfluss auf den Grundwasserspiegel. Auf Höhe der nördlichen Spitze der Promenade liegt der Grundwasserspiegel derzeit in einem Schwankungsbereich zwischen 58,5 m NHN und 59,5 m NHN (Werte der GWM 2 von Januar bis März 2020). Durch die Geländemodellierung würde sich der Grundwasserspiegel absenken, trotzdem kommt es ohne weitere Maßnahmen vermutlich zu Grundwasseraustritten aus Böschungen oder Überflutungen. Dementsprechend wird insbesondere für die beiden abgedichteten Varianten 2 und 3 eine Grundwasserabsenkung mittels einer Dränage notwendig, um die Gestaltungskonzepte der Freianlagen technisch zu ermöglichen.

3.5 Gewässergüte

3.5.1 Beschreibung der Maßnahmen

Durch die Gütebewirtschaftung ist eine dauerhaft günstige Wasserqualität sicherzustellen. Da der geplante See durch verschiedene Nutzungsarten von Wohnsiedlungen sowie öffentlichen Einrichtungen eingefasst wird, steht für die Wasserqualität insbesondere die Vermeidung des Algenwachstums (Fadenalgen und toxische Blaualgen) im Vordergrund. Weitere Anforderungen an die Gütebewirtschaftung sind, dass die Maßnahmen möglichst geringe Betriebskosten und einen geringen Wartungsaufwand nach sich ziehen.

Bei der Betrachtung der Gewässergüte / Gütebewirtschaftung werden anders als in dem vorangegangenen Kapitel zur Ausgestaltung des Sees keine Varianten betrachtet, sondern verschiedenen Maßnahmen vorgestellt und anhand der oben genannten Kriterien bewertet. Das Ergebnis ist eine Kombination der am besten geeigneten Maßnahmen.

Grundsätzlich ergeben sich folgende Maßnahmen:

Tabelle 7: Varianten zur Senkung der P-Konzentrationen

Maßnahme	Methode
G1	Durchströmung des Wasserkörpers
G2	Animpfung mit Armleuchteralgen
G3	Nahrungsnetzsteuerung (Biomaniplulation)
G4	Abfischen der Algenblüte/ Mechanische Entkrautung
G5	Röhrichtzone
G6	Rezirkulation mit Einsatz eines Bodenfilters
G7	Phosphoreliminationsanlage
G8	Durchmischung und Belüftung des Hypolimnions
G9	Durchmischung und Belüftung des Epilimnions

Maßnahme G1: Durchströmung des Wasserkörpers

Durch die Schaffung von Zu- und Abläufen (vgl. Kap. 4.1) soll u. a. die Wasserbilanz reguliert werden. Durch Steuersysteme (bspw. Drainagen) kann gewährleistet werden, dass der Zulauf zu den gewünschten Zeiten mit der entsprechenden Wassermenge beschickt wird. Ein Absinken des definierten Sollwasserspiegels im See wird erfasst und die notwendige Wassermenge nachgespeist. Durch den Zufluss kann dem See frisches, phosphorarmes Grundwasser zugeführt und die P-Konzentration im See somit gesenkt werden. Dadurch, dass Zu- und Abläufe an gegenüberliegenden Seiten des Sees (Norden und Süden) installiert werden, wird eine Durchströmung des Sees angeregt und der Wasseraustausch verbessert.

Maßnahme G2: Animpfung mit Armelechteralgen

Um die Entwicklung und Verbreitung von Armelechteralgen (Characeae) zu fördern und folglich die Massenentwicklungen aquatischer Neophyten (z. B. *Elodea nuttallii*) zu unterdrücken, kann eine Animpfung durch Armelechteralgen sinnvoll sein. Die unterschiedlichen Arten der Gattungen der Armelechteralgen zählen aus Sicht des Gewässer- und Naturschutzes zu den Zielarten eines Stehgewässers.

Maßnahme G3: Nahrungsnetzsteuerung (Biomanipulation)

Die Biomanipulation beruht darauf, dass eine Reduktion des Bestandes an planktivoren Fischen (durch Einsatz von Raubfischen) zu mehr und größerem Zooplankton (vor allem durch Daphnien), stärkerem Grazing und klarem Wasser führt. Der Einsatz von Raubfischen hat somit zur Folge, dass sich der Effekt über mehrere trophische Ebenen zieht, sodass sich langfristig der gesamte See verändert, nicht nur das Plankton.

Durch eine Nahrungsnetzmanipulation wird so eine Abnahme der Sedimentation von Algen und algenbürtigem Detritus erzeugt und führt zu einer Verminderung der Sauerstoffzehrung und folglich zu einer Verbesserung der Redox-Bedingungen im Hypolimnion und weiter zu einer Erhöhung der Immobilisierung von Phosphor im Gewässer [23].

Maßnahme G4: Abfischen der Algenblüte/ Mechanische Entkrautung

Bei Aufräumungen von Algenblüten (Aufreiben der Algen an die Wasseroberfläche) ist es sinnvoll, diese dem Gewässer zu entnehmen, um einen Austrag von Biomasse und folglich von Nährstoffen zu erreichen. Hierzu eignet sich der Einsatz von Booten um die Algenblüten auf der gesamten Seefläche mittels Netzen/ Keschern abzufischen.

Als weitergehende Maßnahme dient der Einsatz eines Mähbootes zur Biomasseentnahme (mechanische Entkrautung) im Herbst. Hierbei können Makrophyten aus dem Gewässer mittels Schneidvorrichtungen entnommen werden. Das anfallende Mähgut kann weitgehend gehäckselt und direkt in einem am Ufer stehenden Transportcontainer entladen werden.

Maßnahme G5: Röhrichtzone

Neben einer gestalterischen Funktion kann eine Röhrichtzone der weitergehenden Nährstoffelimination der Seewasserzirkulation dienen. Das über eine Seewasserzirkulation entnommene Wasser kann über diese Röhrichtzone zugeführt werden, diese durchfließen und wieder in den See gelangen.

Maßnahme G6: Rezirkulation mit Einsatz eines Bodenfilters

In Bodenfiltern werden partikuläre und gelöste Wasserinhaltsstoffe während der Durchsickerung auf Grund von Filtration, Sorption und biologischem Abbau reduziert [23].

Grundsätzlich kann ein Bodenfilter zur Reinigung des Seewassers mittels Rezirkulation installiert werden (vgl. auch Kap. 4.2). Dabei kann das Seevolumen vollständig filtriert werden, wodurch in den Bodenfiltern die zufließende Phosphor-Konzentration reduziert werden kann. Hierbei kann in das Filtersubstrat Eisenhydroxidgranulat beigemischt werden, welches ein hohes Adsorptionsvermögen hinsichtlich Phosphor aufweist.

Maßnahme G7: Phosphoreliminationsanlage (PEA)

Das Prinzip der PEA beruht auf der Phosphatelimination durch Flockenfiltration mit Eisensalzen (oder Eisenhydroxidgranulat). Durch die Verbindung des Eisens und des Phosphates sedimentieren diese als Flocken und können dem Gewässer durch Abschöpfung entzogen werden [16].

Maßnahme G8: Durchmischung und Belüftung des Epilimnions

Durch den Eintrag von Sauerstoff (bspw. durch einen Schaumspudler) in das Epilimnion kann die Gesamtsauerstoffkonzentration im See verbessert werden, da eine Durchmischung des Wasserkörpers gegeben ist. Dadurch wird die Remobilisierung des Phosphors aus dem Sediment eingeschränkt.

3.5.2 Bewertung der untersuchten Maßnahmen nach technischen Kriterien

Die Variantenuntersuchung im Rahmen der Vorplanung dient der qualitativen Ermittlung der Vor- und Nachteile verschiedener technischer Lösungsmöglichkeiten. Unter Berücksichtigung der definierten Planungsziele und der Kostenstrukturen der einzelnen Lösungsvorschläge wird ein transparenter Vorschlag für die zu realisierende Vorzugsvariante aufgezeigt.

Die Gütebewertung stehender Gewässer wird in der Regel nach der „Richtlinie für die Erstbewertung von natürlich entstandenen Seen nach trophischen Kriterien“ durchgeführt. Die Trophieklassifikation des Ist-Zustandes erfolgt anhand der Parameter Chlorophyll, Gesamtphosphor und Sichttiefe (Vorgehen von VOLLENWEIDER, OECD 1982) [16]. Bei der Beurteilung

der Trophie wird in Abhängigkeit der Gesamtkonzentration auf den Trophiezustand des Gewässers geschlossen (vgl. Abbildung 39).

Durch die LAWA (1999) „Gewässerbewertung stehende Gewässer“ wurden folgende Grenzen voneinander unterschieden [30]:

Tabelle 8: Grenzen der Trophiebereiche nach [30]

Gesamtphosphor in $\mu\text{g/l P}$	Trophiegrad
bis 15	oligotroph o
größer 15 bis 45	mesotroph m
größer 45 bis 85	eutroph e1
größer 85 bis 150	eutroph e2
größer 150 bis 230	polytroph p1
größer 230	polytroph p2

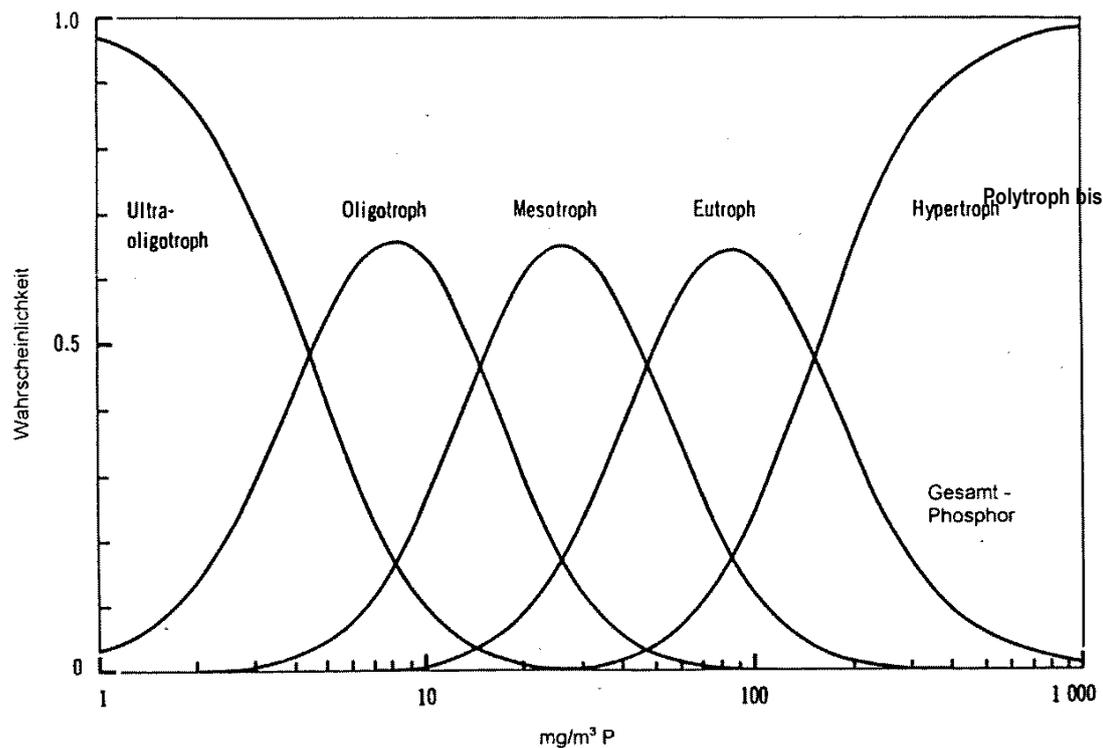


Abbildung 39: Wahrscheinliche Verteilung der Trophiebereiche in Abhängigkeit von der Pges-Konzentration (Jahresmittelwert), aus: LAWA (1999) [30]

Zu beachten ist das es sich bei den eingesetzten Methoden nur um eine Näherung handelt und nicht die Genauigkeit und Aussagekraft eines Gewässergütemodells hat.

Basierend darauf wurde das bereits benannte Modell nach Vollenweider für eine Ersteinschätzung und Bewertung der trophischen Situation des Sees angewendet. Aus dem als Gesamt-P-Jahresfracht berechneten potenziell natürlichen Nährstoffeintrag wird durch Division durch

die mittlere Jahresabflusssumme die mittlere Zuflusskonzentration bestimmt und daraus nach dem empirischen Ansatz nach Vollenweider die mittlere im See zu erwartende Gesamt-Phosphor-Konzentration abgeleitet, die eine Einordnung in das Trophiesystem ermöglicht [30].

Modell nach Vollenweider:

$$P_m = \frac{P_i}{1 + \sqrt{R_t}}$$

mit P_m = mittlere Gesamt-P-Konzentration im See
 P_i = mittlere Gesamt-P Konzentration im Zufluss
 R_t = theoretische Verweilzeit des Wasser im See, Verhältnis aus jährlichem Zufluss und Volumen des Sees

Das Volumen des Sees ergibt sich aus der mittleren Tiefe. Mit zunehmender Tiefe erhöht sich die Verweildauer und P_m nimmt ab. P_i ergibt sich aus den jeweiligen Einzelzuflüssen und der Gesamt-P-Konzentration (Mischungsrechnung).

Die hier durchgeführte P-Bilanzierung und die Auswertung des Vollenweider-Modells mit Rückschluss auf die erwartete Gewässerbeschaffenheit sind im Detail der Anlage A-3 zu entnehmen. Die Berechnungen werden für verschiedene Varianten und Lastfälle durchgeführt, die auf die Gestaltung der Seemorphologie abzielen und der folgenden Tabelle zu entnehmen sind.

In die Berechnungen gehen folgende Annahmen zu Phosphor-Einträgen ein (vgl. Anlage A-3):

- P-Eintrag aus dem **Grundwasser** wird auf der sicheren Seite liegend mit dem Wert der Bestimmungsgrenze von 50 µg/l P aus der Analytik nach [35] angesetzt;
- P-Eintrag über **Niederschlag**: als atmosphärische Deposition nach LAWA (1999) [30] mit 0,30 kg/ha/a P;
- Eintrag über **Fallaub** mit einer zweireihigen Baumallee gem. Masterplanung von 350 m² (spezifischer P-Ertrag mit den ungünstigsten Werten nach DWA-M 606 [16]);
- Eintrag über **Wasservögel** (Kot): nach DWA-M 606 [16] können die Exkrememente von Wasservögeln insbesondere in kleinen Standgewässern erheblich zur P-Belastung beitragen, der P-Eintrag lässt sich aber nur schwer abschätzen. Konkrete Zahlen sind weder in DWA-M 606 [16] noch in LAWA (1999) [30] enthalten. In [31] wird als Ergebnis einer Literaturstudie eine Spanne von 0,15 – 0,32 g/d/Gans P angegeben (Kanadagänse). Hier wird daher die Belastung durch Wasservögel orientierend durch „Gansäquivalente“ abgebildet. Dabei wird der maximale spezifische P-Ertrag von 0,32 g/d/Gans P verwendet. Ohne weitere fachliche Fundierung ist anzunehmen, dass Enten einen niedrigeren spezifischen P-Eintrag aufweisen und Schwäne einen höheren. Ein ganzjähriger Ansatz von 15 Gansäquivalenten erscheint angebracht.

- keine Einträge durch **Fütterung** von Wasservögeln oder anderen Wassertieren;
- Pges-Konzentration des kanalisierten **Regenwasserabflusses** wird mit 20 µg/l P **nach Behandlung des Retentionsbodenfilters**;
- Pges-Konzentration des kanalisierten **Regenwasserabflusses** für die seltene, außergewöhnliche **Starkregensituation** bei Überlastung der Regelbetriebsanlagen ($T_n > 10a$): 100 µg/l P; Hinweis: Nach Imhoff (2007) [32] ist die Bandbreite der Pges-Konzentration im RW-Abfluss von Siedlungsflächen erwartungsgemäß groß und wird für RW-Kanäle in Europa mit einem Bereich von 80 µg/l P bis zu 11.600 µg/l P angegeben (Median 510 µg/l P). In Anbetracht der hier bei außergewöhnlichen Starkregenereignissen zu erwartenden Verdünnungssituation wird mit 100 µg/l P ein Wert am unteren Rand der Bandbreite gewählt.

Tabelle 9: Varianten und Ergebnisse der P-Bilanzierung

Variante	Mittlere Seetiefe Zm [m]	Niederschlag	P-Zulauf Pi [µg/l]	Pges im See Pλ [µg/l]	Trophie	siehe Anlage
V 1.1	2,50	trocken	56,80	26	mesotroph m	3.1
V 1.2	2,50	mittel	44,01	22	mesotroph m	3.2
V 1.3	2,50	trocken, 2018	56,87	26	mesotroph m	3.3
V 1.4	2,50	trocken, 2019	52,84	25	mesotroph m	3.4
V 1.5	2,50	trocken mit Starkregen tn = 100 a	64,17	26	mesotroph m	3.5
V 2.1	1,80	trocken	58,39	28	mesotroph m	3.6
V 2.2	1,80	mittel	43,08	23	mesotroph m	3.7
V 3.1	2,50	trocken	58,39	25	mesotroph m	3.8
V 3.2	2,50	mittel	43,08	21	mesotroph m	3.9

Die Berechnungen für die unterschiedlichen Varianten zeigen, dass sich unter den gegebenen Randbedingungen durchgehend eine mesotrophe (m) Beschaffenheit einstellt (vgl. Tabelle 9). Die mittleren prognostizierten P-Konzentrationen entsprechen damit den Zielwerten für See-sanierungsmaßnahmen und liegen im Bereich der Zielsetzung gem. Abstimmung mit der Unteren Wasserbehörde Recklinghausen.

Die Berechnungen sprechen für eine mittlere Wassertiefe von rund 2,5 m, zeigen aber auch, dass die Wassertiefe nicht den größten Einfluss auf die P-Bilanz hat. Der Unterschied zwischen der Variante 2.2 und 3.2 beträgt mit 2 µg/l lediglich ca. 10 %. Gerade hier ist die Begrenzung der Aussagegenauigkeit von Vollenweider zu beachten bei der u.a. die interne Rücklösung aus dem Sediment nicht berücksichtigt wird. Mit geringerer Tiefe steigt die Sediment-Freiwasser-Interaktion (Resuspension, Temperaturamplitude, daher auch pot. Rücklösung). Die Wahrscheinlichkeit, dass Vollenweider nicht zutrifft, steigt also. Wir empfehlen daher diese weiteren Parameter in einem projektspezifischen Gewässergütemodell zu untersu-

chen. Gemäß Abstimmung mit der SER wird seitens der ARGE ein entsprechendes Angebot vorgelegt.

Bei darüber hinaus wachsender Tiefe verschlechtern sich die Lichtverhältnisse an der Sedimentoberfläche, und der Aufwuchs von Makrophyten wird gegenüber der Phytoplanktonentwicklung benachteiligt. Eine geringere Tiefe begünstigt zwar die Lichtverhältnisse, gleichzeitig verstärkt sich aber die potenzielle Aufheizung des Wasserkörpers. Außerdem erreichen Makrophyten zunehmend die Wasseroberfläche und können das optische Erscheinungsbild beeinträchtigen.

Als Ergebnis der P-Bilanzierung und weitergehender Überlegungen zur Bewirtschaftung wird eine mittlere Wassertiefe von rd. 2,50 m empfohlen.

Die Quantifizierung des P-Eintrags durch die **Beaufschlagung mit außergewöhnlichem Starkniederschlag** bedarf weiterer Annahmen, da die Frachteinträge gleichermaßen einer langjährigen Statistik unterliegen wie die dazugehörigen Niederschläge und Abflüsse. Mit einer angesetzten RW-Konzentration von 100 µg/l P und mit einer grob abgeschätzten Gesamtabflussmenge von rd. 1.500 m³ (Tn = 100 a, genauere Berechnung erfolgt in der LP3) bei einem Seevolumen von 135.000 m³ (Seetiefe 2,50 m, Anlage 3.5) kann über eine einfache Mischungsberechnung dieses singuläre Ereignis abgebildet werden.

Seevolumen	135.000 m ³	P-Gehalt See	26 µg/l (siehe V1.1)
Zufluss Starkregen	1.500 m ³	P-Gehalt Starkregenzufluss	100 µg/l

$$P_{\text{neu}} = (135.000 \times 26 + 1.500 \times 100) / 136.500 = 26,8 \text{ µg/l}$$

In der Berechnung unter Anlage 3.5 ist der Starkregen eingeflossen. Sie zeigt, dass nach einem Jahr der P-Gehalt wieder auf dem Niveau vor dem Regenereignis ist.

In Summe ist festzuhalten, dass die seltene Beaufschlagung des geplanten Sees mit Regenwasser die Entwicklung der Wasserbeschaffenheit nach Kriterien des P-Haushalts nicht nachhaltig beeinflussen sollte.

Als potenziell regenwasserbürtige Stoffeinträge sind darüber hinaus insbesondere **Schwermetalle** zu betrachten. Diesbezüglich wird auf die Seltenheit der zur Beaufschlagung führenden Niederschlagsereignisse (Tn > 10 a) verwiesen sowie auf die im technischen Entwässerungssystem typischen Spülstoßeffekte, die dafür sorgen, dass vor der Überlastung der technischen Systeme ein Großteil der abgetragenen Stofffracht bereits den geregelten Abflussweg genommen hat und nicht in den See gelangt. Im Übrigen werden sich eingetragene Schwermetalle im Sedimentkörper ablagern und können sich dort unter Umständen sogar positiv auf die P-Bindung auswirken (vorteilhafte Redoxverhältnisse vorausgesetzt).

Der Modellansatz nach Vollenweider zur Festlegung allgemein gültiger Belastungsgrenzen ist nur begrenzt aussagekräftig, da die tatsächliche Ausprägung limnologischer Zustände von weiteren physikalisch-chemischen Faktoren und vor allem der externen Eintragspfade für Phosphor bestimmt wird [23]. Ist die Anzahl der Wasservögel beispielsweise höher als die getroffene Annahme, hat dies signifikante Auswirkungen auf den abgeschätzten Trophiegrad des Sees. Sind beispielsweise täglich 40 Wasservögel am/im See (bei V. 1.2), so werden über das jährliche Mittel rd. 4,672 kg/a P in den See eingetragen, so dass der abgeschätzte Trophiegrad, bei ansonsten unveränderten Annahmen (bei V. 1.2) bei 32 µg/l P (statt 22 µg/l P) liegt. Daher sollte die Populationsdichte der Wasservögel (u. a. Neozoen, vor allem Kanadagänse oder Nilgänse) auf limitiert werden. Die Erhebung von Fütterungsverböten (z.B. durch Hinweisschilder) sind empfehlenswert, führen aber erfahrungsgemäß nicht zu einer vollständigen Unterbindung der Fütterung von Wasservögeln durch Naherholungssuchende, sodass der Eintragspfad von Nährstoffen, insbesondere Phosphor häufig erhalten bleibt. Eine weitere Schwierigkeit bei der praktischen Anwendung der abgeschätzten Trophie ergibt sich aus dem schwer prognostizierbaren P-Rückhalt im Sediment, vor allem in Flachseen.

Unter Berücksichtigung des oben definierten Güteziels des Weihers werden die zuvor beschriebenen Maßnahmen bewertet.

Maßnahme G1: Durchströmung Wasserkörper

Durch den Zufluss von „frischem“ Grundwasser wird die Durchmischung im Wasserkörper des Sees bezogen auf die P-Konzentration günstiger, da der P-Gehalt des Grundwassers geringer als die gewählte kritische P-Konzentration (50 µg/l Bestimmungsgrenze) ist. Die Maßnahmen werden ohnehin im Zuge der Regulierung des Seewasserspiegels ausgeführt und sind auch aus Sicht der Gewässergüte sinnvoll.

Maßnahme G2: Animpfung mit Armluchteralgen

Grundsätzlich können sowohl lebende Armluchteralgen als auch deren Oosporen (Fortpflanzungsorgane) im See ausgebracht werden. Die Pflanzung lebender Armluchteralgen hat den Vorteil, dass die Pflanzen relativ schnell anwachsen und sich ausbreiten können. Der Nachteil besteht darin, dass aus logistischen Gründen nur kleine Flächen bepflanzt werden können. Zudem ist die Bepflanzung nur im flachen Wasser ohne größeren Aufwand möglich (ansonsten z. B. Einsatz von Tauchern notwendig).

Die flächige Beimpfung des Gewässers ist mit Oosporen möglich, hierbei stellt die Tiefe des Gewässers keine Restriktion dar. Ein zeitlicher Nachteil ist hingegen, dass die Oosporen zuerst keimen müssen. Grundsätzlich muss dem Anspritzverfahren vorangeschaltet sein, dass aus einem „Spendergewässer“ ein Wasser-Sediment-Gemisch entnommen wird, welches die Oosporen der Armluchteralgen beinhaltet. Dies erfolgt erfahrungsgemäß von der Gewässer-sole durch Taucher, die einen Sauger einsetzen. Durch einen Schlauch wird das Gemisch in

einen Container gepumpt. Dabei wird das Gemisch gefiltert, damit keine unerwünschten Spross-Teile anderer Pflanzenarten in das Zielgewässer eingetragen werden. Das gefilterte Gemisch muss anschließend auf den Oosporen-Gehalt analysiert werden. Die Ausbringung kann dann mittels Anspritzverfahren durchgeführt werden.

Das Konzept zur Animpfung mit Armleuchteralgen wurde bereits erfolgreich im Projekt „Phoenix See Dortmund“ umgesetzt [33]. Die Ergebnisse im Zuge des durchgeführten Monitorings zeigen, dass die Besiedlung in den ersten beiden Jahren nach Installierung in 2011 schnell vorangeschritten ist. Die Bedeckung des Seebodens mit Armleuchteralgen nahm von rd. 25 % im Jahr 2011 auf 35 % im Jahr 2012 zu [33]. Neben der flächigen Ausbreitung hat sich auch eine Art (Streifhaarige Armleuchteralge (*Chara hispida*)) entwickelt, die in der Roten Liste von Nordrhein-Westfalen als „vom Aussterben bedroht“ eingestuft ist [33].

Aufgrund der im Vergleich zu technischen Maßnahmen geringen Investitionskosten und der Minimierung bzw. der Entbehrung des regelmäßigen Unterhaltungsaufwand (ergo keine betrieblichen Ewigkeitskosten) sowie der abgeschätzten Trophie des Sees ist die Animpfung mit lebenden Armleuchteralgen besonders gut geeignet.

Maßnahme G3: Nahrungsnetzsteuerung (Biomanipulation)

Gemäß Literatur lassen sich die guten Erfolgsaussichten für eine Nahrungsnetzsteuerung in kleinen Flachseen an vielen Praxisbeispielen belegen [16]. Demnach lassen sich in 16 der untersuchten niederländischen Seen deutliche Verbesserungen – Erhöhung der Sichttiefe, Verringerung der Chlorophyll a-konzentration – erzielen. Im Feldberger Haussee in Mecklenburg-Vorpommern hat der Raubfischbesatz zu einem beschleunigten Rückgang der P-Konzentration geführt (KASPRZAK et al. 2000) [16].

Ein Neubesatz nach Herstellung des Sees kann so gesteuert werden, dass sich positive Auswirkungen auf die P-Konzentration ergeben.

Aufgrund der guten Erfolgsaussichten und der im Vergleich zu anderen Maßnahmen moderaten Investitionskosten wird die Maßnahme als Vorzugsmaßnahme definiert. Die Kosten von Besatzmaßnahmen richten sich nach den jeweiligen Preisen für die Satzfische. Grundsätzlich steigen die Kosten mit dem Trophiegrad des zu behandelnden Gewässers.

Maßnahme G4: Abfischen der Algenblüte/ Mechanische Entkrautung

Bei der Maßnahme handelt es sich um eine Pflegemaßnahme. Es wird damit jedoch keine nachhaltige Wirkung erzielt. Vielmehr wird die Wirkung, nicht die Ursache bekämpft. Eine Umsetzung der Maßnahme kommt nur in Betracht, wenn es trotz der Umsetzung der Vorzugsmaßnahmen bei Auftreten besonderer Randbedingungen (sehr hoher Nährstoffeintrag, hohe Temperaturen, Verringerung des Wasserkörpers) zu einem vermehrten Algenwachstum kommt.

Maßnahme G5: Röhrichtzone

Anhand verschiedener Erfahrungswerte aus der Praxis ist die positive Wirkung bzgl. der Nährstoffelimination, vor allem die Reduktion von P-Verbindungen mittels Röhrichtbeständen als gering einzustufen. Die Sumpfbereiche besitzen vor allem eine Bedeutung als Nist- und Ruheplatz für Wasservögel. Daher wird empfohlen, auf Röhrichtzonen zu verzichten.

Für den im Projektgebiet vorkommenden Teichrohrsänger ist ein Habitat im geplanten See zu schaffen, hierzu ist im südlichen Seekopf eine „Schilfinselfläche“ geplant, die als Flachwasserzone mit Schilfbewuchs mindestens 50 cm unter Seewasserspiegel ausgebildet ist.

Maßnahme G6: Rezirkulation mit Einsatz eines Bodenfilters

Zur Reduzierung der P-Konzentration wird über die Zuläufe kontinuierlich Wasser eingeleitet. Das durch die Überläufe abfließende Wasser wird über einen Bodenfilter geleitet und anschließend über die Zuläufe wieder in den See eingeleitet. Der Einsatz eines Bodenfilters im Rahmen einer Rezirkulation des Seewassers wird als Maßnahme der Gütebewirtschaftung als sinnvoll erachtet.

Maßnahme G7: Phosphoreliminationsanlage (PEA)

Dieses Verfahren bietet die Möglichkeit die Belastung an der „Bündelung“ zu reduzieren und führt zu einer Reduktion der Trophie. Der Einsatz einer PEA hat keine nachhaltige Wirkung, weil die Einträge des Phosphors nicht reduziert werden.

Für den geplanten See wird der Einsatz einer PEA, aufgrund der abgeschätzten P-Bilanz nicht weiter verfolgt. Weiterhin sind die Investitionskosten sowie die betrieblichen Ewigkeitskosten im Vergleich der abgeschätzten P-Bilanz unverhältnismäßig hoch.

Maßnahme G8: Durchmischung und Belüftung des Epilimnions

Ein Eintrag von Sauerstoff kann durch die Installation eines Schaumspudlers erreicht werden. Aufgrund der abgeschätzten P-Bilanz wird für die Gütebewirtschaftung eine Installation eines Schaumspudlers nicht weiter verfolgt.

Aufgrund der beschriebenen Vorteile und Anforderungen werden die Maßnahmen G1, G2, G3, und G6 als Vorzugs-Maßnahmen für die weitere Planung empfohlen. Die Maßnahme G4 sollte als „Notfallmaßnahme“ bei Eintritt besonderer Belastungen weiterhin einbezogen werden.

3.5.3 Bewertung der untersuchten Maßnahmen nach umweltfachlichen Kriterien

Die Maßnahmen G7 und G8 sind mit zusätzlichen Baumaßnahmen verbunden, die zu negativen Auswirkungen auf die Umwelt führen. Diese sollten daher nur umgesetzt werden, wenn es

im Regelbetrieb zu erheblichen Belastungen kommt. Mit der Umsetzung der schonenderen Maßnahmen ist dies aber nicht zu erwarten.

Von den Maßnahmen G1 bis G6 gehen keine negativen bzw. nur sehr geringe Auswirkungen auf die Umwelt aus. Durch die Maßnahme G5 wird die Habitatsstruktur für den Teichrohrsänger im See gewährleistet. Die Maßnahme G5 „Schilfinself“ ist aus ökologischer Sicht sinnvoll. Die Ausgestaltung als Flachwasserzone mit Schilfbewuchs mindestens 50 cm unter Seewasserspiegel stellt einen Kompromiss für die Gewässergüte dar.

Aufgrund der Vorteile für die Umwelt werden die Maßnahmen G1 bis G5 als Vorzugs-Maßnahmen für die weitere Planung empfohlen. Die Maßnahmen G6 werden aufgrund der nur geringen Beeinträchtigungen während der Bauphase ebenfalls als Vorzugs-Maßnahme für die weitere Planung empfohlen, weil sie im Zuge der Herstellung des Sees zur Aufrechterhaltung eines konstanten Seewasserspiegels (Zu- und Ablaufsystem) sowie zur Behandlung von Regenwasser ohnehin hergestellt werden sollen.

3.6 Genehmigungsweg

Zunächst ist zu klären welche Genehmigungstatbestände vorliegen und welches Genehmigungsverfahren angewendet werden soll.

In Bezug auf das Vorhaben selbst bestehen folgende Genehmigungsaspekte

- Beseitigung eines vorhandenen Gewässers
- Herstellung des Sees
- Herstellung von Ableitungskanälen und -gräben

Außerdem

- Bauzeitliche Grundwasserentnahme und -einleitung

Hinsichtlich der Tatbestände sind hier mindestens folgende Punkte zu nennen:

- Einleitung des Seeablaufs in den Bärenbach
- Regenwasserbehandlung vor der Einleitung in den See
- Grundwasserfreilegung und Grundwasseranschluss
- Bodenschutz und Altlasten

Für die Art des Genehmigungsverfahrens ist weiterhin relevant, ob es sich um einen Gewässerausbau gemäß WHG handelt. Nach Aussage der UWB ist dies sicher der Fall, wenn die

Variante mit Grundwasseranschluss weiter verfolgt wird, da der See dann als Gewässer einzustufen ist. Ohne Grundwasseranschluss wird nach Aussage der UWB keine Planfeststellung nach § 68 WHG benötigt.

Eine Genehmigung als Regenrückhaltebecken entfällt, da nach aktueller Planung die Rückhaltung bereits in den Retentionsbodenfiltern erfolgt.

Damit wäre aus wasserrechtlicher Sicht nur der Rückbau des vorhandenen Teichs die Einleitung in den Bärenbach und die temporäre Grundwasserabsenkung für die Herstellung von Belang.

Gemäß Abstimmungstermin mit den Behörden wird die Ableitung in den Bärenbach seitens der UWB nicht als Gewässer sondern als Graben angesehen. Es sind daher keine ökologischen oder betrieblichen Anforderungen an ein Gewässer zu berücksichtigen.

Die Erfahrung aus anderen Projekten zeigt, dass diese Differenzierung als Folge des Grundwasseranschlusses nicht immer vorgenommen wird und bei vergleichbaren Vorhaben der See als abwassertechnische Anlage eingestuft wurde. Für ein rechtssicheres Vorgehen und wegen des empfohlenen Grundwasseranschlusses wird daher empfohlen, ein Planfeststellungsverfahren nach § 68 WHG anzustreben, welches aufgrund seiner Konzentrationswirkung auch eine Vereinfachung für den Vorhabensträger mit sich bringt.

4 Entwässerungsplanung

4.1 Allgemeines

Entwässerungssystem

Als Entwässerungssystem für das zu erschließende Quartier wird das Trennsystem gewählt.

Rückstauenebene

Als Rückstauenebene wird entsprechend der Vorgaben in der Entwässerungssatzung der Stadt Recklinghausen vom 23.03.2010 die Straßenoberkante bzw. Geländehöhe über der Anschlussstelle der Grundstücksanschlussleitung an die öffentliche Abwasseranlage festgesetzt.

Wasserschutzgebiet

Das Planungsgebiet liegt außerhalb von festgesetzten Zonen zur Wassergewinnung.

4.2 Bemessungsgrundlagen

4.2.1 Schmutzwasser

Der spezifische häusliche Schmutzwasseranfall wird mit $150 \text{ l}/(\text{E} \times \text{d})$ angesetzt.

Als Spitzenfaktor wird $x = 12$ angenommen.

4.2.2 Fremdwasser

Der Fremdwasserabfluss ins SW-Netz wird mit 100 % von $Q_{H,24}$ angesetzt. Dieser Abfluss stellt gleichzeitig auch den maximalen Fremdwasserabfluss dar.

4.2.3 Regenwasser

Starkniederschlagshöhen und Regenspenden

Die für das Plangebiet repräsentativen Starkniederschlagshöhen und entsprechenden Regenspenden sind dem KOSTRA - Atlas des DWD entnommen (Version KOSTRA-DWD 2010R 3.2) und sind nachfolgend aufgeführt.

Es wird bei den nachfolgenden Vorbemessungen kein Toleranzbetrag vorgenommen; weder nach oben noch nach unten.



KOSTRA-DWD 2010R

Nach den Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes - Hydrometeorologie -

Niederschlagshöhen und -spenden nach KOSTRA-DWD 2010R

Rasterfeld : Spalte 12, Zeile 47
 Ortsname : Recklinghausen (NW)
 Bemerkung :
 Zeitspanne : Januar - Dezember

Dauerstufe	Wiederkehrintervall T [a]															
	1		2		5		10		20		30		50		100	
	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN
5 min	5,4	181,4	7,1	236,0	9,2	308,2	10,9	362,8	12,5	417,5	13,5	449,4	14,7	489,7	16,3	544,3
10 min	8,5	141,2	10,7	178,9	13,7	228,9	16,0	266,6	18,3	304,4	19,6	326,5	21,3	354,3	23,5	392,1
15 min	10,4	115,6	13,1	146,0	16,8	186,2	19,5	216,7	22,2	247,1	23,8	264,9	25,9	287,3	28,6	317,8
20 min	11,7	97,8	14,9	123,9	19,0	158,4	22,1	184,6	25,3	210,7	27,1	226,0	29,4	245,2	32,6	271,3
30 min	13,5	74,8	17,3	95,9	22,3	123,7	26,1	144,7	29,8	165,8	32,1	178,1	34,8	193,6	38,6	214,6
45 min	14,9	55,3	19,5	72,3	25,6	94,7	30,1	111,7	34,7	128,6	37,4	138,5	40,8	151,0	45,4	168,0
60 min	15,8	43,9	21,0	58,4	28,0	77,7	33,2	92,2	38,4	106,8	41,5	115,3	45,4	126,0	50,6	140,6
90 min	17,3	32,1	22,9	42,3	30,2	55,9	35,7	66,1	41,2	76,4	44,5	82,3	48,5	89,9	54,1	100,1
2 h	18,5	25,7	24,3	33,7	31,9	44,2	37,6	52,2	43,3	60,2	46,7	64,9	50,9	70,8	56,7	78,7
3 h	20,3	18,8	26,4	24,4	34,4	31,8	40,5	37,5	46,5	43,1	50,1	46,4	54,6	50,5	60,6	56,1
4 h	21,7	15,0	28,0	19,4	36,3	25,2	42,6	29,6	48,9	34,0	52,6	36,5	57,3	39,8	63,6	44,2
6 h	23,8	11,0	30,4	14,1	39,2	18,2	45,9	21,2	52,6	24,3	56,5	26,1	61,4	28,4	68,0	31,5
9 h	26,1	8,0	33,1	10,2	42,4	13,1	49,4	15,3	56,5	17,4	60,6	18,7	65,8	20,3	72,8	22,5
12 h	27,8	6,4	35,1	8,1	44,8	10,4	52,1	12,1	59,4	13,8	63,7	14,7	69,1	16,0	76,4	17,7
18 h	30,5	4,7	38,2	5,9	48,5	7,5	56,2	8,7	63,9	9,9	68,4	10,6	74,1	11,4	81,8	12,6
24 h	32,6	3,8	40,6	4,7	51,2	5,9	59,3	6,9	67,3	7,8	72,0	8,3	77,9	9,0	85,9	9,9
48 h	41,2	2,4	49,7	2,9	61,1	3,5	69,7	4,0	78,2	4,5	83,2	4,8	89,6	5,2	98,1	5,7
72 h	47,2	1,8	56,1	2,2	67,9	2,6	76,8	3,0	85,6	3,3	90,8	3,5	97,4	3,8	106,3	4,1

Abbildung 40: KOSTRA-Daten für Recklinghausen nach DWD [27]

Wiederkehrzeit T für Bemessungsregen

Vorgeschlagene Wiederkehrzeiten T (= 1/ n mit n = Bemessungshäufigkeit) laut Grundlagenermittlung von Dezember 2019:

- Regenwasserkanalnetz (allgemeines Wohngebiet) Vorschlag: T = 2a
- Retentionsbodenfilter (RBF) Nord: Vorschlag: T = 1a
- Retentionsbodenfilter (RBF) Süd: Vorschlag: T = 5a
- Regenrückhalte-/Versickerungsanlage Ost Vorschlag: T = 5a

Es können strengere gewässerseitige Anforderungen gestellt werden. Der diesbezügliche Termin mit der UWB sollte am 10.03.2020 stattfinden, wurde aber bekanntlich abgesagt.

Modellregen/Langzeitsimulation

Die vorgenannten Kriterien dienen der Bemessung der Anlagenbestandteile. Jede Entwässerungsanlage muss anschließend mittels Langzeitsimulation nachgewiesen werden. Die Nachweise zur Überstau- und Überflutungshäufigkeit erfolgen mittels Modellregen und/oder Langzeitsimulation im Rahmen der Entwurfs- und Genehmigungsplanung. Siehe hierzu auch Erläuterungsbericht Grundlagenermittlung von Dezember 2019.

Zulässige Überstauhäufigkeit

Die Überstauhäufigkeit des Regenwasser-Kanalnetzes wird im Rahmen der Entwurfs- und Genehmigungsplanung mittels hydrodynamischer Kanalnetzsimulation nachgewiesen. Entsprechende Vorschläge zur zulässigen Überstauhäufigkeit wurden im Erläuterungsbericht der Grundlagenermittlung von Dezember 2019 gemacht.

- Regenwasserkanalnetz (allgemeines Wohngebiet) Vorschlag: T = 3a

Zulässige Überlaufhäufigkeit

Bei den Speicherbauwerken wird im Entwurf auf gleiche Art und Weise eine Überlaufhäufigkeit ermittelt. Die zugehörigen Vorschläge stimmen hier mit den Wiederkehrzeiten der Bemessungsregen überein:

- Retentionsbodenfilter (RBF) Nord: Vorschlag: T = 1a
- Retentionsbodenfilter (RBF) Süd: Vorschlag: T = 5a
- Regenrückhalte-/Versickerungsanlage Ost Vorschlag: T = 5a

Es können strengere gewässerseitige Anforderungen gestellt werden. Der diesbezügliche Termin mit der UWB sollte am 10.03.2020 stattfinden, wurde aber bekanntlich abgesagt.

Zulässige Überflutungshäufigkeit

Der Nachweis der Überflutungshäufigkeit gemäß den Empfehlungen der DIN EN 752 stellt laut HOAI eine besondere Leistung dar.

Ein entsprechendes Angebot wird dem Auftraggeber seitens der ARGE noch unterbreitet.

4.3 Schmutzwassernetz

Schmutzwasserkonzept

Das Schmutzwasserkonzept ist vollständig auf dem Plan B4.1 aufgeführt und nachfolgend schematisch dargestellt.

Die Schmutzwasserableitung erfolgt im Freispiegelgefälle.

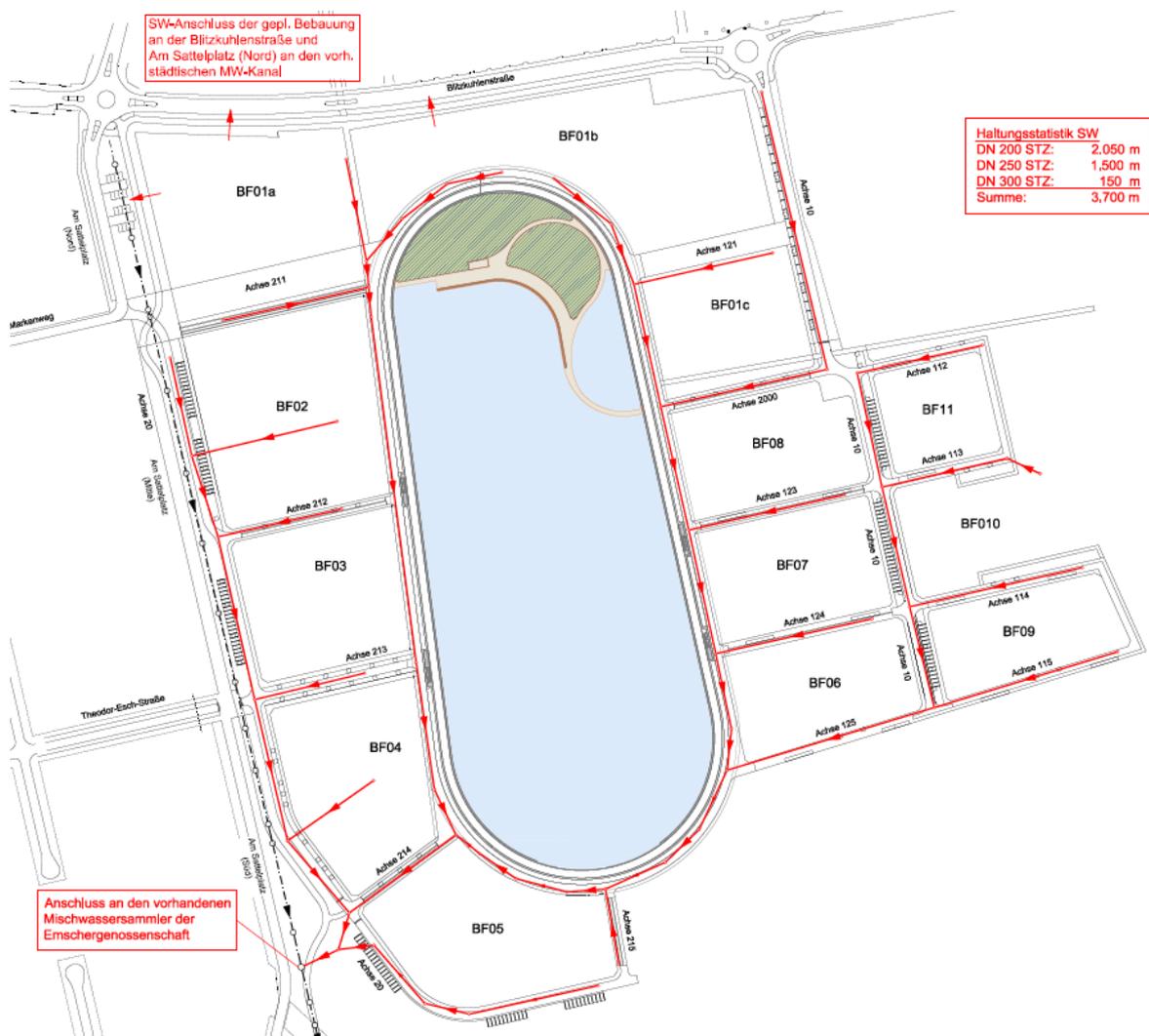


Abbildung 41: Schmutzwasserkonzept

Schmutzwasseranschlusspunkt

Als Schmutzwasseranschlusspunkt wird der Schacht Nr. 7680 des Mischwasser-Hauptkanals der EG (Emschergerossenschaft) DN 1800 in der Straße „Am Sattelplatz“ gewählt. Die östlich des Areals gelegene Kanalisation „An der Rennbahn“ ist als SW-Vorflut nicht nutzbar, da diese keinen Anschluss mehr an das städtische Netz hat.

Rohrmaterial

Laut Vorgabe der Stadt Recklinghausen: Steinzeug (STZ)

Durchmesser

Laut ursprünglicher Vorgabe der Stadt Recklinghausen: DN 300. Nach Rücksprache mit der Stadtentwässerungsabteilung (Herr Ewers) kann in den Anfangshaltungen auch bis zu DN 200 abgemindert werden.

Tiefe

Als Mindesttiefe des SW-Kanals wird eine Sohltiefe von 1,80 m festgelegt.

Die zum Teil großen Haltungstiefen entstehen im Wesentlichen durch zwei Aspekte:

- Verlegung unterhalb von längsgefällelosen Verkehrswegen, wie etwa der Promenade;
- Verlegung gegen das Geländegefälle, wie etwas zum Anschluss der östlich gelegenen Baufelder BF09 bis BF11.

Mindestgefälle

Für den SW-Kanal wird ein Mindestgefälle gemäß der empirischen Formel $J_{\min} = 1 : \text{DN}$ festgelegt. Somit beträgt das Mindestgefälle für:

$$\text{DN 200: } J_{\min} = 1 : \text{DN} = 1 : 200 = 0,005 = 5,0 \text{ ‰}$$

$$\text{DN 250: } J_{\min} = 1 : \text{DN} = 1 : 250 = 0,004 = 4,0 \text{ ‰}$$

$$\text{DN 300: } J_{\min} = 1 : \text{DN} = 1 : 300 = 0,004 = 3,3 \text{ ‰}$$

Schmutzwasserabfluss

Das mit der Masterplanung beauftragte Büro DZH hat die Anzahl Wohneinheiten auf 1.258 WE beziffert. Dabei sind etwa 1.000 Wohneinheiten in Mehrfamilienhäusern à 2,5 E/WE und die restlichen Wohneinheiten in Reihenhäusern à 3 E/WE vorgesehen.

Es kann somit von folgender Einwohnerzahl E ausgegangen werden:

$$E = 1.000 \times 2,5 + 258 \times 3 = 3.274 \text{ E.}$$

Da keine Einwohnergleichwerte (EGW) anfallen, beträgt der prognostizierte Einwohnerwert EW somit gerundet:

$$\text{EW} = 3.300 \text{ E}$$

Der über 24 Stunden gemittelte häusliche Schmutzwasserabfluss $Q_{H,24}$ kann somit wie folgt abgeschätzt werden:

$$Q_{H,24} = \frac{150 \times 3.300}{86.400} = 5,7 \text{ l/s}$$

Der maximale stündliche häusliche Schmutzwasserabfluss $Q_{H,h,\max}$ berechnet sich zu :

$$Q_{H,h,max} = \frac{5,7 \times 24}{12} = 11,4 \text{ l/s}$$

Fremdwasserabfluss

Der Fremdwasserabfluss ins SW-Netz wird mit 100 % von $Q_{H,24}$ angesetzt. Dieser Abfluss stellt gleichzeitig auch den maximalen Fremdwasserabfluss dar.

$$Q_{F,24} = Q_{F,h,max} = 5,7 \text{ l/s}$$

Trockenwetterabfluss

In den Mischwasserkanal der Emschergenossenschaft wird somit folgender maximaler stündlicher Trockenwetterabfluss eingeleitet:

$$Q_{T,h,max} = 11,4 + 5,7 = 17,1 \text{ l/s}$$

Im Rahmen der Vorplanung untersuchte Varianten

Keine.

Offene Punkte Schmutzwasser

1. Grundsätzlich: Abstimmung der Geländehöhen (und somit Deckelhöhen) mit der Straßenplanung. Die mit Datum vom 31.03.2020 seitens BPR übersandten Straßenhöhen konnten zum 03.04. nicht mehr allesamt berücksichtigt werden.
2. Nachvermessung von Höhen, vor allem im westlichen Bereich (Straße „Am Sattelplatz“). Zu den zusätzlich benötigten Höhen erfolgte am 31.03.2020 die Aussage der Stadt Recklinghausen, dass die Ergänzungsvermessung voraussichtlich Ende April vorliegen wird (siehe auch Kapitel zum Kanalbestand).
3. Können die an der neu zu gestaltenden Straße „Am Sattelplatz“ gelegenen geplanten Gebäude direkt an den Mischwasser-Hauptkanal DN 1800 angeschlossen werden? In diesem Fall könnte ein Großteil der geplanten SW-Haltungen in der Straße „Am Sattelplatz“ entfallen.

4.4 Regenwasserableitung

Regenwasserkonzept

Das Konzept zur Regenwasserableitung ist detailliert im Plan B4.1 und schematisch mit Darstellung der Einzugsgebiete im Plan B4.5 dargestellt und lässt sich kurz wie folgt beschreiben:

1. Ableitung des Regenwassers des überwiegend nördlich gelegenen Teils der Quartiersflächen zur Regenwasserbehandlungsanlage Nord (RBF Nord).
2. Ableitung des Regenwassers des überwiegend südlich gelegenen Teils der Quartiersflächen zur Regenwasserbehandlungsanlage Süd (RBF Süd).

3. Ableitung des topografisch gesehen nach Osten abfallenden Teils des Quartiers (Baufelder BF09 bis BF11) über kaskadenartig angeordnete Versickerungsmulden (VM) oder Rückhaltungen Richtung Süden.
4. Ableitung eines kleinen Teils des Regenwassers westlich des Quartiers in den MW-Kanal der EG unter Berücksichtigung einer gleichzeitigen Abkopplung von Regenwasser weiter oberhalb (Nachweis mittels Abflussbilanz).
5. Ableitung des Oberflächenwassers der neu zu gestaltenden Blitzkuhlenstraße wie bisher in den Mischwasserkanal der Stadt Recklinghausen.

Die o.g. Nummerierung entspricht dabei der Nummerierung der Einzugsgebiete auf dem Plan B4.5.

Grundsätzliche Anmerkungen

Die Regenwasserableitung erfolgt weitestgehend leitungsgebunden.

Einige Seitenstraßen erhalten keine Regenwasserkanäle, sondern werden mit flachen Entwässerungsgräben versehen, die neben dem Straßenwasser auch das Regenwasser der Privatgrundstücke ableiten sollen. Hier ist frühzeitig eine Abstimmung erforderlich, da die Praxis gezeigt hat, dass hierzu besondere städtebauliche Vorgaben sinnvoll oder gar nötig sind, um dies zu gewährleisten.

Die entsprechenden Straßen sind im Lageplan B4.1 dargestellt. Die Länge der straßenbegleitenden Gräben

Anmerkungen zu 3.

Die Notwendigkeit für die Ableitung des Regenwassers nach Osten in das RRB und nach Westen in den Mischwasserhauptkanal erfolgt ja wie erwähnt aus topografischen Gründen.

Anmerkungen zu 4.

Der Anschluss an den MW-Kanal DN 1800 bedarf noch der Abklärung mit der Emschergenossenschaft, da grundsätzlich kein Regenwasser in die Mischwasserkanalisation eingeleitet werden soll. Mit Hilfe einer Abflussbilanz soll nachgewiesen werden, dass sich der Regenwasserabfluss in den MW-Kanal durch Abkopplung von Straßenflächen weiter oberhalb zukünftig nicht erhöht.

Anmerkungen zu 5.

Die Regenwassereinleitung des Straßenwassers in die Mischwasserkanalisation in der Blitzkuhlenstraße sollte ohne weiteres genehmigungsfähig sein, da bereits auch derzeit das Oberflächenwasser der Straße dort abgeführt wird. Das Regenwasser der zukünftig an der Blitzkuhlenstraße gelegenen Gebäude der Baufeldes 01 soll hingegen nach Möglichkeit an den RBF Nord angeschlossen werden.

Regenwasseranschlusspunkte

Durch die o.a. Konzeption ergeben sich fünf Regenwasseranschluss- bzw. auslasspunkte:

1. Retentionsbodenfilter RBF Nord
2. Retentionsbodenfilter RBF Süd
3. Versickerungsmulden VM Ost
4. Mischwasser-Hauptkanal der EG im Bereich zwischen den Schächten 1960 und 7680
5. Mischwasserkanal der Stadt Recklinghausen in der Blitzkuhlenstraße

Rohrmaterial

Laut Vorgabe der Stadt Recklinghausen: Beton

Durchmesser

Laut DWA A118: Minstdurchmesser DN 300. Für die Entwässerung der unteren Promenade wird als begründeter Ausnahmefall in einer Anfangshaltung ein Durchmesser DN 250 vorgesehen.

Mindesttiefe

Als Mindesttiefe des RW-Kanals wird für einen Durchmesser DN 300 eine Sohlentiefe von 0,90 m festgelegt. Für die Entwässerung der unteren Promenade wird als begründeter Ausnahmefall ein Flachsistem mit Haltungstiefen von 0,50 m bei einem DN 250 vorgesehen.

Mindestgefälle

Für den RW-Kanal werden folgende Mindestgefälle festgelegt:

DN 250:	$J_{\min} = 2,5 \text{ ‰}$ (mit entsprechendem Nachweis der Schleppspannung)
DN 300:	$J_{\min} = 3,3 \text{ ‰}$
DN 400:	$J_{\min} = 2,5 \text{ ‰}$
DN 500 aufwärts:	$J_{\min} = 2,0 \text{ ‰}$

Flächenkenngrößen

Die auf der Masterplanung und Straßenkonzeption basierenden Flächenkenngrößen sind in der entsprechenden Tabelle in der Anlage A4.1 aufgeführt.

Hydraulik

Die Regenwasserkanäle sind zum derzeitigen Zeitpunkt aufgrund der noch nicht endgültig festgelegten Straßenhöhen und der nicht definitiv abgegrenzten Einzugsgebiete lediglich vorbemessen. Die abschließende Bemessung erfolgt ebenso wie die hydraulische Nachweisrechnung im Rahmen der Entwurfsplanung.

Bezüglich der Führung des Nachweises der Überflutungshäufigkeit gemäß den Empfehlungen der DIN EN 752 wird auf die Aussagen im Kapitel 4.2 verwiesen.

Im Rahmen der Vorplanung untersuchte Varianten

Die Entwässerung der Promenade wurde im Rahmen der Leistungsphase 2 intensiv diskutiert. Nach der Entscheidung, auch die untere Promenade zu entwässern, wurden zwei Varianten untersucht:

- Variante 1: 2 getrennte RW-Leitungen
- Variante 2: 1 gemeinsame RW-Leitung (in der Oberen Promenade)

Die beiden Varianten sind im Plan B4.4 zeichnerisch dargestellt. Dem Vorschlag, die trotz der 2 Hauptkanäle wirtschaftlich günstigere Variante 1 zu wählen, wurde seitens der SER am 30.03.2020 stattgegeben (Punkt 145 des MeKat vom 24.03.2020).

Offene Punkte

1. Grundsätzlich: Abstimmung der Geländehöhen (und somit Deckelhöhen) mit der Straßenplanung. Die mit Datum vom 31.03.2020 seitens BPR übersandten Straßenhöhen konnten zum 03.04. nicht mehr allesamt berücksichtigt werden.
2. Vor allem im westlichen Bereich (Straße „Am Sattelplatz“) sind Nachvermessungen erforderlich, die bereits beantragt wurden. Zu den zusätzlich benötigten Höhen erfolgte am 31.03.2020 die Aussage der Stadt Recklinghausen, dass die Ergänzungsvermessung voraussichtlich Ende April vorliegen wird (siehe auch Kapitel zum Kanalbestand). Diese Höhen bestimmen im Wesentlichen die nicht dem See zuführbaren Regenwassermengen aus diesem Bereich und beeinflussen somit die Seewasserbilanz sowie die Dimensionierung der Regenwasserkanäle und des Retentionsbodenfilters Süd.
3. Bestimmung des k_f -Wertes der anstehenden Böden im Hinblick auf die angedachte Regenwasserversickerung über Mulden im östlichen Bereich des Quartiers (Festlegung der zusätzlichen Versickerungspunkte nach Klärung mit den PlanerkollegInnen).
4. Abstimmung Mindesttiefen Flachsystem mit Stadt Recklinghausen
5. Festlegung der Rückstauenebene des RW-Netzes (Niveau untere Promenade ist unterste Entlastungsebene)
6. Abstimmung der Ausgestaltung der straßenbegleitenden flachen Gräben in den Planstraßen ohne Regenwasserkanal sowie Klärung der entsprechend flachen Zuläufe von Grundstücken
7. Abstimmung Kanaltrasse mit Versorgungsleitungen und Baumstandorten

4.5 Regenwasserbehandlungsanlagen Nord und Süd

4.5.1 Allgemeine Grundlagen

Erfordernis der Regenwasserbehandlung

Die zu erwartende Belastung des Regenwassers aus den angeschlossenen Dach-, sonstigen Grundstücks- und den Verkehrsflächen in Kombination mit den Erfordernissen an die Seequalität rechtfertigt die Anordnung einer Regenwasserbehandlungsanlage in Form eines Retentionsbodenfilters, da ansonsten die angestrebte Gewässergüte nicht erreicht wird.

Einzugsgebiete

Die den RW-Behandlungsanlagen zugeordneten Einzugsgebiete sind im Plan B4.5 dargestellt.

Die zugehörigen befestigten Flächen setzen sich zusammen aus Dachflächen ohne Gründächer, sonstigen befestigten Grundstücksflächen (Garagenzufahrten, Hauszuwegungen, Terrassenflächen, etc.) sowie den diversen Verkehrsflächen (Straßen, Wege, Plätze).

Die Flächen der Privatgrundstücke (Dächer, sonstige Flächen) werden dabei der Regenwasserverschmutzungs-Kategorie I, die öffentlichen Verkehrsflächen der Kategorie II zugewiesen (Kategorisierung gemäß Trennerlass NRW).

Anlagenbestandteile

Die Regenwasserbehandlungsanlage setzt sich aus folgenden wesentlichen Bestandteilen zusammen:

- Vorstufe (Geröllfang)
- Retentionsbodenfilter
- Entleerungs- und Drosselorgan
- Filterüberlauf

Vorstufe

Im Trennsystem wird die Vorstufe beim Neubau als Grobstoffrückhalt ausgeführt, um die Sand- und Kiesfraktion im Anlagenzufluss vor dem Retentionsbodenfilter abzuscheiden.

Die Feinpartikelanteile des Niederschlagabflusses sollten der Bodenfilteroberfläche zugeführt und dort abgetrennt werden. Die hieraus entstehende Sedimentauflage stellt eine effektive Schadstoffsенke dar.

Als Grobstoffrückhalt wird ein unbelüfteter Sandfang vorgesehen, welcher im Zulaufbereich zum RBF angeordnet wird.

Retentionsbodenfilter

Der primäre Reinigungsprozess in Retentionsbodenfilterbecken ist die Filtration, die einen nahezu vollständigen Rückhalt von Feststoffen und den daran gebundenen Schadstoffen auf der Bodenfilteroberfläche erlaubt.

Begleitend hierzu finden an und in den Biofilmen der auf der Bodenfilteroberfläche abgeschiedenen Sedimente und der oberen Filterschichten Sorptions- und Umsatzprozesse statt, die gelöste Abwasserinhaltsstoffe mit hohem Wirkungsgrad zurückhalten bzw. abbauen (z. B. CSB, NH₄-N).

Im vorliegenden Fall ist die Sorption von Phosphor erforderlich, um den See vor Eutrophierung zu schützen.

Durch den Einbau eines geeigneten Filtermaterials mit einer hohen Sorptionsrate (Eisenhydroxid, ca. 10 M-%) kann die Phosphorkonzentration auf bis zu 0,015 mg/l reduziert werden.

Dies trägt erheblich zu einer Stabilisierung des Nährstoffhaushalts des Sees (CP < 0,1 mg/l) auch in trockenen Jahren bei.

Zusätzlich zum zufließenden Regenwasser der befestigten Flächen erfolgt auch eine Seewasserzirkulation.

Der neben der Filtration im Begriff „Retentionsbodenfilter“ ebenfalls implizierte Teil der Rückhaltung wird durch ein entsprechendes Volumen bewerkstelligt, welches durch die u.a. hydraulischen Eingangsgrößen bestimmt wird.

Entleerungs- und Drosselorgan

Aufgrund topografischer Zwänge liegt die Filtersohle und somit die darunter liegende Dränageschicht mit der zugehörigen Dränagesammelleitung zu tief, um im Freispiegelgefälle in den See entleeren zu können.

Somit wird ein Entleerungspumpwerk erforderlich. Die Pumpe kann dabei gleichzeitig die Rolle des Drosselorgans übernehmen.

Filterüberlauf

Der Filterüberlauf wird jeweils mit dem Zulaufgerinne kombiniert. Durch die längliche Ausdehnung des Zulaufgerinnes wird auch die Überfallkante lang ausgeprägt, was zu geringen Überfallhöhen führt.

Der Filterüberlauf des RBF Nord erfolgt in die umliegende Schilfzone und von dort aus über den Überlauf in den See. Durch die signifikante Seeretention erfolgt eine für die Unterlieger hydraulisch sehr wirksame Drosselung und Rückhaltung der Überlaufmenge.

Der Filterüberlauf des RBF Süd erfolgt in den Ablaufgraben des Sees und wird somit nicht mehr der Seeretention zugeführt.

Eingangsgrößen Vorbemessung

Folgende Eingangsgrößen fanden Berücksichtigung bei der Vorbemessung:

- Befestigte Fläche $A_{E,b}$ (hier bisher vereinfachend als voll abflusswirksam angesetzt)
- Mittlere jährliche AFS-Zulauf Fracht Feststoffeintrag $B_{AFS,F,zu}$ zum RBF in kg/a
- Zulässige Feststoffbelastung $bs_{pez,F}$ der Filteroberfläche ($\leq 7,0 \text{ kg}/(\text{m}^2 \times \text{a})$)
- Drosselabflussspende $q_{Dr,RBF} = 0,05 \text{ l}/(\text{s} \times \text{m}^2)$ für Trennsysteme mit P-Elimination
- Überlaufhäufigkeit n , üblicherweise zwischen 1,0 und 0,1 1/a festgelegt.

Zur letztgenannten Eingangsgröße kann ausgesagt werden, dass eine einjährige Überlaufhäufigkeit nach Erfahrung gleichzusetzen ist mit einer RW-Behandlung von ca. 95 % der insgesamt zufließenden Regenwassermenge. Der nicht behandelte Anteil der RW-Menge beträgt somit lediglich 5 %. Insofern ist der Ansatz dieser Regenhäufigkeit in der Regel ausreichend.

Da der RBF Nord indirekt in den See abschlägt und die Seeretention einen sehr weitgehenden hydraulischen Schutz der Unterlieger gewährleistet, wird für den RBF Nord die für die RW-Behandlung ausreichende Überlaufhäufigkeit $n = 1 \text{ 1/a}$ gewählt.

Für den RBF Süd gilt bei der Bestimmung von n die Überlegung, dass der Filterüberlauf in den Ablaufgraben des Sees einmündet und somit nicht mehr der Seeretention unterliegt. Um für den unterhalb liegenden Bärenbach einen möglichst weitgehenden hydraulischen Schutz zu gewährleisten, wurde im Rahmen der Vorplanung die Überlaufhäufigkeit des RBF Süd auf $n = 0,2 \text{ 1/a}$, sprich einmal alle fünf Jahre festgelegt.

Diese Festlegung ist aber noch mit der UWB abzustimmen. Der vorgesehene Abstimmungstermin steht noch aus.

Untersuchte Varianten

Folgende Untersuchungen zur Anordnung und Gestaltung der RBF wurden in der Vorplanung angestellt:

- Minimierung der Anzahl RBF (in der Machbarkeitsstudie waren 14 RBF vorgesehen)
- Ausgestaltung als im Straßenkörper integrierte Bodenfilterstrecken
- Ausgestaltung als sehr flache Bodenfilter mit entsprechend größerer Filterfläche

Die o.g. Untersuchungen wurden in den diversen Planerworkshops eingehend diskutiert und bewertet.

Dabei zeigte sich kurz zusammengefasst, dass:

- zwei Retentionsbodenfilter zur Regenwasserbehandlung ausreichend und gleichzeitig topografisch bedingt notwendig sind
- Bodenfilterstrecken zwar entlang von Straßen angeordnet werden, jedoch:
 - relativ große Tiefen aufweisen und somit einen großen Platzbedarf im Straßenquerschnitt einnehmen und eingezäunt werden müssten
 - als Müllsenke benutzt werden könnten
 - keine Retentionswirkung und somit auch keine gesicherten Reinigungsleistungen aufweisen
- flach ausgebildete Retentionsbodenfilter aufgrund der dann erforderlichen großen Filterfläche sehr unwirtschaftlich sind.

Letztendlich wurde festgehalten, die RBF mit den üblichen Einstautiefen zu konzipieren.

Offene Punkte

1. Fachtechnische Lösung infolge der Lage im Grundwasser entwickeln → Auftriebssicherung
2. Zufahrt, Einzäunung, Gestaltung Entleerungspumpwerk mit Betreiber abstimmen
3. Phosphatelimination im RBF oder in nachgeschaltetem Reaktor (1 t Eisenhydroxid kostet ca. 1.200 €/t)
4. Grundsätzliche Anordnung des RBF Nord innerhalb des Schilfpolders?
5. Darf Filterüberlauf des RBF Süd direkt in den Ablaufgraben Richtung Bärenbach eingeleitet werden oder muss er aus Gründen der weitgehenden Retention in den See geleitet werden?
6. Je nach Vorgabe, zulässige Überlaufhäufigkeit des RBF Süd: T = 1a bis T = 5a ?

Der Termin zur Abstimmung des Großteils der o.g. Punkte mit der Stadt RE/der UWB ist aufgrund der Covid-19 Pandemie auf den 6.5.2020 verlegt worden.

4.5.2 Ergebnisse Vorbemessung Retentionsbodenfilter Nord

RBF Nord			
1. Grundlagendaten			
Befestigte Einzugsgebietsfläche	$AE_{,b}$	=	44.000 m ²
Bemessungszufluss Kanal	$Q_{r10, n=0,5}$	=	787 l/s
2. Bemessung Vorstufe			
Ansatz:	$V_{spez.}$	=	2,5 m ³ /ha
	V	=	11,0 m ³
Funktionen:	Grobstoffrückhalt, Leichtflüssigkeitsrückhalt		
3. Vor-Bemessung Filterbecken für $n = 1,0$ 1/a (T = 1 a)			
Bodenfilterfläche	$A_{RBF,min}$	=	650 m ²
Retentionsbodenfiltervolumen	$V_{RBF, n}$	=	700 m ³
Einstauhöhe	h	=	1,10 m
Drosselabfluss	Q_{dr}	=	33 l/s
4. Höhen			
OK Filtersohle:			56,20 m
UK Filter	0,50 m		55,70 m
UK Dränageschicht	0,30 m		55,40 m
OK GW-Spiegel Nordufer			56,70 m
OK Filterüberlauf			57,30 m
Ok Seespiegel			57,00 m
---> UK RBF liegt im Grundwasser um			1,30 m
---> Q_{dr} RBF muss über Pumpen in den See ablaufen			
---> Filterüberlauf längsseitig im Becken ins Schilfpolder			

Abbildung 42: Vorbemessung RBF Nord

Die endgültigen Abmessungen des RBF Nord werden im Rahmen der Entwurfsplanung mittels Langzeitsimulation ermittelt.

4.5.3 Ergebnisse Vorbemessung Retentionsbodenfilter Süd

RBF Süd			
1. Grundlagendaten			
Befestigte Einzugsgebietsfläche	AE,b	=	63.000 m ²
Bemessungszufluss Kanal	Qr10, n=0,5	=	1.127 l/s
2. Bemessung Vorstufe			
Ansatz:	Vspez.	=	2,5 m ³ /ha
	V	=	15,0 m ³
Funktionen:	Grobstoffrückhalt, Leichtflüssigkeitsrückhalt		
3. Vor-Bemessung Filterbecken für n = 0,2 1/a (T = 5a)			
Bodenfilterfläche	A _{RBF,min}	=	1.300 m ²
Retentionsbodenfiltervolumen	V _{RBF, n}	=	2.000 m ³
Einstauhöhe	h	=	1,50 m
Drosselabfluss	Qdr	=	65 l/s
4. Höhen			
OK Filtersohle:			55,70 m
UK Filter	0,50 m		55,20 m
UK Dränageschicht	0,30 m		54,90 m
OK GW-Spiegel Südufer			55,30 m
OK Filterüberlauf			57,20 m
Ok Seespiegel			57,00 m
---> UK RBF liegt im Grundwasser um			0,40 m
---> Qdr RBF muss über Pumpen in den See ablaufen			
---> Filterüberlauf längsseitig im Becken zum Graben Seeablauf			

Abbildung 43: Vorbemessung Süd

Die endgültigen Abmessungen des RBF Nord werden im Rahmen der Entwurfsplanung mittels Langzeitsimulation ermittelt.

4.6 Regenwasserbewirtschaftung Ost

4.6.1 Allgemeine Grundlagen

Wie bereits im Regenwasserkonzept erwähnt, können die im östlichen Bereich des neuen Quartiers angeordneten Baufelder BF09 bis BF11 aus topografischen Gründen nicht im Freispiegelgefälle in den See entwässern.

Es wurde von daher zusammen mit den übrigen Fachplanern entschieden, für diesen Bebauungsbereich eine von den übrigen Flächen differenzierte Regenwasserbewirtschaftung vorzusehen.

Dieses Konzept fußt auf den Prinzipien der naturnahen Regenwasserbewirtschaftung, das heißt die Priorisierung der Abflussvermeidung durch Versickerung und Verdunstung.

Somit werden in diesem Quartiersbereich im Gegensatz zu den Seeinzugsgebieten Gründächer, offene Wasserflächen und versickerungsfähige Beläge bevorzugt.

4.6.2 Konzept

Konkret wird in Absprache mit den Landschaftsplanern folgendes Bewirtschaftungskonzept vorgesehen:

- Priorisierung von Gründächern und versickerungsfähigen Belägen
- Oberflächennahe Ableitung des nicht verdunsteten und nicht versickerten Regenwassers der Privatgrundstücke und der Verkehrsflächen
- Einleitung dieses Regenwassers in kaskadenartig angelegte, flache Versickerungsmulden (VM) östlich der Bebauung. Im oberen Bereich kann ein bereits angelegtes Biotop auch durch Regenwassereinleitungen aus den Baufeldern 10 und 11 gespeist werden. Der zugehörige Überlauf wird dann ebenfalls an die Versickerungsmulden angeschlossen.

4.6.3 Eingangsgrößen Vorbemessung

Folgende Eingangsgrößen fanden Berücksichtigung bei der Vorbemessung:

- Befestigte Fläche $A_{E,b}$ (mit reduzierten Abflussbeiwerten für Gründächer und versickerungsfähige Beläge)
- Durchlässigkeitsbeiwert des Untergrunds $k_f = 5 \times 10^{-6}$ m/s (durch in-Situ-Versuche zu bestätigen)
- Überlaufhäufigkeit $n = 0,2$ 1/a gemäß DWA A138

4.6.4 Ergebnisse Vorbemessung

Die Ergebnisse der Vorbemessung für die Versickerungsmulden können der Anlage A4.2 entnommen werden. Dargestellt ist die Regenwasserbewirtschaftung qualitativ in den Plänen B4.1 und B4.5.

Insgesamt wird eine versickerungswirksame Fläche von 2.100 m² erforderlich, die nahezu beliebig auf verschiedene Einheiten aufgeteilt werden kann.

Die endgültige Anordnung und Ausgestaltung dieses Muldensystems erfolgt im Rahmen der Entwurfsplanung zusammen mit den Landschaftsplanern.

Sollte der noch zu ermittelnde Durchlässigkeitsbeiwert k_f geringer als 5×10^{-6} m/s ausfallen, sind gesonderte Überlegungen anzustellen, wie z.B. die Anordnung von Rigolen unterhalb der Mulden. Hierbei ist aber ebenfalls der relativ hoch anstehende Grundwasserspiegel zu beachten.

5 Kostenschätzung

5.1 See

Für die drei verschiedenen Varianten ergeben sich nach Anlage 5.1 bis 5.3 folgende Baukosten

1. Variante 1:	6.290.562,80 €
2. Variante 2:	6.792.309,94 €
3. Variante 3:	8.066.251,05 €

Die Angaben berücksichtigen die derzeitige Mehrwertsteuer von 19 %. Nicht eingeflossen sind Kosten für Unvorhergesehenes (siehe hierzu Kapitel 5.3) und Baunebenkosten.

In der vorliegenden Kostenschätzung wurden lediglich Kosten berücksichtigt, die unmittelbar durch die Erstellung und Befüllung (Trinkwasserzuspeisung und Reaktor für die Reinigung des Trinkwassers) des Sees entstehen. Ausnahme bildet die Herstellung einer Dränage im Norden, welche auch bei der Variante 2 und 3 zur Absenkung des Grundwasserspiegels für die Ausführung der niedrigen Promenade benötigt wird. Dies stellt insofern streng genommen eine Maßnahme der Freianlagenplanung dar, wird aber aus Gründen der Konsistenz mit Variante 1 (wasserwirtschaftlicher Bedarf für den See) an dieser Stelle auch in den übrigen Varianten mitgeführt.

Darüber hinaus wurden die Kosten für die Stegunterkonstruktion am nördlichen Kopf berücksichtigt.

Kosten, die im Rahmen der Erschließung des Planungsgebietes auch ohne den See anfallen würden, sind nicht Gegenstand. Hierzu zählen u. a.

- Abtrag, Konditionierung, Transport und Verwertung der anthropogenen Auffüllungen, da diese gemäß Bodenmanagementkonzept ohnehin abzutragen sind
- Geländeaufhöhungen und -anpassungen
- Verwertung bzw. Entsorgung sowie Aufbereitung der Aushubböden, da diese gemäß Massenmanagement als Lärmschutzwall benötigt werden (insb. Brechen von Fels und Kalken von Schluff)
- Kosten für Niederschlagsbehandlung, wie der Bau von Regenklärbecken, Retentionsbodenfiltern

Für den Fall das für die Variante 1 eine Lösung mittels Teilabdichtung angestrebt wird, ergeben sich Mehrkosten in Höhe von netto 420 t€ bis 650 t€ (siehe folgende Abbildung). Die Mehrkosten wurden über Dreisatz aus der Variante 3 mit einer Abdichtungsstärke von 50 cm und 5% Bentonit abgeleitet. Sie dienen daher nur zur Orientierung, nicht enthalten sind z. B. die Mehrkosten für einen wasserseitigen Fuß der Winkelstützwand.

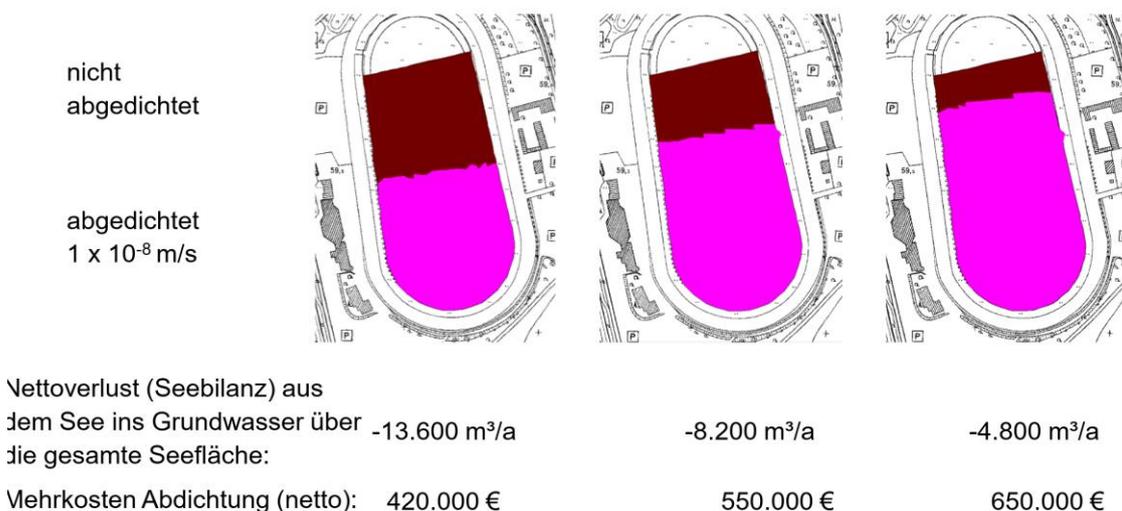


Abbildung 44: Mehrkosten für Teilabdichtung der Variante 1

Ein Zwischenstand der Kostenschätzung für den See wurde bereits vorab am 20.3.2020 übermittelt. Mit Email vom 26.3.2020 wurde die Planungsgemeinschaft im Punkt 136 des

MEK aufgefordert Kosteneinsparung von mindestens 5 % zu eruiieren und zu beziffern. Diesbezüglich sehen in Hinblick auf die Variante 1 wir folgende Einsparpotentiale:

- Verringerung der Seetiefe auf 1,8 m
=> ca. 285.000 € netto
- Verringerung der Wandstärke Ufermauer auf 35 cm
=> ca. 170.000 € netto

Vor dem Hintergrund das bis dato kein geotechnische Betreuung/Tragwerksplanung beauftragt ist, sehen wir insbesondere bei folgende Punkten Risiken die zu Mehrkosten gegenüber den bisherigen Annahmen führen können:

- Grundwasserabsenkung ist bisher nicht vorbemessen/quantifiziert
- Gründung der Schwergewichtsmauer ist noch nicht geklärt
- Dimensionierung der Winkelstützwände (Vorstatik) fehlt
- Bentonitzugabe für die mineralische Abdichtung

5.2 Entwässerung

Die Kostenschätzung für die Kanalisation und die Entwässerung ist der Anlage A-5.4 zu entnehmen.

Sie schließt mit Kosten in Höhe von 7.053.427,50 € (brutto ohne Unvorhergesehenes) ab.

Die Gliederung der Kostenstellen erfolgte dabei gemäß folgender Aufteilung:

Kanalisation:

Schmutzwasserkanäle und Regenwasserkanäle inkl. straßenbegleitende Gräben, jeweils mit Kostenansätzen für Hausanschlüsse bis ca. 1 m ins Privatgrundstück. Die Anzahl der Hausanschlüsse wurde abgeschätzt auf Basis der Gebäudedarstellungen im Plan B4.1.

Entwässerung:

Regenwasserbehandlung (RBF Nord / RBF Süd) und Regenwasserbewirtschaftung Ost

Die Kosten der Retentionsbodenfilter enthalten flächenspezifische Ansätze für:

- das Filterbecken
- die Zugabe von 10 Masse-% Eisenhydroxid,
- die Vorstufe (Geröllfang)
- das Entleerungspumpwerk und die zugehörige Druckleitung

- Maßnahmen zur Auftriebssicherung.

Die Kosten der naturnahen Regenwasserbewirtschaftung beinhalten den Aufwand zur Herstellung der Versickerungsmulden inkl. zugehöriger Geländemodellierung sowie die entsprechenden Zu- und Ablaufleitungen sowie Verbindungselemente.

Grundsätzliche Hinweise zur Kostenschätzung

Die Kostenschätzung enthält lediglich Ansätze für Investitionskosten. Es sind keine Betriebskosten und auch keine Baunebenkosten enthalten.

Bezüglich der Vollständigkeit der entsprechenden Planungsgrundlagen wird auf die offenen Punkte in den einzelnen Kapiteln hingewiesen.

Kostenrelevant werden in jedem Fall noch die Ergebnisse der noch ausstehenden Baugrunduntersuchung und der Tragwerksplanung sein, die hier noch nicht eingeflossen sind.

5.3 Gesamtkosten

Die Gesamtkosten für den See, die Entwässerung und Regenwasserbehandlung sind im Vergleich mit den aus der Angebotsanfrage übermittelten anrechenbaren Kosten in der folgenden Tabelle aufgeführt:

Tabelle 10: Zusammenstellung der Kosten für Vorplanung im Abgleich mit den anrechenbaren Kosten

Ausgaben		Richtwerte	Fläche/Länge	Einheit	Anrechenbare Kosten aus Angebotsanfrage	Vorplanung	
1.5	Erschließungs- und Baumaßnahmen						
1.5.2	Herstellung Schmutz- u. Regenwasserkanäle,				6.300.000,00 €	6.755.927,50 €	
1.5.2.1	Regenwasserkanäle	1.300,00 €	€/lf. m	2.000,00	m	2.600.000,00 €	2.634.362,50 €
1.5.2.2	Schmutzwasserkanäle	1.100,00 €	€/lf. m	2.000,00	m	2.200.000,00 €	2.246.125,00 €
1.5.2.3	Regenwasserreinigung			-	psch.	1.500.000,00 €	1.875.440,00 €
1.5.3	Herstellung Straßen- und Erschließungsanlagen				8.207.579,40 €		
1.5.3.1	Haupterschließung						
	A1 Haupterschließung	130,00 €	€/qm	11.128,50	qm	1.446.705,00 €	
	A2 Haupterschließung	130,00 €	€/qm	6.922,36	qm	899.906,80 €	
1.5.3.2	B1 / B2 Wohnwege	100,00 €	€/qm	25.163,70	qm	2.516.370,00 €	
1.5.3.3	Weitere Wege						
	C1 Bus- Rettungswege	100,00 €	€/qm	631,00	qm	63.100,00 €	
	C2 Fuß- und Radwege	80,00 €	€/qm	21.445,47	qm	1.715.637,60 €	
1.5.3.4	Beleuchtung	1.500,00 €	€/Stück/je 25 m	3.931,00	m (:25)	235.860,00 €	
1.5.3.5	Straßenbegleitende Bäume	2.500,00 €	€/Stück	532,00	Stück	1.330.000,00 €	
1.5.4	Herstellung Freiflächen				10.650.738,56 €		
1.5.4.1	Rennbahnsee			-	psch.	5.375.923,56 €	6.290.562,80 €
1.5.4.2	Plätze						
	Marktplatz	250,00 €	€/qm	3.936,17	qm	984.042,50 €	
	Quartiersplätze (inkl. Spielplatz)	150,00 €	€/qm	1.793,13	qm	268.969,50 €	
1.5.4.3	Parkanlagen						
	Wohnpark (inkl. Spielplatz)	150,00 €	€/qm	5.712,69	qm	856.903,50 €	
	Abenteurerpark (inkl. Spielplatz)	50,00 €	€/qm	60.675,99	qm	3.033.799,50 €	
1.5.4.4	Separate Spielplatzanlagen	100,00 €	€/qm	-	qm	- €	
1.5.4.5	Stege	230,00 €	€/qm	570,00	qm	131.100,00 €	
1.5.6	Ausgleichsmaßnahmen für forstrechtlichen Eingriff				150.000,00 €		
1.5.6.1	Waldverlegung/Ersatzaufforstung	2,50 €	€/qm	60.000,00	qm	150.000,00 €	
	Summe ohne unvorhergesehenes				11.675.923,56 €	13.046.490,30 €	

Die Gesamtkosten für See- und Entwässerung sowie Regenwasserbehandlung liegen mit ca. 13,05 Mio € brutto ca. 11 % oberhalb der anrechenbaren Kosten. Dazu addieren sich die angenommenen 10 % für Unvorhergesehenes, was in Summe einer Bruttodifferenz von ca. 2,67 Mio € entspricht.

6 Zusammenfassung und Empfehlung

Seeplanung

Durch die Vorgaben der Master- und Freianlagenplanung ergibt sich im Uferbereich infolge der harten Uferkante eine Kostensteigerung gegenüber der Machbarkeitsstudie. Diese wurde in Teilen durch eine Reduktion der Seesohlentiefe von 3,5m auf 2,5m kompensiert.

Die Variante 1 ist durch die fehlende Abdichtung günstiger als die Varianten 2 und 3. Entscheidend aus heutiger Sicht ist neben den Kosten auch das geringere Risiko bei der baulichen Umsetzung. Die Ausführung einer nicht abgedichteten Sohle ist unter den vermuteten schwierigen Baugrundverhältnissen (u. a. fließende Böden) bei der Variante 1 einfacher als die Herstellung einer qualifizierten Abdichtung. Dem gegenüber stehen ggf. höhere Betriebskosten wenn der Seewasserspiegel durch Speisung konstant gehalten werden muss. Nachteilig ist das nach Aussage der UWB nur die Variante Grundwasseranschluss mittels Planfeststellungsverfahren genehmigt werden muss, dies wäre bei einer abgedichteten Variante nicht notwendig.

In Summe wird die Umsetzung der Variante 1 (mit der späteren Option einer Teilabdichtung auf Basis genauerer Aussagen zum Baugrund) empfohlen.

Um den Wasserhaushalt im Sommer stabil zu halten sollte eine weiter nach Norden versetzte Dränage noch einmal mittels Grundwassermodell geprüft werden. Ggf. macht auch eine Teilabdichtung Sinn.

Sollte die Varianten 2 oder 3 zur weiteren Planung in Frage kommen, so muss auf jeden Fall die Wirkung der Dränage mittels weiteren Untersuchungen geprüft werden. Erst wenn sichergestellt ist das diese den Grundwasserspiegel ausreichend unter das Niveau der unteren Promenade absenken kann, kann die Umsetzung weiter verfolgt werden.

Kanal- und Entwässerungsplanung

Im Rahmen der Kanalplanung erfolgte die Konzeption der Trennkanalisation für Schmutz- und Regenwasser.

Das **Schmutzwasserkonzept** sieht eine Ableitung des gesamten häuslichen Abwassers im Freispiegelgefälle und den Anschluss an einem einzigen Übergabepunkt in den Mischwasserkanal der Emscher-genossenschaft vor.

Das **Regenwasserkonzept** sieht für die insgesamt fünf definierten Einzugsgebiete des Quartiers differenzierte Lösungen vor.

Der Großteil des Regenwassers des Erschließungsgebiets wird nach Ableitung einer Regenwasserbehandlung über zwei Retentionsbodenfilter zugeführt und anschließend in den See eingespeist. Die entsprechenden Einzugsgebiete sind zur Erzielung einer positiven Seewasserbilanz hierzu möglichst abflusswirksam zu gestalten.

Das Regenwasser des östlich gelegenen Bereichs des neuen Quartiers wird aus topografischen Gründen nicht in Richtung See abgeleitet, sondern dirigiert sich über oberflächen- und naturnahe Ableitungselemente zu verschiedenen Versickerungsmulden. Für die entsprechenden Baufelder ist im Gegensatz zu den vorgenannten Gebieten eher eine abflussreduzierende Bauweise mit Gründächern und versickerungsfähigen Belägen vorgegeben.

Ein noch nicht eindeutig zu definierender Bereich im Westen des neuen Quartiers wird ebenfalls aus topografischen Zwängen nicht zum See geleitet, sondern entweder im Zuge einer ausgeglichenen Anschluss- und Abkoppelungsbilanz in den Mischwasserkanal der Emscher-genossenschaft eingeleitet oder ebenfalls einer naturnahen dezentralen Regenwasserbewirtschaftung zugeführt.

Der Bereich der nördlich gelegenen Blitzkuhlenstraße schließlich wird unverändert an die städtische Mischwasserkanalisation angeschlossen.

Im Zuge von noch durchzuführenden Gesprächsterminen mit Behörden müssen diverse Randbedingungen dieses Konzeptes abgestimmt werden, jedoch lässt sich die Machbarkeit des Konzeptes prinzipiell testen.

7 **Ausblick**

Seeplanung

Im Zuge der sich nunmehr anschließenden Entwurfsplanung sind insbesondere folgende wichtige Fragestellungen noch zu erörtern:

- Wirksamkeit der Dränage im nördliche Kopf

- Auswirkungen eines Grundwasserangeschlossenen Sees (Umweltplanung ggf. noch zu beauftragende Fachplanungen wie Setzungsberechnung)
- Auswertung und Berücksichtigung von noch ausstehenden Fachgutachten und Sonderleistungen, wie Ergänzungsvermessung, Baugrunduntersuchung (insbesondere zur Gründung und Dränage), Tragwerksplanung

Kanal- und Entwässerungsplanung

Im Zuge der sich nunmehr anschließenden Entwurfsplanung sind insbesondere folgende wichtige Fragestellungen noch zu erörtern:

- Klärung der Anschlussmöglichkeiten für Schmutz- und Regenwasser an den Mischwasserkanal der Emschergenossenschaft. Das Regenwasser darf, wenn überhaupt, sicherlich nur über ausgleichende An- und Abkopplungsmaßnahmen angeschlossen werden.
- Klärung der Umsetzungsmöglichkeiten des naturnahen Regenwasserbewirtschaftungskonzepts für den östlichen Bereich über Versickerung/Rückhaltung? Zur Beantwortung dieser Frage sind hydrogeologische Untersuchungen (u.a. Versickerungsversuche) durchzuführen und auszuwerten.
- Abschließende Bemessung des Regenwasserkanalnetzes über Langzeitsimulation
- Abschließende Bemessung der Retentionsbodenfilter über Langzeitsimulation
- Auswertung und Berücksichtigung von noch ausstehenden Fachgutachten und Sonderleistungen, wie Ergänzungsvermessung, Baugrunduntersuchung, Tragwerksplanung

Seeplanung:

Sachbearbeiter:

Dipl.-Ing. P. Blase

M. Sc. F. Lucht

M. Sc. A. Hörter

Dortmund, im April 2020

Björnsen Beratende Ingenieure GmbH

Niederlassung Dortmund

ppa.



Dip.-Ing. P. Blase

Kanal- und Entwässerungsplanung:

Sachbearbeiter

Dipl.-Ing. Christian Broich

Aachen, im April 2020

Ingenieurbüro H. Berg & Partner GmbH



Dipl.-Ing. Petra Heinrichs-Stalitz

Dipl.-Ing. Christian Broich