



Machbarkeitsstudie Wasserfläche ehemalige Reichswaldkaserne

Machbarkeitsstudie

Essen, im Januar 2014



Zu der vorliegenden Machbarkeitsstudie gehören:

SCHRIFTLICHER TEIL

Erläuterungsbericht

Kostenschätzung

ZEICHNERISCHE UNTERLAGEN

Plan-Nr.	Bezeichnung	Maßstab
2851/ 01 E 01	Lageplan, Darstellung Flächeneinteilung Berechnungen	1:1.000
2851/ 01 E 02	Lageplan, Darstellung Flächenkategorien gemäß „Trennerlass NRW“	1:1.000
2851/ 02 E 01	Querschnitte, exemplarische Darstellung“	1:250
2851/ 02 E 03	Längsschnitt, exemplarische Darstellung	1:250

INHALTSVERZEICHNIS

1	Einleitung	1
1.1	Veranlassung und Zielsetzung	1
1.2	Verwendete Unterlagen	1
1.3	Beschreibung des Planungsraumes	2
2	Grundlagen	4
2.1	Niederschlag	4
2.2	Grundwasser	4
2.3	Niederschlags-Abflussmodellierung	5
2.3.1	Datengrundlage der Einzugsflächen	6
2.4	Belastung See durch Stoffeintrag	6
2.4.1	Natriumchlorid	8
2.4.2	Mineralöl-Kohlenwasserstoffe	9
2.4.3	Nährstoffe und sauerstoffzehrende Substanzen	9
2.4.4	Schwermetalle	10
3	Betrachtung des Wasserdargebots	11
3.1	Speisung des Sees	11
3.1.1	Erstbefüllung See	11
3.1.1.1	Erstbefüllung mit Grundwasser	11
3.1.1.2	Erstbefüllung mit Niederschlagswasser	12
3.1.1.3	Konzeption Grundwasserförderbrunnen	13
3.1.2	Wasserspiegelentwicklung	14
3.1.3	Nachspeisung: Ausgleich von Wasserspiegelschwankungen	15
3.1.3.1	Alternativen zur Speisung der Wasserflächen	15
3.1.4	Auswahl Variante zur Seespeisung	21
3.2	Weitere Untersuchungen	21
3.2.1	Notüberlauf	22
3.2.2	Versickerungsanlage	22
4	Betrachtungen zur Wasserqualität	24
4.1	Unterscheidung zwischen tiefen und flachen Seen	24
4.2	Mögliche Behandlungsformen des zufließenden Niederschlagswassers – Kategorisierung der Einzugsflächen	25
4.3	Stoff- und Wärmehaushalt, Eutrophierung	26
4.4	Allgemeine Empfehlungen im Hinblick auf die Wasserqualität	28
5	Abdichtung des Sees	31
5.1	Abdichtungssysteme	31
5.1.1	Tonmineralische Dichtung (natürlicher bindiger Boden)	31

5.1.2	Asphaltdichtung (geeignet für Abdichtungen, kein Straßenbauasphalt)	32
5.1.3	Geosynthetische Tondichtung (Bentonitmatte)	33
5.1.4	Mineralische Gemische-Dichtung (z.B. Dernoton (Handelsname) o. glw.)	34
5.1.5	Kunststoffdichtungsbahn-Dichtung (PEHD)	35
5.1.6	Gegenüberstellung Abdichtungsvarianten	36
5.2	Baukosten Abdichtungssysteme	40
5.3	Beschreibung Variantenvergleich / Vorzugsvariante	41
6	Gestaltung See	43
6.1	Möglichkeiten der Versickerung	46
6.2	Zentrale Versickerungsanlage	47
6.3	Versickerungsmulden angrenzend an See	48
7	Verkehrssicherung	49
7.1	Allgemeine Empfehlungen	49
7.2	Überlauf See	50
8	Kostenschätzung	51
8.1	Herstell- und Baukosten	51
8.2	Kosten für Betrieb und Wartung	52
9	Weiteres Vorgehen	54
9.1	Notwendige Genehmigungen	54
9.2	Weitere Untersuchungen	55
10	Zusammenfassung	56
11	Literatur	57

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1.1:	Bebauungsplanung Reichswaldkaserne, 1. Abschnitt	2
Abbildung 1.2:	Bebauungsvorschlag Reichswaldkaserne	3
Abbildung 2.1:	Beispielhaftes Fließschema im Niederschlags-Abfluss-Modell NASIM	5
Abbildung 2.2:	Uferzone eines eutrophen Sees	7
Abbildung 3.1:	Darstellung Förderbrunnen und Bodenaufbau	13
Abbildung 3.2:	Wasserstandentwicklung (Nullpunkt auf Beckensohle) ohne Überlauf	14
Abbildung 3.3:	Wasserspiegelschwankungen Variante 0	16
Abbildung 3.4:	Statistische Extrapolation des Volumendefizits (grün: Weibull-Verteilung) der Variante 0	17
Abbildung 3.5:	Wasserspiegelschwankungen Variante 1	18
Abbildung 3.6:	Statistische Extrapolation des Volumendefizits (grün: Weibull-Verteilung) Variante 1	19
Abbildung 3.7:	Wasserspiegelschwankungen von Variante 2	20
Abbildung 3.8:	Extrapolation der Volumendefizite (Variante 2)	21
Abbildung 3.9:	Statistische Verteilung der Rückhaltevolumina in der Versickerungsanlage (blau: Gamma-Verteilung)	22
Abbildung 4.1:	Zusammenhang P-Konzentration und Chlorophyll a-Konzentration sowie Trophiegrad	28
Abbildung 5.1:	Möglicher Aufbau tonmineralische Dichtung (Ton)	32
Abbildung 5.2:	Möglicher Aufbau Asphaltdichtung (ohne Schutzschicht bzw. Überdeckung)	33
Abbildung 5.3:	Möglicher Aufbau geosynthetische Tondichtung (GTD)	34
Abbildung 5.4:	Möglicher Aufbau mineralische Gemische-Dichtung (z.B. Derton o.glw.)	35
Abbildung 5.5:	Möglicher Aufbau Kunststoffdichtungsbahn-Dichtung	36
Abbildung 6.1:	Detail Uferbereich – „harte Kante“ mit Blockstufen als Treppe	43
Abbildung 6.2:	Detail Uferbereich – „harte Kante“ mit Randstein	43
Abbildung 6.3:	Detail Uferbereich – „weiche Kante“ mit Tiefbord als Randeinfassung	44

Abbildung 6.4:	Aufbauhöhen Abdichtungssystem „Ton“ und „mineralische Gemische“	45
Abbildung 6.5:	Versickerungsbecken (roter Pfeil)	47

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1:	Vorliegende Zeitreihen für wasserwirtschaftliche Untersuchungen	4
Tabelle 2.2:	Kenndaten der angeschlossenen Flächen	6
Tabelle 3.1:	Fülldauer See	14
Tabelle 5.1:	Gegenüberstellung unterschiedlicher Abdichtungsvarianten (sortiert nach Aufbaustärke)	37
Tabelle 5.2:	Gegenüberstellung Herstellkosten unterschiedlicher Abdichtungsvarianten (sortiert nach Aufbaustärke)	41
Tabelle 5.3:	Rangfolge Abdichtungssysteme	42

1 EINLEITUNG

1.1 VERANLASSUNG UND ZIELSETZUNG

Der ehemalige Bundeswehrstandort „Reichswaldkaserne“ wurde im Jahr 2006 aufgegeben. Durch die GO! ist geplant, auf einem 24,6 ha großen Teil des Geländes ein hochwertiges Wohngebiet zu entwickeln. Neben Einzel- und Doppelhäusern soll auch Geschosswohnungsbau realisiert werden. Als zentrales Gestaltungselement des Wohnquartiers ist ein rund 1,6 ha großer See vorgesehen.

Die Vorstellungen der GO! gehen davon aus, den See mit Regenwasser zu speisen. Als Grundlage für die weiteren Planungen soll eine Machbarkeitsstudie (Bedarfsermittlung) für die Herstellung und die Funktion der Wasserfläche erarbeitet werden. Als Basis dienen die von der GO! bereits durchgeführten Planungen zur städtebaulichen Entwicklung.

Dahlem B.I. wurde beauftragt eine Machbarkeitsstudie aufzustellen.

1.2 VERWENDETE UNTERLAGEN

Nachfolgend aufgeführte Unterlagen wurden verwendet:

- Bebauungsvorschlag Reichswaldkaserne
- Trasse Ostring (Innenstadtring)
- Generalentwässerungsplan Goch
- Deutsche Grundkarte DGK 5
- Unterlagen über Boden- und Grundwasserverhältnisse (Schichtenverzeichnisse) IB Hinz vom Juni 2013 sowie Grundwassergleichenkarte 4302 NRW
- Niederschlags-, Verdunstungs- und Temperaturzeitreihen des Landesumweltamtes
- Bestandspläne der bestehenden Kanalisation im Umfeld der Reichswaldkaserne
- Verkehrsuntersuchung Innenstadtring Goch, IB Schüßler-Plan vom Mai 2013
- Stellungnahme zur bauzeitlichen Grundwasserabsenkung, IB Hinz vom Oktober 2013
- Stellungnahmen zur Verkehrssicherung durch Unfallkasse-NRW, GVV-Kommunalversicherung, Städte- und Gemeindebund NRW
- Auskünfte der UWB und der ULB (Kreis Kleve) zu bau- und wasserrechtlichen Genehmigungen
- Bebauungsplan mit Stand 09.01.2014
- Entwässerungskonzept zur Erschließung, Stand 24.01.2014 (Vorabzug)

1.3 BESCHREIBUNG DES PLANUNGSRAUMES

Der Planungsraum befindet sich in der Stadt Goch. Goch liegt am unteren Niederrhein im Nordwesten von NRW und ist eine mittlere kreisangehörige Stadt des Kreises Kleve im Regierungsbezirk Düsseldorf.

Die ehemalige Reichswaldkaserne liegt nordöstlich des Stadtkerns von Goch.

Im Süden wird das Plangebiet des Sees zukünftig durch eine geplante innerstädtische Ringstraße (Ostring) begrenzt. Im Übrigen ergibt sich die Begrenzung aus der ehemaligen Kasernenfläche. Im Südosten grenzt die Pfalzdorfer Straße, im Nordwesten der Emmericher Weg an das Erschließungsgebiet an.

Im nördlichen und westlichen Teil des Plangebiets soll eine durchgrünte Wohnbebauung aus Einzel- oder Doppelhäusern entstehen. Im Süden dagegen ist mehrgeschossiger Wohnungsbau mit ggf. südländischem Flair vorgesehen, wobei auch altengerechtes Wohnen integriert werden soll. Insgesamt ergibt sich für das Plangebiet ein hoher Freizeit- und Naherholungswert, der durch die zentrale rund 1,6 ha große Wasserfläche erheblich gefördert werden soll.

Durch die GO! ist geplant, in einem ersten Abschnitt den See und den Bereich um die nordöstliche Erschließungsstraße zu realisieren.



Abbildung 1.1: Bebauungsplanung Reichswaldkaserne, 1. Abschnitt

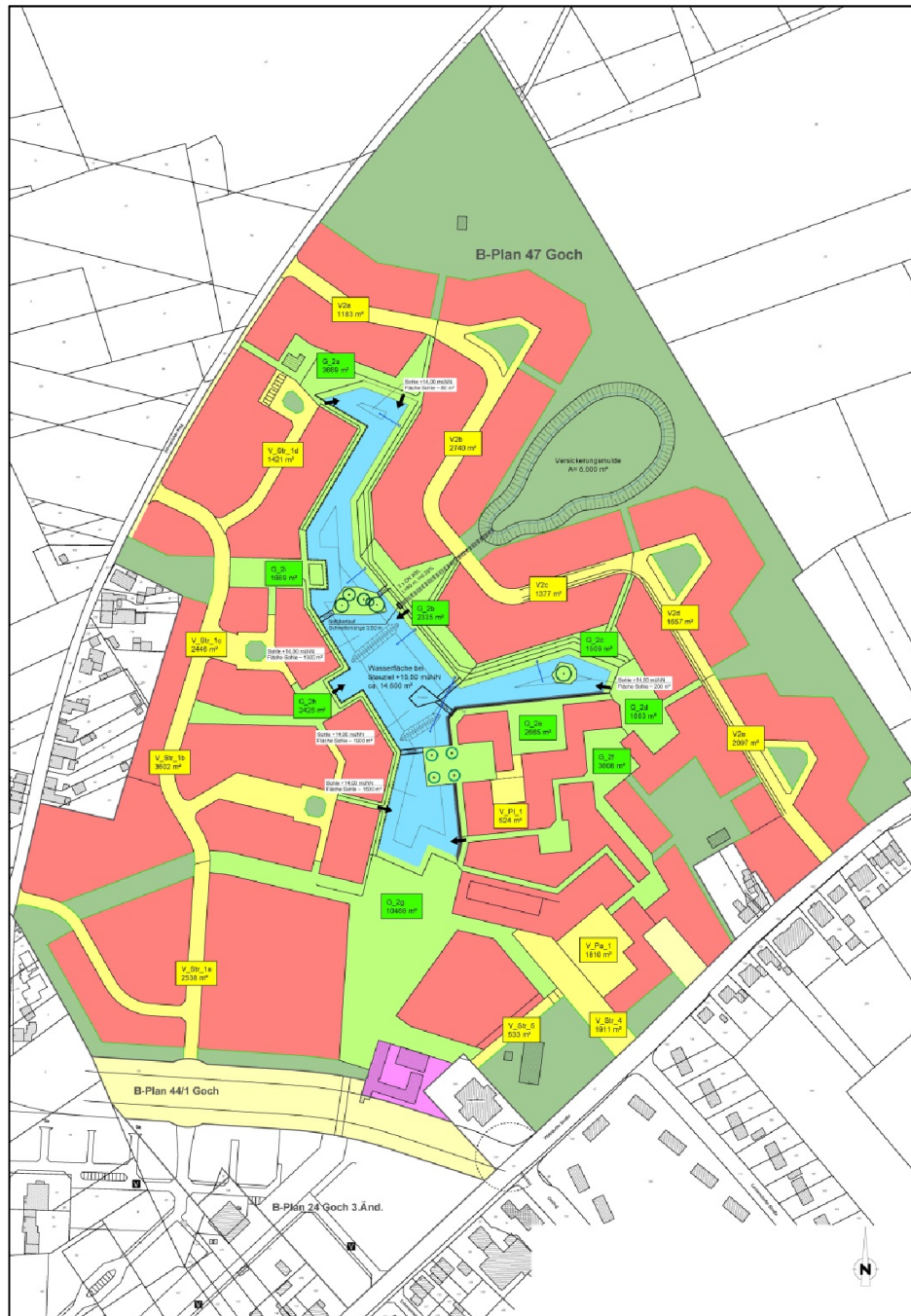


Abbildung 1.2: Bebauungsvorschlag Reichswaldkaserne

2 GRUNDLAGEN

In diesem Kapitel werden allgemeine Planungsgrundlagen beschrieben. Die nachfolgenden Untersuchungen beziehen sich auf die hier dargestellten Sachverhalte.

2.1 NIEDERSCHLAG

Zur Verwendung bei wasserwirtschaftlichen Planungen liegen Dahlem Beratende Ingenieure gemessene und aufgezeichnete Zeitreihen für Niederschlag, Verdunstung und Temperatur vor. Diese Zeitreihen wurden an der Station Goch KA (Niederschlag) bzw. in der Stadt Kleve (Temperatur, Verdunstung) aufgezeichnet (Tabelle 2.1). Die Niederschlagsmessstation GOCH KA liegt auf dem Gelände der örtlichen Kläranlage und ist auf einer Höhe von 16 m über NN platziert. Sie ist grundsätzlich für die vorliegende Aufgabenstellung geeignet. Das Planungsgebiet befindet sich im direkten Umfeld der Messstation. Die Horizontalentfernung zwischen Messstelle und Planungsraum beträgt rund 1,5 Kilometer.

Tabelle 2.1: Vorliegende Zeitreihen für wasserwirtschaftliche Untersuchungen

Gemessene Zeitreihe	von	bis	Dauer
Niederschlag	01.01.1980	01.01.2013	33,0 Jahre
Temperatur	01.11.1979	01.01.2012	32,1 Jahre
Verdunstung	01.11.1979	01.01.2012	32,1 Jahre
Simulationszeitraum	01.01.1980	31.12.2011	32,0 Jahre

Mit Hilfe der Software NASIM (Hydrotec GmbH) für die Niederschlags-Abfluss-Simulation können diese Zeitreihen genutzt werden, um die Speisung eines künstlichen Sees durch Oberflächenabflüsse von befestigten und natürlichen Flächen zu simulieren. Da mittels NASIM alle wesentlichen Teilkomponenten des hydrologischen Kreislaufs abgebildet sind, lassen sich die wasserwirtschaftlichen Vorgänge simulieren und bilanzieren.

Die Niederschlagszeitreihe enthält Messwerte im Zeitabstand von fünf Minuten. Sie ist somit geeignet um Niederschlag und daraus resultierende Abflüsse auch in kleinräumigen Bereichen zu ermitteln.

2.2 GRUNDWASSER

Die Grundwassergleichenkarte des Landes Nordrhein-Westfalen aus dem Jahr 1988 weist für den geplanten Bebauungsbereich einen Grundwasserstand zwischen 14 und 15 m über NN aus. Dabei handelt es sich um Höchststände von 1988. Die Geländeoberkante (GOK) liegt laut der aktuellen Baugrunderkundung (IB Hinz) aus dem Jahr 2013 in diesem Bereich bei rund 16,50 m. In der vorliegenden Baugrunduntersuchung sind Grundwasserstände vom 17./ 18.06.2013 verzeichnet. Demnach wurden Grundwasserstände zwischen 2,70 m und 3,20 m unterhalb GOK beobachtet, woraus Grundwasser-

höhen von ca. 13,3 – 13,8 m NN abgeleitet werden können. Ergänzend werden Messungen durch die GO! vorgenommen. So wurde z.B. am 02.10.2013 ein Grundwasserstand von 13,68 m NN gemessen, der die im Rahmen der Baugrunduntersuchung festgestellten Werte bestätigt. Weitere Messungen im Juni 2013 ergaben Grundwasserstände von 13,50 m NN, am 09.01.2014 von 13,92 m NN. Es ist somit davon auszugehen, dass die minimalen Grundwasserstände bei ca. 13,5 m NN liegen. Je nach Jahreszeit und Niederschlagsituation können um einige Dezimeter höhere Grundwasserstände auftreten.

2.3 NIEDERSCHLAGS-ABFLUSSMODELLIERUNG

Die Durchführung der Langzeitsimulation erfolgte mit dem Niederschlags-Abfluss-Modell NASIM, Version 4.1.3. Das Programm wird bei der Planung und Überwachung wasserwirtschaftlicher Systeme eingesetzt. Kennwerte zum Wasserhaushalt der Gewässer und Einzugsgebiete können verifiziert und prognostiziert werden.

Der geplante See wurde mit dem NASIM-Systemelement „Speicher“ abgebildet. Durch Angabe der Seefläche berücksichtigt NASIM sowohl die in den See fallende Niederschlagsmenge als auch die Verdunstung von der Wasseroberfläche. Der Sickerverlust (infolge Konvektion und Diffusion durch eine Dichtung) wurde in der anschließenden Bilanzierung der Simulationsergebnisse berücksichtigt. Darüber hinaus enthält das System die angeschlossenen Flächen (WP-, WII-, Verkehrs-, Grün- und Böschungsflächen), die Entwässerungselemente (Grundwasser, Versickerungsanlage) sowie ein Abflusselement als modelltechnischen Abschluss. Das Systemelement „Speicher“ wurde so gestaltet, dass die infolge von Böschungsneigungen bei Wasserspiegelschwankungen sich verändernde Wasserspiegeloberfläche simuliert und damit die jeweils korrekte Wasseroberfläche für die Verdunstungsvorgänge berücksichtigt wird.

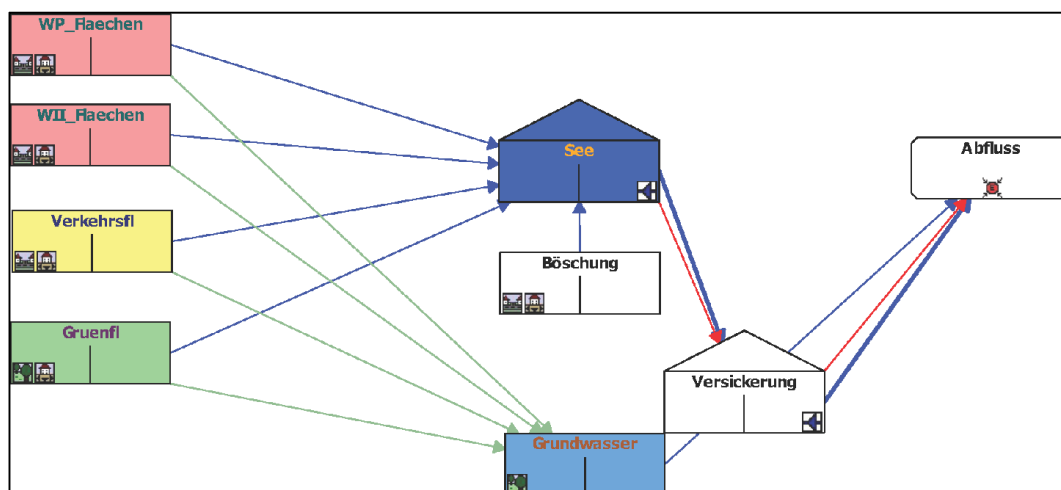


Abbildung 2.1: Beispielhaftes Fließschema im Niederschlags-Abfluss-Modell NASIM

Im Rahmen der Langzeitsimulation (LZS) erfolgt die Berechnung sämtlicher hydrologischer Prozesse innerhalb eines Zeitschrittes. Im vorliegenden Fall wurde der Simulationszeitraum (32 Jahre) mit Zeitschritten von 5 Minuten gerechnet. Es wird eine Kontinuums-Simulation durchgeführt, so dass auch sämtliche Trockenzeiten (Simulation über 365

Tage/a) Berücksichtigung finden. Für jede hydrologische Komponente des Speicherelements, wie Inhalt, Überlauf und Verdunstung von der Oberfläche wird eine Zeitreihe gemäß des Simulationszeitraums generiert. Die anschließende statistische Auswertung dieser Zeitreihen liefert abgesicherte Grundlagen für die weitere Planung.

2.3.1 Datengrundlage der Einzugsflächen

Der geplante See wurde in der Niederschlags-Abfluss-Modellierung mit einem Volumen von rund 19.000 m³ und einer Wasseroberfläche von 1,58 ha (bei 16,00 müNN) berücksichtigt. Die Böschungsfäche ist mit einer Größe von rund 0,67 ha eingegangen. Die Kenndaten der vier angeschlossenen Flächenkategorien sind in Tabelle 2.2 dargestellt.

Tabelle 2.2: Kenndaten der angeschlossenen Flächen

	A_E [ha]	Bef. Grad [%]	A_{EK} [ha]
Grünflächen	2,80	5	0,14
Verkehrsflächen	2,56	75	1,92
WP-Flächen	1,93	80	1,54
WII-Flächen	2,74	30	0,82

Der Versickerungskennwert wurde im gesamten Bebauungsgebiet auf Grundlage der vorliegenden Bodenerkundung und den Vorgaben nach DWA-A 138 mit einem k_f-Wert von 2,5 * 10⁻⁵ m/s angesetzt.

Der Versiegelungsgrad der Verkehrsflächen berücksichtigt mit 75 % die Straßenbefestigung mit Pflasterbaustoffen und liegt damit im Hinblick auf eine Wasserbilanzbetrachtung auf der sicheren Seite. Die innerhalb der Verkehrsflächen liegenden Grünflächen wurden berücksichtigt, da ein oberflächlicher Abfluss (nach Bodensättigung) nur zur Verkehrsfläche möglich ist.

Die Befestigungsgrade der WP- bzw. WII-Flächen wurden mit der GO! abgestimmt und stellen übliche und zu erwartende Versiegelungen dar.

2.4 BELASTUNG SEE DURCH STOFFEINTRAG

Bei anthropogen unbeeinflussten Seegewässern findet eine grundsätzliche natürliche Entwicklung statt. Durch den Eintrag von Nährstoffen erhöht sich der Aufbau organischer Substanz (Trophie) und verändert die Beschaffenheit von Wasser und Gewässer. Infolge der Sedimentation von Schwebstoffen sowie Bildung und Ablagerung von Biomasse verringern sich allmählich Fläche und Tiefe des Seebeckens. In der Folge verlandet das Gewässer. Dieser Alterungsprozess, der ohne menschliche Einflüsse über sehr lange Zeiträume (Jahrzehnte bzw. Jahrhunderte) stattfindet, wird durch anthropogene Eingriffe erheblich beschleunigt (Eutrophierung). Hierfür sind insbesondere verstärkte Nährstoffeinträge aus dem Einzugsgebiet des Sees verantwortlich.

Hauptursache für die Eutrophierung ist üblicherweise der Eintrag von **Phosphor**-Verbindungen (chemisch P), da dieser Stoff i. d. Regel der limitierende Faktor für das

Pflanzenwachstum ist. Maßnahmen zur Stabilisierung der Gewässergüte haben daher vielfach zum Ziel, die Pflanzenverfügbarkeit von Phosphor zu drosseln und damit die Trophie deutlich zu vermindern.

Ein weiterer für Gewässer relevanter Nährstoff ist **Stickstoff** (chemisch N). Der Eintrag von Stickstoff in den geplanten See wird vorrangig durch atmosphärische Deposition und Laubfall erfolgen. Wenn der See durch Niederschlagswasser von Verkehrs- und Dachflächen gespeist wird, überwiegt das Potenzial aus der atmosphärischen Deposition.

Bei seeinternen Prozessen entstehen Stickstoff-Verbindungen durch den Abbau von Biomasse. Der organisch gebundene Stickstoff wird unter Mitwirkung von Bakterien in Ammonium (NH_4^+) überführt (Ammonifikation). Nitrifizierende Bakterien oxidieren Ammonium unter aeroben Bedingungen über Nitrit zu Nitrat (Nitrifikation). Dieses bewirkt einen hohen Sauerstoffverbrauch. Bei Sauerstoffmangel kann dieser Prozess auch in umgekehrter Richtung ablaufen, wobei Nitrat wieder zu Stickstoff (N_2) reduziert wird (Denitrifikation). Das geschieht auch durch Vorgänge im Sediment, die unter Ausschluss bzw. Abwesenheit von Sauerstoff (anaerob, anoxisch) ablaufen. Diese Prozesse laufen sehr langsam ab, im Gegensatz zur Umsetzung von Kohlenstoffverbindungen.

Eine Belastung mit **organischem Kohlenstoff** resultiert unter anderem aus dem Wachstum von Algen und Wasserpflanzen (Produktion von Biomasse), deren Absterben und Absinken auf die Sedimentoberfläche am Seegrund.



Abbildung 2.2: Uferzone eines eutrophen Sees

Erfolgt die Seespeisung auch durch Niederschlagsabflüsse von Straßen-, Parkplatz- oder Wegeflächen mit Salzstreuung im Winter, dann gelangen die Inhaltsstoffe mit dem Tauwasser in den See. Das übliche Streusalz besteht zu über 95 % aus Steinsalz bzw. Kochsalz mit der chemischen Bezeichnung **Natriumchlorid** (NaCl). NaCl kann als schwach wassergefährdend eingeordnet werden. Es ist das preiswerteste Auftausalz und eignet sich für Temperaturen bis ca. -10 °C. Der Einsatz anderer Auftaumittel wie Ammoniumphosphat oder Kaliumchlorid sollte im Einzugsgebiet des Sees durch Verbot unterbunden werden, da hier schwerwiegende ökologische, aber auch korrosive Nebenwirkungen auftreten können.

Die Belastung infolge Streusalz bzw. Natriumchlorid hängt in wesentlichem Maß von der eingesetzten Salzmenge ab. Daher sind das Schneeräumen und das Streuen mit abstumpfenden Mitteln wie Sand, Granulat oder Split dem Einsatz von Streusalz vorzuziehen. *Ausnahmen gelten nur für extreme Wetterlagen wie Eisregen.* Bei deutlich reduzierter Verwendung von Streusalz sind zwar dennoch messbare Erhöhungen der Natriumchloridkonzentration im See zu erwarten, jedoch können schädliche Auswirkungen voraussichtlich vermieden werden.

Bei einer Seespeisung über Dachflächen sind ebenfalls Inhaltsstoffe im abfließenden Niederschlagswasser zu erwarten. In dem so genannten „Trennerlass“ (MUNLV 2004) wird der Oberflächenabfluss von Dachflächen in Gewerbe- und Industriegebieten sowie von Parkplätzen als schwach belastet eingestuft. Möglich sind Belastungen durch **Mineralöl-Kohlenwasserstoffe**, durch partikuläre und gelöste **sauerstoffzehrende Substanzen** (O₂-Verbrauch bei bakteriellem Abbau) und in geringem Umfang auch durch **Schwermetalle** (atmosphärischer Eintrag und Dachbaustoffe). Dachflächen aus reiner Wohnbebauung mit traditioneller Dachdeckung (Dachziegel, Dachsteine etc.) können üblicherweise als unkritisch angesehen werden. Bei Flachdächern mit Bepflanzung (Gründächer) können jedoch auch Stickstoff- und Phosphatverbindungen infolge Düngung eingetragen werden. Hierbei überwiegt der Stickstoff, da dieser eine geringere Bindungswirkung besitzt und somit bei Niederschlägen leichter transportiert werden kann.

2.4.1 Natriumchlorid

Aus Gründen eines vorsorglichen Gewässerschutzes sollte die Verwendung der naturgemäß leicht wasserlöslichen chemischen Auftaumittel soweit vertretbar eingeschränkt werden bzw. der Einsatz so sparsam und gezielt wie möglich nur dann erfolgen, wenn die Verkehrssicherheit nicht mehr gewährleistet ist.

Das Umweltbundesamt nennt eine Richtgröße von 10 g Salz, die pro Quadratmeter und Streuvorgang nicht überschritten werden sollte. Eine wesentliche Verminderung des Streusalzverbrauches kann durch die Anwendung von Feuchtsalz erreicht werden. Unter Feuchtsalz versteht man das mit einer Calciumchlorid (CaCl₂) - oder Magnesiumchlorid (MgCl₂) - Lösung befeuchtete NaCl-Trockensalz. Feuchtsalz haftet im Gegensatz zu Trockensalz besser auf der Fahrbahn und besitzt eine bessere Tauwirkung. Durch den Einsatz von Feuchtsalz verringert sich der Salzverbrauch um bis zu 30 %.

Bei den vorstehend genannten zwei Maßnahmen ist die Dosierung ohne entsprechende Geräte äußerst schwierig, so dass der Praktikabilität im kleinräumigen Einsatz Grenzen gesetzt sind. Von Hand können 10 g Salz pro Quadratmeter nicht gleichmäßig verteilt werden. Da aber die Anzahl von Tagen mit Frost in der städtischen Gebieten am Niederrhein reduziert ist, dürfte die Anzahl von Tagen mit Salzstreuung im Vergleich zum freien Straßenraum erheblich reduziert sein. **An relevanten Tagen sollte ein Gemisch von 10 Teilen Sand zu einem Teil Salz gestreut werden**, um den ökologischen Anforderungen gerecht zu werden.

2.4.2 Mineralöl-Kohlenwasserstoffe

Niederschlagswasser, das durch Leichtflüssigkeiten wie Benzin-/Dieselkraftstoffe, Mineralöle und Schmierstoffe verunreinigt wird, darf nicht ohne wirkungsvolle Vorbehandlung in den See geleitet werden. Eine Leichtflüssigkeitsabscheideranlage, die gemäß Euro-norm EN 858 und DIN 1999-100 zu bemessen und zu betreiben ist, arbeitet hauptsächlich nach dem Schwerkraftprinzip, indem die leichteren, auf dem Wasser schwimmenden Ölbestandteile des Abwassers durch eine Tauchwand, unter der nur das Wasser abfließen kann, zurückgehalten werden. Eine solche Anlage sollte eingesetzt werden, wenn Niederschlagswasser von Parkplatzflächen für die Speisung des Sees genutzt werden soll.

Aufgrund des zu erwartenden Aufwands für die Wartung ist es sinnvoll, Parkplatzflächen nicht zum See zu entwässern. Dieses betrifft den an der Pfalzdorfer Straße vorgesehenen Parkplatz.

2.4.3 Nährstoffe und sauerstoffzehrende Substanzen

Die bedeutsamste Belastung eines Sees mit eutrophierenden Stoffen erfolgt durch Phosphor (Minimumfaktor). Phosphor zeigt eine hohe Affinität zu Partikeln und kann daher durch Maßnahmen wie Sedimentation oder Filterung reduziert werden. Es gibt prinzipiell drei Strategien zum Umgang mit Phosphaten: Senkung des P-Importes aus dem Einzugsgebiet, Erhöhung des P-Rückhaltes im Sediment oder Erhöhung des P-Exportes. Im vorliegenden Fall gilt primär die erste Strategie.

Stickstoff ist dann als problematisch zu bewerten, wenn bei an den See angeschlossenen Dachflächen eine Dachbegrünung (Gründach) vorliegt und dort Dünger zum Einsatz kommt.

Zu den sauerstoffzehrenden Substanzen gehört organisches Material wie Eiweißverbindungen, Vogel- und Hundekot oder Vogel- bzw. Fischfutter.

Die Besiedlung durch Wasservögel hat einen relevanten Stoffeintrag zur Folge. Sie ist typisch für die Belastung von Stadtgewässern, da die Besiedlungsdichte oftmals höher ist als in natürlichen Biotopen. Die Belastung kann aber nur schwer abgeschätzt werden, weil

- die Zahl von Zugvögeln die der nistenden Dauerbewohner meist deutlich übersteigt,
- bei den Dauerbewohnern häufig Wohnraum und Ort der Nahrungssuche nicht identisch sind,
- der direkt algenverfügbare P-Anteil im Kot der Vögel von den Anteilen tierischer und pflanzlicher Nahrung abhängig ist.

Durch Aufklärung der Öffentlichkeit (zum Beispiel durch gut lesbare Informationstafeln) sollte darauf hingearbeitet werden, dass Wasservögel nicht gefüttert werden.

Fallaub trägt hauptsächlich zur organischen Kohlenstoffbelastung bei. Insbesondere Flachseen mit geringer Tiefe, Fischteiche oder Parkteiche können durch eingespülte Sedimente, Laub, Vogelkot oder übermäßige Fütterung schnell eine große Schlammstärke im Bodenbereich erreichen. Die Herausnahme der nährstoffreichen oder sauerstoffzehrenden Sedimente durch Entschlammung trägt dann dazu bei, negative Einflüsse auf die Wasserbeschaffenheit zu vermindern.

2.4.4 Schwermetalle

Je nach verwendetem Dachbaustoff kann der Niederschlagsabfluss von Dachflächen mit Spuren von Schwermetallen belastet sein. Metallbleche auf Dachflächen führen zu den höchsten Umweltbelastungen. Versuche in der Schweiz zeigten, dass im Ablauf von Titanzinkblechdächern pro Quadratmeter Dachfläche jährlich ca. 5 g Zink enthalten sein können. Bei einem Ziegeldach mit einer Regenrinne aus Kupfer wurde eine jährliche Auswaschungsrate von bis zu 2 g Kupfer je Quadratmeter Dachfläche ermittelt.

Kupfer und Zink gehören zu den traditionell im Dachbau verwendeten Materialien. Verzinkte Bleche werden auf den Dächern in Deutschland für Regenrinnen, Fallrohre, Verkleidungsbleche für Schornsteine und Dachluken aber auch zur Deckung ganzer Dächer oder Dachteile verwendet. Die genannten Schwermetalle sind für viele Organismen des aquatischen Bereichs schon bei geringen Konzentrationen toxisch. Schwermetalle liegen im Dachabfluss in gelöster Form oder adsorbiert an Partikel vor. Sollte die Seespeisung mit Niederschlagsabflüssen von Dachflächen erfolgen, so muss zwingend darauf geachtet werden, dass die verwendeten Dachbaustoffe frei von Kupfer, Zink und Blei sind. Dieses bezieht sich primär auf die Dacheindeckung.

Die notwendigen Restriktionen bei den Baustoffen zur Dacheindeckung sind als Vorgabe in den Bebauungsplan aufzunehmen, soweit der Anschluss der Dachflächen an den See geplant ist. Davon betroffen sind die primär die WP- und WII-Flächen.

3 BETRACHTUNG DES WASSERDARGEBOTS

3.1 SPEISUNG DES SEES

In der vorliegenden Studie werden auf Grundlage des „Bebauungsvorschlags Reichskaserne“ die Schwankungen des Seewasserspiegels ermittelt und Möglichkeiten zur Nachspeisung aufgezeigt. Zusätzlich werden die Möglichkeiten zur Erstbefüllung des Sees beschrieben.

Um den geplanten See in Goch dauerhaft mit Wasser zu beschicken, stehen zwei grundsätzliche Alternativen zur Verfügung. Dies ist einerseits die Speisung durch das anstehende Grundwasser und zum anderen die Sammlung der Niederschlagsabflüsse von befestigten Flächen. Die Speisung mit Trinkwasser ist ethisch, ökologisch und ökonomisch nicht vertretbar und kann nur als flankierende Maßnahme gesehen werden, um das Seevolumen bei mangelndem Wasserdargebot ggf. zu stützen.

Gegenüber Dachflächen weisen die Niederschlagsabflüsse von Hof-, Wege- und Fahrflächen in der Regel ein erhöhtes Verschmutzungspotenzial auf. Die Möglichkeiten zur Einleitung von Oberflächenwasser dieser Flächen muss im Hinblick auf eine „gute Wasserqualität“ im Zuge der Planung bewertet werden.

3.1.1 Erstbefüllung See

3.1.1.1 Erstbefüllung mit Grundwasser

Die Speisung eines künstlichen Sees mit Grundwasser ist generell eine Möglichkeit um nähr- und schadstofffreies Wasser zur Verfügung zu stellen. Voraussetzung dafür ist selbstverständlich das Vorhandensein von wirtschaftlich erschließbaren Grundwasserleitern und dessen qualitative Güte. Für die Entnahme von Grundwasser und Wasser aus Oberflächengewässern ist grundsätzlich eine wasserrechtliche Erlaubnis gem. § 8, 9 und 10 Wasserhaushaltsgesetz (WHG) bei der zuständigen unteren Wasserbehörde zu beantragen. Es stehen zwei Möglichkeiten der Grundwasserentnahme zur Erstbefüllung sowie ggf. Nachfüllung zur Verfügung:

- a. Anschnitt des Grundwassers
- b. Förderung des Grundwassers

Der **Anschnitt des Grundwassers** ist nur mit einem ausreichend tiefen Einschnitt in das Gelände zu realisieren. Bei einer Geländeoberfläche von rund 16,50 mNN und gemessenen Grundwasserständen von ca. 13,75 mNN beträgt die Einschnittstiefe bis zur Grundwasseroberfläche mehr als 2,5 m. Der Seewasserspiegel würde folglich rund 2 – 3 m unterhalb der derzeitigen GOK liegen.

Des Weiteren ist für den geplanten See einen Seewasserspiegel gewünscht, welcher in einer Bandbreite von nur wenigen Dezimetern (max. 20 cm) schwankt. Bei einem hydraulischen Kontakt zwischen Grundwasser und Seewasser wird die Wasserspiegelhöhe des Sees durch die Grundwasserverhältnisse beeinflusst. Weiterhin ist zu beachten, dass infolge der relativ großen Differenz zwischen GOK und Grundwasserspiegel der See als schlecht erlebbar für die Bevölkerung sowie zur Freizeitnutzung zu bewerten wäre.

Prinzipiell könnte der Seewasserstand zwar temporär (sehr kurzzeitig) erhöht werden, indem Niederschlagsabflüsse von befestigten Flächen zusätzlich eingeleitet werden. Dies würde jedoch genehmigungsrechtlich eine Niederschlagswassereinleitung in das Grundwasser (Erlaubnis erforderlich) bedeuten. Darüber hinaus würde sich der Grundwasserspiegel jedoch immer wieder auspendeln, so dass die o.g. Differenz zur GOK dauerhaft verbleibt.

Zur **Förderung des Grundwassers** werden mindestens ein Tiefbrunnen mit entsprechender Ausrüstung und eine Messeinrichtung für den Seewasserspiegel benötigt. Grundsätzlich muss sichergestellt werden, dass nicht mehr Wasser aus dem Brunnen entnommen wird, als nachfließen kann. Die Befüllungsgeschwindigkeit steht folglich in Abhängigkeit der maximal zulässigen Fördermenge und dem gewählten Volumen des Sees. Tiefbrunnen und Messeinrichtung können für eine etwaige spätere Grundwasserspeisung bei Seewasserstanddefiziten erhalten bleiben. Dieses setzt eine regelmäßige Wartung der Einrichtungen voraus.

Da weiterhin davon auszugehen ist, dass die Entwicklung der Bebauung über mehrere Jahre erfolgt und somit die dem See wasserliefernden Flächen erst allmählich entstehen, muss für einen Übergangszeitraum (mehrere Jahre) mit Nachfüllungen des Sees durch Grund- oder Trinkwasser gerechnet werden.

Aufgrund der o.g. Differenzen zwischen GOK und Seewasserspiegel wird ein See im Grundwasseranschnitt nicht weiter verfolgt. Die Erstbefüllung des Sees mit Grundwasser (Tiefbrunnen) ist jedoch aus wasserwirtschaftlicher und ökologischer Sicht bei den hier vorherrschenden Verhältnissen als sinnvoll anzusehen. Auf eine regelmäßige Nachspeisung des Sees mit Grundwasser wird unter Kapitel 4.4 eingegangen.

3.1.1.2 Erstbefüllung mit Niederschlagswasser

Eine Erstbefüllung des Sees ist grundsätzlich mittels Niederschlagswasser der angeschlossenen Flächen möglich. Entsprechend des Volumens des Sees und der sukzessiven Steigerung des Befestigungsgrads der angeschlossenen Flächen würde sich eine Befüllungsdauer von voraussichtlich mehreren Jahren ergeben. Eine detaillierte Bestimmung der Befüllungsdauer wäre nach Eingrenzung der zeitlichen Bebauungsabfolge grundsätzlich möglich.

Da von der Stadt Goch jedoch der See als Initiator für die Entwicklung der Wohnbebauung wirken soll, muss die Anlage vor Beginn der eigentlichen Bebauung hergestellt und befüllt sein.

Somit können eine Erstbefüllung und auch die Nachfüllung in den ersten Jahren – bis zur vollständigen Erschließung und Bebauung des Gebiets – nur durch Trink- oder Grundwasser erfolgen.

3.1.1.3 Konzeption Grundwasserförderbrunnen

Unter Kapitel 3.1.1.1 beschrieben, sollte die Erstbefüllung des Sees mit Grundwasser erfolgen. Dazu können grundsätzlich bauzeitlich erstellte Tiefbrunnen genutzt werden, die zur Herstellung des Sees Verwendung finden.

Nachfolgend wird die Anzahl dieser Brunnen bestimmt. Dazu erfolgt die rechnerische Ermittlung der Fördermenge eines Brunnens bei den festgestellten Boden- und Grundwasserverhältnissen.

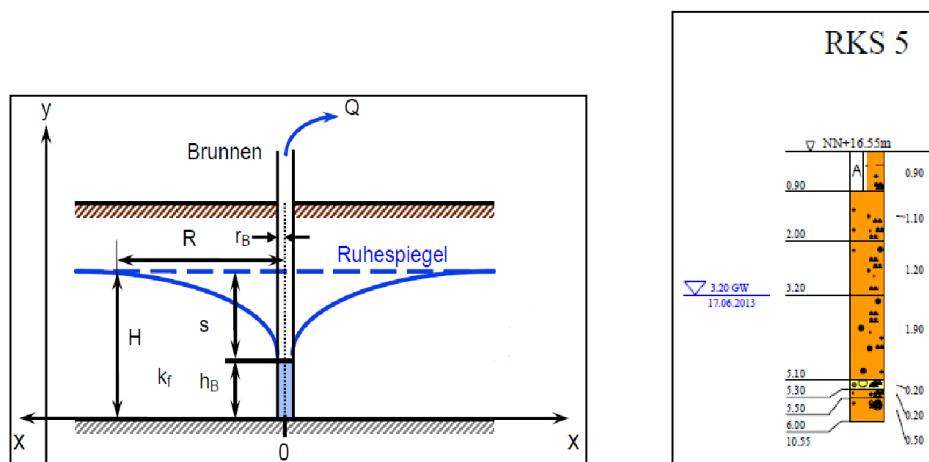


Abbildung 3.1: Darstellung Förderbrunnen und Bodenaufbau

- Brunnenbohrung bis 8 m unter GOK (ca. 16,5 m NN)
- Höhe Grundwasserspiegel min. 13,35 m NN (s. RKS 5) $H = 4,85$ m
- Filterrohrlänge $h_B = 2$ m
- Ansatz Brunnenradius $r_B = 0,25$ m
- Durchlässigkeit Untergrund $k_f = 4 \cdot 10^{-4}$ m/s (Ableitung aus Sieblinie IB Hinz)
- Zuschlag von 30% auf rechnerische Fördermenge wegen durchlässiger Schicht unter Sohle Brunnen

➤ Fördermenge je Brunnen $Q = 5,3$ l/s

Damit ergibt sich je nach Anzahl der Brunnen folgende Fülldauer für den See bei einem Seevolumen von ca. 15.000 m³ (Wassertiefe max. 1,5 m) und einer Betriebszeit der Brunnen von 16 Std./Tag.

Tabelle 3.1: Fülldauer See

Brunnen\ Q	5,3 l/s
1	50 Tage
2	25 Tage
3	17 Tage

So kann der See z.B. bei einer Grundwasserförderung über einen Brunnen innerhalb von ca. 7 Wochen gefüllt werden.

3.1.2 Wasserspiegelentwicklung

Zur Feststellung und Bewertung der Wasserspiegelentwicklung innerhalb der Niederschlagszeitreihe wird die potenziell max. Einzugsfläche an den See angeschlossen und der daraus sich ergebende Seewasserspiegel berechnet. Dies beinhaltet den befestigten Flächenanteil von Straßen-, Wege- und Platzflächen (öffentlich gewidmete Flächen, außer Ostring) innerhalb des B-Plangebietes sowie die befestigten Flächen des Platzviertels. Es werden nur Verkehrsflächen nördlich des Innenstadtring an den See angeschlossen.

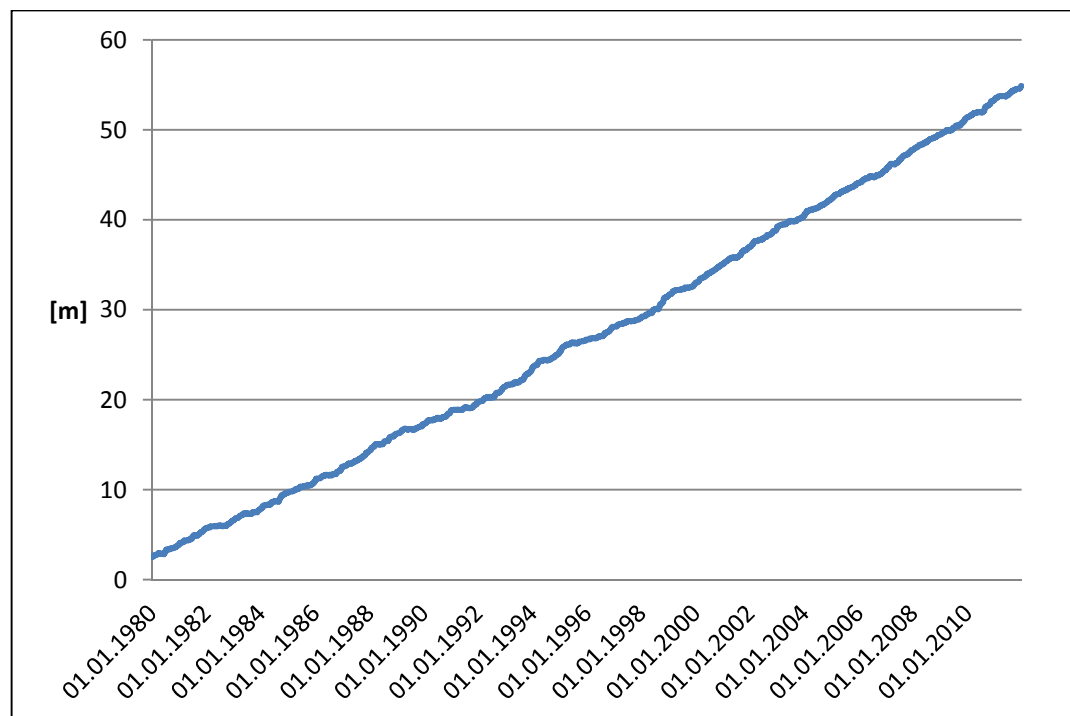


Abbildung 3.2: Wasserstandentwicklung (Nullpunkt auf Beckensohle) ohne Überlauf

Unter dem Ansatz von 1,6 ha Wasseroberfläche, 2,0 m Wassertiefe zu Beginn der Simulation und einer angeschlossenen befestigten Fläche von rund 4,4 ha (s. Kapitel 2.3.1) ergibt sich (ohne einen Seeüberlauf) ein stetiger Wasserstandanstieg über die Dauer des Simulationszeitraums (Abbildung 3.2).

Auf Basis dieser Simulation erfolgt die Erkenntnis, dass Aufgrund der kontinuierlichen Zunahme des Seewasserstandes ein Notüberlauf zur Begrenzung desselben zwingend erforderlich ist. Nur so kann im vorliegenden Fall der Hochwasserschutz der umgebenden Bebauung gewährleistet werden. Weiterhin ist festzustellen, dass eine gute Wasserbilanz im Hinblick auf die gewollte Befüllung des Sees über Niederschlagswasser vorherrscht.

3.1.3 Nachspeisung: Ausgleich von Wasserspiegelschwankungen

Nach Vorgabe der GO! sind die Schwankungen des Seewasserspiegels auf max. 20 cm zu begrenzen. Um durch Nachspeisung einen Ausgleich von Wasserverlusten zu bewirken und keine künstliche Nachspeisung (Trink- oder Grundwasser) betreiben zu müssen, ist die Speisung des Sees primär durch den Anschluss befestigter Flächen des B-Plangebietes vorgesehen. Die Straßen-, Wege- und Platzflächen (öffentlich gewidmete Flächen, außer Innenstadtring) innerhalb des B-Plangebietes (nur nördlich Innenstadtring) sollen dabei grundsätzlich zum See hin entwässern. Die befestigten Flächen des Platzviertels (primär Dachflächen) sollen ebenso grundsätzlich zum See hin entwässern. Die befestigten Flächen der Geschosswohnungsbauflächen (primär Dachflächen) sollen in einer weiteren Variante ebenfalls zum See hin entwässern. In einer zusätzlichen Variante wird darüber hinaus die Wasserbilanz des Sees unter der Maßgabe keines Zuflusses von befestigten Flächen aufgestellt. Weiterhin wird untersucht, welchen Einfluss die ausschließliche direkte Beregnung des Sees und seiner Böschungsflächen für die Wasserbilanz hätte.

Die geplante Einzel- und Doppelhausbebauung dagegen wird im Rahmen der Untersuchungen der Machbarkeitsstudie nicht an den See angeschlossen. Hier ist nach den Vorgaben der GO! davon auszugehen, dass das auf den Grundstücken anfallende Niederschlagswasser auf diesen zur Versickerung gebracht wird. Diese Vorgehensweise ist grundsätzlich im Einklang mit den wasserrechtlichen Vorgaben (Landeswassergesetz und Trennerlass NRW).

3.1.3.1 Alternativen zur Speisung der Wasserflächen

Variante 0:

Ausgehend von einer abgeschlossenen Erstbefüllung des Sees bis zum Stauziel (z.B. 15,5 mNN) und der Einrichtung eines Überlaufs (auf Höhe Stauziel) wird die Seriensimulation mit folgenden Randbedingungen durchgeführt:

- Kein Zufluss von befestigten Flächen, lediglich Wasserzutritt infolge direkter Beregnung der Wasser- und Böschungsflächen.

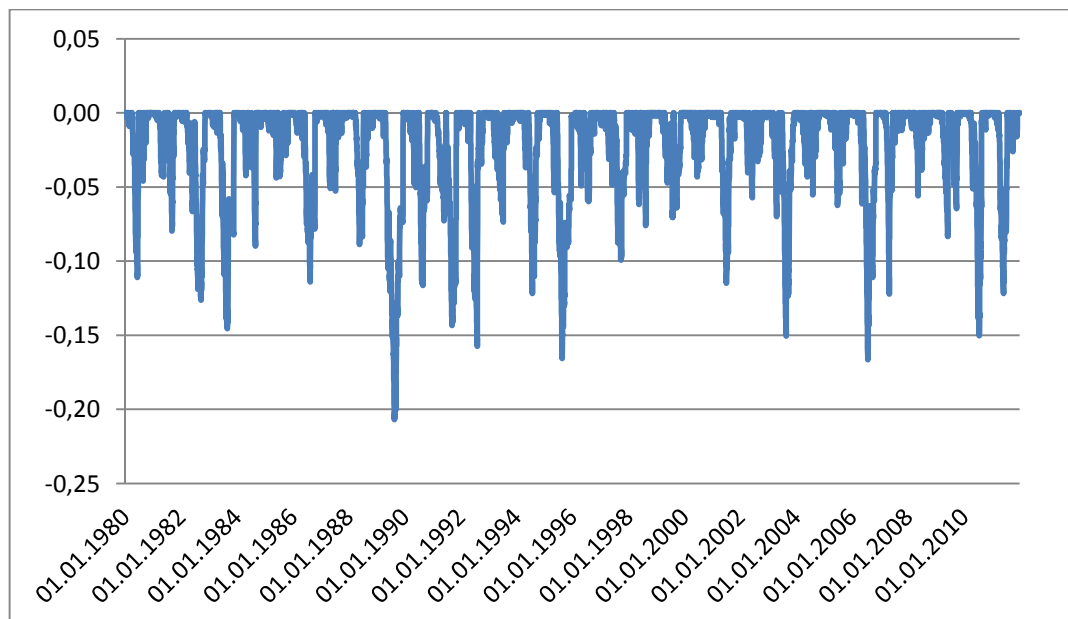


Abbildung 3.3: Wasserspiegelschwankungen Variante 0

Die zu erwartenden Wasserspiegelschwankungen sind in Abbildung 3.3 dargestellt. Die durchgeführte Langzeitsimulationsberechnung zeigt, dass bezogen auf den durch einen Notüberlauf begrenzten Wasserspiegel des Sees sich Wasserstandschwankungen infolge der Verluste (Verdunstung und Versickerung) von rechnerisch bis 21 cm einstellen. Eine durchgeführte statistische Extrapolation des Volumendefizits (Abbildung 3.4) hat ergeben, dass ein 100-jährliches Wasserstanddefizit von 25 cm (rund 3900 m³) zu erwarten ist.

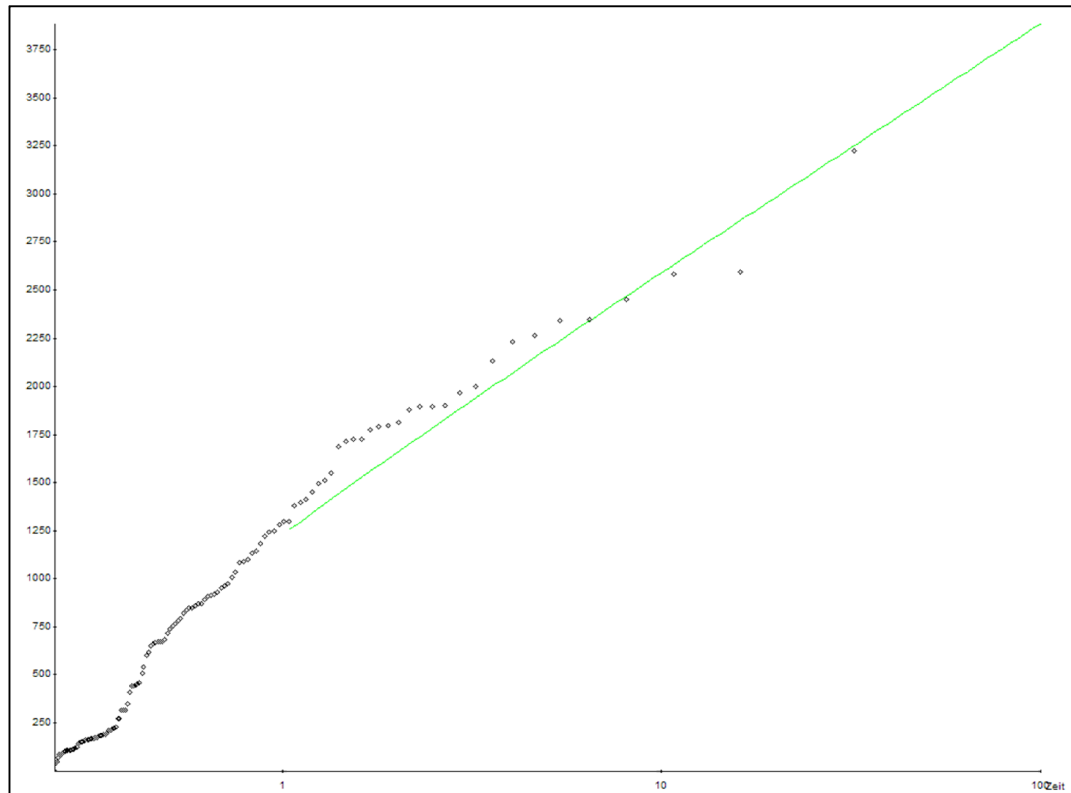


Abbildung 3.4: Statistische Extrapolation des Volumendefizits (grün: Weibull-Verteilung) der Variante 0

Die Vorgaben der GO! zur Begrenzung der Wasserstandsschwankung werden bei der Variante 0 nicht erfüllt. Zur Erfüllung der Vorgaben müssten weitere Maßnahmen zur Nachspeisung (z.B. Speisung über Grundwasser) eingesetzt werden.

Variante 1:

Ausgehend von einer Erstbefüllung des Sees bis zum Stauziel (z.B. 15,5 mNN) und der Einrichtung eines Überlaufs wird die Seriensimulation mit folgenden Randbedingungen durchgeführt:

- Anschluss der Straßen-, Wege- und Platzflächen (öffentlich gewidmete Flächen, außer Ostring) innerhalb des B-Plangebietes an den See.
- Anschluss der befestigten Flächen des Platzviertels (WP-Flächen) an den See
- Wasserzutritt infolge direkter Beregnung der Wasser- und Böschungsflächen

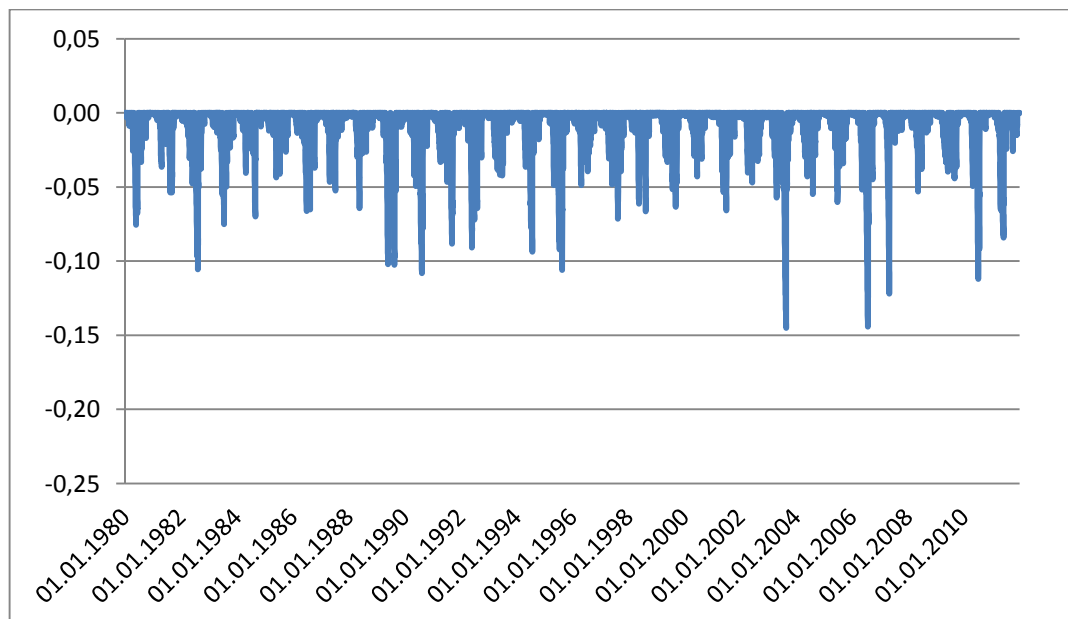


Abbildung 3.5: Wasserspiegelschwankungen Variante 1

Die zu erwartenden Wasserspiegelschwankungen sind in Abbildung 3.5 dargestellt. Die durchgeführte Langzeitsimulationsberechnung zeigt, dass bezogen auf den durch einen Notüberlauf begrenzten Wasserspiegel des Sees sich Wasserstandschwankungen infolge der Verluste (Verdunstung und Versickerung) von rechnerisch bis 15 cm einstellen. Eine durchgeführte statistische Extrapolation des Volumendefizits (Abbildung 3.6) hat ergeben, dass ein 100-jährliches Wasserstanddefizit von 18 cm (rund 2800 m³) zu erwarten ist.

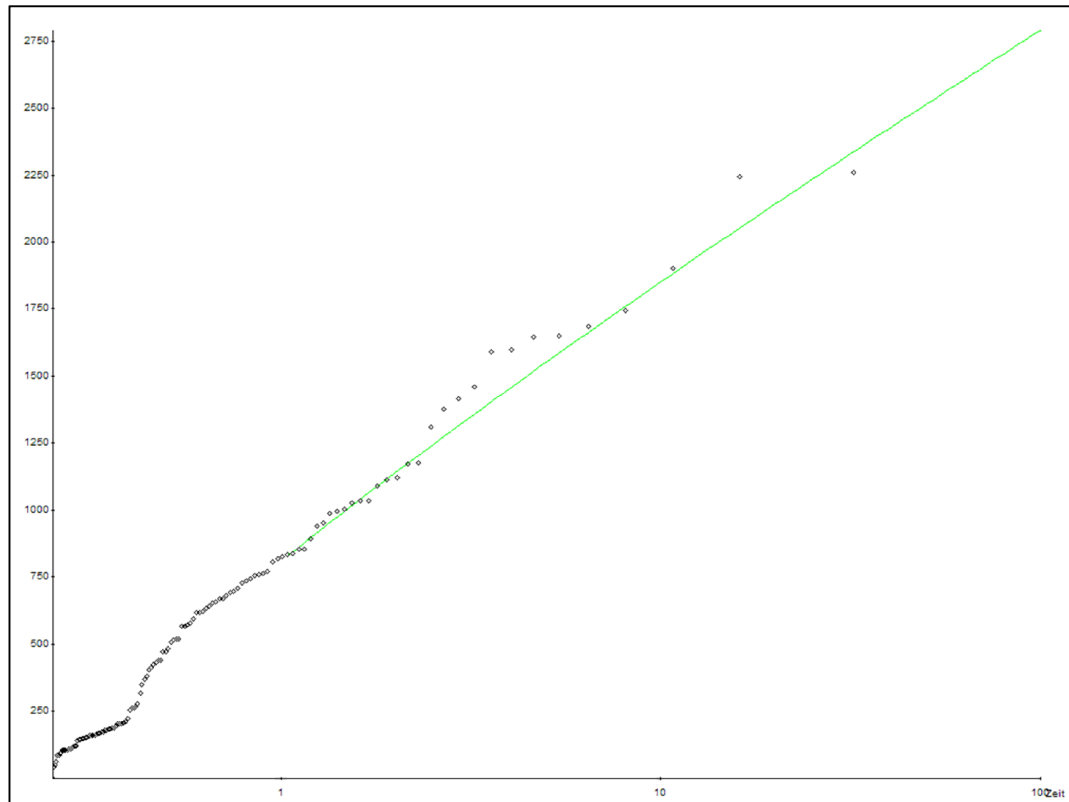


Abbildung 3.6: Statistische Extrapolation des Volumendefizits (grün: Weibull-Verteilung)
Variante 1

Es ist festzustellen, dass die Vorgaben der GO! nach einer Wasserstandsschwankung von max. 20 cm mit der Variante 1 erfüllt werden können.

Variante 2:

Ausgehend von einer Erstbefüllung des Sees bis zum Stauziel (z.B. 15,5 mNN) und der Einrichtung eines Überlaufs wird die Seriensimulation mit folgenden Randbedingungen durchgeführt:

- Anschluss der Straßen-, Wege- und Platzflächen (öffentlich gewidmete Flächen, außer Ostring) innerhalb des B-Plangebietes an den See.
- Anschluss der befestigten Flächen des Platzviertels (WP-Flächen) sowie der mit Geschossbebauung (WII-Flächen) geplanten Bereiche an den See
- Wasserzutritt infolge direkter Beregnung der Wasser- und Böschungsflächen

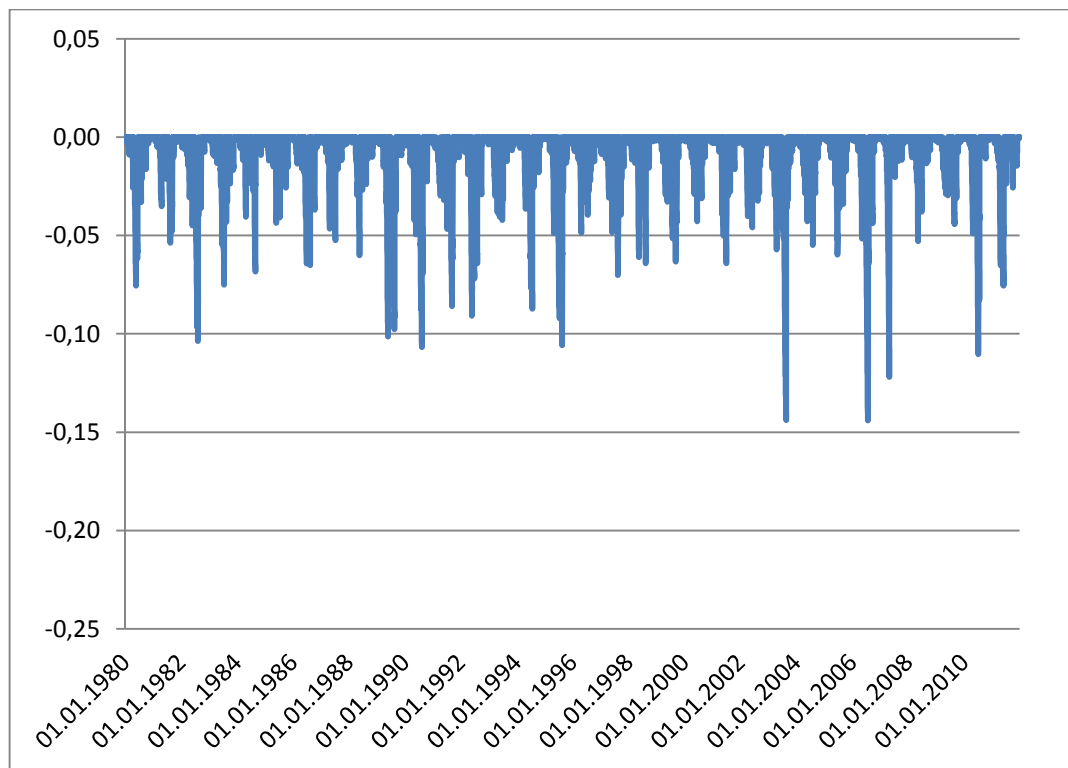


Abbildung 3.7: Wasserspiegelschwankungen von Variante 2

Die zu erwartenden Wasserspiegelschwankungen sind in Abbildung 3.7 dargestellt. Die durchgeführte Langzeitsimulationsberechnung zeigt, dass bezogen auf den durch einen Notüberlauf begrenzten Wasserspiegel des Sees sich Wasserstandsschwankungen infolge der Verluste (Verdunstung und Versickerung) von rechnerisch bis 14 cm einstellen. Eine durchgeführte statistische Extrapolation des Volumendefizits (Abbildung 3.6) hat ergeben, dass ein 100-jährliches Wasserstanddefizit von 17 cm (rund 2750 m³) zu erwarten ist.

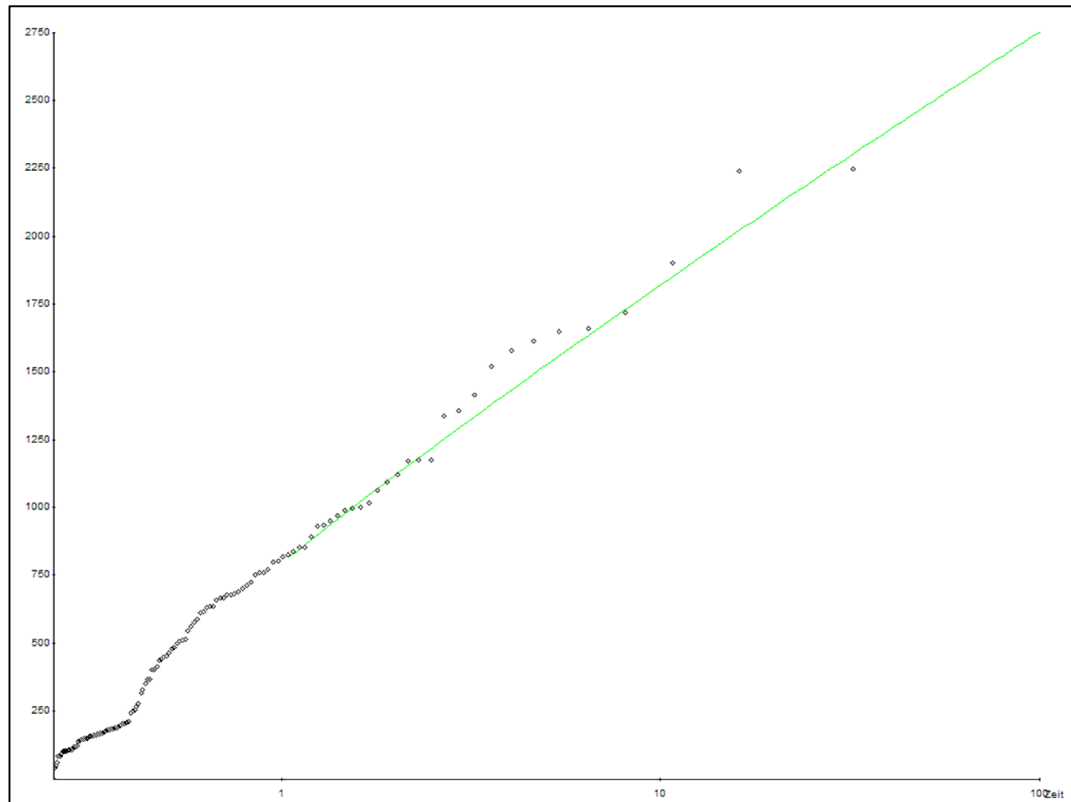


Abbildung 3.8: Extrapolation der Volumendefizite (Variante 2)

Es ist festzustellen, dass die Vorgaben der GO! nach einer Wasserstandsschwankung von max. 20 cm mit der Variante 2 erfüllt werden können.

3.1.4 Auswahl Variante zur Seespeisung

Im Hinblick auf die Speisung des Sees durch das geplante Erschließungsgebiet wurden in den vorherigen Kapiteln drei Varianten (Variante 0 bis 2) untersucht. Die Ergebnisse der Simulationsrechnungen zeigen, dass mit den angeschlossenen Fläche gemäß Variante 1 die Vorgaben der GO! zur Begrenzung der Wasserstandsschwankungen erfüllt werden können. Somit ist es aus Sicht der Wasserbilanz ausreichend, lediglich die Verkehrsflächen (Erschließungsstraßen) und die befestigten Flächen des Platzviertels (WP-Flächen) an den See anzuschließen.

3.2 WEITERE UNTERSUCHUNGEN

Aufgrund der Notwendigkeit eines Notüberlaufs (vergl. 3.1.2) und der Ableitung des überschüssigen Wassers in eine Versickerungsanlage wurden weitere Untersuchungen durchgeführt. Das Niederschlags-Abfluss-Modell wurde um eine Sickerfläche ($k_f = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$) von 0,5 ha (Grundfläche) erweitert. Der Notüberlauf und die Versickerungsanlage wurden wasserwirtschaftlich bilanziert.

3.2.1 Notüberlauf

In der Auswertung der wasserwirtschaftlichen Bilanzierung ist festzustellen, dass sich bei der durchgeführten Langzeitsimulation für den ungünstigsten Belastungsfall (Variante 2) am Notüberlauf eine rechnerische Überlaufmenge von maximal rund 0,8 m³/s einstellt. Eine durchgeführte statistische Extrapolation der Überlaufmengen hat ergeben, dass im betrachteten Belastungsfall eine 100-jährliche Überlaufmenge von rund 1,0 m³/s zu erwarten ist.

3.2.2 Versickerungsanlage

In der Auswertung der wasserwirtschaftlichen Bilanzierung ist festzustellen, dass sich bei den durchgeführten Langzeitsimulationen Rückhaltevolumina von bis zu rund 2.025 m³ einstellen. Bei einer versickerungswirksamen Fläche von 0,5 ha entspricht dies einer Einstauhöhe der Versickerungsanlage von rund 41 cm. Eine durchgeführte statistische Extrapolation (Abbildung 3.9) lässt für den 100-jährliche Fall ein Rückhaltevolumen von rund 2.300 m³ in der Versickerungsanlage erwarten. Dies entspricht im betrachteten Fall einer Einstauhöhe von rund 46 cm.

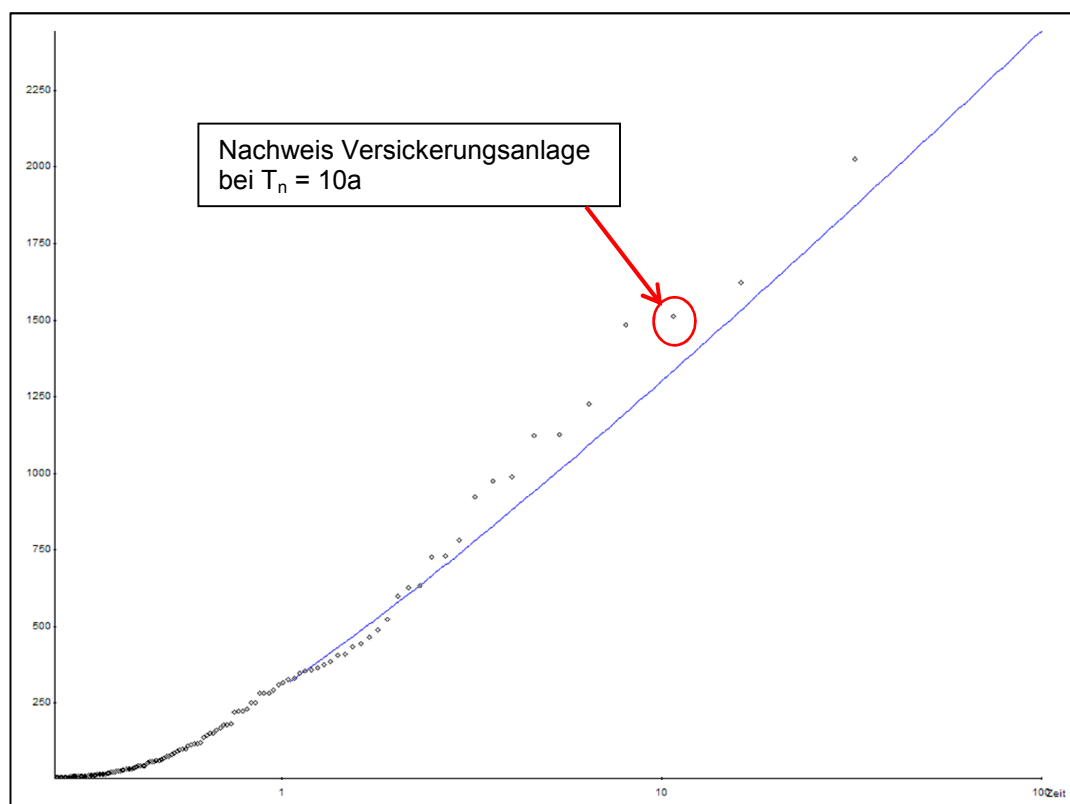


Abbildung 3.9: Statistische Verteilung der Rückhaltevolumina in der Versickerungsanlage (blau: Gamma-Verteilung)

Unter Betrachtung der nach DWA-A 138 geforderten Überschreitungshäufigkeit für zentrale Versickerungsanlagen von $T_n = 10$ Jahren (Nachweisführung), ergibt sich nach statistischer Auswertung der Langzeitseriensimulation ein notwendiges Rückhaltevolumen von rund 1.300 m^3 . Dies entspricht bei einer versickerungswirksamen Fläche von $0,5 \text{ ha}$ einer Einstauhöhe von rund 26 cm .

Die Betrachtung eines Ereignisses (30.07.2005) mit empirisch ermittelter Jährlichkeit von etwa $T_n = 10$ Jahren (Abbildung 3.9; rote Markierung) ergibt eine Einstaudauer der Versickerungsanlage von rund $5,5$ Stunden.

4 BETRACHTUNGEN ZUR WASSERQUALITÄT

4.1 UNTERSCHIEDUNG ZWISCHEN TIEFEN UND FLACHEN SEEN

In limnologischer Hinsicht wird ein stehendes Gewässer dann als **tiefer See** bezeichnet, wenn infolge der Erwärmung der oberflächennahen Schicht, die dem Jahreszyklus der Sonneneinstrahlung folgt, sich saisonal regelmäßig unterschiedliche Temperaturgefälle mit charakteristischen stabilen thermischen Schichtungen ausbilden. Da Wasser bei 4°C seine größte Dichte von $\rho = 1\text{g/cm}^3$ und ein spezifisches Volumen von $1,0\text{ cm}^3/\text{g}$ aufweist, befindet sich das schwerste Wasser an den tiefsten Stellen, überlagert von wärmerem oder auch kälterem Wasser.

Da die Dichte mit steigender Temperatur abnimmt, führt die sommerliche Aufwärmung von Seen zu einer Schichtung wachsender Stabilität. Die Stabilität ist umso größer je höher die Temperaturunterschiede zwischen der oberen und unteren Schicht und die Wassertemperaturen sind.

Im gemäßigten Klima ist das Wasser im Frühjahr von der Oberfläche bis zum Grund gleichmäßig temperiert (Homothermie), der See ist weitgehend gleichmäßig durchmischt (holomiktisch). Der gesamte homotherme Wasserkörper weist im Frühjahr eine Temperatur von ca. 4°C auf, so dass unter Windeinfluss der gesamte labile Wasserkörper zirkulieren und sich durchmischen kann.

Im Sommer wird der See von oben so stark erwärmt, dass sich eine Temperatursprungschicht (Thermokline) ausbildet, die zur thermischen Schichtung des Sees in Epilimnion und Hypolimnion mit dazwischenliegendem Metalimnion (Sprungschicht) führt. Die sommerlichen Oberflächentemperaturen liegen bei längeren Schönwetterperioden oft nur 2 bis 3°C unter der Lufttemperatur und können 28°C erreichen. Mit fortschreitender Abkühlung im Herbst nimmt der Dichteunterschied zwischen Epi- und Hypolimnion ab, und die Durchmischung der oberen Schicht reicht zunehmend bis in größere Tiefen. Die Vollzirkulation ist normalerweise bei kleinen Seen im Herbst und bei großen tiefen Seen im Winter abgeschlossen. Diese Betrachtungen treffen jedoch nur auf Seen zu, die eine Wassertiefe von mehr als 10 – 15 m aufweisen.

Bei dem hier untersuchten See kann sich aufgrund der vergleichsweise geringen Wassertiefe von 2 – 2,5 m keine Schichtung wie oben beschrieben einstellen. Es handelt sich hier um einen **Flachsee**. Durch die geringe Tiefe ergibt sich in der warmen bis heißen Jahreszeit eine nahezu gleichmäßige Erwärmung des gesamten Wasserkörpers. Bei gleichem externem Nährstoffangebot sind Flachseen somit produktiver und daher grundsätzlich stärker eutrophierungsgefährdet als tiefe Seen. Im vorliegenden Fall kann „klares Wasser“ dauerhaft nur durch technische Maßnahmen wie Umwälzung und Reinigung (Filtration) des Wasserkörpers gewährleistet werden. Je nach Anforderungen an die Wasserqualität ist jedoch davon auszugehen, dass Flachseen auch ohne aufwendige und dauerhaft kostenintensive Reinigung eine annehmbare Wasserqualität aufweisen. Dafür stehen in der Praxis eine Reihe von ausgeführten urbanen (künstlichen) Seen.

Ziel bei einem künstlichen See – der über Niederschlagswasser aus dem angrenzenden Einzugsgebiet gespeist wird – sollten präventive Maßnahmen zur Reduzierung der stoffli-

chen Einträge in den See sein. Im Ergebnis soll damit qualitativ ausreichendes Seewasser erzielt werden, dessen Neigung zur Eutrophierung deutlich herabgesetzt ist. Darauf wird in den folgenden Kapiteln näher eingegangen.

4.2 MÖGLICHE BEHANDLUNGSFORMEN DES ZUFLIESSENDEN NIEDERACHLAGSWASSERS – KATEGORISIERUNG DER EINZUGSFLÄCHEN

Die im Bbauungsplangebiet der ehemaligen Reichswaldkaserne geplanten Flächen wurden entsprechend den drei Kategorien der „Anforderungen an die Niederschlagsentwässerung im Trennverfahren, RdErl. d. Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz vom 26.5.2004 – Trennerlass NRW“ zugeordnet (siehe beiliegender Plan 01 E 02). Dabei ist festzuhalten, dass der überwiegende Teil der Einzugsflächen der Kategorie I zuzuordnen ist. Dabei handelt es sich um Dach-, Hof- und Wegeflächen. Gem. des „Trennerlasses NRW“ ist für diese Flächen grundsätzlich vor der Einleitung in ein Gewässer (auch durch Versickerung) keine Behandlung erforderlich.

Die Anliegerstraßen im Gebiet sowie die zugehörigen Parkplätze und sonstigen Platzflächen sind auf Grund des zu erwartenden Belastungspotentials der Kategorie II zuzuordnen. Hier ist mit der zuständigen Wasserbehörde abzustimmen, dass keine zusätzlichen Behandlungen notwendig werden, da bei der zu erwartenden geringfügigen Belastung der Flächen davon auszugehen ist, dass keine relevanten Verschmutzungen auftreten. Diese Erwartungshaltung ergibt sich aus den prognostizierten Verkehrsbelastungen (Verkehrsgutachten Innenstadtring). Danach ist mit einer mäßigen Fahrzeugbelastung zu rechnen, zumal es sich hier um reinen Anliegerverkehr der Erschließungsfläche „Reichswaldkaserne“ handelt.

Sollte doch eine Behandlung erforderlich werden, so können Abscheider, Regenklärbecken, Bodenfilter eingesetzt werden. Dabei ist auch zu unterscheiden, ob der Wassertransport von den Verkehrsflächen zum See oberflächlich durch z.B. Entwässerungsrinnen erfolgt oder unterirdisch über Regenwasserkanäle. Beim Einsatz von oberflächlichen Transportsystemen könnten diese z.B. vor der Einleitung in den See noch einen „kleinen“ Bodenfilter passieren. Bei Zuleitung über Kanäle könnten Straßenabläufe für einen Stoffrückhalt sorgen. Untersuchungen zur Wirkungsweise von Straßenabläufen haben gezeigt, dass hierbei dem sog. Nassschlammablauf der Vorzug zu gewähren ist. Sollten Straßenabläufe mit Schlammeimer (Trockenschlammablauf) verwendet werden oder ein oberflächliches Ableitungssystem aus Rinnen und Mulden zum Einsatz gelangen, so könnten vor der Einleitung in den See „Schlammfangschächte“ errichtet werden.

Lediglich der Innenstadtring (Ostring) ist grundsätzlich der Kategorie III zuzuordnen, zumindest soweit, wie es sich hier um tatsächlich mit Kfz-Verkehr belastete Flächen handelt. Dieses stark belastete Niederschlagswasser muss grundsätzlich gesammelt, abgeleitet und einer Behandlungsanlage bzw. der Kläranlage zugeführt werden. Vor Einleitung in ein Gewässer ist zwingend eine Regenwasserbehandlung erforderlich.

4.3 STOFF- UND WÄRMEHAUSHALT, EUTROPHIERUNG

Wie bereits unter Kapitel 4.1 ausgeführt, handelt es sich hier um einen Flachsee, so dass infolge von Windeinflüssen und auf Grund der relativ geringen Tiefe (ca. 1,5 m) eine vollständige Durchmischung des Seeinhalts unabhängig von der Jahreszeit erfolgen wird. Damit ist davon auszugehen, dass die Wasserinhaltsstoffe gleichmäßig verteilt vorliegen.

Dennoch besteht auch bei Flachseen die Möglichkeit, dass sich zeitlich begrenzt thermische Schichtungen (windarme und heiße Witterungsperioden) einstellen. Die für eine Eutrophierung (Zunahme der Primärproduktion eines Gewässers) verantwortlichen mikrobiellen Vorgänge laufen bei Flachseen auf Grund höherer Wassertemperaturen und guter Sauerstoffversorgung generell schneller ab als in tiefen Seen.

Der Umfang einer Eutrophierung hängt in der Regel vom Phosphor ab, da dieses in unseren Breiten den Minimumfaktor bei der Primärproduktion darstellt. Die übrigen Stoffe, wie Stickstoff- und Kohlenstoffverbindungen treten dabei in den Hintergrund.

Da die Konzentration von Kohlenstoffverbindungen eng mit der Photosynthese (Aufnahme von CO_2 aus der Luft) und somit der Biomassenproduktion verbunden ist, kann auf Kohlenstoffe nur bedingt Einfluss genommen werden. Eine infolge von Kohlenstoffverbindungen bedingte Biomasseproduktion kann jedoch durch die Begrenzung der Nährsalze Stickstoff und Phosphat „gesteuert“ werden. Dieses muss oberstes Ziel einer „Seebewirtschaftung“ sein.

Eine deutliche Reduzierung von Stickstoffverbindungen kann unter Umständen das Wachstum von Blaualgen (Cyanobakterien, typische Wasserblütenbildner) fördern, so dass sich Stickstoff nicht als Steuerung einer Eutrophierung eignet. Dennoch sollte der Eintrag von Stickstoff in den See begrenzt werden. Die dominante „Steuerung“ der Eutrophierung obliegt jedoch einer Begrenzung des Phosphats. Dazu bietet sich hauptsächlich die Reduzierung der Phosphateinträge in den See an.

Die voraussichtliche Belastung mit Phosphor soll nachfolgend auf Basis der Empfehlungen des DWA Merkblattes 606 – Seentherapie abgeschätzt werden.

a. Belastungen aus dem Einzugsgebiet

Hierzu gehören neben den Einleitungen infolge Abwassers vor allem die Einträge aus der Landwirtschaft. Da Zuflüsse von landwirtschaftlich genutzten Flächen im vorliegenden Fall auszuschließen sind, kann ein Eintrag nur über die an den See angeschlossenen Einzugsflächen erfolgen. Auch von Dach- und Verkehrsflächen ist üblicherweise mit keinem Eintrag zu rechnen. Somit verbleiben lediglich die Grünflächen zum Stoffeintrag. Dabei handelt es sich um Flächen, die über die Anliegerstraße entwässern können und um die seenahen Bereiche.

Einzugsfläche ca. $A_E = 2,8 \text{ ha}$; P-Eintrag = $0,05 \text{ kg/ha} \cdot \text{a}$

Daraus folgt ein durchschnittlicher jährlicher P-Eintrag von $0,14 \text{ kg/a}$.

b. Direkteintrag in den See

Hierzu gehören Einträge aus der Atmosphäre, infolge Falllaub, infolge Kot von Wasservögeln und aus der Nutzung eines Sees (Baden, Fischerei, Vogelfütterung).

Einzugsfläche ca. $A_E = 1,6$ ha (Wasseroberfläche) und $0,67$ ha Böschungsfläche

P-Eintrag = $0,30$ kg/ha*a

Daraus folgt ein durchschnittlicher jährlicher P-Eintrag von $0,68$ kg/a.

Der gesamte zu erwartende P-Eintrag in den See beläuft sich damit im Jahr auf durchschnittlich ca. $0,82$ kg/a. Bei einem Wasservolumen des Sees von ca. 15.000 m³ und einer vollständigen Durchmischung (ergibt sich bei Flachseen zwangsläufig) ergibt sich damit eine P-Konzentration von $0,05$ mg/l.

Ein Vergleich mit den Allgemeinen Güteanforderungen (AGA) des Landes NRW an Fließgewässer zeigt, dass die dort angegebenen Grenzwerte von $\leq 0,3$ mg/l deutlich unterschritten werden. Hinzu kommt noch, dass dem See im Jahresdurchschnitt (Endzustand nach Anschluss der prognostizierten Flächen) ca. 30.000 m³/a an Niederschlagswasser zufließen und somit über das Jahr rechnerisch ein vollständiger Austausch des Seewassers erfolgt. Dieses und auch eine Nachspeisung durch Grundwasser (Förderung über Brunnen) reduziert die P-Konzentration weiter (wurde im Folgenden nicht berücksichtigt). Da der Seewasseraustausch auch von den Strömungsverhältnissen abhängig ist, muss aus Sicht von Dahlem B.I. die Zuleitung des Niederschlagswassers möglichst im Bereich der Seesohle erfolgen. Damit ist für die Zuleitung der Regenwasserabflüsse zum See ein Rohrleitungssystem (s. Kapitel 4.2) in Kombination mit Straßenabläufen (Nassschlammablauf) zu favorisieren. Beim Einsatz eines oberflächlichen Ableitungssystems (Rinnen, Mulden) ist vor der Zuleitung in den See ein „Absturzbauwerk“ zu errichten, welches auch als Schlammfang genutzt werden kann.

Die zu erwartende P-Konzentration von $\leq 0,05$ mg/l ermöglicht die Abschätzung der Chlorophyll a-Konzentration (Trophiekenngroße) und damit eine Einstufung in den zu erwartenden Trophiegrad (Maß für den Nährstoffreichtum). Dieses erfolgt nach Vorgaben der LAWA und anhand der nachfolgenden Graphik aus dem DWA Merkblatt 606.

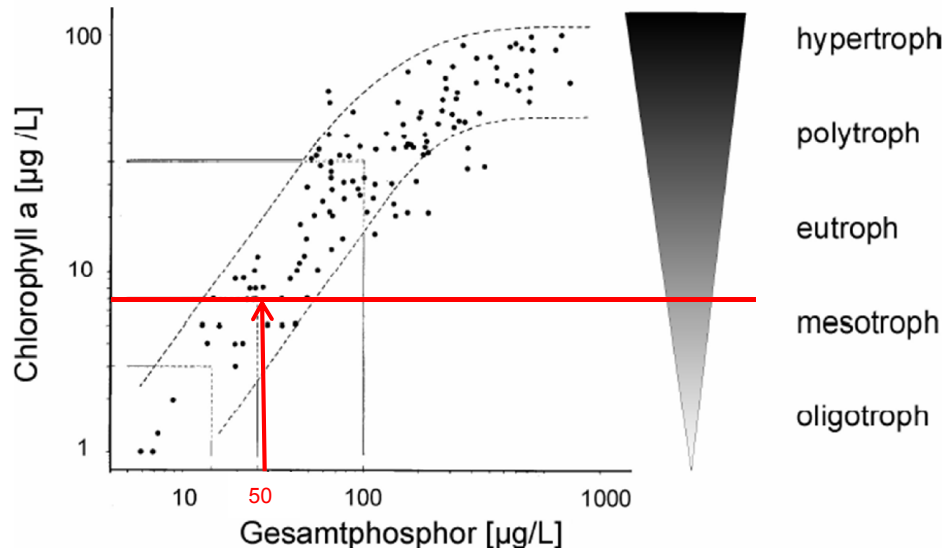


Abbildung 4.1: Zusammenhang P-Konzentration und Chlorophyll a-Konzentration sowie Trophiegrad

Aus der Abbildung 4.1 kann entnommen werden, dass sich der Trophiegrad „mesotroph“ einstellen wird. Dieser Trophiegrad wird mit einer mäßigen Phytoplanktonentwicklung definiert. Hinzu kommen mittlere Sichttiefen und aufgrund der reduzierten Verfügbarkeit von Nährstoffen eine Produktivität (Biomassenbildung) infolge Photosynthese unterhalb der von eutrophen Systemen.

Unter den o.g. Aspekten der Minimierung von Phosphateinträgen in den See, den abgeschätzten P-Einträgen und der Einstufung in den Trophiegrad „mesotroph“ kann eine Kreislaufführung des Seewassers einschließlich Reinigung nicht empfohlen werden, da die damit verbundenen Aufwendungen (Bau- und Betriebskosten) sich unverhältnismäßig im Vergleich zum Nutzen darstellen würden. Es ist jedoch sinnvoll, die Möglichkeit einer Nachrüstung des Sees mit einer Anlage zur Kreislaufführung (Zwangszirkulation) und Reinigung (externe Phosphateliminierung) zu einem späteren Zeitpunkt zu ermöglichen. Dieses setzt voraus, dass das Entnahmesystem (Wasserauffassung) an Tiefpunkten bereits mit Herstellung des Sees installiert wird. Somit könnten Entnahmesysteme (Einläufe) im Sohlbereich des Sees installiert und ein Rohrleitungssystem unterhalb von Sohle und Böschungen des Sees verlegt werden. Diese Anlagen könnten auch für eine Entleerung/ Teilentleerung des Sees aus betrieblichen Gründen (z.B. Entschlammung) genutzt werden.

4.4 ALLGEMEINE EMPFEHLUNGEN IM HINBLICK AUF DIE WASSERQUALITÄT

Da auf Grund der Größe des Sees, den zu erwartenden Phosphorbelastungen und in Analogie zu vergleichbaren Objekten keine Kreislaufführung mit Reinigung des Wassers

vorgeschlagen wird, muss einer präventiven Vermeidung von Stoffeinträgen in das See-
wasser oberste Priorität zugeordnet werden.

Um eine Belastung mit Schwermetallen zu vermeiden, sollten die an den See angeschlossenen Dachflächen möglichst mit klassischen Dachdeckungsstoffen oder bei Metalldächern mit Edelstahlblechen gedeckt sein. Es ist über Vorgaben im Bebauungsplan sicherzustellen, dass keine schwermetallhaltigen Dacheindeckungen eingesetzt werden. Dieser Aspekt hat große Bedeutung auch für die wasserrechtliche Behandlung des Vorhabens, da der „Seeüberlauf“ zur Versickerung gebracht werden soll und somit eine Erlaubnis zur Gewässerbenutzung erforderlich wird. Zu erwartende Einträge von Schwermetall würden diesem entgegenstehen.

Weiterhin sollte der Eintrag von Natriumchlorid (Tausalz) unbedingt auf das absolut nicht vermeidbare Maß reduziert werden. Dieses ist besonders für den Winterdienst auf den Anliegerstraßen sowie Parkplätzen und sonstigen Plätzen zu beachten.

Bei der Parkplatzentwässerung sollten Leichtflüssigkeitsabscheider eingesetzt werden bzw. diese Flächen sollten nicht an den See, sondern an das bestehende Abwassersystem angeschlossen werden.

Abschwemmungen durch direkte Einleitung von befestigten Straßen-, Wege- und Hofflächen sind zu vermeiden. Nach der Trockenphase ergeben sich hier durch den ersten Oberflächenabfluss verschmutzte Spülstöße (Reifenabrieb, Streugut, Hundekot etc.). Damit müssten zur Reinigung der Niederschlagsabflüsse von den genannten Flächen an den Einleitungsstellen durchströmte bewachsene Bodenfilter (Schilfbänke) angeordnet werden. Diese Filter werden im Uferbereich des Sees ständig mit Wasser versorgt, so dass ein Schilfbewuchs dauerhaft etabliert wird. Die bewachsenen Bodenfilter lassen sich sehr gut in den Bewuchs der Uferzone integrieren und sind bei oberflächlicher Zuführung des Regenwassers sinnvoll. Alternativ können Regenwasserkanäle mit Nassschlammabläufen realisiert werden. Eine regelmäßige Reinigung der Ablaufsümpfe sorgt dafür, dass der Stoffeintrag in den See minimiert wird. Aufgrund der Randbedingungen (Durchströmung See, Einsatz von Leichtflüssigkeitsabscheidern) ist diese Lösung aus Sicht von Dahlem B.I. zu favorisieren und wird daher empfohlen. Sollten anstatt Nassschlammabläufen sogenannte Trockenschlammabläufe eingesetzt werden, so müsste vor Einleitung in den See an jeder Zuleitung ein Schlammfang (Geschiebeschacht), Konstruktion gemäß DWA Arbeitsblatt A 166 sowie Merkblatt M 176 angeordnet werden. Dieses gilt auch für den Fall, dass anstatt einer Regenwasserkanalisation in den Erschließungsstraßen ein offenes Ableitsystem (Rinnen, Mulden) zur Ausführung kommt. Es ist zu beachten, dass beim Einsatz von Bodenfiltern nicht „schlammhaltiges“ Wasser zugeführt wird, welches mittelfristig zu einer Filterkolmation (Verstopfung) führen kann. Daher müssen grundsätzlich Sedimentationsanlagen vorgeschaltet werden. Dieses kann durch unterirdisch angeordnete Schlammfänge oder auch durch regelmäßig gewartete Hof- und Straßenabläufe (vorzugsweise Nassschlammabläufe) erreicht werden. Weiterhin greift hier auch die Thematik Verkehrssicherung. Aufgrund allgemeiner Erfahrungen ist davon auszugehen, dass Bodenfilter unzugänglich für Passanten etc. sein müssen.

Weiterhin ist der Laubfall in den See zu minimieren; entweder durch einen reduzierten Baumbestand in Seenähe oder durch eine bei Bedarf stattfindende Reinigung des Seebodens. Laub führt zur Bildung von Sedimentschichten, in denen durch Zersetzung sauerstoffzehrende Prozesse stattfinden. Am sinnvollsten ist die Abschöpfung des Laubs bereits von der Wasseroberfläche, damit das Absetzen und Fäulnisvorgänge bereits vermieden werden.

Außerdem muss der Anfall von Vogelkot gering gehalten werden, indem das Nahrungsangebot für die Tiere durch Fütterungsverbote einschließlich umfassender Aufklärung der Bevölkerung reduziert wird. Hierbei ist besonders auf ggf. auftretende Entenpopulationen hinzuweisen. Der Seebetreiber sollte Vorsorge dahingehend betreiben, dass eine Ansiedlung bzw. Vermehrung von Enten unterbunden wird.

Für die biologische Produktion (Biomassenbildung) eines Sees ist der Trophiegrad bzw. der Phosphoreintrag maßgeblich. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass ein mesotropher See zu erwarten ist. Damit ist nicht von einer starken Eutrophierung auszugehen. Darüber hinaus ist bei einem Flachsee der mesotrophe Zustand durchaus als Referenz-Zustand einzustufen, da oligotrophe Zustände (nährstoffarm) bereits infolge der natürlichen Phosphateinträge (Atmosphäre, Vögel) nicht zu erwarten sind. Dennoch sollten Maßnahmen ergriffen werden, die einen zwangsweisen Austausch des Seewassers zulassen. Dieses kann durch den dauerhaften Ausbau und Betrieb eines Tiefbrunnens erreicht werden. Damit kann bei Bedarf bzw. nach Programm „frisches“ Grundwasser dem See zugeführt werden. Unter Kapitel 3.1.1.3 wird die mögliche Fördermenge eines Grundwasserbrunnens bestimmt. Durch dauerhafte Vorhaltung und bedarfsweisen Betrieb eines solchen Brunnens kann ein zusätzlicher Austausch des Seewassers mit positiven Auswirkungen auf die Wasserqualität erfolgen.

Eine gezielte Bepflanzung des Sees mit Makrophyten (Über- und Unterwasserpflanzen) kann auch zur Verbesserung der Wasserqualität beitragen, da das Wachstum der Makrophyten in Konkurrenz zum Wachstum des Phytoplanktons (Kleinalgen) steht, welches wiederum für die Eutrophierung verantwortlich ist. Eine gezielte Besiedlung des Sees mit Makrophyten kann somit dazu beitragen, dass dem Wachstum von Phytoplankton infolge des unvermeidbaren Eintrags von Phosphat entgegengewirkt wird. Daher ist es empfehlenswert, den Uferbereich („weiche“ Kanten) mit Röhrichten (z.B. Schilf) zu besetzen. Im „Tiefwasserbereich“ könnten Armleuchteralgen-Gesellschaften etabliert werden. Diese entsprechen durchaus dem Leitbild für Flachseen, allerdings ist dieses primär bezogen auf Flachseen mit Tiefen > 2 m. Da deren Wuchshöhe bis ca. 1 m beträgt, steht diese bei einer Wassertiefe von max. 1,5 m jedoch der Nutzung des Sees durch einen Bootbetrieb entgegen.

Der aktuelle B-Plan der Stadt Goch sieht die Errichtung von Inseln vor. Hier ist grundsätzlich anzumerken, dass diese in das Abdichtungssystem des Sees integriert werden müssen. Die Insel in Seemitte behindert den Wasseraustausch. Daher sollten im Untergrund Rohre eingebaut werden. Bei der im östlichen Seeabschnitt vorgesehenen Insel kann es zu einer Ansammlung von Falllaub im Herbst kommen. Es sind entsprechende Reinigungen des Sees notwendig.

5 ABDICHTUNG DES SEES

Damit es nicht durch unerwünschte Infiltration in den Untergrund zu einer nennenswerten Reduzierung des Seevolumens kommt, empfiehlt sich die Abdichtung der gesamten vom Wasser benetzten Böschungs- und Sohlfläche. Bei sorgfältiger Bauausführung können Sohlabdichtungen aus Bodensteinen (bindige Erdstoffe) hergestellt werden, deren Durchlässigkeitsbeiwert k_f in geringen Größenordnungen von 1×10^{-8} bis 1×10^{-9} m/s liegen. Zwischenzeitlich stehen auf dem Markt auch mineralische Gemische zur Verfügung, die werkmäßig hergestellt und üblicherweise einfacher verarbeitet werden können.

Alternativ sind künstliche Dichtungen (zum Beispiel Asphalt, Bentonit-Matte oder Kunststoffdichtungsbahn) möglich. Die meisten Dichtungen benötigen eine Überdeckung mit Boden als Schutzschicht, um eine Perforation während der Beräumung bzw. Entschlammung zu verhindern. Die Schutzschicht muss in ausreichender Dicke hergestellt werden. Dabei darf deren Stärke 0,30 m keinesfalls unterschreiten.

5.1 ABDICHTUNGSSYSTEME

Es werden insgesamt fünf Abdichtungsvarianten der Seesohle sowie der Böschungsbereiche betrachtet:

- Tonmineralische Dichtung (natürlicher bindiger Boden)
- Asphaltdichtung (geeignet für Abdichtungen, kein Straßenbauasphalt)
- geosynthetische Tondichtung (Bentonitmatte)
- mineralische Gemische-Dichtung (z.B. Derneton (Handelsname) o. glw.)
- Kunststoffdichtungsbahn-Dichtung (PEHD)

In den nachfolgenden Kapiteln werden die zur Bewertung angenommenen Aufbauten der verschiedenen Abdichtungen dargestellt.

5.1.1 Tonmineralische Dichtung (natürlicher bindiger Boden)

Eine der ältesten Abdichtungssysteme ist die Abdichtung mit Ton. Mit dem Begriff „Ton“ umschreibt man ein unverfestigtes Sediment mit Korngrößen $< 2 \mu\text{m}$. Viele Naturtone haben einen Anteil an Schluff (Korngröße $2 - 63 \mu\text{m}$). Die natürlichen Vorkommen sind begrenzt. Die Abdichtung mit Ton ist sehr umweltverträglich. Nachteilig für die Abdichtung mit Ton sind das Schrumpfverhalten, seine Rissbildung durch Austrocknung, Frost-Tauwechsel sowie die mögliche Perforation durch Wurzeleinwuchs.

Der Einbau ist stark von der Witterung abhängig und muss lagenweise erfolgen.

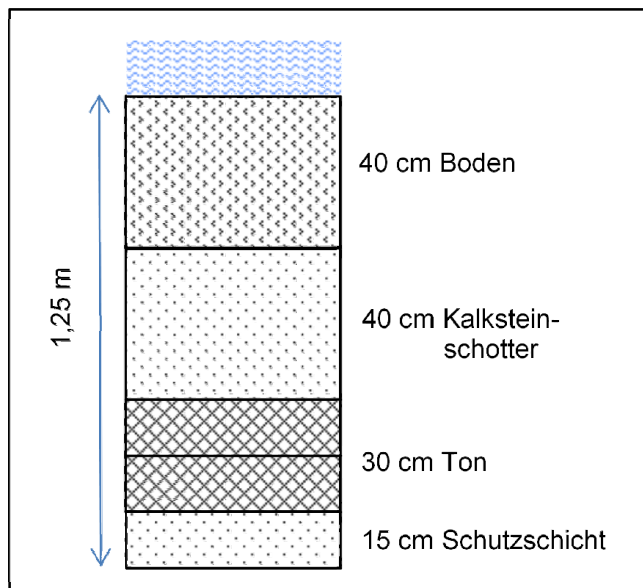


Abbildung 5.1: Möglicher Aufbau tonmineralische Dichtung (Ton)

5.1.2 Asphalt dichtung (geeignet für Abdichtungen, kein Straßenbauasphalt)

Asphaltdichtungen sind ein Gemisch aus Bitumen oder bitumenhaltigen Bindemitteln und einer mineralischen Komponente. Die Asphaltdichtung hat eine hohe Elastizität, so dass sie erst bei sehr starken Verformungen bruchhaft reagiert und Risse bekommt. Bei Asphaltdichtungen ist es in der Vergangenheit zum Teil zu Durchwurzungen bis Schichtstärken von 0,15 – 0,20 m gekommen. Zeitlich offenliegende Asphaltdichtungen werden durch Luftsauerstoff, UV-Strahlung, Wärme und Frost beeinträchtigt. Bei entsprechender Ausbildung sind Abdichtungen mit Asphalt grundsätzlich frostsicher. Evtl. auftretende Spannungen werden durch das elastische plastische Verhalten des Asphalts ausgeglichen, allerdings führt der Witterungsangriff doch zu Alterungserscheinungen und beeinträchtigt die Langzeitbeständigkeit bei ungeschützter Dichtung.

Evtl. erforderliche Reparaturarbeiten können mit vorgefertigten Asphaltmatten auch unter Wasser ausgeführt werden.

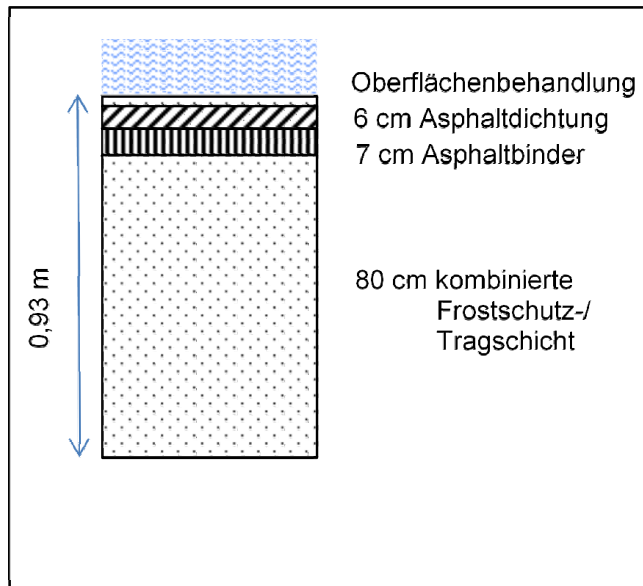


Abbildung 5.2: Möglicher Aufbau Asphaltabdichtung (ohne Schutzschicht bzw. Überdeckung)

Bei der Asphaltabdichtung wird auf die oberhalb liegende Schutzschicht verzichtet.

5.1.3 Geosynthetische Tondichtung (Bentonitmatte)

Die geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD), auch Bentonitmatten genannt, sind geotextile Verbundstoffe, die seit Jahren in den verschiedensten Anwendungsgebieten eingesetzt werden. Die Matten bestehen in der Regel aus der geotextilen Deckschicht, dem Bentonitgranulat und der geotextilen Trägerschicht. Die Geotextile bestehen üblicherweise aus einem mechanisch verfestigten Vliesstoff auf der einen und auf der anderen Seite aus einem Geogewebe. Die Lagen sind vollflächig über alle Komponenten kraftschlüssig vernadelt oder vernäht und gleichmäßig mit Bentonit-Granulat gefüllt. Die Bahnen werden mit Überlappungen im Dezimeterbereich verlegt.

Im trockenen Zustand beträgt die Dicke der Bentonitmatte zwischen 7 bis 15 mm. Durch Wasserzugabe quillt die Bentonitschicht nach Einbau auf, so dass die abdichtende Funktion möglich ist. Bentonitmatten müssen eine Überdeckung von mindestens 0,6 m aufweisen. Beim Einbau muss trockenes Wetter herrschen, der Untergrund darf nicht durchfeuchtet sein, so dass ein vorzeitiges Quellen des Bentonits ohne die notwendige Auflast verhindert wird.

Die Herstellung der geosynthetischen Tondichtung ist wesentlich einfacher als die konventionelle tonmineralische Abdichtung, allerdings weisen die GTD dieselbe Schrumpfungsempfindlichkeit wie eine Abdichtung mit Ton auf. Bei Wiedervernässung können zuvor entstandene Strukturschäden verheilen und somit die abdichtende Funktion wieder hergestellt sein, diese Fähigkeit reduziert sich jedoch mit jedem Austrocknen und Wiederbefeuchten. Besonders in Randbereichen der Abdichtung ist darauf zu achten.

Wegen der offenen Gewebestruktur sind GTD nicht durchwurzelungssicher. So können sie nicht nur vertikal durchwurzelt werden sondern die Wurzeln können auch horizontal weiter wachsen.

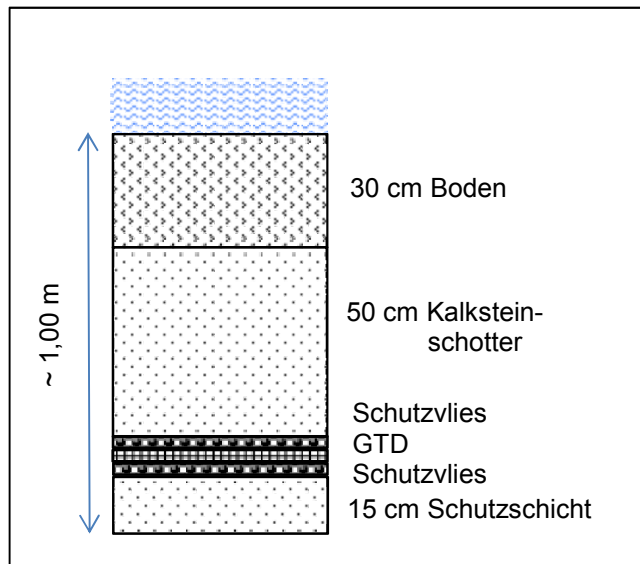


Abbildung 5.3: Möglicher Aufbau geosynthetische Tondichtung (GTD)

5.1.4 Mineralische Gemische-Dichtung (z.B. Dernoton (Handelsname) o. glw.)

Die Abdichtung mit mineralischen Gemischen enthält eine weitere Mineralkomponente, die die Bindung zwischen den Partikeln verbessert und/oder den Porenraum reduziert. Zum einen können hierdurch die begrenzten Vorkommen an natürlichen Tönen geschont werden, zum anderen können die Material und Dichteigenschaften verbessert werden.

In den 1980er Jahren kam ein Mineralstoffgemisch mit Handelsnamen Dernoton in Deutschland auf den Markt, das wegen seiner min. Zusammensetzung in Analogie zum Bentokies als „Bentonsand“ bezeichnet wurde. Anhand von Korngrößenanalysen wurde das Material als stark sandiger Schluff eingestuft. Auch bei vollständiger Austrocknung können keine Risse mehr entstehen. Weiterhin ist das Material als frostsicher einzustufen.

Bei dem Material handelt es sich um eine Fertigmischung, die im Werk hergestellt wird.

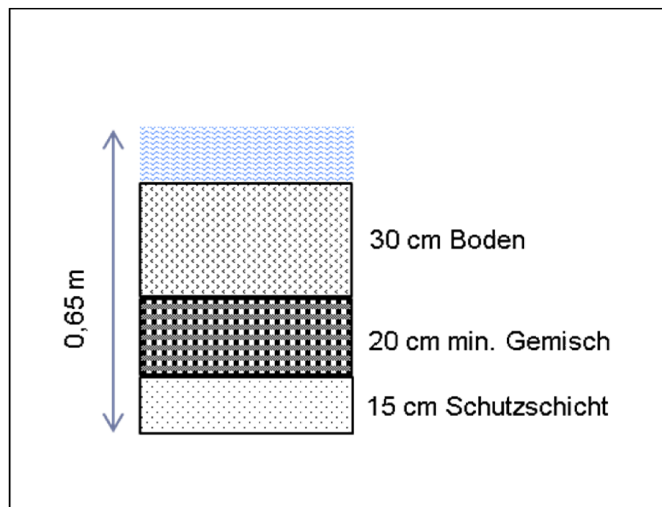


Abbildung 5.4: Möglicher Aufbau mineralische Gemische-Dichtung (z.B. Derneton o.glw.)

5.1.5 Kunststoffdichtungsbahn-Dichtung (PEHD)

Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) sind aus dem Rohstoff Polyethylen hoher Dichte (PEHD) und gehören zur Kunststoffgruppe der Thermoplaste. Die KDB können in unterschiedlichen Dicken hergestellt werden. Die Oberfläche kann glatt, einseitig oder auch beidseitig strukturiert sein. Die einzelnen Kunststoffdichtungsbahnen sind miteinander zu verschweißen.

Die Kunststoffdichtungsbahnen sind auf jeden Fall ausreichend zu überdecken, damit schädliche Einflüsse thermo-oxidativer Art nicht zu vorzeitiger Alterung und dadurch zu Schäden führen. Durch den Kontakt mit Sauerstoff in Verbindung mit Wärme und Sonnenlicht, werden die Polymerketten aufgebrochen und formieren sich zu niedermolekularen Reaktionsprodukten um, die nicht mehr die Ursprungseigenschaften aufweisen. Die KDB versprödet und bekommt Risse. Die Dichtfunktion ist damit nicht mehr gegeben. Deshalb ist auch der Einbau stark von den Witterungsverhältnissen abhängig.

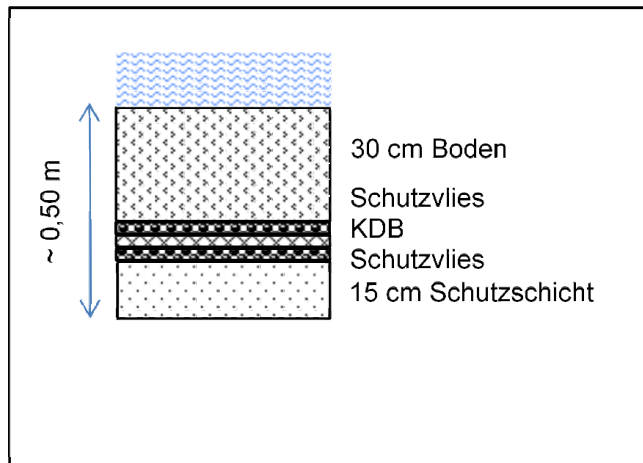


Abbildung 5.5: Möglicher Aufbau Kunststoffdichtungsbahn-Dichtung

5.1.6 Gegenüberstellung Abdichtungsvarianten

Im Folgenden werden die unterschiedlichen Lösungen zur Dichtung in einer Matrix umfassend gegenübergestellt und bewertet.

Tabelle 5.1: Gegenüberstellung unterschiedlicher Abdichtungsvarianten (sortiert nach Aufbaustärke)

Abdichtungsart	tonmineralische Dichtung (Ton)	Geosynthetische Tondichtung (GTD)	Asphaltdichtung	mineralische Gemische (z.B. Dernoton o. glw.)	Kunststoffdichtungsbahn (KDB)
Produkt Einsatz von natürlichen Stoffen	Naturprodukt	Ummantelung: künstliches Vlies Bentonitfüllung: natürlich (Gestein aus unterschiedlichen Tonmineralien)	Bitumen aus Erdöl Gestein natürlich ggfs. künstliche Additive Asphalt ist physiologisch unbedenklich, geruchlos und geschmacksneutral. Aufheller oder Oberflächenbehandlung (Grinding) erf. um bei Sonneneinstrahlung die Aufheizung der Oberfläche zu minimieren.	Mischung natürlicher Stoffe (z. B. Dernoton-Pulver o. glw. / min. Erdreich)	künstlich: PEHD
Durchlässigkeit	$K \approx 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$	$K \approx 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$	Gilt als dicht, wenn der Hohlraumgehalt der eingebauten Dichtungsschicht höchstens 3 Volumenprozent beträgt. Außerdem ist der Bitumengehalt zu berücksichtigen, der oftmals größer ist als bei Straßenbauasphalt.	$K \approx 6 \cdot 10^{-11}$ bis $5,1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ (lt. Hersteller) Die Dichtigkeit wird nur erreicht, wenn der Stoff in vorgegebener Schichtstärke (ca. 20cm) eingebaut und bis zur geforderten Proctordichte (97%) verdichtet wird.	absolut wasser- und gasdicht Die Anschlüsse der KDB an Leitungen, Schächte etc. sind Schwachstellen des Abdichtungssystems und mit besonderer Sorgfalt auszuführen.
Einbau in geneigten Flächen	Bis maximale Neigung 1:3	Bei Neigungen > 1:14 bis 1:9: langfristig Standsicherheit nicht gewährleistet (aufgrund der Alterung der Vliese). bis 1:3 mit Gewebe im Vlies bis 1:1,5 mit Gewebe im Vlies und Geogitter	Trotz Flexibilität auch gute Standfestigkeit auf geneigten Flächen. Als Außendichtung nicht steiler als 1 : 1,7.	Auch in geneigten Böschungsbereichen einsetzbar.	Bis. Maximale Neigungen 1:3 bis maximal 1:1 mit Geogitter und beidseitig strukturiert

Abdichtungs- art	tonmineralische Dichtung (Ton)	Geosynthetische Ton- dichtung (GTD)	Asphaltdichtung	mineralische Gemische (z.B. Dernoton o. glw.)	Kunststoffdich- tungsbahn (KDB)
Eignung bei geringem Raumangebot in vertikaler Richtung	Mindestaufbauhöhe von rd. 1,25 m Wegen der Gefahr der Austrocknung etc. ist eine 50cm bis 1m dicke Schutz- schicht aus humusfreien Bodenarten oder minerali- schen Schüttstoffen als Überdeckung erf.	Mindestaufbauhöhe von rd. 1,00 m Wegen der Gefahr der Austrocknung etc. ist eine 80 cm dicke Auflast aus Kalk- steinschotter und Boden erf.	Mindestaufbauhöhe von rd. 0,93 m Benötigt Frostschutz- und Trag- schicht	Mindestaufbauhöhe von rd. 0,65 m Überdeckung von mindestens 30 cm erforderlich (Boden, Wasserbausteine, Kies, o a).	Mindestaufbauhöhe von rd. 0,50 m Überdeckung von 30 cm Boden erf.. In horizontaler Richtung noch am Rand jedoch Platz für Verankerungs- gräben erf..
Langlebigkeit	Durch Wechsel von Aufquel- len und Schrumpfen des Materials können Risse entstehen. Als Folge können Wurzeln und grobe Partikel das Material durchdringen, so dass die Schicht undicht wird. Weiterhin ist ein Klein- tierbefall möglich.	Durch Wechsel von Aufquel- len und Schrumpfen des Materials können Risse entstehen. Als Folge können Wurzeln und grobe Partikel das Material durchdringen, so dass die Schicht undicht wird. Weiterhin ist ein Klein- tierbefall möglich. Vliese altern schnell. Dadurch Gefahr für Standsi- cherheit und Suffosionsge- fahr (d.h. Bentonit kann durch gealterte Vliese in den Untergrund sickern)	Viele Jahrzehnte. Oberflächenversiegelung dient dem Schutz der Asphaltdich- tungsschicht gegen Ver- sprödung des Bindemittels, hat aber keine eigene Dichtfunktion. Gefahr der Durchwurzelung bei Schichtdicken kleiner als 20 cm.	Nur geringes schrumpfverhalten, des keine Schrumpfrisse zu erwarten. <u>Noch keine Erfahrung über lange Zeiträume</u>	Hohe Chemikalienbe- ständigkeit Sehr lange aber nicht unbegrenzte Funktions- fähigkeit (ca. 100 Jahre)
Beständigkeit gegen Deh- nung / Ver- formung	setzungsempfindlich	Mit zunehmendem Alter setzungsempfindlicher	Viskoelastisch, kann daher Setzung, Druck und Scherbelas- tung bis zu einem gewissen Grad aufnehmen. Stoßfugen zwischen den As- phaltschichten und der Randein-	Weniger setzungsempfindlich als z.B. Ton	Vergleichsweise set- zungsunempfindlich: Dehnfähig bei ein- und mehrachsigen Dehnun- gen und Verformungen

Abdichtungs- art	tonmineralische Dichtung (Ton)	Geosynthetische Ton- dichtung (GTD)	Asphaltdichtung	mineralische Gemische (z.B. Dernoton o. glw.)	Kunststoffdich- tungsbahn (KDB)
			fassung sind mit einem entspre- chend dauerelastischen Fu- genverguss zu verfüllen, um Dehnungsvorgänge des As- phalts zu kompensieren.		
Mechanische Verletzbarkeit	nein	Verletzlich bzgl. Stein- durchdrückung, Durch- wurzelung und Beschädi- gung beim Einbau	Ja, jedoch hoher Eindringwider- stand erf.. (kann durch Schutzschicht verbessert werden)	nein	Ja
Aufwand bei Transport und Lagerung	Viel Material zu lagern und zu transportieren, außer wenn Material in der Nähe abgebaut wird.	wenig Bentonitmatten zu lagern und zu transportieren, viel Boden einzubauen.	Gering. Material muss nach Anlieferung sofort heiß verarbei- tet werden.	Mehr Material zu lagern und zu transportieren als bei Bentonit und KDB	wenig Material zu lagern und zu transportieren
Aufwand beim Einbau	Höher als bei Bentonit und KDB wegen größerem Einbauvolumen, höher als bei min. Gemischen wegen schlechterer Schüttfähigkeit. opt. Einbauwassergehalt (Proctorkurve) ist zu beach- ten	Leicht und schnell verlegbar	Bei gleichmäßigen Geometrien routinierter Einbau mit Fertigern. Einbau ist witterungsabhängig (nicht unter + 3 °C und trocken)	Gute Schüttfähigkeit, daher Einbau schneller möglich als bei Ton	Leicht und schnell ver- legbar und schweißbar (durch Schweißen höhe- rer Aufwand als bei Bentonit) Einbau ist witterungsab- hängig
Ca. Kosten (Durchschnitt)¹⁾	18 €/m ²	19 €/m ²	49 €/m ²	11 €/m²	32 €/m ²
Rang	2 (jedoch große regionale Unterschiede, wegen der Verfügbarkeit.)	3	5	1	4

1) Siehe Kapitel 5.2

5.2 BAUKOSTEN ABDICHTUNGSSYSTEME

Für die Auswahl der geeigneten Variante sind neben technischen, wasserwirtschaftlichen und ökologischen Merkmalen auch die Baukosten von Bedeutung. Auf Basis von Schätzungen und Erfahrungswerten werden zu den herausgearbeiteten Lösungsmöglichkeiten die zu erwartenden Baukosten ermittelt. Die Ergebnisse fließen in die Bewertung der Varianten ein.

Nicht berücksichtigt wurden zusätzliche ggf. erforderliche Aufwendungen für die ordnungsgemäße Entsorgung von kontaminierten Böden, da hierüber keine Aussagen in Bezug auf Vorkommen und Umfang vorliegen.

Nachfolgend ist die sich ergebende prozentuale Kostenverteilung der fünf zu vergleichenden Abdichtungsvarianten gegenübergestellt.

Folgende Annahmen wurden der Kostenschätzung, die als Anlage 1 beigelegt ist, zu Grunde gelegt:

- Es wurden nur die Kosten betrachtet, die bei den einzelnen Abdichtungsmethoden unterschiedlich sind. Die Summen stellen daher nicht die Gesamtkosten für die jeweilige Abdichtung dar.
- Ein möglicher Auftrieb der Dichtung ist nicht berücksichtigt worden, da anhand der vorliegenden Unterlagen der Grundwasserstand bei ca. 3 m unter Geländeoberkante liegt, und die Wassertiefe des See's mit 1,50 m angenommen wurde. Sollte der Grundwasserstand höher liegen, so wäre eine höhere Auflast erforderlich, sobald im See nicht ausreichend Wasser vorhanden ist (vor Befüllung). Wenn Auftrieb berücksichtigt werden muss, werden die Kosten von den mineralischen Gemischen (z. B. Dernoton o. glw.) und Ton im Verhältnis zu KDB, Bentonit und Asphalt günstiger, weil die mineralische Gemisch- bzw. Tonschicht ein größeres Eigengewicht besitzt, so dass die nötige zusätzliche Auflast geringer ist.
- Die Wahl der Seetiefe von 1,5 m erfolgte, um die bauzeitliche Grundwasserabsenkung zur Herstellung der Dichtung zu begrenzen bzw. darauf vollständig verzichten zu können.
- OK Wasserspiegel See 0,5 m unter angrenzender GOK (Freibord)
- Kosten für Aushub bis OK Seesohle bei allen Varianten gleich, deshalb hier nicht berücksichtigt
- Keine Zulagen für die Durchführungen von Rohren usw. berücksichtigt
- Böschungsneigung 1:5
- keine Überdeckung/Schutzschicht für Asphalt berücksichtigt
- Überdeckung "GTD" 80 cm
- Tonschicht 30 cm
- Überdeckung KDB 30 cm

Tabelle 5.2: Gegenüberstellung Herstellkosten unterschiedlicher Abdichtungsvarianten (sortiert nach Aufbaustärke)

Abdichtungsart	Herstellkosten [€/m²]	Prozentualer Kostenvergleich [rd. %]	Rang
tonmineralische Dichtung (Ton)	18	60	2
Geosynthetische Tondichtung (GTD)	19	70	3
Asphaltdichtung	49	340	5
mineralische Gemische	11	0	1
Kunststoffdichtungsbahn (KDB)	32	200	4

5.3 BESCHREIBUNG VARIANTENVERGLEICH / VORZUGSVARIANTE

Aus ökonomischer Sicht ist festzustellen, dass sowohl die Dichtung aus tonmineralischen Stoffen als auch die geosynthetische Tondichtung und die Dichtung mit mineralischen Gemischen sich deutlich kostengünstiger darstellen als die Ausführung mit Asphalt oder Kunststoffdichtungsbahnen.

Die Abdichtung mit „Ton“ und „GTD“ haben Nachteile hinsichtlich der Verarbeitbarkeit, so sind diese sehr von der Witterung beim Einbau abhängig.

Die beiden vorgenannten Materialien benötigen – ebenso wie mineralische Gemische – eine 80 cm dicke Schutzschicht als Überdeckung. Diese ist erforderlich, damit bei einer Entschlammung des Sees keine Bestandteile der Dichtungsschicht vom Saugbagger gefördert werden und die Dichtung nicht beschädigt wird. Bei der Asphaltdichtung ist zwar keine Schutzschicht oberhalb der Dichtung erforderlich, jedoch ist ein Unterbau von mindestens 80 cm erforderlich. Der erforderliche Erdaushub für den See vergrößert sich mit der Dicke der Abdichtung, welche unterhalb der geplanten Sohle angeordnet wird, was sich nachteilig auf Kosten und Logistik auswirkt.

Ein Kostenvorteil ergibt sich ggf. bei der Verwendung von Kunststoffdichtungsbahnen oder Asphalt, wenn die Seegeometrie harmonisch ausgerundet ist und dies den Einsatz von Maschinen begünstigt. In diesen Fällen kann eine kurze Bauzeit erwartet werden. Des Weiteren reduziert sich der Aushub für die Abdichtung.

Auch bei der Abdichtung mit „KDB“ sind Witterungseinflüsse (Regen, Luftfeuchtigkeit) zu berücksichtigen.

Im Uferbereich sollte die Abdichtung nicht sichtbar sein und auch einen Bewuchs mit Pflanzen der Wasserwechselzone erlauben. Bei mineralischen Dichtungen kann eine Durchwurzelung stattfinden. Bei der Kunststoffdichtungsbahn muss die Schutz- bzw.

Überdeckungsschicht mit einem sorgfältig ausgewählten Artenspektrum bepflanzt werden, damit es nicht zur Beschädigung durch Wurzelwachstum kommt. Zusätzlich muss der freie Rand der Dichtungsbahn im Erdreich mindestens einmal um 90 Grad umgelenkt werden („Einbindegraben“), damit die Bahn nicht mit der Zeit durch Längskräfte aus dem Ufer gezogen wird.

Bei der Asphaltdichtung geht man kurz vor der Wasserwechselzone zu einer rauen Oberfläche mit Schüttsteinen über. Auf diese Oberfläche kann Erdreich aufgebracht und bepflanzt werden.

Ein besonderer Vorteil der Abdichtung mit „mineralischen Gemischen“ ist die gute Verarbeitbarkeit, sowie der geringe Schichtaufbau und die niedrigen Baukosten.

Als Schlussfolgerung aus den Kapiteln 5.1 und 5.2 ergibt sich die in nachfolgender Tabelle dargestellte Rangfolge der Abdichtungssysteme

Tabelle 5.3: Rangfolge Abdichtungssysteme

Abdichtungsart	Rang monetär	Rang bau- /umwelt-technisch
mineralische Gemische	1	1
tonmineralische Dichtung (Ton)	2	2
Geosynthetische Tondichtung (GTD)	3	3
Kunststoffdichtungsbahn (KDB)	4	5
Asphaltdichtung	5	4

Als Fazit ist festzuhalten, dass bei den hier vorherrschenden Randbedingungen eine Dichtung aus mineralischen Gemischen als sinnvollste und wirtschaftlichste Variante anzusehen ist. Aber auch der Einsatz einer Tondichtung oder einer geosynthetischen Tondichtungsbahn bietet Vorteile und ist vergleichsweise kostengünstig (gegenüber Asphalt und KDB) herzustellen.

Bei den mineralischen Dichtungen ist zu berücksichtigen, dass hier noch keine wirklichen Langzeiterfahrungen vorliegen. Andererseits ist bei dieser Variante der geringste Bodenaushub erforderlich bzw. die Wassertiefe des Sees kann unter Beachtung des Grundwasserstandes weiter optimiert werden. Unter dem Aspekt eines möglichst „tiefen“ Sees und aus ökonomischer Sicht ist die Ausführung einer Seedichtung aus mineralischen Gemischen zu favorisieren.

6 GESTALTUNG SEE

Die Wasserfläche soll insgesamt „urban“ geprägt sein. Somit ergeben sich klare Uferlinien, die stärker befestigt (harte Kante) oder weniger befestigt bzw. begrünt (weiche Kante) werden. Es sollen keine senkrechten Uferwände realisiert werden.

In beiliegendem Lageplan 01 E 01 sind die entsprechenden „weichen“ und „harten“ Uferbereiche als Ergebnis einer ersten Abstimmung mit den Beteiligten markiert. Insgesamt ergibt sich eine Uferlänge von ca. 620 m, die als „harte Kante“ ausgebildet und ca. 485 m Uferlänge, die als „weiche Kante“ ausgebildet werden sollen.

Die „harte Kante“ kann durch z. B. Blockstufen oder Kantensteine (ggf. Sonderanfertigungen) ausgebildet werden. Sinnvoll ist in Teilbereichen die Gestaltung einer Treppenanlage aus Blockstufen. Im Bereich der „weichen Kante“ findet entweder gar keine Befestigung oder eine minimale Befestigung des Randbereichs mit einem Tiefbord (Markierung Grenze See) und ggf. entsprechender Bepflanzung z. B. mit Schilf, das gleichzeitig als Fußgängerbarriere dient, statt.

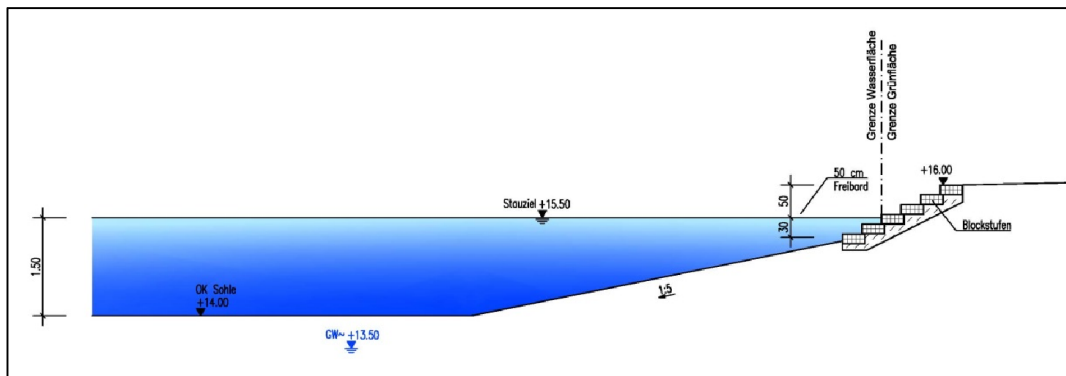


Abbildung 6.1: Detail Uferbereich – „harte Kante“ mit Blockstufen als Treppe

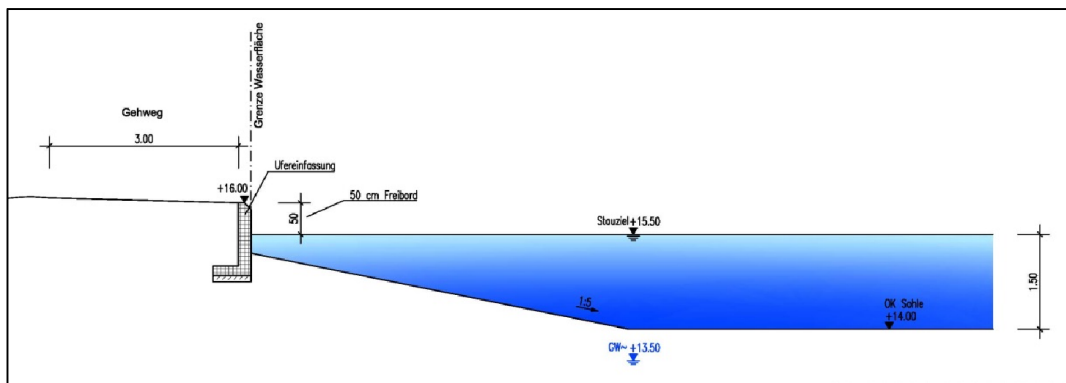


Abbildung 6.2: Detail Uferbereich – „harte Kante“ mit Randstein

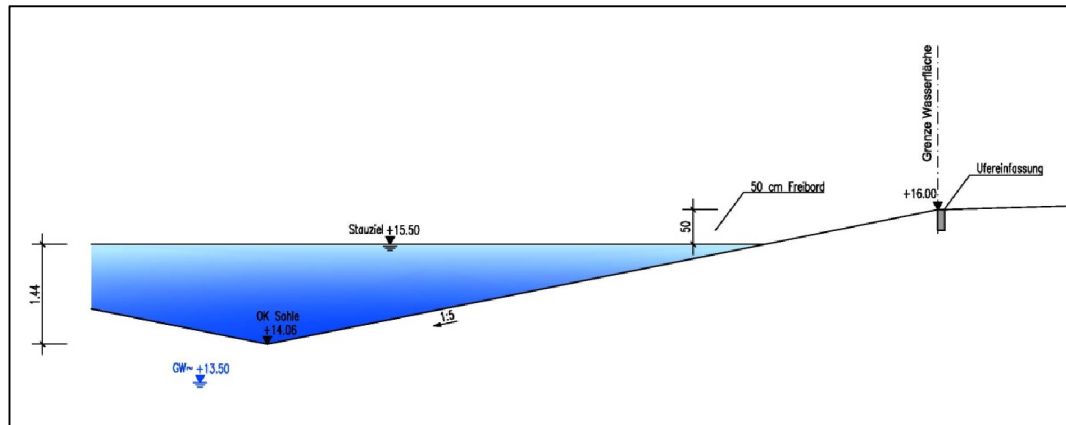


Abbildung 6.3: Detail Uferbereich – „weiche Kante“ mit Tiefbord als Randeinfassung

Gemäß den vorliegenden Daten liegt die Geländeoberkante im Seebereich bei ca. 16,5 mNN. Um auf Wellenaufläufe infolge von Windeinwirkung sowie Eisbildungen und erhöhten Wasserständen bei starken Niederschlagsereignissen im Zusammenhang mit einer Aktivierung des Notüberlaufs, auf den in Kapitel 7.2 noch näher eingegangen wird, begegnen zu können, ist ein Freibord von 0,5 m zu empfehlen. Diese Empfehlung erfolgt in Analogie zu den üblichen Freibordhöhen bei Regenwasserrückhaltebecken oder auch bei Flussdeichen (Mindestfreibord gem. DIN 19712).

Weiterhin wurde von der GO! ein Entwässerungskonzept für die öffentlichen Verkehrsflächen aufgestellt. Unter Berücksichtigung der möglichen Deckenhöhen der Straßen in Verbindung mit einer Regenwasserkanalisation zur Ableitung der Straßenabflüsse (System mit offenen Rinnen/Mulden wurde auf Grund der Kosten von der GO! verworfen) zum See und unter Beachtung der Topografie sowie des o.g. Freibord ergibt sich ein maximaler Wasserspiegel (Stauziel) des Sees, der bei 15,5 m NN liegen kann. Dabei wurde berücksichtigt, dass die Regenwasserkanalisation im Bereich der Straßen nicht durch den See eingestaut wird. Dieses gilt nicht für die Zulaufkanäle von der Straße bis zum See. Hier wird ein Einstau durch den See zugelassen. Als „Schnittstelle“ wird jeweils das Schachtbauwerk in der Straße mit der abgehenden Kanalhaltung zum See definiert. Überschlägliche hydraulische Berechnungen durch Dahlem B.I. haben ergeben, dass die Zulaufkanäle von der Straße bis zum See mindestens als DN 400 auszubilden sind und eine Sohlhöhendifferenz zwischen Seewasserspiegel und nicht einzustauender Regenwasserkanalisation von ca. 10 cm bestehen sollte. Damit und unter Berücksichtigung der Tiefenlage der Kanäle ergibt sich die Höhenlage der Regenwasserkanalisation an den „Schnittstellen“ zu 15,6 m NN.

Die maximal mögliche Tiefe des Sees ist neben den o.g. Aspekten der Regenwasserkanalisation besonders vom zu erwartenden Grundwasserstand während der Bauausführung und dem gewählten Abdichtungssystem abhängig. Es wird außerdem berücksichtigt, dass Aufwendungen für eine bauzeitliche Grundwasserabsenkung zur Herstellung der Seedichtung möglichst nicht oder nur in geringem Umfang erforderlich werden sollen.

In Abhängigkeit der verschiedenen Abdichtungssysteme (vgl. Kapitel 5) ergeben sich bei einer Wassertiefe des Sees von 1,5 (OK Sohle = 14 m NN) unterschiedliche Aushubsohlen von 13,50 mNN (KDB-Dichtung) bis 12,75 mNN (Ton-Dichtung).

In nachfolgender Abbildung ist der Aufbau für die Abdichtungssysteme „Ton“ und „mineralische Gemische“ bei einer auf Grund der o.g. Randbedingungen gewählten Wassertiefe von 1,5 m gegenübergestellt.

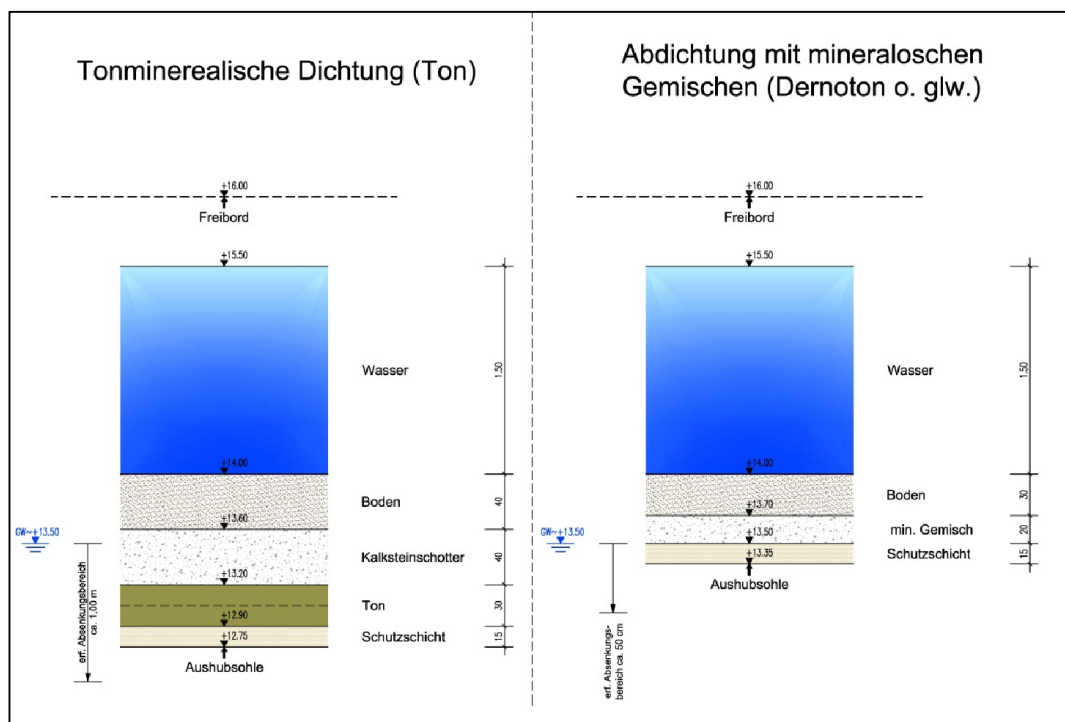


Abbildung 6.4: Aufbauhöhen Abdichtungssystem „Ton“ und „mineralische Gemische“

Die vorliegenden Daten zum Grundwasser weisen Grundwasserspiegelhöhen im Bereich von 13 bis 14 mNN aus. Als Seesohle würde sich bei einer max. Wassertiefe von 1,5 m und einem Wasserspiegel auf 15,50 mNN eine Höhenkote von 14,00 mNN ergeben. Somit ist davon auszugehen, dass zum Einbau einer Dichtung im Sohlbereich eine Grundwasserabsenkung zumindest zur Trockenhaltung des Planums betrieben werden muss. In Abhängigkeit des zum Zeitpunkt der Arbeiten tatsächlich anstehenden Grundwasserspiegels können auch umfangreichere Absenkmaßnahmen erforderlich werden.

Geht man von einem durchschnittlichen Grundwasserstand von 13,50 mNN (Ergebnis Baugrunderkundung) aus, so wären z.B. bei einer Abdichtung mit einer KDB und einer Seewassertiefe von 1,5 m voraussichtlich keine Grundwasserabsenkungsmaßnahmen erforderlich; bei einer Abdichtung mit mineralischen Gemischen müsste das Dichtungsmaterial beim Einbau auf einer trockenen Schutzschicht ausgebracht werden. Daher ist

voraussichtlich eine moderate Absenkung des Grundwassers zur Trockenhaltung von Planum und der 15 cm dicken Schutzschicht erforderlich.

Abschließend ist festzustellen, dass die Notwendigkeit einer Grundwasserabsenkung von der gewählten Wassertiefe, der gewählten Dichtungsvariante und dem bauzeitlichen Grundwasserstand abhängt. Somit sollte aus planerischer Sicht der punktuelle Anschluss der immer erforderlichen Schutzschicht an außerhalb der Seefläche angeordnete Pumpenschächte ausgeführt werden. Über diese Schächte könnte auch zu einem späteren Zeitpunkt eine temporäre Grundwasserabsenkung durchgeführt werden, um z.B. erforderliche Reparaturen an der Dichtung vornehmen zu können. Bei einem Ablassen des Sees könnte damit die Auftriebssicherheit der Dichtung erzielt werden.

Bei allen anderen Abdichtungssystemen ist eine Grundwasserabsenkung für mindestens die Dauer der Bauzeit bis zur Füllung/Teilfüllung des Sees erforderlich. Für die Abdichtung mit Ton wäre die größte Absenkung erforderlich.

Da aus Kostengründen bei der Herstellung der Seedichtung die Aufwendungen für eine bauzeitliche Grundwasserhaltung unbedingt zu optimieren sind, ist die maximale Seewassertiefe auf 1,5 m zu begrenzen und der See mit dem System „mineralische Gemische“ oder „KDB“ abzudichten.

Weiterhin wird vorgeschlagen, den See in fünf Abschnitte zum Einbau der Sohldichtung zu untergliedern. Damit können die Aufwendungen zur Grundwasserhaltung optimiert werden. Dazu wird die Seesohle im Übergangsbereich von einem zum anderen Aushubabschnitt mit „Grundswellen“ unterbrochen. Bzgl. der grundsätzlichen Gestaltung wird auf den Lageplan 01 E 01 und den Längsschnitt 02 E 03 verwiesen. Die Grundwasserabsenkung könnte z.B. durch Umschließung der einzelnen Aushubabschnitte durch Kleinbrunnen (Spüllanzen, OTO-Filter) erfolgen.

6.1 MÖGLICHKEITEN DER VERSICKERUNG

Aus wasserwirtschaftlicher Sicht und zur Begrenzung der max. Wassertiefe im Randbereich (s. Kapitel 7.1) zur Einhaltung der Verkehrssicherung ist der See mit einem leistungsfähigen Notüberlauf zu versehen. Das regelmäßig dort entlastete Wasser soll über eine Versickerungsanlage dem Untergrund bzw. Grundwasserkörper zugeführt werden.

Die wasserwirtschaftliche Auswirkung sowie die Größe der Versickerungsanlage wurde bereits unter Kapitel 3.2.2 ausführlich betrachtet. Grundsätzlich bieten sich im vorliegenden Fall zwei Varianten zur Ausbildung der Versickerungsanlage an.

- a. Flächenversickerung als zentrale Anlage im nordöstlichen Bereich des Erschließungsgebietes
- b. Ausbildung einer Muldenversickerung direkt am See entlang der „weichen Kante“

6.2 ZENTRALE VERSICKERUNGSANLAGE

Das Überlaufbauwerk (Notüberlauf) wird im östlichen Bereich der Seefläche, direkt an den See angrenzend angeordnet. Die Schwelle des Notüberlaufs wurde im Rahmen der vorliegenden Machbarkeitsstudie mit einer Länge von 3,50 m angesetzt. Als Abflusselemente hin zur Versickerungsanlage wurden drei Ablaufkanäle in der Dimension DN 600 mit einem Gefälle von 2,5 ‰ gewählt. So kann die Ableitung der 100-jährliche Überlaufmenge gewährleistet werden. Weiterhin können bei dieser Dimension die Zuleitungskanäle noch unterhalb des Straßenoberbaus (Planum) der zu kreuzenden Anliegerstraße errichtet werden. Die Überlaufabflüsse werden dabei über drei rund 80 m lange Abflusselemente zur Versickerungsanlage geführt (Abbildung 6.1).

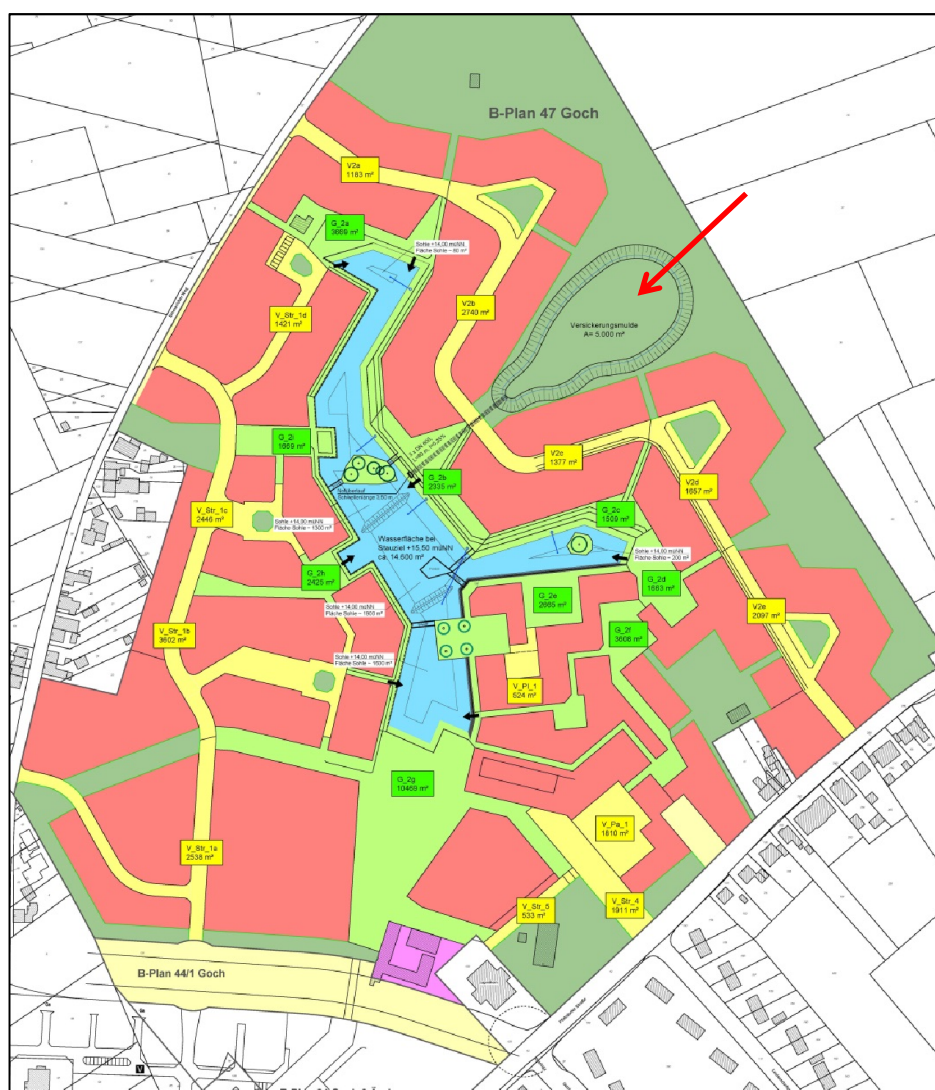


Abbildung 6.5: Versickerungsbecken (roter Pfeil)

Die Versickerungsanlage weist eine versickerungswirksame Fläche von 0,5 ha auf und ist im vorliegenden Fall als Flächenversickerungsanlage ausgebildet. Eine Ausbildung als Versickerungsbecken ist ebenso denkbar, hierfür wird nach DWA-A 138 jedoch eine Einstauhöhe von mindestens 0,5 m benötigt. Somit könnte die versickerungswirksame Fläche der Anlage weiter verringert werden. Aus Sicht der Verkehrssicherung ist dieses jedoch wegen der öffentlichen Zugänglichkeit der Fläche nicht empfehlenswert. Aus Sicherheitsgründen ist auch im Bereich der Versickerungsanlage ein Freibord von 0,5 m einzuhalten. Die Randbepflanzung sollte hier mit standortgeeigneten Sträuchern erfolgen, so dass eine natürliche Barriere den Zugang zum Becken vermindert. Die Versickerung erfolgt über die belebte Bodenschicht, wobei das Wasser eine Reinigung erfährt. Die Böschungen sollten auch hier flach und gleichmäßig ausgebildet werden. Es ist darauf zu achten, dass auch bei entleerter Anlage keine Absturzhöhe entsteht.

6.3 VERSICKERUNGSMULDEN ANGRENZEND AN SEE

Bei dieser Variante wird das Überschusswasser über die „weichen“ Ränder des See's in eine längs verlaufende Mulde geleitet und dort versickert. Dieses würde jedoch bedeuten, dass die für den See bzw. die umliegende Versickerungsmulde vorgehaltene Fläche vergrößert werden müsste, da der Freibord von 0,5 m auf jeden Fall aus Sicherheitsgründen beibehalten werden sollte.

Die „weiche Kante“ müsste hier auf Höhe des Stauziels (15,5 m NN) angelegt und durch Ausbildung mit einer Tiefbordanlage wegen einer gleichmäßigen Überströmung und zur Unterbindung von Erosionen versehen werden. Anschließend folgt die Versickerungsmulde, die bei einer Versickerungsfläche von 0,5 ha und einer Länge der „weichen Kante“ von 485 m eine Breite von mehr als 10 m haben müsste. Der Freibord wäre dann an der landseitigen Begrenzung der Mulde durch entsprechende Modellierung der Versickerungsanlage zu erzeugen.

Im Ergebnis ist festzustellen, dass hier in unmittelbarer Nähe des Sees erhebliche Flächen für die Versickerung aufzubringen wären.

Eine andere Möglichkeit wäre, auf Grund der beengten Platzverhältnisse im Randbereich des Sees die Seefläche zu verkleinern, was im Bereich der schmalen Seeflächen eine nur noch sehr geringe Wassertiefe bei der empfohlenen Neigung von 1:5 mit sich bringen würde. Damit einher ginge eine entsprechende Reduzierung der Wasserfläche.

Die eigentlich gewünschte Nähe der den See einfassenden Wege müsste damit aufgegeben werden und die Erlebbarkeit des Sees für Erholungssuchende würde sich zumindest im Bereich der „weichen Kante“ verschlechtern. Dieses gilt für den Fall, dass keine Verkleinerung der Wasserfläche erfolgt.

Daher wird die Versickerung des Überlaufwassers im Randbereich des Sees nicht empfohlen sondern die Ausbildung einer zentralen Sickeranlage, die ggf. auch noch durch zur Versickerung geeignetem Regenwasser aus anderen Bereichen gespeist werden könnte.

7 VERKEHRSSICHERUNG

7.1 ALLGEMEINE EMPFEHLUNGEN

Da es sich bei dem geplanten See nicht um ein natürliches Gewässer handelt und darüber hinaus eine unmittelbare Nähe zu Wohnbebauungen besteht, ist der Verkehrssicherheit erhebliche Beachtung zu schenken. Aus der allgemeinen Lebenserfahrung ist den meisten Bürgern das Gefahrenpotenzial einer offenen Wasserfläche bewusst. Dennoch erfordert es die Verkehrssicherungspflicht der Kommunen, mögliche Gefahren auszuschließen bzw. zu minimieren.

Als gefährdete Personengruppe müssen besonders Senioren und Kleinkinder angesehen werden. Für diese Personengruppe ist es unverzichtbar, dass die Möglichkeit zur Selbstbefreiung durch kriechen bzw. krabbeln „auf allen Vieren“ gegeben ist und besonders in Randbereichen nur geringe Wassertiefen anstehen.

Für die geplante Wasserfläche wird angestrebt, möglichst keine Schutzgeländer einzusetzen. Dieses setzt voraus, dass im Bereich von sogenannten „harten“ Ufern (z. B. Bordsteine, Kantensteine oder Trittstufen) keine großen Wassertiefen vorherrschen. Die Wassertiefe am Ufer sollte 30 - 40 cm bei maximaler Füllung des See's nicht überschreiten. Weiterhin ist darauf zu achten, dass möglichst eine sogenannte Zonenbauweise umgesetzt wird, wobei beginnend vom Ufer eine nur allmähliche und gleichmäßige Tiefenzunahme erfolgt. Flachgeneigte Böschungsbereiche sollen auch dazu dienen, die Rutschsicherheit zu optimieren. Der Untergrund sollte möglichst fest und griffig sein. Unter diesem Aspekt ist davon auszugehen, dass flache Neigungen von z. B. 1:5 positiv zu bewerten sind. Darüber hinaus sollte die Zugänglichkeit des See's z. B. durch die Anordnung von Schilfbepflanzungen (natürliche Barrierewirkung) erschwert werden.

Die Kennzeichnung mit Hinweis- und Verbotsschildern sowie umfangreiche Aufklärung der Anlieger ist unumgänglich. Weiterhin kann durch das Anbringen von Rettungsringen u. ä. auf die Gefahr aufmerksam gemacht werden.

Bei Privatflächen, die an den See grenzen, muss die Sicherung durch die privaten Anlieger erfolgen.

Zusammenfassend können folgende Empfehlungen zur Verkehrssicherung gegeben werden:

- Max. Wassertiefe im Randbereich von 30 – 40 cm (Analogie zur DIN 18034 für „Spielbereiche im Gewässer“)
- Umsetzung der Zonenbauweise, allmähliche Zunahme der Wassertiefe
- Seichte Uferbereiche mit Böschungsneigungen von 1:3 oder möglichst flacher (Empfehlung: Böschungsneigungen nicht steiler als 1:5)
- Schaffung von gut einsehbaren Wasser- und Uferbereichen
- Herstellung einer natürlichen Barriere z.B. durch Schilfanpflanzungen (auch positiv für die Wasserqualität)
- Regelmäßige Säuberung des Sees von eingetragenen Stoffen (Müll, Laub etc.)

- Beleuchtung der Anlage (Uferweg)
- Hinweise durch Beschilderung, Ausstattung mit Rettungsringen

Weiterhin erfolgte durch die GO! bereits im Rahmen der Bearbeitung der Machbarkeitsstudie eine umfassende Abstimmung mit den zuständigen Ordnungsbehörden und der Unfallversicherung. So wurden Stellungnahmen des Städte- und Gemeindebunds, der Unfallkasse und der GVV Kommunalversicherung eingeholt. Diese bestätigen im Grunde die genannten Empfehlungen.

7.2 ÜBERLAUF SEE

Zur Einhaltung der Verkehrssicherungspflicht muss der Seewasserspiegel auch im Regenwetterfall begrenzt werden. Überschüssiges Regenwasser ist je nach Niederschlagsintensität aus dem See fortzuleiten.

Dazu ist die Errichtung eines Notüberlaufs vorgesehen. Damit wird erreicht, dass der Wasserspiegel konsequent begrenzt wird und die unter Kapitel 7.1 empfohlenen max. Wassertiefe in Randbereichen nicht überschritten werden kann.

Da die Wasserspiegellage des See's möglichst konstant zu halten ist, wird ein leistungsfähiges Überlaufbauwerk (Notüberlauf) vorgesehen, welches die Wasserspiegellage auf z.B. 15,5 m NN (Stauziel) begrenzt. Gemäß den durchgeführten Berechnungen der Variante 2 (vergl. Kapitel 3.1.3, max. Einzugsfläche) ist im betrachteten Simulationszeitraum (32 Jahre) eine maximale Wassermenge von rund 0,8 m³/s abzuleiten. Eine durchgeführte statistische Extrapolation der Überlaufmengen hat ergeben, dass im betrachteten Belastungsfall eine 100-jährliche Überlaufmenge von rund 1,0 m³/s zu erwarten ist.

Auch für die Versickerungsanlage gelten die o.g. Empfehlungen zur Verkehrssicherung. Es ist sicherzustellen, dass bei Volleinstau der Versickerungsanlage eine Wassertiefe von 40 cm nicht überschritten wird. Gemäß den durchgeführten Simulationsrechnungen sowie statistischen Extrapolationen (s. Kapitel 3.2.2) kann dieses sicher eingehalten werden. Weiterhin sollte die „Zugänglichkeit“ zu der Anlage durch geeignete Bepflanzung eingeschränkt werden.

8 KOSTENSCHÄTZUNG

8.1 HERSTELL- UND BAUKOSTEN

In der Anlage ist die Kostenschätzung beigelegt.

Gem. Kostenschätzung ergeben sich Herstellkosten von rd. 2,3 Mio. € (brutto), wovon ca. 2 Mio. € auf die eigentlichen Baukosten entfallen.

Es wurden die folgenden Annahmen für die Abschätzung der Kosten getroffen:

- Seefläche im Bereich GOK bei 16,5 mNN: 22.560 m²
- Neigung Uferböschungen: 1:5
- Seefläche im Bereich 16 mNN: 15.950 m²
- Wasseroberfläche auf 15,5 mNN: 13.600 m²
- Seesohlfäche (OK Abdichtung) auf 14,0 mNN: 6.380 m²
- Uferlänge „weiche Kante“: 485 m (~ 44 %)
- Uferlänge „harte Kante“: 620 m (~ 56 %)
- Notüberlauf in Stahlbetonbauweise
- Versickerungsanlage östlich des Sees angenommen, Flächenbedarf Versickerungsanlage: 5.000 m² (Sohlfäche)
- Für die Abdichtungskosten wurde ein Einheitspreis von 11 €/m² gem. Kostenvergleich (Kapitel 5.2) angesetzt, Abdichtung aus „mineralischen Gemischen“ bis OK. Wasserspiegel
- Für die Versickerungsanlage wurde davon ausgegangen, dass für die belebte Bodenzone 40 cm Substrat (Oberboden-Sand-Gemisch) geliefert werden müssen
- 10 m umlaufender Arbeitsstreifen berücksichtigt
- Keine Kosten für Behandlung von Abflüssen aus Flächen der Kategorie II bzw. III berücksichtigt
- Ingenieurgebühren und Kosten für eine evtl. erf. Kampfmittelräumung werden nicht berücksichtigt
- Ansatz Baunebenkosten mit pauschal 15 %

Es ist festzuhalten, dass die Baukosten vom Umfang des Bodenaushubs und dessen möglicher Verwertung bzw. Entsorgung (Einstufung Boden gem. LAGA-Klassen) abhängig ist. Die Kostenschätzung geht davon aus, dass eine Bodenverwertung möglich ist und der Boden als Z0 gem. LAGA eingestuft wird.

Weiterhin ist die „Höhenlage“ der See-Sohle entscheidend für den Umfang und damit den Aufwand einer bauzeitlichen Grundwasserabsenkung. Aus monetärer Sicht ist daher ein

möglichst hoch liegender Seewasserspiegel positiv zu bewerten. Infolge des relativ durchlässigen Untergrundes ist von einem hohen Grundwasserzustrom auszugehen. Um den Aufwand für die Grundwasserabsenkung zu optimieren, sollte der Aushub des Sees in Stufen erfolgen. Dazu kann in einem ersten Schritt der Aushub der gesamten Seefläche bis ca. 0,5 m oberhalb des Grundwasserstandes (Belassen einer Schutzschicht) erfolgen. Der tiefer gehende Aushub erfolgt dann abschnittsweise, wozu der See in Nord-Süd-Richtung untergliedert wird. Dieses ist grundsätzlich im Lageplan 01 E 01 und im Längsschnitt 02 E 03 dargestellt. Als Verfahrenstechnik für die Grundwasserabsenkung bieten sich gem. Abstimmung mit dem Bodengutachter (IB Hinz) eine Schwerkraftentwässerung über Tiefbrunnen oder „eng“ gesetzte Kleinbrunnen im Spülbohrverfahren an.

8.2 KOSTEN FÜR BETRIEB UND WARTUNG

Grundsätzlich entstehen durch den Betrieb bzw. die Wartung der Wasserfläche jährlich Folgekosten. Nachfolgend werden die Aufwendungen dafür abgeschätzt. Unberücksichtigt bleiben die kalkulatorischen Kosten für Abschreibung und Verzinsung.

1. Betrieb und Wartung Grundwasserbrunnen zur Nachspeisung See

Die Kosten für die Erstbefüllung sind Teil der Herstellkosten und werden hier nicht aufgeführt. Weiterhin wird ein behördlicherseits ggf. erhobenes Wasserentnahmegeld nicht berücksichtigt.

Für den Betrieb des Brunnens wird davon ausgegangen, dass pro Jahr Grundwasser in einer Menge gefördert wird, welches dem zweifachen Seeinhalt ($2 \cdot 15000 = 30.000 \text{ m}^3$) entspricht. Damit ergeben sich folgende Stromkosten:

- Leistung Pumpe = 5 kW
- Betriebsdauer Pumpe = $(30.000/0,0053)/3600 = 1572 \text{ h}$
- Jährliche Stromkosten = $5 \text{ kW} \cdot 1572 \text{ h} \cdot 0,25 \text{ €/kWh} = 1.965,00 \text{ €/a}$

Hinzu kommen bei einer Pumpe dieser Größenordnung Wartungskosten von geschätzt ca. 500,00 €/a.

Damit ergeben sich folgende Jahreskosten: $1.965,00 + 500,00 = \mathbf{2.465,00 \text{ €}}$

2. Reinigung See von Abfall, Laub etc.

Der See muss regelmäßig von hineingeworfenen Abfällen sowie besonders im Herbst von Laub befreit werden. Weiterhin ist eine in der Regel wöchentliche Kontrolle des Sees erforderlich, wobei kleinere Reinigungen durchgeführt werden können. Damit ergeben sich folgende geschätzte Aufwendungen, wobei hier als Stundensatz 50,- € angesetzt werden.

- Wöchentliche Kontrollen = $50 \text{ Wo} \cdot 2 \text{ h} \cdot 50 \text{ €/h} = 5.000,00 \text{ €}$
- Reinigungen (10 pro Jahr) = $10 \cdot 5 \text{ h} \cdot 50 \text{ €/h} \cdot 2 \text{ Pers.} = 5.000,00 \text{ €}$

Damit ergeben sich folgende Jahreskosten: $5.000,- + 5.000,- = \mathbf{10.000,00 \text{ €}}$

Diese Kosten umfassen nicht eine ggf. nach einigen Jahren erforderliche grundlegende Reinigung des Sees (Entschlammung). Hierzu müssen im Betrieb über einige Jahre Erfahrungen gesammelt werden. Leistungen dieser Art können in der Regel ausgeschrieben werden.

3. Betrieb und Wartung Notüberlauf und Versickerungsanlage

Der Notüberlauf sowie die anschließende Zuleitung zur Versickerungsanlage muss regelmäßig gereinigt werden. Es wird hier von einer Reinigung (HD-Spülung) alle 5 Jahre ausgegangen, wozu ein Fremdunternehmen eingeschaltet wird. Weiterhin ist die Versickerungsfläche regelmäßig zu warten, hier sind Grünschnittarbeiten auszuführen. Wir gehen von einem Einsatz je Monat in den Monaten April bis September aus.

- Reinigung Notüberlauf = 2.000,00 €/a / 5 a = 400,00 €/a
- Grünpflegearbeiten = 6 Mon. * 7.500 m² * 0,20 €/m² = 9.000,00 €/a

Damit ergeben sich folgende Jahreskosten: 9.000,- + 400,- = **9.400,00 €**

4. Wartung „Schlammfänge“ vor Zuleitung Entwässerung

Die dem See vorgeschalteten „Schlammfänge“ sollen diesen vor dem Eintrag von Grobstoffen schützen. Damit deren Absetzwirkung ständig zur Verfügung steht, muss der Schlammraum unter der Fließsohle regelmäßig gereinigt werden. Die Reinigung ist grundsätzlich entsprechend dem Schlammanfall vorzunehmen. Da der Stoffeintrag primär über die angeschlossenen Straßenflächen erfolgen wird, ist ganzjährig eine intervallmäßige Reinigung vorzunehmen. Vorläufig gehen wir hier von 3 Reinigungseinsätzen je Jahr aus. Der tatsächlich erforderliche Umfang muss hier im laufenden Betrieb festgelegt werden.

- Reinigung (Saugfahrzeug) = 3 * 1.000,00 = 3.000,00 €/a

Damit ergeben sich folgende Jahreskosten: **3.000,00 €**

In der Summe ergeben sich nach einer ersten Einschätzung Jahreskosten für Wartung und Betrieb des Sees von ca. **25.000,- €** (Punkte 1. bis 4.).

9 WEITERES VORGEHEN

9.1 NOTWENDIGE GENEHMIGUNGEN

Bereits im Rahmen der Bearbeitung der Machbarkeitsstudie wurden durch die GO! in Sachen Verkehrssicherung die zuständigen Behörden und Unfallversicherer einzubinden. Damit soll sichergestellt werden, dass hier die notwendige Akzeptanz erreicht wird und darüber hinaus die Vorstellungen dieser Institutionen frühzeitig in die Planung einfließen können. Da infolge der geplanten Versickerung des Überlaufwassers eine Grundwasserbenutzung vorgesehen ist, wurde auch die zuständige Wasserbehörde (Kreis Kleve) frühzeitig eingebunden werden. Wie bereits unter Kapitel 3.1.1.1 ausgeführt, muss für die Versickerung eine wasserrechtliche Erlaubnis gem. WHG § 8 – 10 beantragt werden.

Mit dem Kreis Kleve fanden diesbezüglich im Oktober 2013 entsprechende Abstimmungen statt, deren Ergebnisse im Folgenden kurz wiedergegeben werden.

- Die Versickerung von Überlaufwasser aus dem See darf wegen der zum See entwässernden Verkehrsflächen nur über die belebte Bodenzone erfolgen. Die Versickerungsanlage bedarf einer wasserrechtlichen Erlaubnis gem. WHG § 8 – 10.
- Die Wasserfläche ist im Rahmen des Bebauungsplanverfahrens und dort in der UVP zu berücksichtigen. Es wird kein gesondertes wasserrechtliches Verfahren erforderlich.
- Im Umfeld der Kaserne bestehen Altlastenverdachtsflächen. Ggf. bestehen erhöhte PAK-Werte im Grundwasser. Der weitere Umgang damit muss im Rahmen der weiteren Verfahren und auf Basis zu erwartender Mengen festgelegt werden.
- Die bauzeitliche Absenkung des Grundwassers ist ebenfalls gem. WHG § 8 – 10 erlaubnispflichtig. Dieses gilt auch für die dauerhafte Grundwasserentnahme zwecks Nachspeisung des Sees sowie zu dessen Erstbefüllung.
- Ggf. wird infolge der zu entnehmenden Grundwassermengen ein Wasserentnahmegeld erhoben.

Nach Abschluss der Machbarkeitsstudie und Fassung der notwendigen Beschlüsse durch die Bürgervertretungen kann mit der Objektplanung begonnen werden. Ziel der Objektplanung ist die Aufstellung eines baureifen Entwurfs, der zur Genehmigung einzureichen ist. Aus derzeitiger Sicht wird die Genehmigung zur Errichtung des Sees als „Sonderbau“ gem. Landesbauordnung (BauO NRW) eingestuft. Die Durchführung eines vereinfachten Genehmigungsverfahrens gem. § 68 BauO NRW ist nach den Erfahrungen von Dahlem B.I. nicht möglich.

9.2 WEITERE UNTERSUCHUNGEN

Im Zuge der Objektplanung werden weitere Fachplanungen notwendig bzw. es sind weitere Erkundungen zu veranlassen. Aus derzeitiger Sicht handelt es sich dabei um folgende Vorgänge:

- Erweiterung der vorhandenen Baugrunderkundung mit entsprechender Beratung im Hinblick auf Gründung der Bauwerke (auch See) sowie ggf. erf. Grundwasserabsenkungen und zur Verwertung/Entsorgung der Aushubböden
- Durchführung einer flächendeckenden Geländevermessung
- Anfrage über das zuständige Ordnungsamt im Hinblick auf Kampfmittelverdachtspunkte
- Betrieb zumindest eines Grundwasserpegels zur Feststellung von jahreszeitlichen Grundwasserstandschwankungen
- Begleitende Planung der Anliegerstraßen zum Abgleich der Straßenentwässerung auf die Seenplanung

Von grundlegender Bedeutung ist eine abschließende Festlegung der städtebaulichen Randbedingungen, soweit diese die Planung des Sees betreffen.

10 ZUSAMMENFASSUNG

In der Stadt Goch ist die Entwicklung der ehemaligen Reichswaldkaserne zu einem hochwertigen Wohngebiet mit einem ca. 1,6 ha großen See geplant. Die Speisung des Sees soll durch die Zuleitung von Niederschlagsabflüssen der Anliegerstraßen und eines Teils der Wohnbebauung erfolgen.

Die Betrachtungen des Wasserdargebots und der Verdunstung erfolgten durch Langzeitsimulationsrechnungen. Dabei wurde festgestellt, dass mit den zur Entwässerung in Richtung See geplanten Flächen die Wasserstandschwankungen von max. 20 cm sicher eingehalten werden können. Künstliche Nachspeisungen des Sees sind aus Sicht der Wasserquantität nicht erforderlich. Die wasserwirtschaftlichen Bilanzrechnungen zeigen, dass der Seewasserspiegel durch einen Notüberlauf zu begrenzen ist. Die am Notüberlauf entlasteten Wassermengen werden über eine Flächenversickerungsanlage dem Grundwasserkörper zugeführt.

Weiterhin werden Betrachtungen zum Stoff- und Wärmehaushalt des Sees vorgenommen. Da es sich hier um einen Flachsee handelt, erfolgt eine vollständige Durchmischung des Wasserkörpers. Um die Eutrophierung in Grenzen zu halten, muss besonders der Eintrag von Phosphat begrenzt werden. Dazu werden eine Reihe von Empfehlungen gegeben. Eine Kreislaufführung des Seewassers einschließlich Reinigung wird nach dem bisherigen Kenntnisstand nicht empfohlen, da die Untersuchungen einen „mesotrophen“ Trophiegrad des Sees erwarten lassen. Dennoch sollten Vorrichtungen erstellt werden, die eine Errichtung einer Kreislaufführungs- und Reinigungseinrichtung (Phosphatelimination) zu einem späteren Zeitpunkt ermöglichen.

Um einen oberflächennahen Wasserstand zur deutlichen Verbesserung der Erlebbarkeit des Sees zu erzielen, ist eine Abdichtung des Sees zum Untergrund hin vorgesehen. Bzgl. der möglichen Materialien wird ein Variantenvergleich durchgeführt.

Weiterhin werden Empfehlungen zur Verkehrssicherung gegeben, die bei der Planung zu berücksichtigen sind.

Mit Abschluss der Machbarkeitsstudie können die Objektplanungen mit dem Ziel der Erlangung der notwendigen Baugenehmigung beginnen.

Essen, im Januar 2014

DAHLEM Beratende Ingenieure
GmbH & Co. Wasserwirtschaft KG

Bearbeitung:

Dipl.-Ing. Heinz-Jörg Militz

Dipl.-Ing. Sandra Ingenpaß

Dipl.-Ing. Maximilian Blim

11 LITERATUR

RdErl. d. Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz – IV-9 031 001 2104

„Anforderungen an die Niederschlagsentwässerung im Trennverfahren“, 26.5.2004

RdErl. d. Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft – IV B 7 1571/11-30707

Allgemeine Güteanforderungen für Fließgewässer (AGA) Entscheidungshilfen für die Wasserbehörden in wasserrechtlichen Erlaubnisverfahren, 14.5.1991

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

DWA Arbeitsblatt, DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“, Hennef, 2005

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

DWA Arbeitsblatt, DWA-A 233 „Freizeitnutzung an Seen“, Hennef, 1996

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

DWA Arbeitsblatt, DWA-A 512 - 1 „Dichtungssysteme im Wasserbau, Teil 1 Erdbauwerke“, Hennef, 2012

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

DWA Arbeitsblatt, DWA-A 603 „Freizeit und Erholung an Fließgewässern“, Hennef, 2007

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

DWA Arbeitsblatt, DWA-A 606 „Grundlagen und Maßnahme der Seentherapie“, Hennef, 2006

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

DWA Arbeitsblatt, DWA-A 612 - 1 „Gewässerrandstreifen – teil 1: Grundlagen und Funktionen, Hinweise zur Gestaltung“, Hennef, 2012

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

DWA Arbeitsblatt, DWA-A 616 „Verkehrssicherungspflicht bei Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern – Empfehlungen zur Handhabung - Entwurf“, Hennef, 2012

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

DWA Arbeitsblatt, DWA-A 618 „Erholung und Freizeitnutzung an Seen – Voraussetzungen, Planungen, Gestaltung - Entwurf“, Hennef, 2013

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT)

Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau, 2008