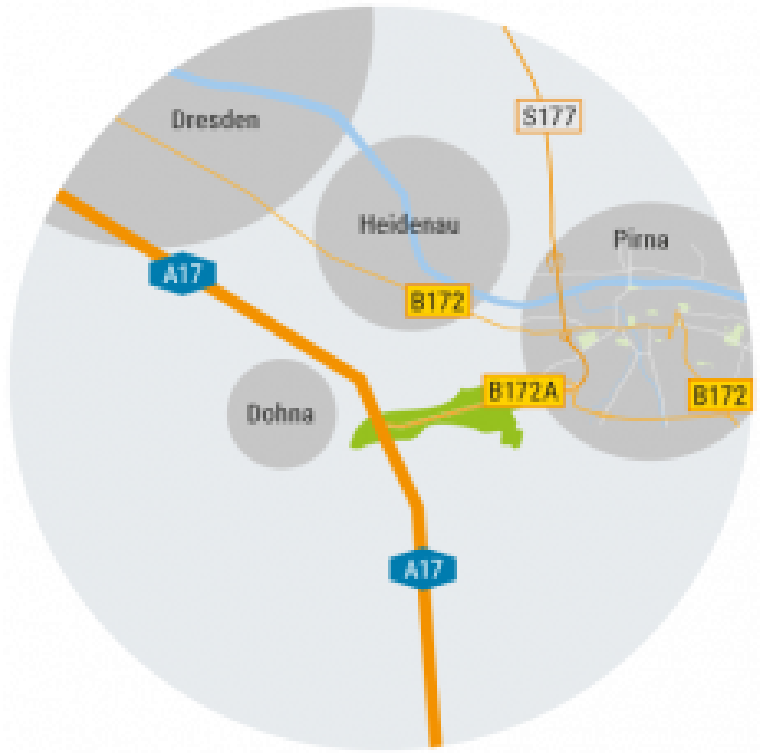
25. Mai 2020

Auftrag vom: 18.12.2019
Projektnummer (AN): W-10841

IndustriePark Oberelbe

Regenwasserbewirtschaftungskonzept



Bericht (Endfassung)

Auftraggeber: **Zweckverband**
IndustriePark Oberelbe
Breite Straße 4, 01796 Pirna

Auftragnehmer:

planungsgesellschaft SCHOLZ+LEWIS mbH
WASSERBAU
INFRASTRUKTUR
GEOTECHNIK
UMWELTSCHUTZ

An der Pikardie 8, 01277 Dresden

Projektleiter: Dipl.-Ing. T. Noack .....

Bearbeiter: Dipl.-Ing. D. Trepte .....

Dipl.-Ing. (FH) S. Richter .....

B. Eng. M. Uhlemann .....

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung und wichtigste Erkenntnisse ... 3
2 Bearbeitungsgrundlagen ... 6
3 Beschreibung des Untersuchungsgebiets ... 7
3.1 Großräumige Lage, Topografie und Verkehr ... 7
3.2 Landnutzung und Bodenverhältnisse ... 9
4 Geplanter IndustriePark Oberelbe ... 10
5 Hydrologie ... 12
5.1 Niederschlagsmengen und -verteilungen ... 12
5.2 Maßgebende Dauerstufen ... 14
5.3 Berechnung der Abflussbildung ... 16
6 Hydronumerische Modellierung ... 21
6.1 Verwendetes Berechnungsprogramm ... 21
6.2 Abgrenzung des Modellgebiets und verwendete Daten ... 22
6.3 Parametrisierung des Modells ... 23
6.4 Vorgehen bei der Ergebnisauswertung ... 24
7 Untersuchte Zustände und Rückhaltvarianten ... 25
7.1 Istzustand ... 25
7.2 Anfangs- und Endzustand mit theoretischen Rückhaltansätzen ... 25
7.3 Prinzip der Wasserfassung und Rückhaltung ... 26
7.4 Wahl der Entwässerungsrichtungen ... 28
7.5 Bemessung der Speichervolumina und Drosselabgaben ... 29
7.6 Modulares Prinzip der Rückhaltung ... 33
7.7 Voraussetzungen für die Gültigkeit der Bemessung ... 34
8 Maßnahmenkonzepte ... 36
8.1 IPO-Teilfläche A ... 36
8.2 IPO-Teilfläche B ... 48
8.3 IPO-Teilfläche C ... 59
8.4 IPO-Teilfläche D ... 68
9 Nachhaltige Gestaltung der Maßnahmen ... 80
9.1 Nutzung des aufgefangenen Regenwassers ... 80
9.2 Einbeziehung aktueller Forschungsergebnisse ... 80

Anlagen

Anlage 1 Berechnung von Bemessungsniederschlägen
mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren für den Raum Pirna
AG: Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH
AN: Dr. Robert Schwarze
Stand: 13.01.2020

Anlage 2 Abflussbahnen und spezifische Abflüsse im Istzustand

Anlage 3 Differenzen der spezifischen Abflüsse im Istzustand gegenüber
den theoretischen Planzuständen ohne und mit maximaler Rückhaltung

Anlage 4 Differenzen der spezifischen Abflüsse im Istzustand gegenüber
den Planzuständen der IPO-Teilflächen
(ohne Berücksichtigung von Ab- und Umleitungen)

Anlage 5 Maßnahmenkarten der IPO-Teilflächen

Anlage 6 KURAS-Projektskizze und KURAS-Leitfaden

1 EINLEITUNG UND WICHTIGSTE ERKENNTNISSE

Die Städte Pirna, Heidenau und Dohna streben die Entwicklung eines rund 140 ha umfassenden Gebietes für Industrie- und Gewerbeansiedlungen entlang des Autobahnzubringers B172a an. Als IndustriePark Oberelbe (IPO) soll damit ein Entwicklungsschwerpunkt entlang der Achse Dresden – Sächsische Schweiz geschaffen werden. Um die Planungen zentral organisiert zu leiten, wurde im Mai 2018 der Zweckverband Industriepark Oberelbe (ZV IPO) gegründet.

Für das Vorhaben existiert ein Realisierungskonzept, in dem Fachuntersuchungen und Planungen zu wesentlichen Aspekten des Gesamtvorhabens gebündelt werden. Als Teil des Realisierungskonzepts wurde Ende 2019 der Endbericht

/A/ Hydronumerische Modellierung der Oberflächenabflüsse
AG: Kasparetz-Kuhlmann GmbH, AN: Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH
Stand: 05. November 2019

vorgelegt. Diese Untersuchung beschäftigte sich mit der Frage, welche Oberflächenabflüsse bei Starkregen heute im Vorhabensgebiet auftreten. Zu diesem Zweck wurde in /A/ eine computergestützte zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modellierung (2D-HN-Modellierung) der heute, also ohne den IndustriePark Oberelbe, statistisch ein Mal in 100 Jahren bei Starkregen auftretenden Oberflächenabflüsse vorgenommen.

Weil eine Kalibrierung der im 2D-HN-Modell verwendeten Parameter bspw. zur Erfassung der Abflussbildung und der Oberflächenrauheiten aufgrund fehlender Dokumentationen abgelaufener Ereignisse nicht möglich war, wurden aus dem fachlich vertretbaren Wertespektrum jeweils konservative Ansätze gewählt. Damit liegen die Modellergebnisse sowie die daraus abgeleiteten Bauwerks- und Anlagendimensionen prinzipiell auf der sicheren Seite.

Außerdem wurde mit dem 2D-HN-Modell in /A/ ein Entwurf der im IndustriePark geplanten Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen ohne eine künstliche Rückhaltung des Regenwassers untersucht. Damit konnten in /A/ potenzielle Zunahmen der Oberflächenabflüsse lokalisiert und eine erste Einschätzung zu den Schwerpunkten eventuell nötiger Kompensationsmaßnahmen getroffen werden, ohne solche Maßnahmen im Einzelnen zu benennen und zu dimensionieren.

Derzeit wird für das gesamte Areal des geplanten IndustrieParks Oberelbe ein Rahmen-Bebauungsplan erarbeitet. In ihn fließen die Ergebnisse des Realisierungskonzepts sowie weiterer umweltrelevanter Fachbeiträge ein. Zu diesen Fachbeiträgen gehört auch das vorliegende Regenwasserbewirtschaftungskonzept. Sein Ziel ist es, studienhaft Maßnahmen und Anlagen zu entwerfen, um bis zu Starkregenereignissen, die statistisch ein Mal in 100 Jahren auftreten, eine Zunahme von Gefährdungen in den Nachbargebieten auszuschließen.

Das Regenwasserbewirtschaftungskonzept zeigt zunächst auf, welche Abflüsse und Wassermengen bei kleinen, seltenen und extremen Starkregenereignissen in den einzelnen Teilflächen des IPO-Gebiets heute und künftig anfallen (vgl. Kapitel 5, 6 und 7). Für die im Planzustand prognostizierten Ableitmengen gelten bestimmte Voraussetzungen, die bei der Weiterentwicklung der Entwürfe für die Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen eingehalten werden müssen. Sie sind im Kapitel 7.7 näher beschrieben.

Bei Einhaltung dieser Voraussetzungen kann außerdem ausgeschlossen werden, dass durch das Vorhaben die Oberflächenabflüsse bei Starkregen zum Meusegastbach bzw. zur Ortslage Krebs, zum Hospital-/ Schlosserbusch, nach Großsedlitz und in das Lindigt-Gründel zunehmen. Sollten im folgenden Planungsprozess größere Abweichungen von den hier an-

genommenen Voraussetzungen notwendig werden, müssen die Prognoseberechnungen entsprechend nachgeführt und die Ableitmengen neu ermittelt werden.

Betrachtet wurden ein Anfangszustand der IPO-Teilflächen, in dem die Erschließungsstraßen und terrassierten Ansiedlungsflächen vollständig hergestellt sind, aber noch keine Ansiedlung stattgefunden hat, sowie ein Endzustand, in dem sämtliche Ansiedlungsflächen bis zum maximal erlaubten Grad von 80% versiegelt sind. Für beide Zustände wurde jeweils untersucht, in welchem Umfang eventuell Regenwasser zurückgehalten werden muss und wie stark gedrosselt es in welche Richtungen abgegeben werden darf, wenn die heute auftretenden Abflüsse in den Nachbargebieten bis zu einem statistisch ein Mal in 100 Jahren auftretenden Starkregen nicht überschritten werden sollen.

Für jede IPO-Teilfläche wurden die Kennwerte der erforderlichen Wasserfassungen, Speichervolumina und Drosselabgaben ermittelt. Gleichzeitig wurde angegeben, welche Anteile davon flächenmäßig auf die Erschließungsstraßen und die einzelnen Unterteilflächen entfallen. So kann bspw. der Anteil einer bestimmten Ansiedlung am insgesamt nötigen Rückhalt beziffert und umgelegt werden. Ferner kann damit klar nachvollziehbar ermittelt werden, in welchem Maße der nötige Rückhalt womöglich reduziert werden könnte, wenn eine Ansiedlungsfläche zu weniger als 80% versiegelt oder mit eigenen Rückhalteanlagen ausgestattet wird.

Für die infrage kommenden Ableitungen des Regenwassers wurden nach Möglichkeit mehrere Lösungsansätze erarbeitet, miteinander verglichen und diskutiert (vgl. Kapitel 8). Dabei wurde auch untersucht, wie sich die vorgeschlagenen Varianten bei einem extremen Starkregen, der statistisch ein Mal in 200 Jahren auftritt, verhalten. Es wurde abgeschätzt, welche Auswirkungen bei einer solchen Überschreitung des Bemessungsereignisses in den Nachbargebieten zu erwarten sind.

Jeweils als Variante 1 wurde für die Teilflächen eine Lösung entworfen, mit der der nötige Rückhalt innerhalb der Teilfläche realisiert wird und Eingriffe außerhalb des ZV-Gebiets vermieden werden. Diese Entwürfe müssen in den anschließenden Planungsphasen technisch weiter ausgearbeitet und durch vertiefende Analysen untersetzt werden.

Andere Lösungen können dazu beitragen, das Speichervolumen innerhalb der jeweiligen Teilfläche zu reduzieren, bedingen aber Eingriffe außerhalb des ZV-Gebiets und erfordern deshalb einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand. Diesbezüglich wurden pro Teilfläche mehrere weitere Varianten entworfen, die eine schadlose Ableitung des Regenwassers entweder mit neu zu bauenden Rückhaltungen oder über anzulegende bzw. zu ertüchtigende Gerinne ohne Rückhaltungen gewährleisten können. Nach Abwägung der heute absehbaren Vor- und Nachteile jeder dieser Varianten wurde die jeweils günstigste Lösung benannt. Sie müssen ggf. in weiteren Planungsschritten detailliert ausgearbeitet werden, wenn sie als Alternative oder Ergänzung zur Variante 1 umgesetzt werden sollen.

So erscheint für die Teilfläche A eine direkte Ableitung des Regenwassers nach Westen zur Müglitz als günstigste Alternative oder Ergänzung zur Variante 1. Andere Lösungen würden dort einen massiven und technisch kaum umsetzbaren Ausbau der Bodlitz oder den Neubau eines Regenrückhaltebeckens im Knickwitzgründchen notwendig machen.

Nordöstlich der Teilfläche B sollte als Alternative oder Ergänzung zur Variante 1 südlich vom Schilfteichweg nach einem geeigneten Standort für ein ggf. unterirdisches Regenrückhaltebecken gesucht werden, in dem die anfallenden Wassermengen zwischengespeichert und von da gedrosselt in das Knickwitzgründchen abgegeben werden. So könnten größere Eingriffe im Gründchen vermieden werden.

Für die Teilfläche C scheint eine Versickerungslösung als günstigste Variante machbar zu sein, die auch als Variante 1 innerhalb der Teilfläche entworfen wurde. Daneben wurden alternativ oder als Ergänzung dazu zwei Standortvorschläge außerhalb der Teilfläche unterbreitet. Sie könnten, wie auch die Versickerung gemäß der Variante 1, eine sehr weitgehende Sicherheit für die Nachbargebiete auch bei extremen Starkregenereignissen sicherstellen.

Die größte Teilfläche D sollte planmäßig in das Merbitzens-Gründel entwässert werden. Damit würden die Abflüsse, die heute bei Starkregen in das Lindigt-Gründel gelangen, deutlich reduziert werden. Ein ausreichender Rückhalt kann im Merbitzens-Gründel mit vertretbarem Aufwand vermutlich nicht realisiert werden. Als Alternative oder Ergänzung zur Variante 1 könnten die Abflüsse über ein neu anzulegendes Gerinne nördlich der B172n vor dem Postweg in die Seidewitz geleitet werden. Bedingung dafür ist, dass die Seidewitz die zusätzlichen Abflüsse schadfrei verkraftet.

Weil sich das vorliegende Konzept auf die heute verfügbaren Grundlagendaten stützt, bleiben die hier gemachten Vorschläge studienhaft und müssen planerisch untersetzt werden.

Bei der weiteren Planung sollten auch Möglichkeiten einer nachhaltigen Bewirtschaftung des Regenwassers geprüft werden (vgl. Kapitel 9). So kann das aufzufangende Wasser eventuell dazu genutzt werden, Behälter für Lösch- bzw. Brauchwasser oder Bewässerungsspeicher aufzufüllen. Aufwendungen für die Wasserversorgung im IPO-Gebiet könnten damit reduziert werden und für die Nachbargebiete ergäbe sich eine weitere Steigerung der Sicherheit gegen eine Zunahme der Oberflächenabflüsse bei Starkregen.

In die Bilanz des Regenrückhalts für eine Verringerung des Speicherbedarfs dürfen solche Verwendungen jedoch nur einfließen, wenn die entsprechenden Lamellen auch bei Trockenwetter ständig vorgehalten und mit einer Möglichkeit zur gezielten Steuerung der Drosselabgaben ausgestattet werden.

Wichtige Hinweise und Empfehlungen für eine nachhaltige Regenwasserbewirtschaftung ergeben sich auch aus dem Leitfaden des KURAS-Forschungsprojekts. Dahingehend wurde ein Projektskizze entworfen, in der die Umsetzbarkeit der Maßnahmenvorschläge eingeschätzt wird und Angaben zum erforderlichen weiteren Vorgehen sowie einzubindenden Akteuren gemacht werden (Anlage 6).

2 BEARBEITUNGSGRUNDLAGEN

Die Bearbeitung erfolgt im amtlichen Höhensystem DHHN2016 [mNHN] und im amtlichen Lagesystem ETRS89 UTM32.

Für die Untersuchung in /A/ wurden folgende Unterlagen genutzt:

/A1/ Städtebaulicher Rahmenplan „IndustriePark Oberelbe“, 1. Fortschreibung, AG: Städte Pirna/ Dohna/ Heidenau, Stand: 09/2018; übergeben von Kasparetz-Kuhlmann GmbH am 27.12.2018

/A2/ Geobasisdaten und Unterlagen zum bestehenden Verkehrsnetz (digital); übergeben von Kasparetz-Kuhlmann GmbH am 27.12.2018

/A3/ Planungsunterlagen B172 Ortsumgehung Pirna (digital); übergeben vom Ingenieurbüro Ulrich Karsch am 16.01.2019

/A4/ Hochwasserschutzkonzept für den Meusegastbach, PDF-Auszüge, AG: Stadt Dohna, Stand: 2014; übergeben von Ingenieurbüro K. Langenbach Dresden GmbH am 17.01.2019

/A5/ Nachhaltige Wiederaufbauplanung einschließlich einer Bewertung des Hochwasserrisikos nach §73 WHG für den Hospital- und Schlosserbusch, Dokumentation des N-A-Modells als PDF, AG: Städte Pirna und Heidenau, Stand: Dezember 2013; übergeben von ACI GmbH Dresden am 23.01.2019

/A6/ Geobasisdaten DTK10,25,50/ DLM (digital); übergeben von GeoSN am 23.01.2019

/A7/ KOSTRA-DWD-2010R, Starkniederschlagshöhen für Deutschland (Bezugszeitraum 1951 bis 2010), T = 1 bis 100 a, D = 5 Min. bis 72 Std. für KOSTRA-Zellen 55067 und 55068 (digital); heruntergeladen am 28.01.2019

/A8/ Bestandsdaten der Straßenentwässerung B172a, PDF-Auszüge; übergeben vom Ingenieurbüro Ulrich Karsch am 31.01.2019

/A9/ Planungsunterlagen IPO (digital); übergeben von Kasparetz-Kuhlmann GmbH am 14.02.2019

Das vorliegende Konzept basiert auf der Voruntersuchung in /A/ und führt deren Modellberechnungen und Analysen fort. Dazu wurden folgende Unterlagen verwendet:

/B1/ Berechnung von Bemessungsniederschlägen mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren für den Raum Pirna; AG: Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH; AN: Dr. Robert Schwarze; Stand: 13.01.2020 (vgl. Anlage 1)

/B2/ Realisierungskonzept IndustriePark Oberelbe – Pläne Fachteil III-3: Geländeprofilierung; AG: ZV IPO; AN: Kasparetz-Kuhlmann GmbH; Stand: 31.10.2019

/B3/ IndustriePark Oberelbe – Bebauungsplan Nr. 1: Planzeichnungen (Stand: 03.03.2020) sowie Grün- und Kompensationskonzept (Stand: 19.02.2020); AG: ZV IPO; AN: Kasparetz-Kuhlmann GmbH

/B4/ IndustriePark Oberelbe – Bebauungsplan Nr. 1: FFH-Verträglichkeitsvorstudie und Artenschutzfachbeitrag (Stand: 06.01.2020), AG: ZV IPO; AN: MEP Plan GmbH

/B5/ Ereignisanalyse – Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen. Materialien zur Wasserwirtschaft, 2004; Hrsg.: Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie LfUG (heute: LfULG)

/B6/ Stellungnahme des Umweltamts im Landratsamt Sächsische Schweiz-Osterzgebirge vom 20.05.2020 zur Vorläufigen Endfassung des Regenwasserbewirtschaftungskonzepts vom 15.05.2020

3 BESCHREIBUNG DES UNTERSUCHUNGSGEBIETS

3.1 Großräumige Lage, Topografie und Verkehr

Das Untersuchungsgebiet befindet sich südlich der linkselbischen Stadtgebiete von Pirna, Heidenau und Dohna in etwa 1,8 km Entfernung von der Elbe (vgl. Abbildung 1). Es umfasst mindestens diejenigen Anteile des Zweckverbandsgebiets, in denen die geplanten Maßnahmen die Oberflächenabflüsse bei Starkregen potenziell beeinflussen könnten. Die Grenzen des hydronumerisch modellierten Gebiets (vgl. Kapitel 6) wurden so gewählt, dass sich die vorhabensbedingten Abflussänderungen vollständig erfassen lassen. Sie müssen deshalb nicht mit Vorflutgewässern zusammenfallen oder bis am Siedlungen heranreichen.

Die Bundesstraße B172a verbindet das Stadtgebiet Pirna im Osten mit der Autobahn A17 im Westen. Sie umfährt dabei zunächst südöstlich eine ehemalige Grube/ geschlossene Hausmülldeponie im Bereich Feistenberg, verläuft anschließend südlich des zu Heidenau gehörigen Barockgartens Großsedlitz nach Westen, überquert eine Kuppe und bindet schließlich östlich von Dohna an die A17 an. Die B172a verläuft im Untersuchungsgebiet teils in einem leichten Einschnitt und teils in leichter Dammlage. Etwa 2 km östlich der A17-Anschlussstelle befindet sich ein Regenrückhaltebecken (RRB), in welches Teile der B172a entwässern. Nähere Angaben zu den daran angeschlossenen Straßenabschnitten sind in /A3/ enthalten.

Derzeit wird die B172n als Ortsumfahrung für Pirna südlich der Stadt gebaut. Sie soll spätestens 2022 unweit des Lindigt-Gründels, von Osten aus dem Seidewitztal kommend, an die B172a anbinden.

Den Geländehochpunkt im Untersuchungsgebiet mit rund 216 mNHN stellt eine Kuppe zwischen dem Barockgarten Großsedlitz und Dohna, unmittelbar östlich der Anschlussstelle der A17 dar. Zwei weitere Geländekuppen befinden sich ungefähr in der Mitte zwischen den Anschlussstellen der A17 und B172n nördlich der B172a mit ca. 200 mNHN und südlich der B172a mit ca. 198 mNHN. Von den drei Anhöhen neigt sich das Gelände in die Täler der Müglitz im Nordwesten, des Hospital-/ Schlosserbuschs im Norden, der Seidewitz im Osten sowie des Meusegastbachs im Süden, die zum Einzugsgebiet der Elbe gehören. Die B172a verläuft dabei über weite Strecken annähernd auf der Einzugsgebietsgrenze zwischen dem Hospital-/ Schlosserbusch und dem Meusegastbach.

Die Geländeneigungen liegen bei bis zu 7,5 % in Richtung des Müglitztals bzw. bis zu 4,5 % in Richtung des Seidewitztals. Noch steilere Lagen sind am Lindigt-Gründel und Merbitzens-Gründel zur Seidewitz bzw. den Zuflüssen zum Hospital-/ Schlosserbusch anzutreffen.

Die Dippoldiswalder Straße / Neubauernweg verläuft als Ortsverbindungsstraße zwischen Pirna und Großsedlitz nördlich der B172a. Von ihr zweigen die Ortsverbindungsstraße nach Krebs im Meusegastbachtal sowie drei landwirtschaftliche Wege ab. Während der westlichste landwirtschaftliche Weg die B172a mit einer Brücke überquert, unterqueren die anderen genannten Verkehrswege die Bundesstraße. Die Straße Schilfteichweg verläuft zwischen Großsedlitz und Dohna im Nordwesten des Untersuchungsgebiets. Sie unterquert die Autobahn nördlich der Anschlussstelle. Darüber hinaus sind im Untersuchungsgebiet einige weitere landwirtschaftliche Wege von untergeordneter Bedeutung zu finden.

Das Untersuchungsgebiet ist also topografisch als Kuppe zu betrachten, von der Hanglagen in alle Richtungen ausgehen. Ständig Wasser führende Gräben oder Bäche existieren nicht. Lediglich die talartigen Einschnitte des Lindigt- und des Merbitzens-Gründels sowie einiger Zuflüsse zum Hospital-/ Schlosserbusch fungieren zeitweise als Vorfluter. Das Gebiet wird bei Regen vorrangig durch oberflächigen Abfluss entwässert.

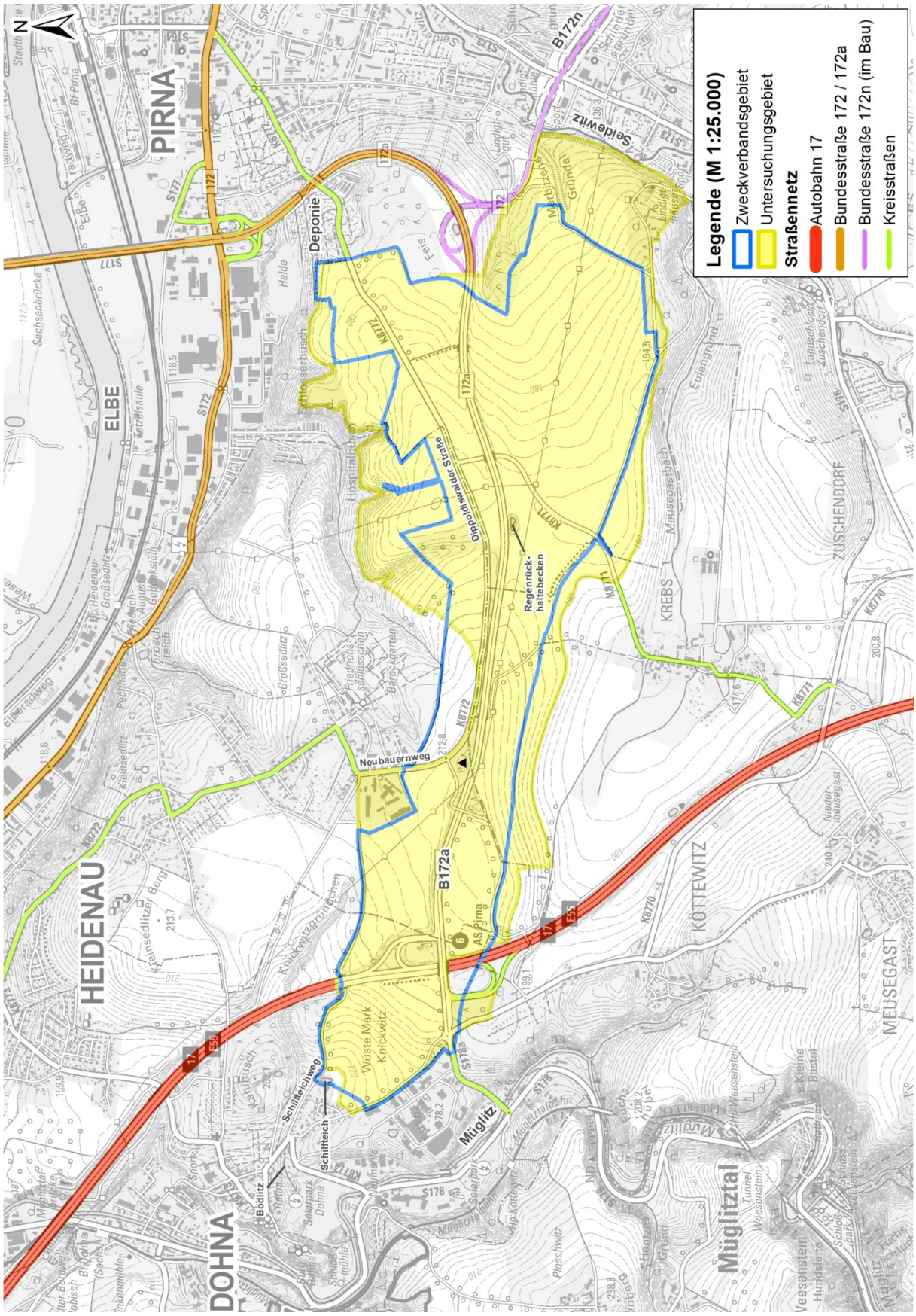


Abbildung 1: Topopgrafische Gegebenheiten und wichtige Verkehrzüge im Untersuchungsgebiet

3.2 Landnutzung und Bodenverhältnisse

Im Untersuchungsgebiet dominieren Ackerflächen mit einem Flächenanteil von fast 80 %. Wald- und Gehölzflächen nehmen zusammen ca. 9 % ein. Sie werden von Grünlandflächen mit einem Anteil von ~ 6 % gefolgt. Hinsichtlich ihres Beitrags zum Oberflächenabfluss bei Regenereignissen dürften auch die Straßenflächen (B172a, B172n, A17...) nicht unbedeutend sein, die einen Anteil von 4 % ausmachen. Die übrigen Nutzungen sind mit zusammen weniger als 4 % nachrangig. Die Abbildung 2 zeigt die Verteilung der Landnutzung im Untersuchungsgebiet gemäß Basis-DLM aus /A2/. Sie geht auch aus der Abbildung 8 hervor.

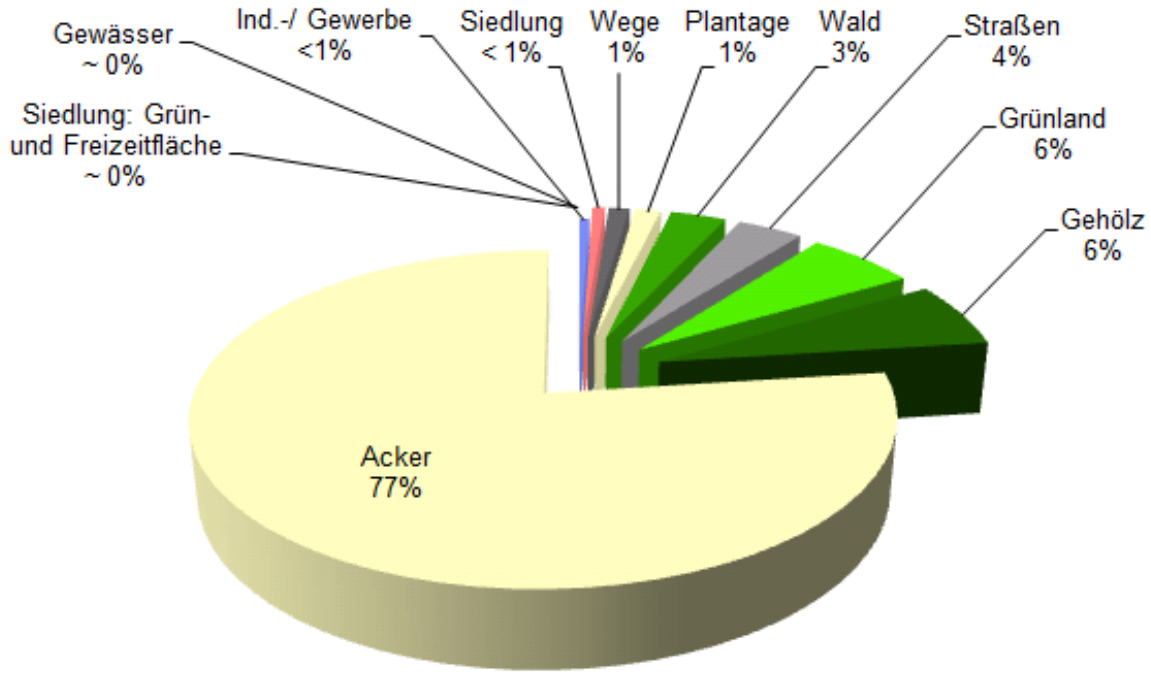


Abbildung 2: Verteilung der Landnutzung im Untersuchungsgebiet (vgl. auch Abbildung 8)

Regionalgeologisch ist das Untersuchungsgebiet der Elbtalweitung zuzuordnen. Im südlichen/ südöstlichen Bereich erfolgt der Übergang zur Weesensteiner Störung. Es herrschen kreidezeitliche Sedimentitgesteine (Räcknitzer Plänermergel, Pirnaer Quadersandstein) vor, welche größtenteils von quartären Bildungen überlagert werden. Diese bestehen aus

- fluviatilen Sanden und Kiesen der Frühelsterkaltzeit,
- elsterkaltzeitlichem Grundmoränenmaterial,
- Sanden und Kiesen elsterkaltzeitlicher Schmelzwasserablagerungen,
- weichselkaltzeitlichem Löss bzw. Lösslehm.

Gemäß der Geologischen Karte des Freistaates Sachsen stehen oberflächennah v.a. Ablagerungen der elsterkaltzeitlichen Grundmoräne (Geschiebelehm mit sandigen und kiesigen Bestandteilen) sowie weichselkaltzeitlicher Lösslehm (Löss) an. Diese Böden besitzen hauptsächlich bindige Eigenschaften. Im südlichen bzw. südöstlichen Bereich des Untersuchungsgebiets stehen oberflächennah zum Teil Räcknitzer Mergel bzw. dessen Verwitterungsprodukte an. Erfahrungsgemäß verwittert dieser Mergel zu Böden mit vorrangig bindigen Eigenschaften. Oberflächennah anstehender Pirnaer Quadersandstein sowie elsterkaltzeitliche Schmelzwasserablagerungen in Form von Sanden und Kiesen treten oberflächennah nur untergeordnet auf. Stellenweise sind die natürlichen Schichtenfolgen durch anthropogene Böden ersetzt bzw. überlagert worden.

4 GEPLANTER INDUSTRIEPARK OBERELBE

Der IndustriePark Oberelbe soll gemäß /A1/ innerhalb der Zweckverbandsgrenze entlang der B172a zwischen der künftigen B172n-Anbindung und dem Stadtgebiet Dohna an der A17 entstehen. Der in /A/ untersuchte Planentwurf wurde für den Bebauungsplan in /B2/ bzw. /B3/ zwischenzeitlich weiterentwickelt. Er enthält aktuell dieselbe Flächeneinteilung wie in /A/, sieht aber teilweise andere Terrassenhöhen und daran angepassten Gradienten der Erschließungsstraßen vor.

Das Gebiet umfasst vier Teilflächen A bis D, die mit jeweils unterschiedlichen Nutzungsstrukturen für die Ansiedlung von Industrie- und Gewerbe vorgesehen sind (vgl. Abbildung 3). Die 18 bzw. 16 ha großen Flächen A und B liegen nördlich der B172a westlich bzw. östlich der A17. Sie sind für mittelständisches Gewerbe, autobahnbezogene Dienstleistungsbetriebe (Fläche A) sowie nicht-störendes, produzierendes Gewerbe (Fläche B) vorgesehen. Die 21 ha große Fläche C befindet sich im Osten des IPO zwischen der B172a und der nördlich verlaufenden Dippoldiswalder Straße. Hier soll sich mittelständische Industrie ansiedeln. Die mit ~ 83 ha größte Fläche D liegt im Osten des IPO südlich der B172a und bietet Platz für großvolumige Industrie- und Gewerbeansiedlungen.

Ein Vergleich der Eingriffsbereiche mit den Hangneigungen und Wasserscheiden im Untersuchungsgebiet zeigt in einer ersten Einschätzung, dass die geplanten Eingriffe im Bereich des Hospital-/ Schlosserbuschs nicht zu wachsenden Oberflächenabflüssen führen können, weil sie fast ausschließlich außerhalb seines Einzugsgebiets stattfinden sollen und keine Teilfläche des IPO-Gebiets in diese Richtung entwässert werden soll.

Vielmehr können nach dieser ersten Grobanalyse positive oder negative Auswirkungen am ehesten in östliche Richtung (Feistenberg / Lindigt-Gründel / Merbitzens-Gründel) durch die Teilflächen C und D sowie nach Westen / Nordwesten durch die Teilflächen A und B nicht ausgeschlossen werden.

Augenmerk ist auch auf die Ortslage Krebs am Meusegastbach im Süden zu legen. Während die Teilflächen D3 und D5 heute partiell in Richtung der Ortslage entwässern, sind die Teilflächen D1, D2 und D4 zum Einzugsgebiet des Meusegastbachs östlich, also unterstrom von Krebs, zu rechnen und können die Ortslage deshalb nicht betreffen.

Für die hydronumerische Modellierung der Oberflächenabflüsse im Planzustand sind vorrangig die vorgesehenen Geländeprofilierungen, Neuversiegelungen / Entsiegelungen, Flächenumnutzungen sowie Entwässerungsanlagen und Rückhaltungen relevant. Entwürfe der Parzellierung und verkehrlichen Erschließung der Flächen A bis D liegen aus /A9/ und aktueller aus /B2/ bzw. /B3/ vor. Die Flächen sollen demnach durch Einschnitt oder Auffüllung geebnet und überwiegend horizontal gestaltet, teilweise aber auch mit leichten Gefällen ausgestattet werden. Für die parzellierten Ansiedlungsflächen A bis D ist ein maximaler Versiegelungsgrad von 80% vorgegeben.

Die Flächen werden über neu zu bauende Straßen an die B172a angeschlossen. Dafür ist u.a. der Bau von Wendemöglichkeiten, Unterführungen, Verkehrsknoten / Kreisverkehren vorgesehen. In einigen Bereichen außerhalb der Flächen A bis D sind zudem Umnutzungen bzw. Anpflanzungen im Rahmen von Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen geplant.

Der Entwurf in /B2/ bzw. /B3/ enthält noch keine Maßnahmen und Anlagen, die zur Regulierung der Oberflächenabflüsse bei Starkregen nötig sein könnten (Rückhaltungen, Umleitungen u.ä.), weil deren Bedarf und Umfang bislang unbekannt waren. Solche Maßnahmen und Anlagen werden im Kapitel 8 des hier vorliegenden Regenwasserbewirtschaftungskonzepts entwickelt und als weiter zu untersuchende Varianten vorgeschlagen.

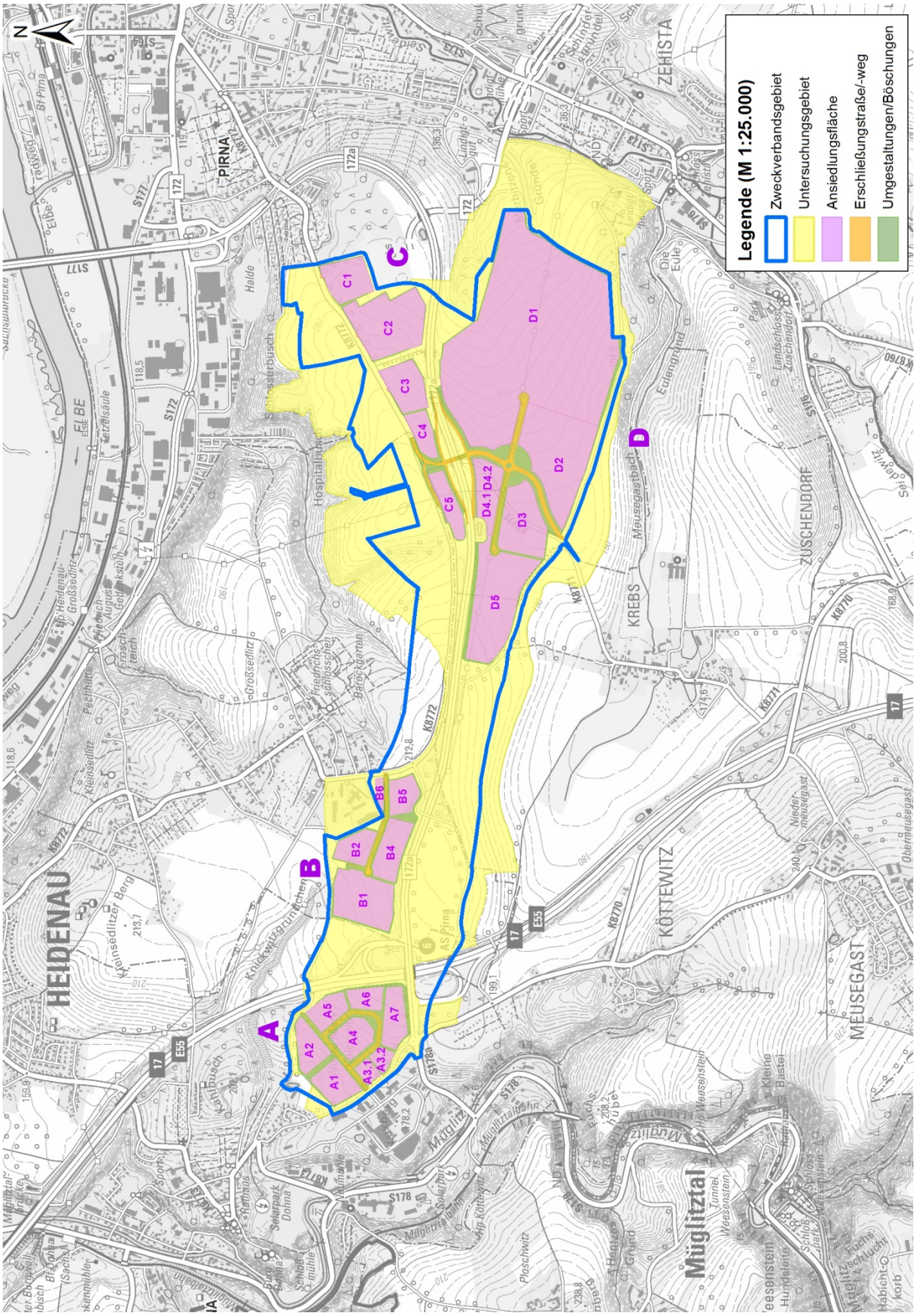


Abbildung 3: Übersicht zum geplanten IndustriePark Oberelbe

5 HYDROLOGIE

5.1 Niederschlagsmengen und -verteilungen

Die charakteristischen Niederschläge für statistische Wiederkehrintervalle / Häufigkeiten zwischen T = 1 und 100 Jahren wurden dem Projekt KOSTRA-DWD-2010R /A7/ entnommen. Als Analyse der Höhe P(T, D) [mm], Dauer D [Min. / Std.] und Häufigkeit T [a] eines Niederschlags decken diese Daten Niederschlagsdauern zwischen 5 Minuten und 72 Stunden ab. Die Niederschlagshöhen für das Wiederkehrintervall T = 200 a wurden in /B1/ nach einer in der Anlage 1 beschriebenen Methodik ermittelt.

Für das Untersuchungsgebiet gelten die KOSTRA-Raster-Zellen 55067 im Westen auf ca. 56% und 55068 im Osten auf ca. 44% der Gesamtfläche (vgl. Abbildung 4). Beide Zellen nennen für die verschiedenen Dauern und Wiederkehrintervalle Niederschlagsmengen, die sich für Dauern ≤ 1 Stunde höchstens im Promillebereich unterscheiden. Bei größeren Dauern liegen für T ≥ 2 Jahre die Niederschlagsmengen der östlichen Zelle 55067 um bis zu 11% über denen der Zelle 55068. Für T = 1 a mit Dauern zwischen 1,5 und 24 h werden in /A7/ für die westliche Zelle 55068 um bis zu 3% größere Niederschlagsmengen als für die Zelle 55067 angegeben.

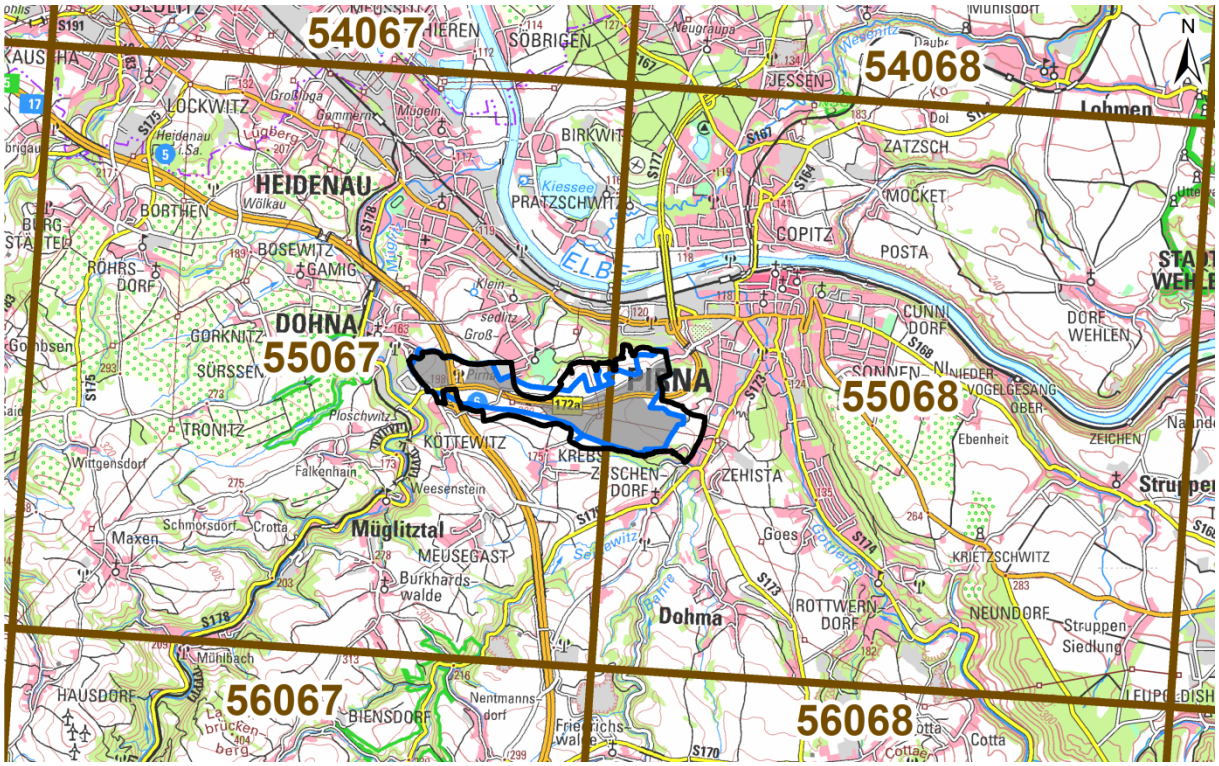


Abbildung 4: Untersuchungsgebiet mit verwendeten KOSTRA-Raster-Zellen

Weil die Unterschiede zwischen den Niederschlagsmengen der beteiligten KOSTRA-Zellen in allen Dauerstufen relativ gering sind und um bei der Gefährdungsanalyse auf der sicheren Seite zu liegen, wurden für die hier durchgeführte 2D-HN-Modellierung im gesamten Modellgebiet die jeweils größten Niederschlagsmengen P(T, D) der beiden beteiligten KOSTRA-Zellen angesetzt (vgl. Tabelle 1).

Tabelle 1: Angesetzte Niederschlagsmengen P(T, D) [mm] im Untersuchungsgebiet gemäß /A7/ und /B1/ als Maximalwerte der KOSTRA-Zellen 55067 und 55068

D \ T [a]	1	2	3	5	10	20	30	50	100	200
5 Min.	5,6	7,8	9,1	10,7	12,9	15,1	16,4	18,0	20,2	23,1
10 Min.	8,7	11,6	13,2	15,3	18,1	20,9	22,6	24,7	27,5	31,3
15 Min.	10,7	14,0	15,9	18,3	21,6	24,9	26,8	29,2	32,5	37,0
20 Min.	12,1	15,7	17,8	20,5	24,2	27,8	30,0	32,7	36,3	41,3
30 Min.	13,8	18,1	20,5	23,7	27,9	32,1	34,6	37,7	42,0	47,8
45 Min.	15,3	20,2	23,1	26,7	31,7	36,6	39,5	43,1	48,0	54,8
60 Min.	16,2	21,7	24,9	29,0	34,4	39,9	43,2	47,2	52,7	60,6
1,5 Std.	18,1	24,1	27,6	32,1	38,2	44,3	47,8	52,3	58,4	67,2
2,0 Std.	19,5	25,9	29,7	34,5	41,1	47,6	51,4	56,2	62,8	72,3
3,0 Std.	21,8	28,7	33,0	38,3	45,5	52,7	57,0	62,3	69,5	80,0
4,0 Std.	23,5	30,9	35,5	41,2	49,0	56,7	61,3	67,0	74,7	86,0
6,0 Std.	26,2	34,3	39,3	45,7	54,3	62,8	67,9	74,2	82,8	95,3
9,0 Std.	29,2	38,1	43,6	50,6	60,1	69,6	75,2	82,2	91,7	105,5
12,0 Std.	31,6	41,0	46,9	54,5	64,7	74,9	80,9	88,4	98,6	116,7
18,0 Std.	35,2	45,5	52,1	60,4	71,7	83,0	89,6	97,9	109,2	129,4
24,0 Std.	38,0	48,9	56,0	65,0	77,1	89,2	96,3	105,3	117,4	142,4
48,0 Std.	42,9	59,2	68,8	80,8	97,1	113,4	122,9	134,9	151,2	180,6
72,0 Std.	47,0	65,7	76,7	90,5	109,2	128,0	139,0	152,8	171,5	210,1

Zur Bestimmung von Niederschlagsdauern und –verteilungen, die im Untersuchungsgebiet für den Istzustand zu den höchsten Abflüssen führen, erfolgten im Rahmen der 2D-HN-Modellierung in /A/ Testrechnungen für Bemessungsniederschläge mit dem Wiederkehrintervall T = 100 a und variablen Niederschlagsdauern D zwischen 5 und 120 Minuten. Innerhalb der Regendauer wurden damals jeweils eine anfangs-, mitten- und endbetonte Niederschlagsverteilung sowie eine Blockregenverteilung verwendet, so dass in /A/ für die sieben Dauerstufen insgesamt 36 Testberechnungen durchgeführt wurden. Die zeitliche Disaggregierung der KOSTRA2010R-Bemessungsniederschlagssummen erfolgte mittels der in Abbildung 5 dargestellten standardisierten Verteilungstypen[1].

Mittels dieser Testrechnungen konnte in /A/ nachgewiesen werden, dass die größten Abflussscheitel an den Auslaufrändern des 2D-HN-Modell unabhängig von der Dauerstufe bei einer endbetonten Niederschlagsverteilung auftreten. Für sämtliche Beregnungssimulationen im Rahmen des Regenwasserbewirtschaftungskonzepts wurde deshalb eine endbetonte Niederschlagsverteilung zugrunde gelegt.

[1] DVWK 113 (1984): Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten: Teil 2: Synthese. DVWK Regeln zur Wasserwirtschaft. Hamburg: Verlag Paul Parey, 1984. Bd. 113.

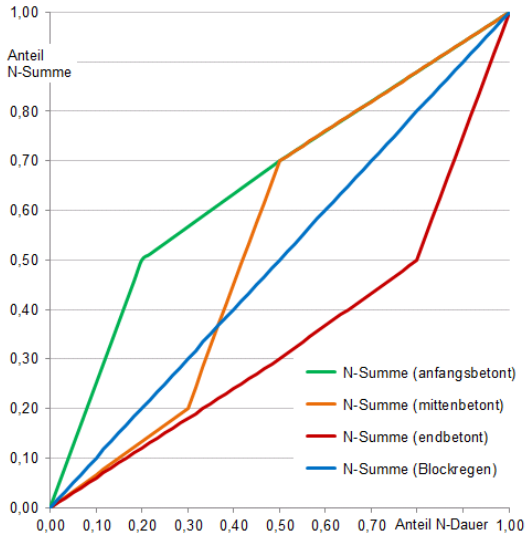


Abbildung 5: Niederschlagsverteilung anfangs-, mitten-, endbetont sowie als Blockregen nach DVWK 113

5.2 Maßgebende Dauerstufen

Die höchsten Abflussscheitel an den Auslaufrändern des 2D-HN-Modells bei T = 100 a traten gemäß /A/ bei Regendauern von 60 bis 90 Minuten auf. Diese Aussagen bezogen sich auf generalisierte Abflussrichtungen, also bspw. den über alle betreffenden Modellauslaufränder kumulierten Abfluss zur Seidewitz. Mit den in /A/ gesammelten Erkenntnissen konnte im vorliegenden Regenwasserbewirtschaftungskonzept nun eine genauere Spezifizierung der einzelnen Auslaufquerschnitte vorgenommen werden. Dazu wurden neue Beregnungssimulationen im Istzustand für T = 100 a mit D = 1,0 / 1,5 / 2,0 / 3,0 und 4,0 h durchgeführt. Demzufolge stellt sich im Lindigt-Gründel als dem größten erfassten Teileinzugsgebiet (0,9 km²) der maximale Abflussscheitel bei D = 3,0 h ein (vgl. Abbildung 6, oben). In den kleinsten relevanten Gebietseinheiten, bspw. dem nur ca. 0,1 km² Teileinzugsgebiet des Schilfteichwegs an der A17-Querung, ergeben sich die größten Scheitelabflüsse bei D = 1,5 h (vgl. Abbildung 6, unten). Die weiteren Auswertungen ergaben, dass

- den im Istzustand zu den geplanten IPO-Teilflächen A und B gehörigen Bereichen als maßgebende Dauerstufe D = 1,5 h,
- den im Istzustand zu der IPO-Teilfläche C gehörigen Bereichen als maßgebende Dauerstufe D = 2,0 h und
- den im Istzustand zu der IPO-Teilfläche D gehörigen Bereichen als maßgebende Dauerstufe D = 3,0 h

zuzuordnen sind.

Für den benachbarten Meusegastbach mit einem 3,8 km² großen Einzugsgebiet südlich der B172a wurde in /A4/ eine maßgebende Dauerstufe von D = 1,0 h ermittelt. Ob dabei eine Vorfeuchte angesetzt und von welcher Niederschlagsverteilung ausgegangen wurde, geht aus dem Erläuterungsbericht in /A4/ nicht klar hervor. Für den Hospital- und Schlosserbusch mit einem ca. 1,4 km² großen Einzugsgebiet nördlich der B172a wurde in /A5/ die maßgebende Dauerstufe mit D = 1,67 h bestimmt. Dabei wurden eine mittlere Bodenfeuchte und gemäß DVWK-Vorgaben eine mittenbetonte Niederschlagsverteilung angenommen. Daraus ergeben sich zwangsläufig kürzere scheitelrelevante Dauerstufen als im vorliegenden Regenwasserbewirtschaftungskonzept, bei dem keine Vorfeuchte angesetzt (vgl. Kapitel 5.3) und durch Modellberechnungen nachgewiesen wurde, dass die größten Scheitelabflüsse im Gebiet des geplanten IPO bei endbetonten Niederschlagsverteilungen auftreten.

Bei beiden Nachbargebieten handelt es sich zudem um Bereiche mit teils deutlich steileren Hangneigungen als im IPO-Plangebiet und mit Vorflutbächen, in denen Hochwasserwellen schneller als auf den meist unprofilierten Flächen des IPO-Plangebiets abgeleitet werden können. Hinzu kommt, dass sowohl in /A4/ als auch in /A5/ stark vereinfachte empirische Ansätze für die Abflusskonzentration und die Fortpflanzung der Hochwasserwelle verwendet wurden. Das im Regenwasserbewirtschaftungskonzept verwendete 2D-HN-Modell kann im Vergleich dazu deutlich genauere Aussagen über diese beiden Parameter liefern, so dass die o.g. für das IPO-Gebiet maßgebenden Dauerstufen als plausibel eingeschätzt werden. Die Beregnungssimulationen für den Istzustand mit allen betrachteten Wiederkehrintervallen T erfolgten deshalb jeweils für die Dauerstufen D = 1,5 / 2,0 und 3,0 Stunden.

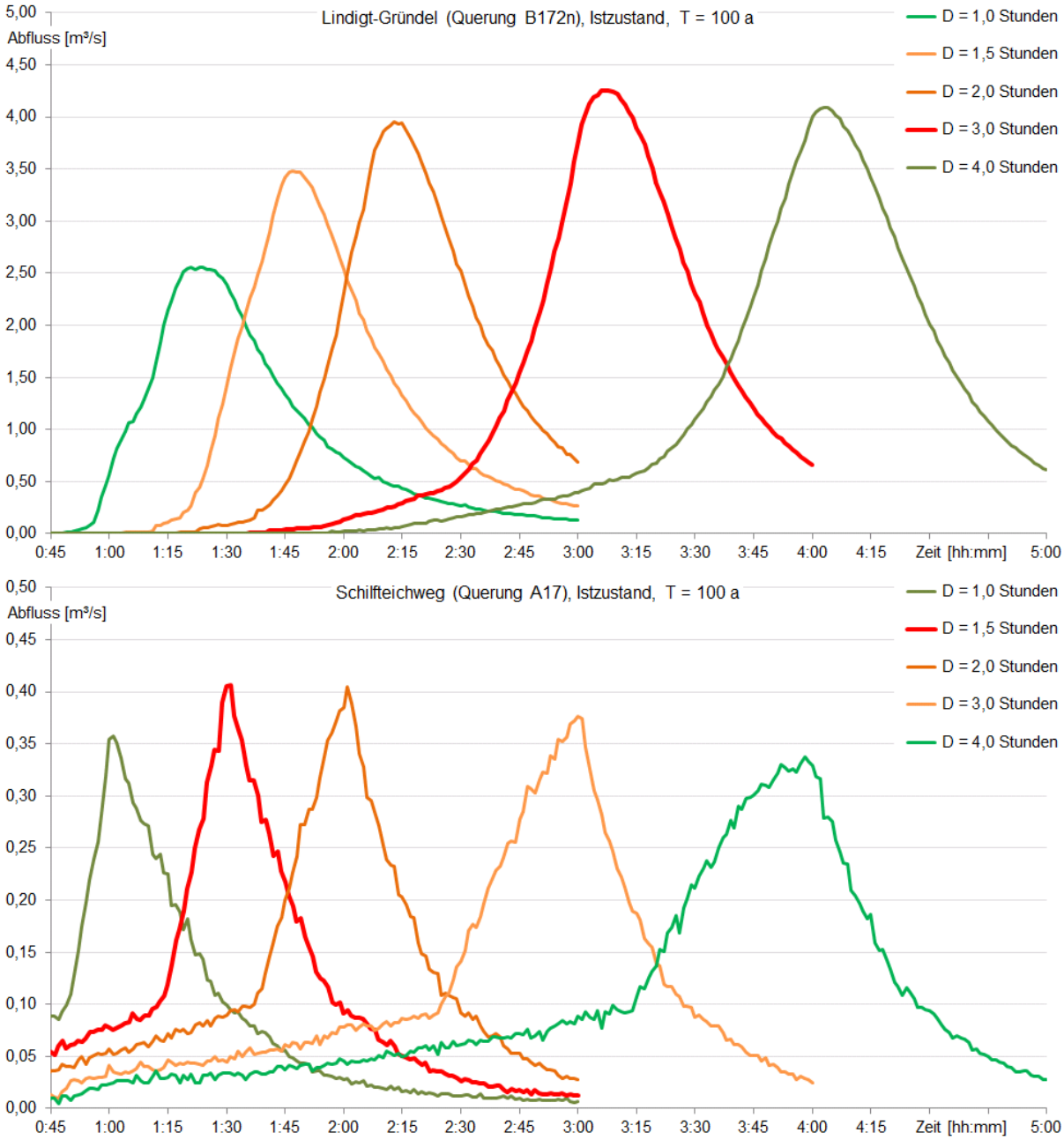


Abbildung 6: Ermittlung der maßgebenden Dauerstufe im Istzustand, T = 100 a für das Lindigt-Gründel an der B172-Querung und den Schilfteichweg an der A17-Querung

5.3 Berechnung der Abflussbildung

Die ersten Wasseranteile eines Regens kommen wegen Benetzungs-/ Interzeptionseffekten (Aufnahme durch die Vegetation) meist nicht zum Abfluss. Außerdem füllen sich in der Anfangsphase noch Geländemulden mit Wasser. Erst wenn diese Reservoire aufgebraucht sind, bildet sich ein Oberflächenabfluss aus. Über praktisch die gesamte Regendauer steht meist auch ein gewisser Verdunstungsanteil nicht für den Oberflächenabfluss zur Verfügung.

Je nach Beschaffenheit, Bewuchs, Versiegelungsgrad und Vorfeuchte der oberen Bodenschicht kann ein mehr oder weniger großer Anteil des Regenwassers versickern und, unter gewissen Umständen, verzögert andernorts als so genannter Zwischenabfluss wieder hervortreten. Zu Beginn des Regens ist die Aufnahmefähigkeit des Bodens üblicherweise noch relativ hoch. Mit zunehmender Niederschlagssumme und Bodensättigung nimmt sie ab, so dass mit anhaltender Regendauer der Anteil der zum oberflächigen Abfluss kommenden, der so genannten effektiven Niederschlagsmenge wächst.

Diese Prozesse und die Frage, welche Regenanteile zum oberflächigen Abfluss gelangen, werden in der Hydrologie als Abflussbildung bezeichnet. Für die Berechnung der Abflussbildung kam hier das Kurvennummernverfahren[2] (SCS-Verfahren) in einer erweiterten Form nach [Zaiß, 1989] zum Einsatz.

Für die Ermittlung der CNII-Werte (Kurvennummern) wurden zunächst die Flächenanteile nach den vier SCS-Bodenklassen A bis D bestimmt (vgl. Abbildung 7). Die Einteilung wurde nach bodenkundlichen Erfahrungswerten ausgehend von den in der Bodenkarte BK50 /A2/ ausgewiesenen Bodentypen und unter Beachtung der in [Thürkow, 2002][3] getroffenen Zuordnungen der SCS-Bodenklassen zur Wasserdurchlässigkeit gesättigter Böden k_f (vgl. Tabelle 2) getroffen. Die Abflussbereitschaft steigt von A nach D an.

Tabelle 2: Zuordnung von Bodenarten zu SCS-Bodenklassen nach [Thürkow, 2002]

Klasse	Beschreibung der Bodenarten	k_f - Wert
A	Böden mit großem Versickerungsvermögen (z.B. tiefgründige Sande und Kiese)	> 18 cm/d
B	Böden mit mittlerem Versickerungsvermögen, tief- bis mäßig tiefgründige Böden mit mäßig feiner bis mäßig grober Textur (z.B. Sandböden, Löss)	≤ 18 bis > 9 cm/d
C	Böden mit geringem Versickerungsvermögen, Böden mit feiner bis mäßig feiner Textur oder mit wasserstauender Schicht, (z.B. flachgründige Sandböden, sandiger Lehm)	≤ 9 bis > 3 cm/d
D	Böden mit sehr geringem Versickerungsvermögen, Tonböden, sehr flache Böden über nahezu undurchlässigem Material, Böden mit dauernd sehr hohem Grundwasserspiegel	≤ 3 cm/d

Böden der Klasse A sind im Untersuchungsgebiet also nicht anzutreffen. Es dominieren Böden der Klassen C und D, was auf ein geringes bis sehr geringes Versickerungsvermögen und eine hohe Abflussbereitschaft hindeutet, wie das bereits nach der Analyse der geologischen Verhältnisse im Untersuchungsgebiet (vgl. Kapitel 3.2) vermutet werden konnte.

[2] US Department of Agriculture (1985): Soil Conservation Service: National Engineering Handbook. Section 4 - Hydrology. Washington, DC.

[3] Thürkow, D. (2002): GIS - basierte Methoden zur Analyse der Wasserqualitätsentwicklung in Trinkwasserbrunnen am Beispiel des Einzugsgebietes der Saidenbachtalsperre (Erzgebirge). Diss., Fak. f. Mathematik und Naturwissenschaften d. Univ. Halle.

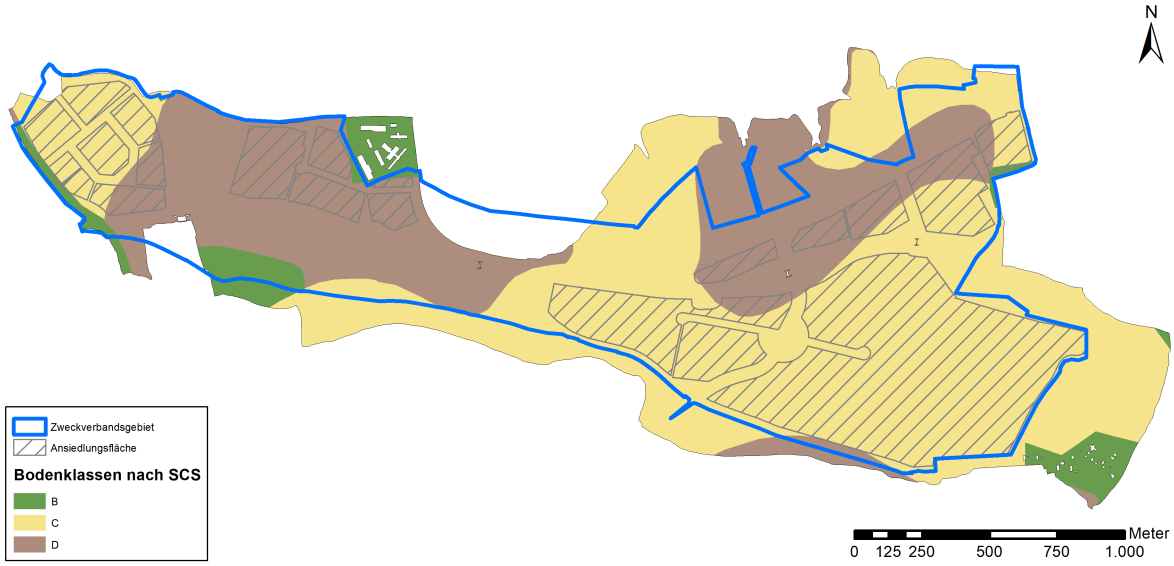


Abbildung 7: Karte der SCS-Bodenklassen im Untersuchungsgebiet

Die Festlegung der CNII-Werte erfolgt für jede SCS-Bodenklasse in Abhängigkeit von der Landnutzung und Bewirtschaftung nach SCS-Vorgaben. Die für das Untersuchungsgebiet nach /A2/ geltenden Landnutzungstypen zeigt die Abbildung 8. Die Tabelle 3 zeigt einen Auszug der Zuordnungstabelle gemäß dem SCS-Handbuch. Die CNII-Werte streben nach oben einem theoretischen Grenzwert von 100 zu, wobei die Abflussbereitschaft mit steigenden CNII-Werten wächst. Dieser Grenzwert würde eine vollständige Versiegelung markieren. Die CNII-Werte entsprechen aber nicht den prozentualen Versiegelungsgraden und sind dürfen nicht mit diesen verwechselt werden.

Für die Kombinationen aus Boden und Landnutzung im Untersuchungsgebiet ergeben sich Kurvennummern CNII zwischen 55 und 91. Der flächengewichtete CNII-Mittelwert für das Untersuchungsgebiet beträgt 78. Hauptsächlich wegen der Bodeneigenschaften sind folglich relativ große Abflussspenden zu erwarten. Die Abbildung 9 zeigt die flächenhafte Verteilung der CNII-Werte.

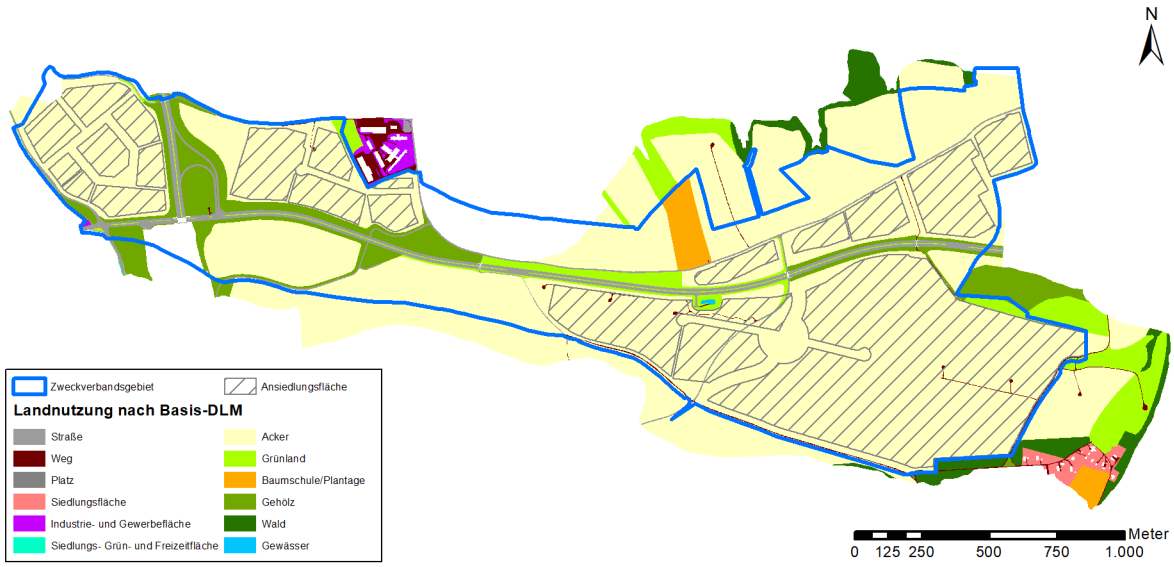


Abbildung 8: Karte der Landnutzungstypen im Untersuchungsgebiet

Art der Landnutzung		hydrologische Bodentypen			
		A	B	C	D
Landwirtschaftlich genutzte Ackerfläche[1]	mit Erosionsschutzmaßnahmen	72	81	88	91
	ohne Erosionsschutzmaßnahmen	62	71	78	81
Weideland	in schlechtem Zustand	68	79	86	89
	in gutem Zustand	39	61	74	80
Wiese	in gutem Zustand	30	58	71	78
Wald	lichter Bestand, schlechte Bodenbedeckung, kein Mulch	45	66	77	83
	gute Bodenbedeckung[2]	25	55	70	77
Innerstädtische Freifläche: Rasen, Parks, Golfplätze, Friedhöfe etc.	guter Zustand, Grasbewuchs auf mind. 75% der Fläche	39	61	74	80
	mäßiger Zustand: Grasbewuchs auf 50-75% der Fläche	49	69	79	84
Städt. Wohn- und Geschäftsviertel (85% Versiegelungsgrad)		89	92	94	95
Industriegebiete (72% Versiegelungsgrad)		81	88	91	93
Wohngebiete[3] Durchschnittliche Grundstücksgröße [m²] bis	Versiegelungsgrad[4] [%]				
500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1500	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84

Tabelle 3: Bestimmung der CNII-Werte (Auszug SCS-Handbuch)

Die in der Tabelle 3 gezeigten CNII-Werte für Industriegebiete wurden empirisch für Flächen mit durchschnittlich 72%iger Versiegelung ermittelt. Sie wurden im vorliegenden Fall nur für die Fläche mit kaum noch genutzten Lagerhallen und Stallungen am westlichen Rand von Großsedlitz im Bereich Schilfteichweg/ Neubauernweg angewendet. Zwischen dem Ist- und allen untersuchten Planzuständen ergibt sich daraus kein Unterschied.

Die bei den Beregnungssimulationen umgesetzte Methode zur genaueren Berücksichtigung einer Versiegelung in den geplanten IPO-Ansiedlungsflächen wird in Kapitel 7.2 näher beschrieben.

Die ermittelten CNII-Werte bilden die Grundlage für die Berechnung des abflusswirksamen Niederschlagsanteils bei der Abflussbildung. Dafür wurde das nach [Zaiß, 1989] erweiterte SCS-Verfahren angewendet. Die Zaiß-Erweiterungen beziehen sich auf folgende Punkte:

- verbesserte Berücksichtigung der Vorgeschichtsabhängigkeit
- Ansatz eines Verlustverhältnisses VV von 0,05 statt 0,20
- Ansatz eines variablen Abflussbeiwerts in Abhängigkeit von der akkumulierten Niederschlagssumme

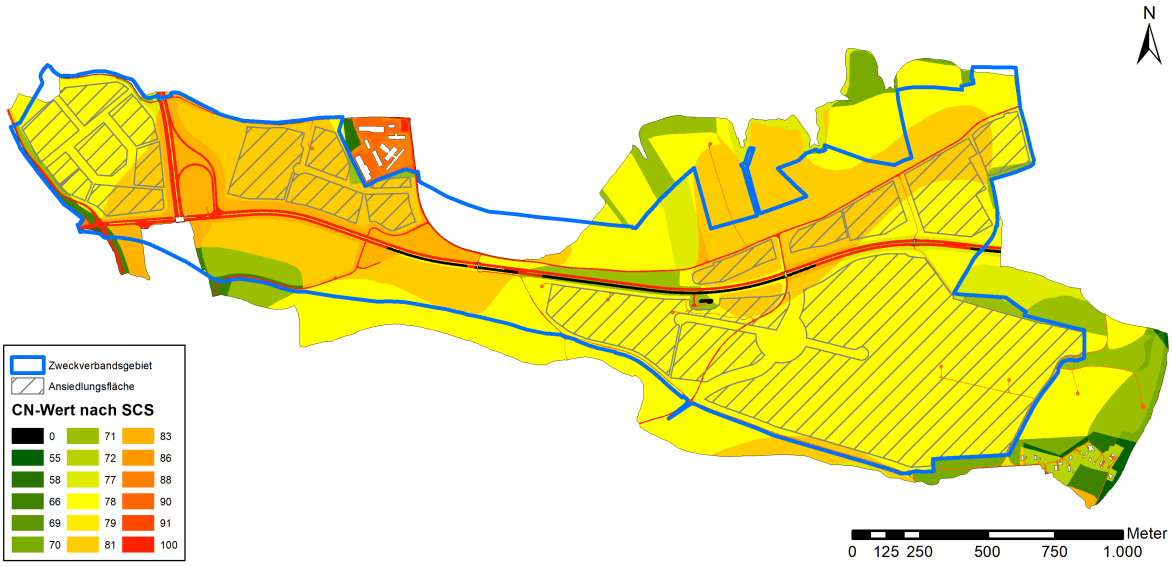


Abbildung 9: Flächenhafte Verteilung der CNII - Werte im Untersuchungsgebiet

Die benetzungs- und interzeptionsbedingten Anfangsverluste AV_0 werden im Zaiß-Verfahren nach einer Abminderung der CNII- auf CNI-Werte wie folgt berechnet:

$$\mathrm{CNI} = \frac{\mathrm{CNII}}{2{,}334 - 0{,}01334 \cdot \mathrm{CNII}}$$

$$AV_0 = \frac{1270}{\mathrm{CNI}} - 12{,}7$$

Eine etwaige Vorfeuchte wird im Zaiß-Verfahren durch den Vorregenindex VN21 berücksichtigt, der die Niederschläge der vorangegangenen 21 Tage in Abhängigkeit davon abbildet, in welcher Jahreszeit bzw. Kalenderwoche das Ereignis auftritt. Hier wurde sowohl im Istzustand als auch in den betrachteten Planzustandsvarianten davon ausgegangen, dass kein Vorregen stattgefunden hat, folglich VN21 = 0 ist. Der Anfangsverlust AV_0 entspricht in diesem Fall dem Gesamtanfangsverlust AV.

Für das Regenwasserbewirtschaftungskonzept bedeutet das, dass die für den Istzustand errechneten Oberflächenabflüsse eher an der unteren Grenze des denkbaren Spektrums liegen. In den Planzustandsvarianten hat die Vorfeuchte im Vergleich zum Istzustand einen viel geringeren Einfluss auf die entstehenden Oberflächenabflüsse, weil – zumindest im Endzustand – die Eingriffsflächen zum weitaus größten Teil als versiegelt angenommen wurden. Die im Planzustand vorzusehenden Rückhaltungen sind folglich leistungsfähiger auszulegen, als es der Fall wäre, wenn ein Vorregen berücksichtigt worden wäre. Die Entwürfe liegen also, anders als es in /B6/ befürchtet wurde, auf der sicheren Seite.

Der zeitliche Verlauf des Effektivregens wird im Zaiß-Verfahren durch den variablen Abflussbeiwert φ_i in Abhängigkeit der akkumulierten Niederschlagssumme S_{Ni} bis zur Mitte des aktuellen Zeitintervalls i bestimmt (integrale Form):

$$\varphi_i = 1 - \left(\frac{AV}{0{,}05 \cdot \sum h_{Ni} + 0{,}95 \cdot AV}\right)^2$$

mit: φ_i Abflussbeiwert im aktuellen Zeitintervall
S_{Ni} Summe der Niederschläge im aktuellen Intervall
AV: Anfangsverlust, gesamt

Abweichend davon wurde bei vollversiegelten Flächen ein benetzungsbedingter Anfangsverlust von 1 mm und ansonsten ein Abflussbeiwert von 1,0 angenommen. Bei Straßenflächen mit eigenen Entwässerungsanlagen wurde ein Abflussbeiwert von 0,0 angenommen.

Unter den beschriebenen Ansätzen ergeben sich bei der 2D-HN-Modellierung des Istzustands (vgl. Kapitel 6) plausible Oberflächenabflüsse. So wurde beispielsweise für das Lindigt-Gründel an seiner Querung der künftigen B172n für T = 100 a und D = 3,0 h mit endbetonter Niederschlagsverteilung ein Scheitelabfluss von 4,3 m³/s errechnet (vgl. Abbildung 6, oben). Bei einem zu Teilen auch durch Straßenzüge befestigten Einzugsgebiet von etwas mehr als 0,91 km² entspricht dies einer maximalen Abflussspende von 4,7 m³/s·km².

Auswertungen in /B5/ für das Augusthochwasser 2002 haben gezeigt, dass Hochwasserabflussspenden dieser Größenordnung in der Osterzgebirgsregion zumal für sehr kleine Einzugsgebiete mit einer Fläche von weniger als 1 km² im Rahmen der Erwartungen liegen können (vgl. Abbildung 10).

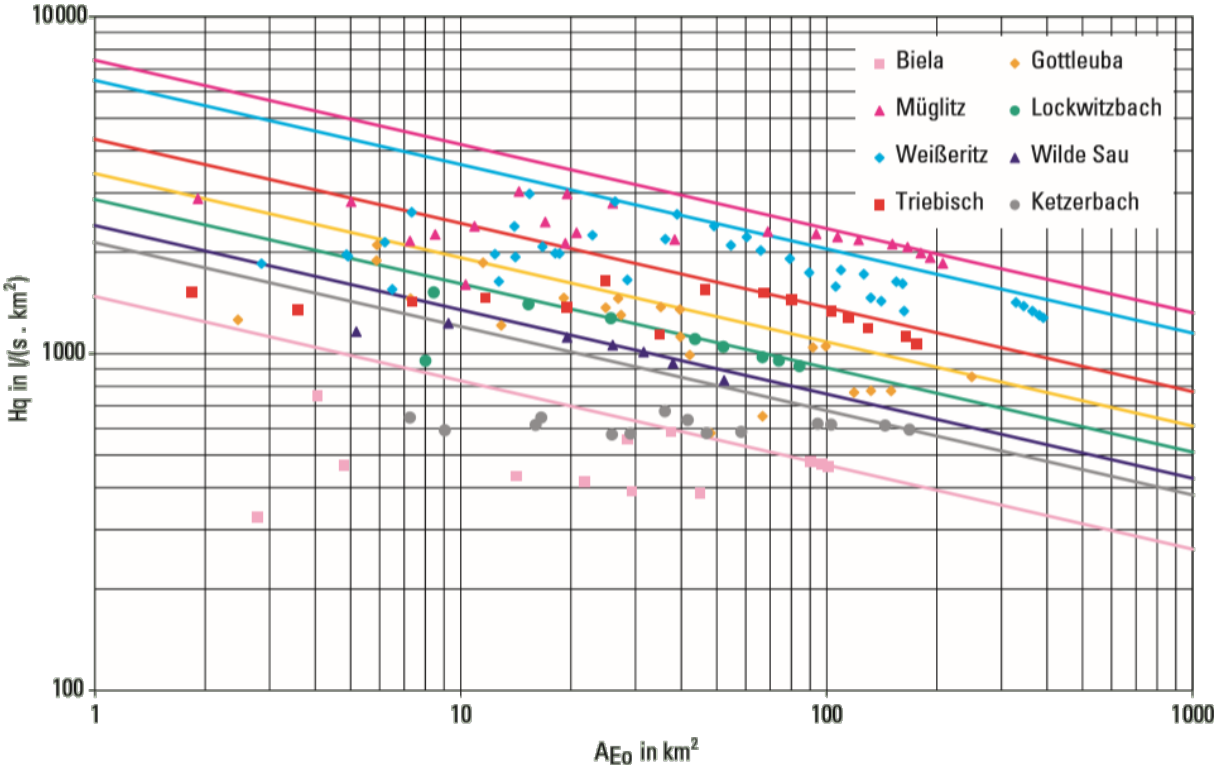


Abbildung 10: Hüllkurven der Abflussspenden aus der N-A-Modellierung für Flüsse im Osterzgebirge, u.a. für die Müglitz gemäß /B5/

Sensitivitätsberechnungen in /A/ haben ergeben, dass die errechneten Scheitelabflüsse deutlich auf eine Veränderung der angesetzten CNII-Werte reagieren. Die Abbildung 11 zeigt dazu eine Grafik für das Lindigt-Gründel an der B172n-Querung aus /A/, in der für T = 100 a und D = 1,5 h der Einfluss einer Veränderung der CNII-Werte um ±2 erkennbar ist. (Nach neueren Erkenntnissen aus dem Regenwasserbewirtschaftungskonzept erbringt D = 3,0 h für diesen Querschnitt den größten Abflussscheitel, vgl. Kapitel 5.2.)

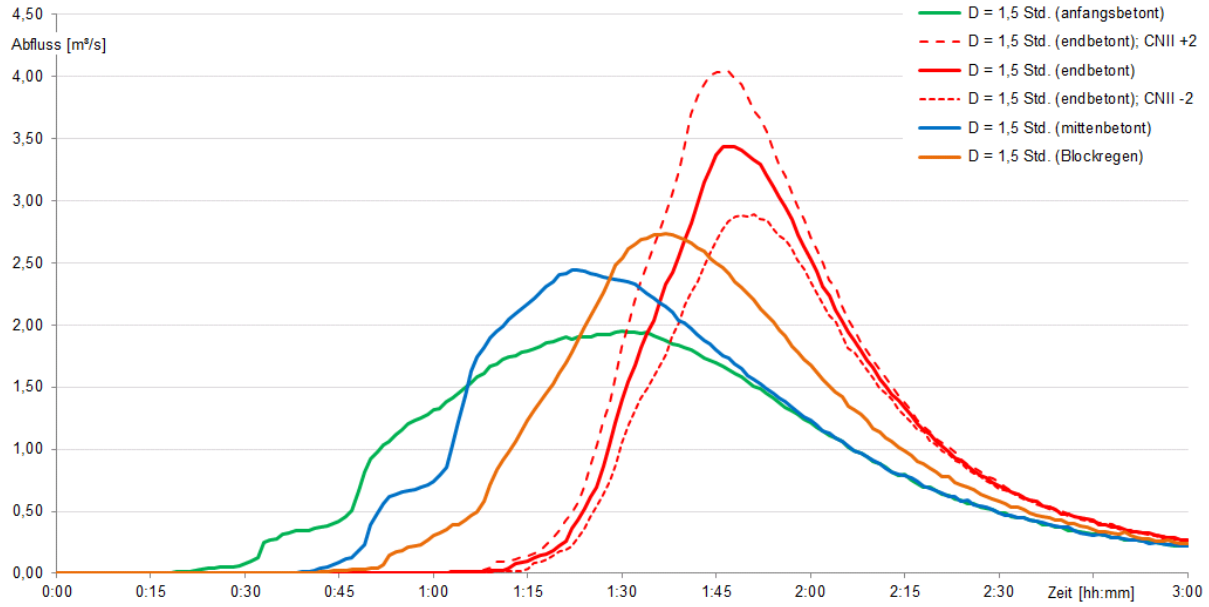


Abbildung 11: In /A/ für T = 100 a und D = 1,5 h errechnete Abflussganglinien im Lindigt-Gründel, u.a. mit veränderten CNII-Werten

6 HYDRONUMERISCHE MODELLIERUNG

6.1 Verwendetes Berechnungsprogramm

Um den sich bei Regenereignissen im Untersuchungsgebiet ausbildenden Oberflächenabfluss ermitteln und analysieren zu können, wurde bereits in /A/ eine zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modellierung (kurz: hydronumerische oder 2D-HN-Modellierung) vorgenommen. Das 2D-HN-Modell des Istzustands aus /A/ wurde für die Untersuchungen im Regenwasserbewirtschaftungskonzept unverändert übernommen.

Die Modellierung erfolgte mit dem Programmpaket SMS 12 / HYDRO_AS-2D 4.4.2. Damit lassen sich wichtige Parameter des Oberflächenabflusses wie bspw. Wasserstände/ -tiefen, Fließgeschwindigkeiten/ -richtungen, Schubspannungen und spezifische Abflüsse/ Teilabflüsse realitätsnah ermitteln.

Basis der Modellierung ist ein Berechnungsnetz aus Dreiecks- und Viereckselementen, die durch so genannte Knoten (Nodes) an ihren Ecken miteinander verbunden sind. Dieses Netz bildet die Geländeform des Modellgebiets mit allen hydraulisch relevanten Strukturen nach und stellt somit ein digitales Geländemodell (DGM) dar (vgl. Abbildung 12).

Die Netzelemente müssen programmspezifischen Qualitätskriterien entsprechen, so dass bspw. zu spitze Innenwinkel und unnötige Knotenanhäufungen zu vermeiden sind. Während in hydraulisch sensiblen Bereichen (als Abflussbahn fungierende Verkehrswege, abflusslenkende Bauwerke u.ä.) eine hohe Netzauflösung erforderlich ist, lassen sich Gebiete mit nur wenig bewegtem Gelände und nahezu gleichförmiger Überströmung mit größeren Elementen ausreichend genau erfassen.

Die Software SMS stellt den Pre- und Postprozessor dar und bietet somit eine Benutzeroberfläche mit Möglichkeiten der Netzgenerierung sowie der Visualisierung von Ergebnisdateien. Demgegenüber bildet HYDRO_AS-2D den Berechnungskern und fungiert damit als Solver für die Modellierung. Er löst Finite-Volumen-Gleichungen anhand der zweidimensionalen tiefengemittelten Strömungsgleichungen. Dies geschieht durch Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Reynolds- bzw. Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Flüssigkeiten über die Wassertiefe unter Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung. Damit ist die Berechnung komplizierter stationärer sowie instationärer Abflusssituationen bei strömenden wie auch schießenden Abflusszuständen möglich.

Die Simulation liefert skalare und vektorielle Ergebnisse (Wasserstandshöhen, Größe und Richtung von Fließgeschwindigkeiten etc.) für die benetzten Knoten des Modellnetzes und gibt Aufschluss zu Überflutungsgrenzen und Abflussaufteilungen. Bei instationären Berechnungen kann zusätzlich der zeitliche Ablauf der Überflutungen nachvollzogen werden. Außerdem lassen sich aus den Primärergebnissen weitere Parameter, wie bspw. die spezifischen Abflüsse sowie die Froude-Zahlen oder Energiehöhen unkompliziert berechnen.

Um die Modellierungsergebnisse in Grafiken/ Karten darzustellen, vertiefend auszuwerten und in üblichen Austauschformaten vorzuhalten, wurden sie von den Originalformaten zusätzlich auch in die GIS-Formate ESRI-Shape, ESRI-TIN und ESRI-Grid konvertiert. Die kartografische Bearbeitung erfolgte mit dem Programm ESRI-ArcGIS 10.

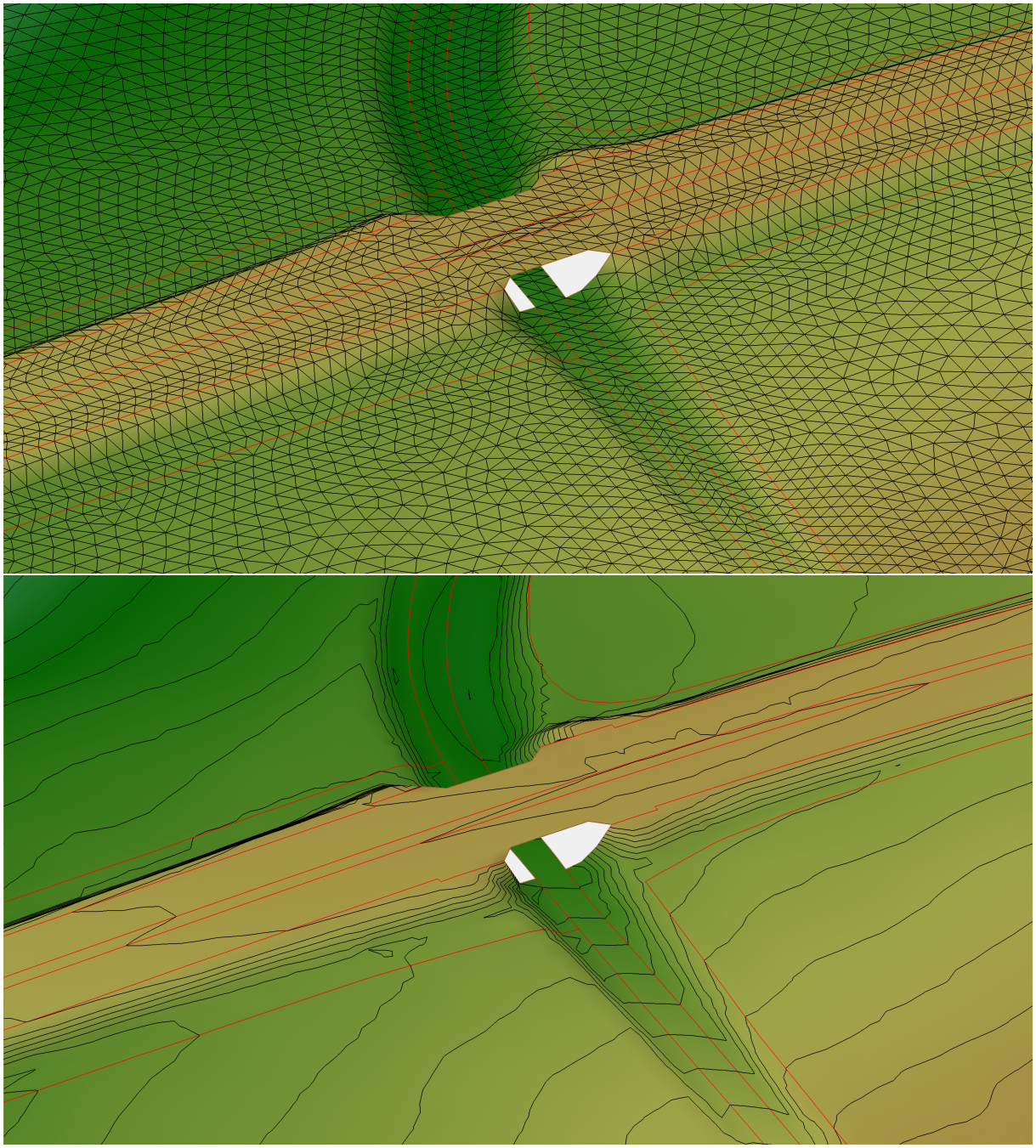


Abbildung 12: Ausschnitte der Netzstruktur des Modellnetzes (Bild oben) und der farbig abgestuften Geländehöhen mit Isolinien (Bild unten)

6.2 Abgrenzung des Modellgebiets und verwendete Daten

Für die Aufbereitung des Modellnetzes wurden die Daten des ATKIS-DGM1 und der bestehenden Verkehrswege aus /A2/, des ATKIS-DLM aus /A6/ sowie die geometrischen Informationen zur im Bau befindlichen B172n aus /A3/ genutzt. Die Festlegung der Modellgrenzen erfolgte in Orientierung an Linien gleicher Geländehöhen, Höhenrücken (also Wasserscheiden als Einzugsgebietsgrenzen), für Wasser unüberwindbaren Verkehrswege (B172n im Osten) oder darin befindlichen Öffnungen (Lindigt-Gründel, Merbitzens-Gründel). Das Modell erfasst sämtliche potenziell durch IPO-Vorhaben bedingten Veränderungen der natürlichen Oberflächenabflüsse bei Starkregen. Eine Auslegung des Modellgebiets bis zu den nächstgelegenen Vorflutgewässern ist für die Untersuchungsaufgabe nicht notwendig.

Bei einer simulierten Beregnung des 2D-HN-Modells kann der Oberflächenabfluss an den Modellrändern frei auslaufen. Die Auslaufrandbedingungen wurden dazu als ein Energieliniengefälle vorgegeben, welches dem mittleren Geländegefälle entspricht. Weil eine solche Vorgabe unvermeidlich Ungenauigkeiten in den Berechnungsergebnissen nahe dem jeweiligen Auslauf hervorruft, müssen die Ausläufe in so weiter Entfernung von der Eingriffsbereichen liegen, dass die Ungenauigkeiten bis dahin aufgelöst sind. Das 2D-HN-Modell reicht aus diesem Grund bei abfälligem Gelände weiter stromab als das Untersuchungsgebiet innerhalb der Zweckverbandsgrenze und deckt eine Gesamtfläche von ca. 350 ha ab.

In einigen Bereichen konnte die Ausdehnungen des 2D-HN-Modells kleiner als die von der Zweckverbandsgrenze definierte Fläche gehalten werden, weil dort Auswirkungen des IPO-Vorhabens auf den Oberflächenabfluss wegen des ansteigenden Geländes oder unbeteiligter Einzugsgebiete ausgeschlossen werden können.

Gebäudegrundflächen (betrifft kleine Gebiete in Großsedlitz südlich Schilfweg/ westlich Neubauernweg sowie in Oberlindigt im Südosten) wurden aus dem Modellnetz ausgespart, um sie als undurchströmbar zu definieren. Das bedeutet, dass der auf diese Flächen fallende Regen rechnerisch nicht zum Oberflächenabfluss kommt. Weil diese Annahme im Ist- wie auch in den untersuchten Planzuständen getroffen wurde, wird der Vergleich beider Zustände dadurch nicht beeinträchtigt.

An mehreren Stellen im Modellgebiet über-/ unterqueren Verkehrswege andere Verkehrswege (mehrfach entlang der B172a und im Bereich der Autobahnanbindung). Das Modellnetz wurde hier nötigenfalls so gestaltet, dass der Oberflächenabfluss sowohl den unterquerenden Verkehrsweg als auch den überquerenden Verkehrsweg entlang fließen kann (vgl. Abbildung 12).

6.3 Parametrisierung des Modells

Die Oberflächenrauheiten in den einzelnen Landnutzungsbereichen wurden im 2D-HN-Modell mit Beiwerten nach Manning/ Strickler k_{St} anhand von Erfahrungswerten und Literaturempfehlungen erfasst. Bei vegetationsbeeinflussten Nutzungen (bspw. Acker, Grünland, Wald...) wurde dabei aus dem fachlich vertretbaren Spektrum ein mittel bis sehr rauer Ansatz gewählt. Die gewählten Oberflächenrauheiten sind in der nachfolgenden Tabelle 4 gezeigt.

Tabelle 4: für die Oberflächenrauheiten angesetzte Beiwerte k_{St}

Landnutzung/ Vegetation/ Befestigung/ Beschaffenheit	k_{St}
Straße, asphaltiert	50 $m^{1/3}/s$
Weg, befestigt	45 $m^{1/3}/s$
Siedlung, stark versiegelt	24 $m^{1/3}/s$
Industrie und Gewerbe	18 $m^{1/3}/s$
Sport, Freizeit und Erholung	18 $m^{1/3}/s$
Acker	18 $m^{1/3}/s$
Grünland	20 $m^{1/3}/s$
Obst- und Weinbau, Gartenland	18 $m^{1/3}/s$
Wald	16 $m^{1/3}/s$
Gehölz	16 $m^{1/3}/s$

Für alle durchgeführten Rechengänge wurden folgende Grundlagenparameter (‚global parameters') in HYDRO_AS-2D festgelegt (Einzelheiten im Benutzerhandbuch des Programms):

- Simulationszeit: Dauer des zu berechnenden Abflussereignisses; gewählt mit 10.800 Sekunden ≙ 3,0 Stunden
- Zeitintervall SMS: Zeitschrittlänge zwischen den Ausschreibungen vollständiger Ergebnisdateien „Wasserstand", „Fließgeschwindigkeit" u.a.; gewählt mit 60 Sekunden ≙ 1 Minute
- Zeitintervall Q_Strg / Pegel.dat: Zeitschrittlänge für die Zuflussganglinien und die Ausschreibungen tabellarischer Ergebnisdateien für Kontrollquerschnitte und Pegelpunkte; gewählt mit 60 Sekunden ≙ 1 Minute
- Hmin: minimale Wassertiefe, ab der ein Abflussgeschehen am jeweiligen Knoten angenommen wird; gewählt mit 0,0001 m
- VELMAX: maximale Fließgeschwindigkeit, die an einem Knoten in die Berechnungen eingehen kann; gewählt mit 15,0 m/s
- CMUVISC: Koeffizient c_μ in der Formel für Viskosität = 0,6 (Standardwert)
- CFL: programminterner Berechnungskoeffizient = 0,8 (Standardwert)
- Amin: minimal erlaubte Elementgröße; gewählt mit 0,01 m²

6.4 Vorgehen bei der Ergebnisauswertung

Von den Ergebnisparametern, die das Berechnungsprogramm HYDRO_AS-2D liefert, sind für die vorliegende Aufgabe weniger die Wassertiefen oder Fließgeschwindigkeiten relevant.

Vielmehr sind die Oberflächenabflüsse in [m³/s] oder [l/s] und deren Strömungsrichtungen von Interesse, die im Vorhabensgebiet bei Starkregen generiert werden und in die benachbarten Bereiche gelangen.

Zu diesem Zweck wurden die vom Berechnungsprogramm nicht explizit gelieferten spezifischen Abflüsse, d.h. die pro [m] Breite abfließenden Wassermengen [m³/(s·m) bzw. m²/s] als Produkt von Wassertiefe und Geschwindigkeit mit einer Zeitschrittauflösung von 60 Sek. ermittelt.

Ausgewertet wurden die über die Dauer des simulierten Ereignisses eintretenden maximalen spezifischen Abflüsse (Skalarwerte) gemeinsam mit ihren Strömungsrichtungen (Vektorwerte). Die Darstellung in der Anlage 2 zeigen diese Ergebnisse kartografisch für den Istzustand und verdeutlichen damit bevorzugte Abflussbahnen im Modellgebiet.

Die Auswirkungen von modellierten Planzuständen auf den Oberflächenabfluss bei Starkregen wurden einerseits durch tabellarische Gegenüberstellungen der an den Modellrändern berechneten Auslaufganglinien mit Veranschaulichungen in Diagrammform und andererseits durch den kartografischen Vergleich der maximalen spezifischen Abflüsse im Istzustand mit denen des jeweiligen Planzustands ermittelt (vgl. Differenzenbilder in Anlage 3).

7 UNTERSUCHTE ZUSTÄNDE UND RÜCKHALTVARIANTEN

7.1 Istzustand

Für den Istzustand wurden Beregnungssimulationen mit T = 1, 5, 30, 50, 100 und 200 a sowie jeweils den Dauerstufen 1,5 h, 2,0 h und 3,0 h sowie endbetonter Niederschlagsverteilung durchgeführt. Die drei Dauerstufen führen jeweils in verschiedenen Teilbereichen des Modellgebiets zu den größten Scheitelabflüssen (vgl. Kapitel 5.2). Zur kartografischen Darstellung von Istzustandsergebnissen wurde für jede Jährlichkeit T eine Umhüllende aus den Modellergebnissen der drei Dauerstufen gebildet. In den entsprechenden Karten der Anlage 2 werden also die Maximalwerte von drei Regenszenarios gleicher Jährlichkeit gezeigt.

7.2 Anfangs- und Endzustand mit theoretischen Rückhaltansätzen

Die nach /B2/ bzw. /B3/ geplanten Ansiedlungsflächen und Erschließungsstraßen wurden anschließend in das Istzustand-Modell eingearbeitet. Das so entstandene Planzustand-Modell liegt geometrisch allen weiteren Modelluntersuchungen des Regenwasserbewirtschaftungskonzepts zugrunde. Grundsätzlich wurde dabei stets zwischen dem

- **Anfangszustand** mit Erschließungsstraßen und noch unversiegelten Ansiedlungsflächen, also vor der ersten Ansiedlung,

  sowie dem hinsichtlich der Oberflächenabflüsse denkbar ungünstigsten

- **Endzustand**, in dem sämtliche Ansiedlungsflächen bis zum maximal erlaubten Grad von 80% versiegelt sind,

unterschieden, wobei für die Abflussbildung im Anfangszustand auf den Ansiedlungsflächen ein einheitlicher CNII-Wert von 80 angenommen wurde. Eine Wasserfassung erfolgt dort im Anfangszustand noch nicht. Im Endzustand wurden 80% der Ansiedlungsflächen als vollversiegelt und die restlichen 20% mit einem einheitlichen CNII-Wert von 80 angenommen.

Mit dem Anfangs- und dem Endzustand wurden Beregnungssimulationen mit T = 1, 5, 30, 50, 100 und 200 a sowie jeweils den Dauerstufen 1,5 h, 2,0 h und 3,0 h sowie endbetonter Niederschlagsverteilung für zwei **theoretische Planzustände** durchgeführt:

- **ohne Rückhaltung**, d.h. der nicht versickernde Regenanteil fließt ungehindert entsprechend den Geländeneigungen ab (künstliche Wasserfassungen und -ableitungen sind nicht vorhanden),

  sowie

- **mit maximaler Rückhaltung**, d.h. der auf die Ansiedlungsflächen (nur im Endzustand) und Erschließungsstraßen fallende, nicht versickernde Regen wird vollständig aufgefangen und zurückgehalten.

Die Differenzen der errechneten spezifischen Abflüsse zwischen dem Istzustand und jeweils einem der beiden theoretischen Planzustände sind in der Anlage 2 sowie in Abbildung 13 beispielhaft für T = 100 a mit dem theoretischen Planzustand ohne Rückhaltung dargestellt. Darin zeigt sich, wo und welche Abflusszunahmen durch das Vorhaben zu erwarten wären, wenn keine künstlichen Wasserfassungen/ -ableitungen angelegt werden und auf Kompensationsmaßnahmen verzichtet wird. Das gesamte nicht versickernde Regenwasser fließt dann also entsprechend den Oberflächenneigungen auf den Erschließungsstraßen und terrassierten Ansiedlungsflächen ab. Wegen der besonders im Endzustand starken Versiegelung des IPO-Plangebiets drohen damit naturgemäß an mehreren Modellauslaufrändern größere Oberflächenabflüsse als im Istzustand.

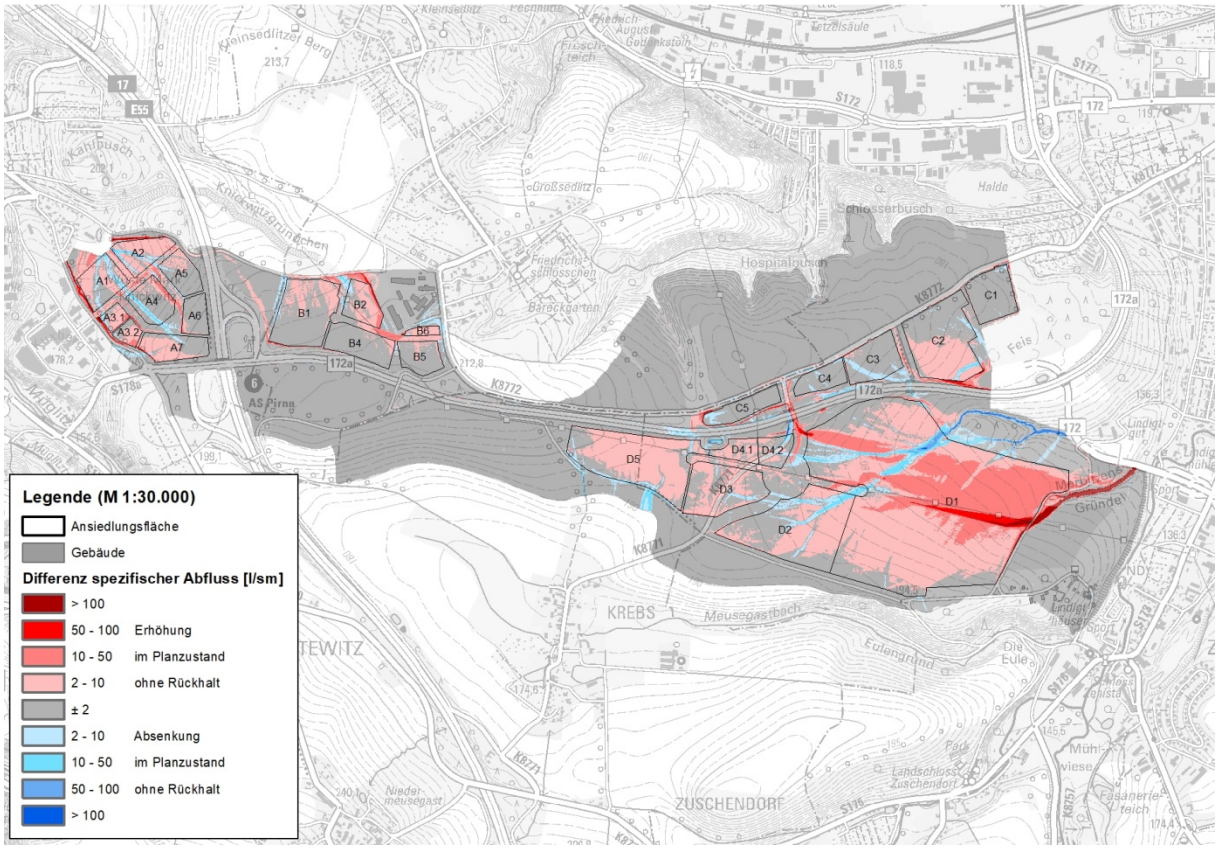


Abbildung 13: Differenzen der spezifischen Abflüsse bei T = 100 a zwischen dem Istzustand und dem theoretischen Planzustand ohne Rückhaltung, vgl. Anlage 3

Es wird aber auch deutlich, in welchen Bereichen eine Zunahme der Oberflächenabflüsse durch den geplanten IPO ausgeschlossen werden kann, wenn die bisher vorgesehenen Flächenneigungen prinzipiell beibehalten und künstliche Entwässerungen nicht gezielt in Richtung solcher Bereiche ausgelegt werden. Dazu gehören u.a. der Meusegastbach mit der Ortslage Krebs, der Hospital-/ Schlosserbusch und Großsedlitz mit dem Barockgarten.

7.3 Prinzip der Wasserfassung und Rückhaltung

Die Untersuchungen zum theoretischen Planzustand ohne Rückhaltung zeigen, dass Maßnahmen zum Rückhalt oder zur gezielten Umleitung von Regenwasser in allen IPO-Teilflächen zumindest im Endzustand notwendig sind, um vorhabensbedingte Abflusszunahmen in bestimmte Nachbargebiete zu vermeiden bzw. unschädlich zu halten. Diese Notwendigkeit wird noch deutlich verstärkt, wenn das Regenwasser nicht einfach breitflächig gemäß den Oberflächenneigungen abfließt, sondern über künstliche Wasserfassungen, also Graben- oder Rohrleitungssysteme, entsorgt wird. Weil es sich dann viel schneller und konzentrierter sammelt, würden die Abflüsse in Nachbargebiete oft rasch die heutigen Werte stark übersteigen, wenn keine Rückhaltung erfolgt. Das Prinzip ist in Abbildung 14 gezeigt.

Planvoll angelegte Wasserfassungen sind indes notwendig, um Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen zumindest bis zu einem gewissen Grad bei Starkregen vor Überflutungen zu schützen. Es muss entschieden werden, in welche Richtungen die Entwässerung erfolgen und wie groß der in die Nachbargebiete abzuleitende Abfluss Q_{ab} [l/s] sein soll. Kann nur eine geringe Wassermenge gefasst werden, gehen die Flächen schon bei kleinen Regenereignissen unter Wasser. Je leistungsfähiger die Wasserfassungen hingegen sind, umso besser können die Flächen auch bei seltenen Starkregen trocken gehalten werden.

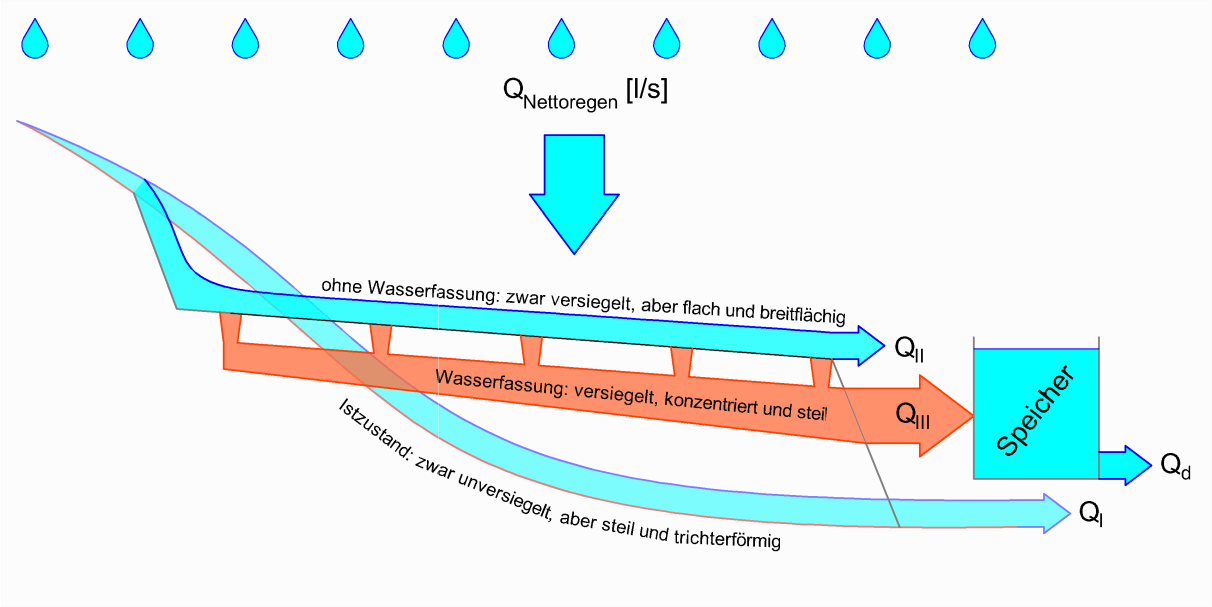


Abbildung 14: Prinzipskizze der Wasserfassung und Rückhaltung mit Abfluss im Istzustand Q_I, im theoretischen Planzustand ohne Rückhaltung Q_{II} und mit Wasserfassung Q_{III}

Die Rückhaltungen müssen das gesamte gefasste Wasser auffangen und zwischenspeichern. Es muss also sichergestellt sein, dass sie von den Wasserfassungen im geplanten Maß gespeist werden. Währenddessen geben sie das zugeführte Wasser gedrosselt in die festgelegte Entwässerungsrichtung ab (vgl. Kapitel 7.4). Lässt der Regen nach oder hört er ganz auf, so entleeren sich die Rückhaltungen allmählich über die Drosselabgabe.

Die Bemessung der Wasserfassungen für die Erschließungsstraßen jeder IPO-Teilfläche erfolgt so, dass das Entwässerungsziel des Endzustands erreicht wird, in welchem von den denkbar ungünstigsten Bedingungen ausgegangen werden muss (80%ige Versiegelung der Ansiedlungsflächen), wenn vor dem Bau der Erschließungsstraßen keine davon abweichenden, konkreten Planungen für Ansiedlungen vorliegen.

Im Anfangszustand sind prinzipiell noch keine Wasserfassungen für die Ansiedlungsflächen vorgesehen. In die Rückhaltungen sind dann also zunächst nur die auf den Endzustand bemessenen Wasserfassungen der Erschließungsstraßen sowie ggf. auch mittels künstlicher Umleitungen (also Graben- oder Rohrleitungssysteme) Abflussbahnen außerhalb der IPO-Teilflächen eingebunden, die nur dadurch anwachsen, dass geplante Geländeprofilierungen wild abfließendes Wasser bereichsweise stärker als heute konzentrieren. Solche Umleitungen können auch im Endzustand notwendig sein. Sie müssen mindestens den über das heutige Maß hinausgehenden Anteil von potenziell verstärkten Abflussbahnen erfassen.

Anhand von Modellberechnungen wurde für die Ereignisse mit T = 1, 5, 30, 50 und 100 a geprüft, ob und wo es damit zu verstärkten Abflussbahnen in Richtung der Nachbargebiete kommen kann, die durch Umleitungen verhindert werden müssen. Erforderlichenfalls wurden entsprechende Umleitungen in die Rückhaltungen vorgesehen, die bereits mit der Herstellung des Anfangszustands anzulegen sind. Ihr erforderliches Abflussvermögen wurde so festgelegt, dass sie sowohl im Anfangs- als auch im Endzustand den bis T = 100 a größten anfallenden Abfluss in die Rückhaltung leiten können. Sie dürfen nicht zu klein, aber auch nicht über das ermittelte Maß hinaus dimensioniert werden, um eine überplanmäßige Belastung der Rückhaltungen zu vermeiden.

Bringt ein Regen so große nicht versickernde Wassermengen, dass die Leistungsfähigkeit der Wasserfassungen oder das Speichervolumen der Rückhaltungen überschritten wird, handelt es sich um einen so genannten Überlastfall. Bei ausgereiztem Speichervolumen kann dann in der Rückhaltung kein Wasser mehr zwischengespeichert, sondern nur noch der Abfluss aufgenommen werden, den auch gleichzeitig die Drossel abgibt. Der gesamte Abfluss aus den Wasserfassungen und ggf. Umleitungen wird vielmehr abrupt unvermindert in das Nachbargebiet abgeschlagen.

Ähnlich wie die Umleitungen dürfen die Wasserfassungen folglich nicht zu klein, aber auch keinesfalls größer als nötig ausgelegt werden, damit eine eventuelle Mehrbelastung von Nachbargebieten bei besonders seltenen Starkregenereignissen möglichst gering gehalten wird. Das kann beispielsweise dadurch erreicht werden, dass Einläufe und Schächte der Wasserfassung größer als nötig ausgebildet werden, die Ableitung zur Rückhaltung aber durch eine Drossel erfolgt.

Bei Rückhaltungen, die nach dem Versickerungsprinzip arbeiten, wird bei einer Überlastung nicht der gesamte Zufluss zur Rückhaltung abrupt in das Nachbargebiet abgeschlagen, weil die stetige Versickerung die etwaige Mehrbelastung vermindert.

Für den Fall einer Überlastung muss geklärt werden, ob die überschüssigen Abflüsse im Nachbargebiet ohne nennenswerte zusätzliche Schäden verkraftet werden können und was dafür nötigenfalls zu tun ist.

Bei der Bemessung und Planung von Wasserfassungen, Umleitungen, Rückhaltungen und Drosselabgaben geht es darum, Vor- und Nachteile jeder infrage kommenden Lösung gegeneinander abzuwägen und auszutarieren.

7.4 Wahl der Entwässerungsrichtungen

Aus den vorhandenen Hangneigungen lässt sich in erster Abschätzung zunächst ableiten, dass in den Eingriffsbereichen des geplanten IndustrieParks Oberelbe die Abflussbahnen

- nach Westen in Richtung Dohna zwischen der Reppchenstraße und dem Schilfteichweg der IPO-Teilfläche A,
- nach Westen und Nordwesten in Richtung Dohna über den Schilfteichweg und das Knickwitzgründchen den IPO-Unterteilflächen B1 bis B4,
- nach Norden in Richtung Großsedlitz den IPO-Unterteilflächen B5 und B6,
- nach Osten in Richtung Pirna über die Dippoldiswalder Straße und den Bereich am Feistenberg der IPO-Teilfläche C sowie
- nach Osten in Richtung Pirna südlich der B172a der IPO-Teilfläche D

zuzuordnen sind.

Die natürliche Entwässerung für die IPO-Teilfläche A (vgl. Kapitel 8.1) ist nach Dohna über den Schilfteich zur Bodlitz gerichtet. Derzeit weisen der Teich und die Bodlitz geringe Leistungsfähigkeiten auf, so dass dort bei Starkregen bereits heute eine prekäre Gefährdungslage herrscht. Ohne einen umfassenden Ausbau der über weite Strecken verrohrten Bodlitz ist diese Entwässerungsrichtung also zu schonen. Vorstellbar ist dann allenfalls die Nutzung des Schilfteichs zur Aufnahme gewisser Wasseranteile bspw. im Überlastfall, wenn er entsprechend ertüchtigt wird.

Der Schilfteichweg scheidet als planmäßiger Entwässerungsweg für die IPO-Teilfläche A praktisch aus, weil über ihn bereits heute bei Starkregen viel Wasser nach Dohna gelangt und eine aufwändige geregelte Ableitung in die ohnehin überlastete Bodlitz erfolgen müsste.

Zur Wasserableitung kommt ansonsten für die IPO-Teilfläche A das Knickwitzgründchen weiter nördlich infrage, an dessen Ende aber ebenfalls nur begrenzte Aufnahmekapazitäten der Bodlitz in Dohna bestehen. Die weitere technische Planung sollte außerdem untersuchen, ob die Teilfläche A nach Westen direkt zur Müglitz zu entwässert werden kann. Dafür erscheinen Wege nördlich oder u.U. auch südlich des Gewerbegebiets am Kuxberg geeignet. Darüber hinaus ist zu klären, ob und in welchem Umfang die Kanalisation der Reppchenstraße zumindest partiell Regenwasser der Teilfläche A ableiten kann.

Auch für die IPO-Teilfläche B (vgl. Kapitel 8.2) scheidet der Schilfteichweg als planmäßiger Entwässerungsweg aus. Die Unterteilflächen B5 und B6 sollten nicht nach Großsedlitz in Richtung des Schlosser-/ Hospitalbuschs entwässert werden, wie es die vorhandene Hangneigung dort nahelegt, obwohl es sich um relativ kleine Wassermengen handelt. Damit könnte eine Mehrbelastung in Großsedlitz ausgeschlossen werden. Als realistischer Entwässerungsweg kommt für die Teilfläche B damit faktisch nur das Knickwitzgründchen infrage.

Für die Entwässerung der IPO-Teilfläche C (vgl. Kapitel 8.3) steht kein Vorflutgraben oder etwa eine Kanalisation in der Dippoldiswalder Straße zur Verfügung. Das Regenwasser fließt heute breitflächig nach Osten ab. Künftig eventuell anfallende zusätzliche Wassermengen könnten gezielt zur Versickerung gebracht werden, wenn sich die anstehenden Böden dafür eignen. Überschüssige Abflüsse im Überlastfall könnten in Bereiche mit geringem Schadenspotenzial geleitet werden.

Alternativ könnte die Entwässerung der Teilfläche C zur Teilfläche D südlich der B172a oder in eine neu zu errichtende Kanalisation in der Dippoldiswalder Straße erfolgen. Voraussetzungen und Randbedingungen für solche Lösungen wären in der weiteren technischen Planung zu klären.

Die Entwässerung der IPO-Teilfläche D (vgl. Kapitel 8.4) hat über das Lindigt- und das Merbitzens-Gründel zur Seidewitz zu erfolgen, wie es auch die bestehenden Hangneigungen vorgeben. Voraussetzung dafür ist, dass Nutzungen entlang der Ableitung nicht schlechter gestellt werden und die Seidewitz den zusätzlich aufzunehmenden Abfluss schadlos verkraftet. Die Entwässerung kann so gestaltet werden, dass die Abflussaufteilung zwischen den Gründeln je nach ihrer Leistungsfähigkeit optimal ausfällt.

Prinzipiell denkbar ist auch eine gezielte Einleitung von Wasser der Teilfläche D in den Meusegastbach östlich von Krebs. Seine begrenzte Leistungsfähigkeit und die dichte Bebauung in der Nähe der Bachmündung in die Seidewitz lassen dafür aber einen hohen Aufwand erwarten und eine Umsetzbarkeit eher unrealistisch erscheinen.

7.5 Bemessung der Speichervolumina und Drosselabgaben

Rückhaltungen für die IPO-Teilflächen im Anfangs- und im Endzustand wurden so bemessen, dass die Abflüsse in angrenzende Gebiete bis zu einem 100jährlichen Ereignis nicht höher als heute ausfallen. Im Überlastfall, also bei Ereignissen mit T > 100 a, kann es zu einem Anwachsen der Abflüsse in die Nachbarbereiche gegenüber dem Istzustand kommen. Dieser mögliche Zuwachs wurde für den Zeitpunkt des Beginns der Überlastung, praktisch also T = 101 a, sowie für T = 200 a ermittelt und in Form eines Abflusswerts [l/s] angegeben.

Für die Bemessung von notwendigen Rückhaltungen wurde angenommen, dass die Erschließungsstraßen mit Wasserfassungen ausgestattet werden, welche die auf den Straßenflächen nicht versickernde Regenmenge eines 5jährlichen Ereignisses aufnehmen und in eine zugehörige Rückhaltung oder einen ausreichend leistungsfähigen Entwässerungsweg ableiten können.

Während im Anfangszustand die Ansiedlungsflächen noch nicht versiegelt und noch nicht mit Wasserfassungen ausgestattet sind, wurde für den Endzustand angenommen, dass die zu 80% versiegelten Ansiedlungsflächen mit Wasserfassungen ausgestattet werden, welche die auf den Ansiedlungsflächen nicht versickernde Regenmenge eines 5jährlichen Ereignisses aufnehmen und in eine zugehörige Rückhaltung oder einen ausreichend leistungsfähigen Entwässerungsweg ableiten können.

Übersteigt die Regenintensität die Aufnahmefähigkeit der Wasserfassungen, leiten diese nur ihren Bemessungsdurchfluss ab, während die übrige Regenmenge oberflächig gemäß den Geländeneigungen abfließt.

Es wurde außerdem angenommen, dass in die Rückhaltungen zudem auch etwaige Abflussbahnen außerhalb der Ansiedlungsflächen und Erschließungsstraßen durch Umleitungen eingebunden werden, die durch das Vorhaben allein dadurch anwachsen würden, dass geplante Geländeumgestaltungen wild abfließendes Wasser bereichsweise stärker konzentrieren. Die Abbildung 15 zeigt dazu beispielhaft die Differenzen der spezifischen Abflüsse bei T = 100 a zwischen dem Istzustand und dem theoretischen Planzustand mit maximaler Rückhaltung. Blau sind darin Bereiche gekennzeichnet, in denen ein vollständiger Rückhalt des auf die Ansiedlungsflächen und Erschließungsstraßen fallenden Regens die Oberflächenabflüsse verringern würde.

In rot markierten Bereichen ergibt sich trotz maximaler Rückhaltung eine Zunahme der Oberflächenabflüsse. Dort, wo solche roten Bereiche an die Modellränder, also in Nachbargebiete gelangen, müssen die überschüssigen Abflüsse in Rückhaltungen oder einen ausreichend leistungsfähigen Entwässerungsweg umgeleitet werden.

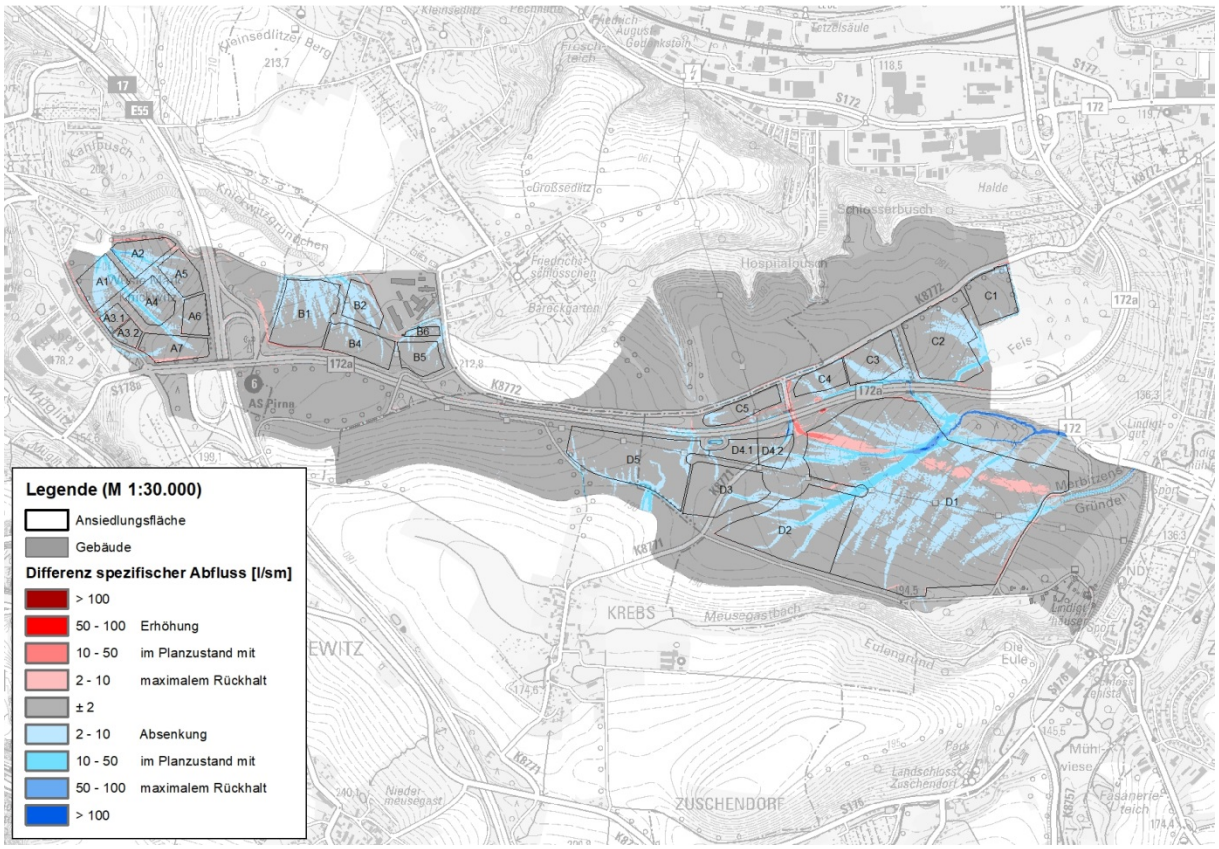


Abbildung 15: Differenzen der spezifischen Abflüsse bei T = 100 a zwischen dem Istzustand und dem theoretischen Planzustand mit maximaler Rückhaltung, vgl. Anlage 3

Aus einer Rückhaltung kann während der Füllung und Entleerung des Speicherraums ein Drosselabfluss abgegeben werden, wenn damit die heute bei einem Regenereignis gleicher Jährlichkeit auftretenden Abflüsse nicht überschritten werden. Gemäß diesem Prinzip wurde für alle IPO-Teilflächen und ihre Entwässerungsrichtungen zunächst dasjenige Speichervolumen ermittelt, das zum vollständigen Rückhalt der Oberflächenabflüsse bei T = 1 a notwendig ist, während höchstens die Differenz zwischen den Scheitelabflüssen im Istzustand und im Planzustand gedrosselt abgegeben werden darf.

Als maßgebende Dauerstufen wurden dabei für die IPO-Teilflächen A und B 1,5 h, für die Teilfläche C 2,0 h und für die Teilfläche D 3,0 h angesetzt.

Bei kleinen Regenereignissen, die statistisch mehrmals pro Jahr auftreten, werden aus den Drosseln höchstens die Abflüsse abgegeben, die aus der Beregnung der jeweils angeschlossenen IPO-Teilflächen entstehen. Diese hängen von der technischen Ausgestaltung des Wasserfassungs- und Rückhaltungssystems ab (bspw. Länge der Rohrleitungen mit „natürlichem“ Stauraumpotenzial), sind aber wegen der Versiegelung u.U. etwas größer als im Istzustand. In jedem Fall sind sie aber geringer als die Scheitelabflüsse bei einem statistisch ein Mal in 1 Jahr auftretenden Starkregen und lassen keine Überschreitung dieser Scheitelabflüsse in ein Nachbargebiet zu.

Wird das so für T = 1 a ermittelte Speichervolumen bei einem Regenereignis noch vor dem Regenende vollständig in Anspruch genommen, handelt es sich nach den getroffenen Annahmen um ein Ereignis mit T > 1 a. Das überschüssige Zulaufvolumen von der angeschlossenen IPO-Teilfläche soll dann aufgefangen und zwischengespeichert werden, während die Drosselabgabe solange unverändert bleibt, bis ein Ereignis mit T = 5 a vollständig aufgefangen ist. Erst wenn ein Regenereignis auch das so für T = 5 a ermittelte Speichervolumen in Anspruch nimmt, soll die Drosselabgabe auf die Differenz zwischen den Scheitelabflüssen im Istzustand und im theoretischen Planzustand mit einer maximalen Rückhaltung bei T = 5 a erhöht werden.

Analog dazu wurden Speichervolumina und Drosselabgaben für alle IPO-Teilflächen mit den jeweils maßgebenden Dauerstufen über T = 30 und 50 bis 100 a ermittelt. Zusätzlich wurde errechnet, wie sich der Speicher, die Drosselabgaben und die Hochwasserentlastung im Überlastfall bei T = 200 a verhalten.

Weil für die beschriebene Ermittlung des Speichervolumens die Ereignisse mit T = 1, 5, 30, 50 und 100 a gewählt wurden, ergibt sich ein 4stufiges Drosselschema, wie es in der Abbildung 16 beispielhaft für die IPO-Teilfläche B gezeigt ist.

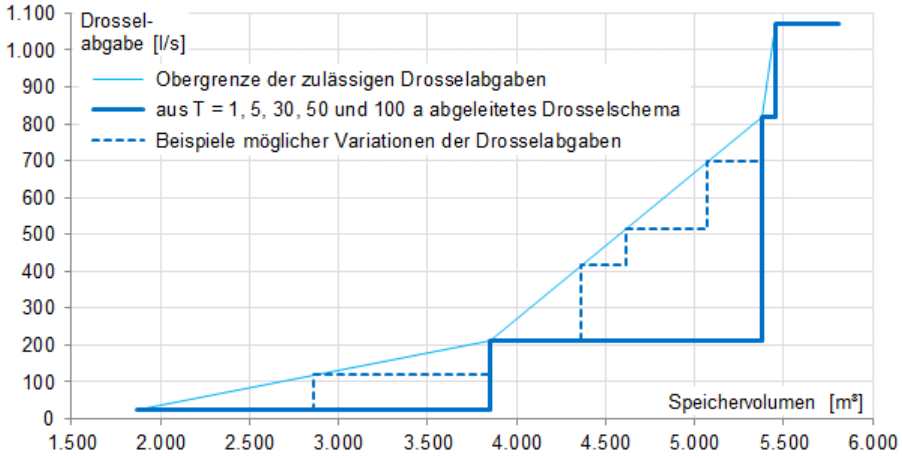


Abbildung 16: Beispielschema der Drosselabgaben mit zugehörigen Speichervolumina und Spielraum möglicher Variationen

Die Drosselabgaben dürfen nicht kleiner als angegeben sein, weil sonst ein größeres Speichervolumen benötigt würde. Sie dürfen jedoch größer als angegeben sein, solange sie sich unterhalb einer Obergrenze bewegen, die sich aus einer linearen Interpolation zwischen den für die Bemessung gewählten Jährlichkeiten T = 1, 5, 30, 50 und 100 a ergibt. Damit werden die Abflüsse in Nachbargebiete auch bei anderen Jährlichkeiten gegenüber dem Istzustand nach vernünftiger Einschätzung nicht vergrößert und das bemessene Speichervolumen liegt dann auf der sicheren Seite. Das Speichervolumen könnte mit zulässig größer gewählten Drosselabgaben sogar verkleinert werden, was aber voraussetzt, dass die Drosselregelung bekannt ist und dann eine Neuberechnung des erforderlichen Speichervolumens vorgenommen wird. Diese Option ist ggf. im Rahmen der weiteren technischen Planung zu prüfen.

Für eine Reduzierung der Speichervolumina und Drosselabgabemengen könnten trotz des im IPO-Gebiet allgemein nur sehr eingeschränkt versickerungsfähigen Bodens (vgl. Kapitel 5.3) lokal prinzipiell auch Versickerungslösungen bspw. in Form von Rigolen in Betracht gezogen werden. Hierfür scheinen sich insbesondere die Bedingungen im Gebiet des Feistenbergs östlich der Teilfläche C zu eignen. Die Drosselabgaben entsprechen dabei den u.a vom Füllstand und den Bodeneigenschaften abhängigen und somit veränderlichen Versickerungsraten. Sie können deshalb im vorliegenden Konzept nicht bestimmt werden. Solche Lösungen sollten im Zuge der weiteren technischen Planungen näher untersucht werden.

Wird das auf T = 100 a bemessene Speichervolumen noch vor dem Regenende in Anspruch genommen, handelt es sich nach den getroffenen Annahmen um ein Ereignis mit T > 100 a. Bei charakteristischen, also statistisch abgeleiteten Überlastereignissen, beispielsweise dem angesetzten Ereignis mit T = 200 a und zeitlich endbetonter Verteilung, übersteigt die Regenintensität bereits vor dem Erreichen der Vollfüllung des Speichers die Aufnahmekapazität der Wasserfassungen. Überschüssiges, nicht versickerndes Regenwasser fließt dann entsprechend den natürlichen Hang- bzw. künstlich hergestellten Geländeneigungen ab. Die Wasserfassungen laufen unterdessen bis zum Regenende unter der bemessenen Volllast und können ihren Durchfluss nicht mehr steigern.

Für einen solchen Überlastfall wurde davon ausgegangen, dass ab dem Erreichen der Vollfüllung des Speichers kein Regenwasser mehr rückgehalten werden kann und der Abfluss aus den Wasserfassungen, also ihr Bemessungsdurchfluss, von der jeweiligen Rückhaltung unvermindert über eine Entlastungsanlage abgeschlagen wird. Erfolgt der Abschlag in dieselbe Richtung wie die Drosselabgabe, ist es für den dort herrschenden Abfluss praktisch irrelevant, ob und wie stark die Drossel im Überlastfall arbeitet oder nicht. Leiten die Drossel und die Entlastungsanlage in verschiedene Richtungen ab (bspw. bei Versickerungslösungen), fließt über die Entlastungsanlage nur die Differenz zwischen dem Zufluss aus den Wasserfassungen und der Drosselabgabe.

Die Abflüsse in die Nachbargebiete bei Starkregen können über das hier ermittelte Maß hinaus noch weiter reduziert werden, wenn Lösch- und Brauchwasserreservoire oder Bewässerungsspeicher an die Wasserfassungen oder RRB-Ableitungen angebunden und zum Zeitpunkt des Regens nicht voll gefüllt sind. Sie würden dann einen Teil des Regenwassers aufnehmen und einer sinnvollen Nutzung zuführen können. Hierbei ist zu beachten, dass solche Räume nur als Zusatzoptionen behandelt und planmäßig nicht in die Speicherbilanz einbezogen werden dürfen, weil nicht sichergestellt ist, dass sie bei einem Starkregen verfügbar sind. Ihre Anbindung muss so gestaltet werden, dass die Befüllung der Rückhaltungen aus den Wasserfassungen wie geplant stattfinden kann und die Nutzungsräume nicht unkontrolliert überlaufen können. Solange diese Anforderungen erfüllt sind, ist die Nutzung des aufgefangenen Regenwassers im Sinne einer nachhaltigen Bewirtschaftung uneingeschränkt zu empfehlen. Weitere Anmerkungen zur nachhaltigen Maßnahmengestaltung enthält Kapitel 9.

Die hier für den Endzustand ermittelten Speicherräume gehen von ungünstig angenommenen Randbedingungen aus und stellen somit die Obergrenze für die notwendigen Rückhaltungen dar. Sie können entsprechend geringer ausfallen, wenn

- zusätzliches, bei Trockenwetter vorzuhaltendes Speichervolumen mit der Möglichkeit gezielter Drosselabgaben als Zusatzlamelle in künstlich angelegten Löschwasserreservoiren oder Bewässerungsspeichern aktiviert wird,
- die Wasserfassungen kleiner als hier angesetzt ausgelegt werden,
- die Ableitung zumindest teilweise auch über andere Entwässerungswege erfolgen kann oder
- die Ansiedlungsflächen zu weniger als 80% versiegelt werden.

Die beschriebene Methode der Dimensionierung von Speicherräumen und Drosselabgaben geht von einer prinzipiell bekannten Entwässerungsrichtung jeder IPO-Teilfläche aus, weil nur so die anzustrebenden Abflusskappungen ermittelt werden können. Mit ihr ist aber noch nicht entschieden, über welche konkreten Wege die Entwässerung der jeweiligen IPO-Teilflächen tatsächlich erfolgen soll. Beispielsweise kommen bei der IPO-Teilfläche D das Lindigt-Gründel und das Merbitzens-Gründel bzw. Kombinationen daraus in Betracht. Diese Fragen werden studienhaft für jede IPO-Teilfläche in Kapitel 8 erörtert.

Für Ereignisse mit T = 1... 100 a ist die Abflussneutralität in Richtung der Nachbargebiete mit der vorstehend beschriebenen Methode nachgewiesen. Unabhängig davon wurden 2D-HN-Simulationen im Planzustand auch für diese Fälle durchgeführt. Die Ableitungen in die Wasserfassungen zu den konzipierten Rückhaltungen und die Drosselabgaben sowie die stellenweise nötigen Umleitungen von Abflussbahnen wurden bei diesen Simulationen aber nicht berücksichtigt, weil konkrete Rückhaltstandorte und Ableitrichtungen im vorliegenden Konzept noch bewusst offen gehalten werden.

Unter denselben Einschränkungen wurden 2D-HN-Simulationen auch für T = 200 a durchgeführt. Die etwaigen Abflusszunahmen in Nachbargebieten durch die Überlastung der Rückhaltungen spiegeln sich in diesem Fall also nicht in den Simulationsergebnissen wider. Auf den Spitzenabfluss, der sich bei T = 200 a an den Modellrändern ergibt, muss der Abfluss über die Hochwasserentlastung hinzugerechnet werden, um den tatsächlichen maximalen Oberflächenabfluss in das entsprechende Nachbargebiet ermitteln und dann bewerten zu können.

In den Karten der Anlage 4 sind die Differenzen der im Istzustand und den Planzuständen für die IPO-Teilflächen errechneten spezifischen Abflüsse ohne Berücksichtigung der Ab- und Umleitungen dargestellt. Sie zeigen für jede IPO-Teilfläche die Situation der jeweils maßgebenden Regendauer.

7.6 Modulares Prinzip der Rückhaltung

Das im Anfangs- und im Endzustand ermittelte Speicher- und Drosselregime gilt jeweils für die gesamte angeschlossene IPO-Teilfläche. Die Bemessungskennwerte wurden außerdem auf die zugehörigen Erschließungsstraßen und die einzelnen Ansiedlungsflächen unter Berücksichtigung ihrer unterschiedlichen Versiegelungsgrade aufgeteilt (vgl. Tabellen am Ende der Kapitel 8.1 ff.). So kann bspw. der Anteil einer bestimmten Ansiedlung am insgesamt nötigen Rückhalt beziffert und umgelegt werden. Ferner kann damit klar nachvollziehbar ermittelt werden, in welchem Maße der nötige Rückhalt reduziert werden könnte, wenn eine Ansiedlungsfläche zu weniger als 80% versiegelt oder mit einem Rückhaltevolumen ausgestattet wird, das über den Anteil hinausgeht, der ihr flächenmäßig zuzuordnen ist.

Der in Kapitel 7.5 beschriebene Ansatz einer stufenweise geregelten Drosselabgabe und daran gekoppelten Speichernutzung lässt sich technisch durch eine Modulbauweise für die zu schaffenden Speicherräume umsetzen. Das erste Speichermodul oder eine erste Modulgruppe würde dann die erste Drosselstufe abgeben dürfen, bevor das nächste Modul in Anspruch genommen und eine neue Drosselstufe umgesetzt wird.

Mit der Modulbauweise kann auch sehr günstig sichergestellt werden, dass ein ausreichender Rückhalt vor der ersten Ansiedlung zunächst für den Anfangszustand hergestellt und dieser dann mit jeder Ansiedlung schrittweise im nötigen Umfang erweitert werden kann. Werden die Ansiedlungsflächen im Endeffekt nicht bis zum maximal zulässigen Grad von 80% versiegelt, könnte die Rückhaltung für die betreffende IPO-Teilfläche durch den Verzicht auf Module einfach verkleinert werden.

In dieses Prinzip können andere Speicherräume eingebunden werden, die womöglich auch nur übergangsweise bereitstehen müssen, bis die nächsthöhere Ausbaustufe der planmäßigen Rückhaltung errichtet und in Betrieb genommen wird. So ist es beispielsweise denkbar, in künstlich angelegten Löschwasserreservoiren oder Bewässerungsspeichern eine Zusatzlamelle einzurichten, die ihren Anteil zum Rückhalt bei Starkregenereignissen beiträgt. Dafür muss sie aber bei Trockenwetter freigehalten werden und außerdem über eine korrekt bemessene Einrichtung zur Drosselabgabe verfügen (vgl. Kapitel 7.5).

Die Methode der Modulbauweise kann naturgemäß nicht oder nur eingeschränkt angewendet werden, wenn für die Rückhaltung bspw. ein Absperrdamm außerhalb der Teilfläche errichtet werden muss, der nicht einfach schrittweise erweitert werden kann. In solchen Fällen muss die Rückhaltung auf einen absehbaren tatsächlichen Endzustand ausgelegt werden. Auch deshalb ist in der weiteren technischen Planung zu prüfen, welche Speicherstufen sich zumindest im Anfangszustand komplett oder partiell im neu anzulegenden Straßenraum (Stauraumkanäle, unterirdische Rückhaltebecken u.ä.) realisieren lassen.

Die Entleerung der Speicherräume nach dem Regenende würde in umgekehrter Reihenfolge der Füllung ebenfalls schrittweise erfolgen können. Die Drosselabgaben sinken dann also stufenweise in Abhängigkeit davon, welche Speichermodule noch gefüllt bzw. schon leer sind. Alternativ sind andere Abgaberegelungen möglich, die im Zuge der weiteren technischen Planungen zu untersuchen und mit der Genehmigungsbehörde abzustimmen wären.

7.7 Voraussetzungen für die Gültigkeit der Bemessung

Bei der angewandten Bemessungsmethode wurde vorausgesetzt, dass die Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen mit den gemäß /B2/ bzw. /B3/ geplanten Neigungsgraden und –richtungen angelegt werden. Soll bei der späteren Ausführung von diesen Entwürfen in nennenswertem Ausmaß abgewichen werden, muss zuvor nachgewiesen werden, dass die hier entwickelten Vorgaben zur Fassung, Speicherung und gezielten Drosselabgabe des Regenwassers eingehalten werden.

Zwingend ist auch, dass die terrassierten Ansiedlungsflächen für den Anfangszustand unversiegelt hergestellt werden, ohne die Versickerung unnötig zu behindern. Auf besondere Befestigungen der Oberfläche durch Bindemittel o.ä. ist vor einer Ansiedlung deshalb zu verzichten. Im Gegenteil sollte angestrebt werden, dass das Regenwasser auf den Ansiedlungsflächen des Anfangszustands bestmöglich breitflächig versickern kann.

Außerdem wurde vorausgesetzt, dass die Wasserfassungen so angelegt werden, dass die angeschlossene Teilfläche von ihnen im errechneten Maß entwässert werden kann. In der weiteren technischen Planung ist darauf zu achten, dass sie weder unter- noch überdimensi-

oniert sind. Sie müssen so gestaltet und angeordnet werden, dass die gesamte gemeinte Teilfläche von ihnen erfasst und gleichmäßig entwässert wird.

Gedanklich ausgegangen wurde von jeweils einer zentralen Rückhaltung pro IPO-Teilfläche inner- oder außerhalb ihrer Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen. Damit ist aber nicht festgelegt, wo genau diese Rückhaltung stattfindet und ob nicht ggf. mehrere Rückhaltstandorte für eine Teilfläche infrage kommen.

Im vorliegenden Konzept wurde nicht untersucht bzw. festgelegt,

- wie das nicht versickernde Regenwasser auf den Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen technisch zu fassen ist,
- auf welchen Wegen und mit welchen Technologien es in die Rückhaltungen zu leiten ist und
- ob eine Rückhaltung in der jeweiligen Dimension unter den gegebenen Bedingungen vor Ort bzgl. der Untergrundbeschaffenheit, Umweltverträglichkeit und Eigentumsrechte etc. überhaupt umsetzbar ist.

Untersuchungen zur Wirtschaftlichkeit von vorgeschlagenen Lösungen waren nicht Gegenstand des vorliegenden Regenwasserbewirtschaftungskonzepts. Auch die Frage, bis zu welchem Maß vorhabensbedingt größere Abflüsse in die Nachbargebiete vertretbar sein könnten, kann im Konzept nicht beantwortet werden. Diesbezüglich sind lediglich grobe Abschätzungen möglich, die in den weiteren technischen Planungen ggf. untersetzt werden müssen.

8 MASSNAHMENKONZEPTE

8.1 IPO-Teilfläche A

Die geplante Teilfläche A befindet sich im Westen des IPO-Gebiets am südöstlichen Rand der Ortslage Dohna (vgl. Abbildung 17). Sie nimmt den gesamten Bereich zwischen der B172a/ S178a/ Reppchenstraße im Süden bzw. Südwesten, der A17 im Osten, dem Schilfteichweg im Norden und der Ortslage Dohna im Nordwesten ein.

Vorgesehen ist eine Untergliederung in mehrere Unterteilflächen, die nach derzeitigem Planungsstand überwiegend leichte Neigungen nach Westen bzw. Nordwesten aufweisen. Die verkehrliche Erschließung ist über eine im Westen von der Reppchenstraße abzweigende Straße vorgesehen.

Das Gelände ist heute nach Nordwesten in Richtung Dohna geneigt und läuft trichterförmig von ca. 205,0 mNHN bis 165,0 mNHN auf den auch zur Löschwasserentnahme genutzten Schilfteich zu (vgl. Abbildung 18, unten). Die Teichfläche beträgt ungefähr 800 m². Der Schilfteich ist ein gesetzlich geschütztes Biotop (vgl. /B6/).

Über ein augenscheinlich baufälliges Auslaufbauwerk wird überschüssiges Wasser aus dem Teich in die Bodlitz abgegeben, die nach Norden durch Dohna, über weite Strecken verrohrt, zur Müglitz fließt.

Bei Starkregen kommt es erfahrungsgemäß relativ frühzeitig zur Überlastung der Bodlitz und zu Überschwemmungen angrenzender Bereiche. Die Situation wird in diesem Fall dadurch verschärft, dass auch Wasser aus dem nördlich gelegenen Knickwitzgründchen nach Dohna und letztlich zur Bodlitz gelangt.

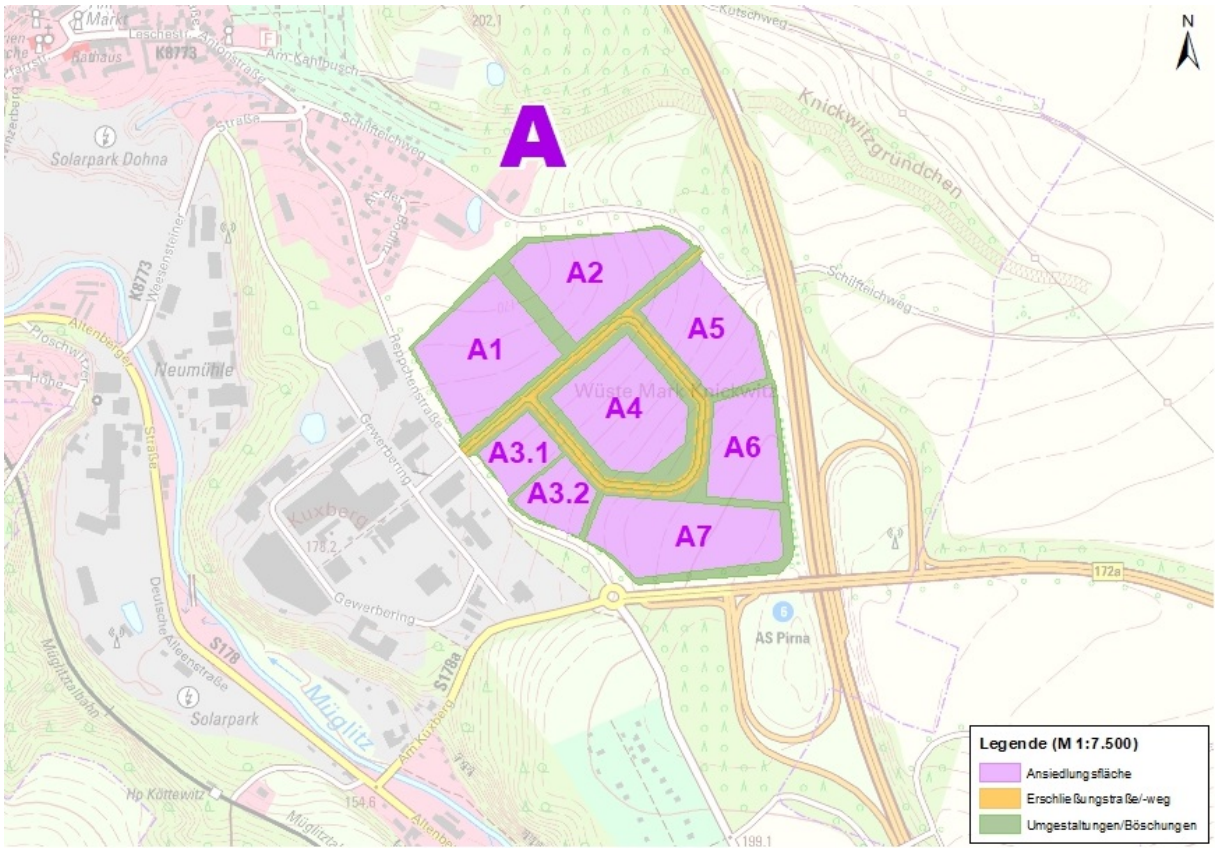


Abbildung 17: Übersicht der IPO-Teilfläche A zwischen Dohna und der Autobahn A17

Die geplanten Terrassenhöhen bewegen sich zwischen 195,2 mNHN am östlichen Rand bei der A17 und 176,8 mNHN am nordwestlichen Rand bei Dohna. Die niedrigste Sohle einer Ausleitung der Wasserfassungen für die Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen wird also nicht höher als schätzungsweise 175,0 mNHN liegen können (bei Beachtung notwendiger Rohrdimensionen und ausreichender Überdeckung), wenn das Wasser nicht gepumpt werden soll. Für eventuell nötige Rückhaltungen ist dadurch auch die maximale Stauhöhe mit 175,0 mNHN vorgegeben, um einen Rückstau in die Wasserfassungen auszuschließen.

Die 2D-HN-Simulationen haben gezeigt, dass bei Starkregen mit Ausnahme der Jährlichkeiten T = 1 und 5 a die im Istzustand insgesamt nach Dohna gelangenden Abflüsse im Anfangs- wie auch im Endzustand selbst bei einem 200jährlichen Ereignis nicht überschritten werden, wenn für die Wasserfassungen der Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen ein anderer Entwässerungsweg gefunden wird.

Die drohenden Überschreitungen bei T = 1 und 5 a sind minimal, im Endzustand außerdem nur bei T = 1 a vorhanden, und hängen mit der lokalen Zunahme einer Abflussbahn zwischen der Reppchenstraße und der Unterteilfläche A1 zusammen. Wenn sie durch eine entsprechende Umleitung unschädlich gehalten wird, kann eine Mehrbelastung für Dohna auch bei T = 1 und 5 a ausgeschlossen werden.

Beim relevanten Regenereignis von 1,5stündiger Dauer mit zeitlich endbetonter Niederschlagsverteilung fallen bei T = 100 a auf der IPO-Teilfläche A (Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen) nicht versickernde Regenmengen von maximal 2.030 l/s mit einer Fülle von 2.530 m³ im Anfangszustand und maximal 3.470 l/s mit einer Fülle von 7.260 m³ im Endzustand an.

Die Wasserfassungen der Erschließungsstraßen sind auf ein maximales Ableitvermögen von nicht mehr und nicht weniger als 170 l/s auszulegen (größte Regenintensität bei T = 5 a). Im Anfangszustand ist durch diese Wasserfassungen bei T = 100 a ein Wasservolumen von 500 m³ abzuleiten.

Im Endzustand kommen dazu die ebenfalls auf die Aufnahme eines 5jährlichen Regens ausgelegten Wasserfassungen der Ansiedlungsflächen. Mit den hier getroffenen Annahmen sind die Wasserfassungen der Ansiedlungsflächen auf ein maximales Ableitvermögen von insgesamt nicht mehr und nicht weniger als 1.710 l/s auszulegen.

Ab T = 5 a sind im Endzustand also maximal 1.880 l/s (Summe der Erschließungsstraßen und der Ansiedlungsflächen) durch die Wasserfassungen, mit der nötigen Umleitung insgesamt 2.010 l/s abzuleiten. Das im Endzustand bei T = 100 a abzuleitende Wasservolumen beträgt 5.570 m³ durch die Wasserfassungen bzw. 6.260 m³ mit der nötigen Umleitung.

Als **Variante 1** wird hier die Speicherung des aus den Wasserfassungen und der Umleitung anfallenden Wassers innerhalb der Teilfläche (vgl. Abbildung 17) und seine gedrosselte Ableitung über den Schilfteich zur Bodlitz bezeichnet. Der Eingriff in Flächen außerhalb des ZV-Gebiets beschränkt sich damit auf die Einrichtung einer Ableitung (ober- oder unterirdisch) bis zum Schilfteich. Er wird bis T = 100 a nicht stärker als heute beaufschlagt.

Nach dem in Kapitel 7.5 beschriebenen Prinzip wurden dafür die nötigen Speichervolumina und 4stufigen Drosselabgaben für den Anfangs- und den Endzustand ermittelt. Demzufolge ist ein Speichervolumen von insgesamt 8.720 m³ notwendig, damit diese Entwässerung der Teilfläche A bis zu einem 100jährlichen Starkregen keine größeren Maximalabflüsse als heute zum Schilfteich bzw. zur Bodlitz abgibt (vgl. Abbildung 23 und Tabelle 5). Die Mindestentleerungszeit des voll gefüllten Speichers beträgt ungefähr 5 Stunden.

Das notwendige Speichervolumen mit den zugehörigen Drosselabgaben lässt sich auf die Erschließungsstraßen und die Unterteilflächen A1 bis A7 gemäß den jeweiligen Flächenanteilen umlegen. So können die Erschließungsstraßen wie auch jede Unterteilfläche mit eigenen Rückhaltungen ausgestattet werden. Es sind in der Variante 1 aber auch andere Aufteilungen bis hin zur Errichtung einer zentralen Rückhaltung innerhalb der Teilfläche A möglich. Die genaue Lösung ist ggf. in der weiteren technischen Planung auszuarbeiten.

Abbildung 18: Teilfläche A – Blick vom Schilfteichweg nach Südwesten auf das Gewerbegebiet an der Reppchenstraße (Bild oben) und Schilfteich (Bild unten)

Um das Speichervolumen innerhalb der Teilfläche A zu reduzieren, ist es denkbar, den Schilfteich und die Bodlitz so auszubauen bzw. zu ertüchtigen, dass sie in der Lage sind, die heute und die künftig zusätzlich zu erwartenden Abflüsse schadlos und ohne Überflutung angrenzender schutzwürdiger Bereiche zu verkraften.

Diese Lösung ohne jeglichen Speicher innerhalb der Teilfläche A wird hier als **Variante 2** bezeichnet und wäre auf den heute denkbar ungünstigsten Endzustand auszulegen. Dadurch lassen sich aktuell bestehende Defizite des Schilfteichs und der Bodlitz sowie die Entwässerung für die IPO-Teilfläche A synergetisch lösen. Dementsprechend wäre ein solcher Gewässerausbau eine gemeinsame Aufgabe für die Beteiligten und Profitierenden.

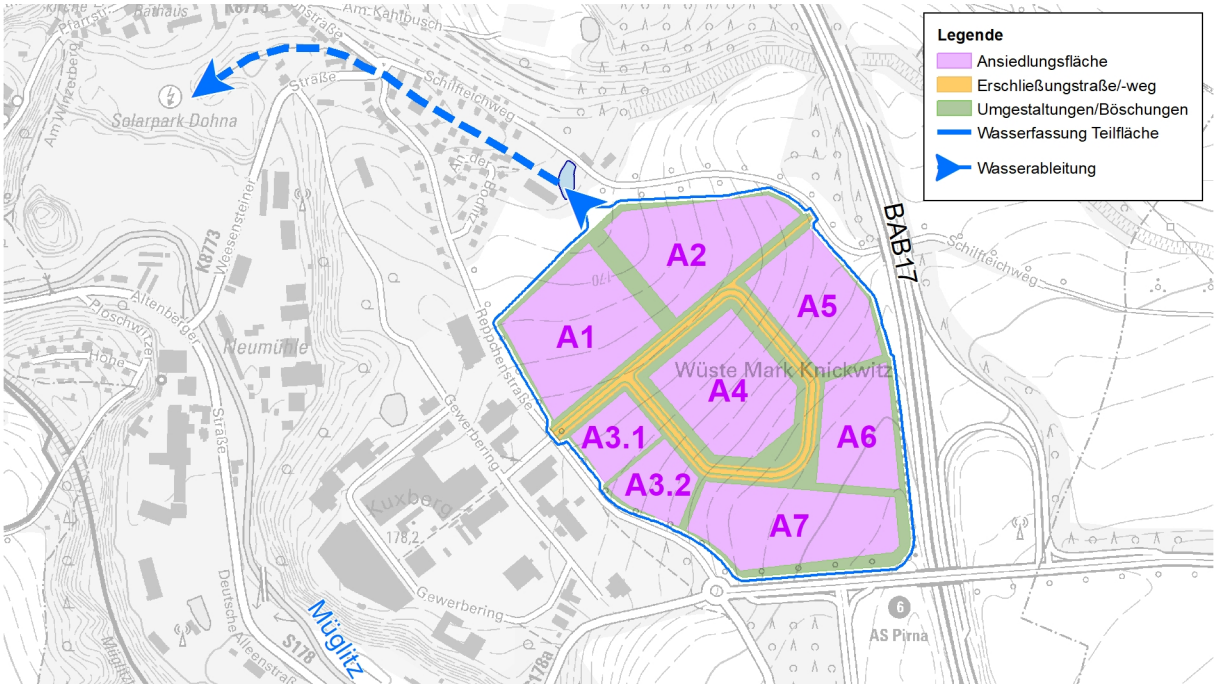


Abbildung 19: Ableitung über den Schilfteich und die Bodlitz nach Variante 2

In einem ersten Schritt sind dafür umfangreiche Vermessungen und Bestandsaufnahmen sowie hydrodynamische und hydraulische Berechnungen notwendig, um das bestehende Leistungsvermögen der Bodlitz zu ermitteln und einen Ausbau dimensionieren zu können. Hydrologisch sind in diese Untersuchungen auch die anderen Teile des Einzugsgebiets der Bodlitz, insbesondere das Knickwitzgründchen, zwingend einzubeziehen.

Es muss letztlich auch hydrodynamisch nachgewiesen werden, dass die Müglitz die künftigen zusätzlichen Bodlitz-Abflüsse aus der Entwässerung der Teilfläche A verkraftet. Grob vorab geschätzt sollte dies der Fall sein, weil die zusätzlichen Abflüsse für die Müglitz angesichts ihres großen Einzugsgebiets von untergeordneter Bedeutung sind.

Im Endzustand lägen die Maximalabflüsse, die von der Teilfläche A zwischen der Reppchenstraße und dem Schilfteichweg nach Dohna abzuleiten sind, deutlich über denen, die heute dort anfallen. Bei T = 100 a betragen sie aktuell 2.870 l/s und im hier angenommenen Endzustand nach der Variante 1 künftig 4.300 l/s.

Dieser Zuwachs könnte durch weniger Versiegelung und den Bau von Einzelrückhaltungen auf den Ansiedlungsflächen sowie Speichervolumen, das in den Erschließungsstraßen innerhalb der Teilfläche A geschaffen wird, verringert werden.

Das bei Starkregen von der Teilfläche A nach Nordosten fließende Wasser wäre zunächst in den Schilfteich zu leiten, wo es aufgenommen und kontrolliert zur Bodlitz abzuleiten ist. Dafür sind der Teich und insbesondere sein Ausleitbauwerk entsprechend zu ertüchtigen.

Auszubauen und zu ertüchtigen ist im weiteren Verlauf auch das Gerinne der Bodlitz. Insbesondere in ihren verrohrten Abschnitten, die teilweise überbaut und von mehreren abrupten Querschnitts- und Richtungswechseln geprägt sind, muss aktuell von einem sanierungsbe-

dürftigen Zustand ausgegangen werden (vgl. Abbildung 20). Die Querschnitte sind vermutlich oft deutlich zu erweitern, was entsprechend große und teure Eingriffe notwendig macht.

Die Variante 2 ist also aller Voraussicht nach mit technischen Schwierigkeiten bei der Umsetzung und entsprechend hohen finanziellen Aufwendungen verbunden. Außerdem stellt sie einen Eingriff außerhalb des ZV-Gebiets dar, betrifft mit dem Schilfteich mindestens ein gesetzlich geschütztes Biotop und bedingt dadurch einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand (vgl. /B6/). Näheres dazu muss ggf. die weitere Planung klären.

Wenn der Schilfteich bzw. die Bodlitz als sein Vorflutbach für die Ableitung größerer Wassermengen der Teilfläche A ausscheiden, könnte der Schilfteich allenfalls bspw. im Überlastfall oder zu Umleitungszwecken Wasser begrenzt aufnehmen und im für die Bodlitz heute verträglichen Maß verzögert ableiten. Dafür müsste sein Auslaufbauwerk entsprechend saniert/ umgebaut und der Teich eventuell auch mit einer höheren Einfassung umgeben werden. Diese Maßnahme könnte mit der Schaffung eines Löschwasserreservoirs für die Teilfläche A verbunden werden (vgl. Kapitel 7.5).

Abbildung 20: Blick in einen verrohrten Bodlitz-Abschnitt, Quelle: IB Karsch, Pirna

Bei T = 100 a droht nordwestlich der Teilfläche A zwischen der Reppchenstraße und der Unterteilfläche A1, unabhängig von den Wasserfassungen, eine Abflusszunahme von derzeit ca. 100 l/s um maximal 130 l/s. Die Fülle von heute ca. 720 m³ würde um 230 m³ übertroffen werden. Die betreffende Abflussbahn verläuft entlang der Reppchenstraße nach Norden in Richtung der geschlossenen Dohnaer Bebauung (Lage erkennbar in Anlage 3).

Es ist prinzipiell vorstellbar, diese Abflusszunahme durch einen offenen Graben in Richtung des Schilfteichs umzuleiten, damit sie dort zwischengespeichert und im für die Bodlitz verträglichen Maß abgegeben werden kann. Der Graben müsste dafür eine Leistungsfähigkeit von nicht mehr und nicht weniger als 130 l/s aufweisen. Damit würde er aber nicht nur den überschüssigen Abfluss, sondern auch große Teile des heute ohnehin anfallenden Abflusses, bei T = 100 a nämlich insgesamt etwa 710 m³ zum Schilfteich leiten. Im Teich entspräche dies einer nötigen Speicherlamelle von 90 cm, wenn davon ausgegangen wird, dass aus

dem Teich während des Regens praktisch kein zusätzliches Wasser schadfrei zur Bodlitz abgegeben werden kann. Diese Dimensionen sind nur mit umfangreichen Maßnahmen am Teich und seinen Ableiteinrichtungen umsetzbar. Hinzu kommt, dass auch aus anderen Richtungen unabhängig vom Vorhaben Wasser dem Teich zufließt und sein Aufnahmevermögen vermutlich bereits ausschöpft. Aus diesem Grund und weil der Teich ein gesetzlich geschütztes Biotop ist, erscheint die Umleitung von der nordwestlichen Flanke der Teilfläche A in den Schilfteich problematisch. Genaueres wäre erforderlichenfalls in der weiteren technischen Planung zu klären, wenn sich keine anderen Lösungen finden lassen.

Auch an der nördlichen Seite zwischen der Unterteilfläche A2 und dem Schilfteichweg wird der Abfluss in Richtung des Schilfteichs durch die geplante Geländeprofilierung lokal stärker als heute konzentriert (Lage erkennbar in Anlage 3). Der Abfluss, der insgesamt zum Schilfteich gelangt, wird dadurch gegenüber dem Istzustand aber nicht überschritten. Diese lokale Abflusszunahme kann also zugelassen werden.

Als Alternative zur Variante 1 kommt für die Ableitung aus den Wasserfassungen der IPO-Teilfläche A und die nötige Umleitung eher eine der folgenden Lösungen infrage:

- Ableitung nach Westen direkt zur Müglitz ohne Rückhaltung (**Variante 3**),
- Ableitung in das Knickwitzgründchen mit Rückhaltung (**Variante 4**).

In der weiteren technischen Planung sollte außerdem geprüft werden, ob und unter welchen Bedingungen die im Osten nötige Umleitung von maximal 130 l/s in die Kanalisation der Reppchenstraße abgegeben werden darf.

Eine Ableitung nach Westen direkt zur Müglitz (Variante 3) müsste über weite Strecken unterirdisch nördlich entlang dem Gewerbegebiet an der Reppchenstraße erfolgen und auf den heute denkbar ungünstigsten Endzustand ausgelegt werden. Zu unterqueren wären die Reppchenstraße und die Straße Gewerbering. Unter Umständen betroffen wäre gemäß /B6/ ein gesetzlich geschütztes Biotop. Die genaue Trassenführung und ein geeigneter Einleitpunkt in die Müglitz müssten in der weiteren technischen Planung ermittelt werden.

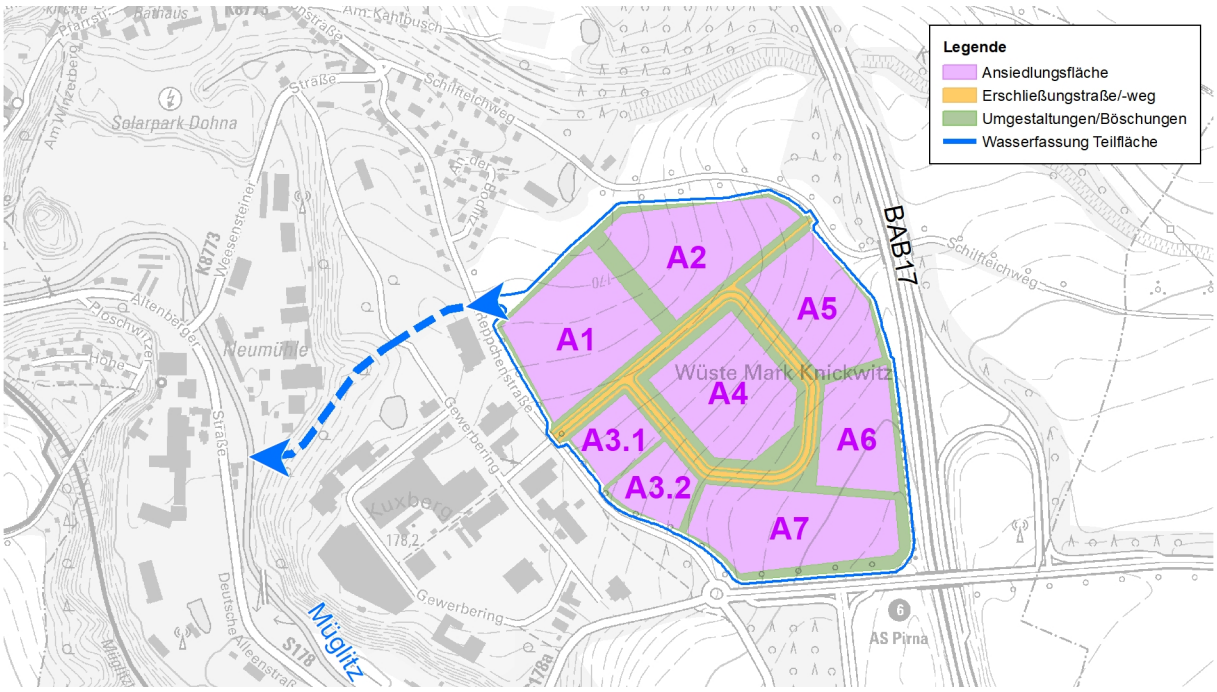


Abbildung 21: Ableitung nach Westen direkt zur Müglitz nach Variante 3

Außerdem ist dafür zu klären, ob die Einleitung von maximal 2.010 l/s bei T = 100 a von der Müglitz schadfrei verkraftet werden kann. Dazu sind u.U. auch hydrologische Untersuchungen zur Wahrscheinlichkeit eines möglichen Zusammentreffens von Starkregenereignissen bei Dohna mit einem Hochwasserabfluss in der Müglitz anzustellen. Nach grober Vorabschätzung sollten Müglitzhochwasser ausreichend zeitversetzt in Dohna eintreffen und die zusätzlich aufzunehmenden Abflüsse für die Müglitz eher unbedeutend sein, so dass eine Einleitung unter diesem Gesichtspunkt möglich erscheint.

Als Vorteile der Variante 3 erscheinen nach erster Einschätzung, dass die Notwendigkeit einer Rückhaltung entfällt, eine Einbindung weiterer Flächen mit prekärer Entwässerungssituation prinzipiell möglich ist und v.a. dass auch bei seltenen und extremen Ereignissen mit T > 100 a keine Mehrbelastung für den Bereich Dohna/ Schilfteich zu erwarten ist. Andererseits könnten die Kosten für die Herstellung der überwiegend unterirdischen Ableitung auch wegen des vermutlich zu querenden Leitungs- und Anlagenbestands relativ hoch ausfallen. Außerdem beinhaltet die Variante weitgehende Eingriffe außerhalb des ZV-Gebiets und bedingt dadurch einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand als die Variante 1 (vgl. /B6/). Genaueres dazu muss die weitere technische Planung klären.

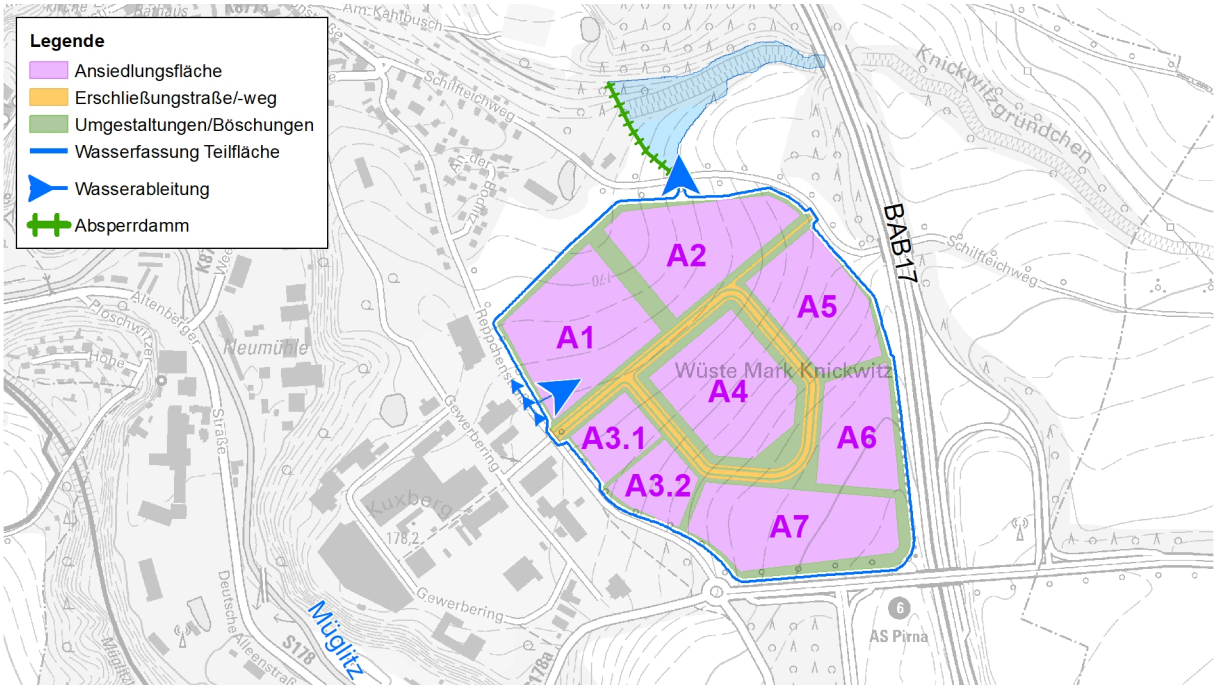
Bei einer Ableitung in das Knickwitzgründchen (Variante 4) ist zu beachten, dass die Ausleitung der Wasserfassung der am tiefsten gelegenen Unterteilfläche A2 nicht wesentlich über 175,0 mNHN liegen kann. Außerdem ist der Schilfteichweg zu unterqueren, weshalb die Ableitung in das Knickwitzgründchen entweder relativ weit östlich, wo der Schilfteichweg geodätisch hoch liegt, oder gedükert erfolgen müsste.

Um Mehrbelastungen für Dohna zu vermeiden, müsste im Knickwitzgründchen ein Damm als Regenrückhaltebecken (RRB) errichtet werden, der so tief wie möglich, also relativ weit westlich anzuordnen ist, um einen großen Speicherraum aktivieren zu können und dabei die Wasserfassung aber nicht einzustauen. Die im Osten der Teilfläche A nötige Umleitung muss an einem so hoch gelegenen Punkt beginnen, dass auch sie nach Unterquerung des Schilfteichwegs rückstaufrei in eine solche Rückhaltung eingebunden werden kann. Alternativ ist die Umleitung in die Kanalisation der Reppchenstraße zu prüfen.

Das RRB im Knickwitzgründchen wäre auf den heute denkbar ungünstigsten Endzustand der Teilfläche A auszulegen. Für die vollständige Aufnahme der Ableitung bei T = 100 a ohne jegliche Drosselabgabe ist ein Speichervolumen von 6.260 m³ notwendig. Das RRB und sein Drosselregime können zwangsläufig erst nach dem in Kapitel 7.5 beschriebenen Prinzip dimensioniert werden, wenn das gesamte Einzugsgebiet des Damms in die Betrachtungen einbezogen wird. In den weiteren Planungsphasen ist also zunächst eine entsprechende Erweiterung der hydrologischen Grundlagen notwendig.

Die Unterlagen in /B4/ deuten darauf hin, dass das Knickwitzgründchen Habitate von Brutvögeln, Fledermäusen, Reptilien, Amphibien usw. oder Nahrungshabitate beherbergen und der Eingriffsbereich naturschutzrechtlich sensibel ist. Auch gemäß /B6/ wären Naturschutzbelange in erheblichem Umfang betroffen. Daraus eventuell resultierende Restriktionen und Auflagen müssten erforderlichenfalls im Zuge der weiteren Planung geklärt werden.

Wie die Abbildung 22 zeigt, kann am Standort eines potenziellen Absperrdamms westlich der A17 im Knickwitzgründchen kurz vor Dohna bei einem Einstau bis 175,0 mNHN (Stauhöhe ca. 10 m) ein Rückhalteraum von fast 80.000 m³ aktiviert werden. Die A17-Brücke kann dabei nicht wesentlich betroffen sein. Variationen der gezeigten Lage des Damms sind sehr weitgehend möglich, ohne diese Grundaussage zu beeinflussen. Ein exemplarischer Alternativvorschlag ist in der Maßnahmenkarte zur Variante 3 in der Anlage 5.A dargestellt.



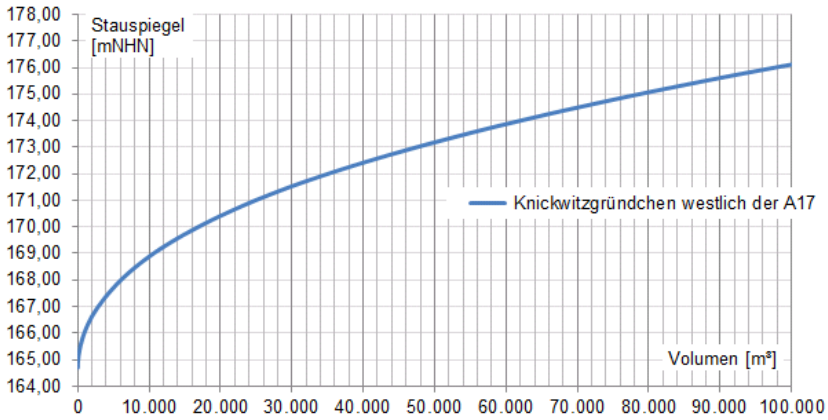


Abbildung 22: Lage (Bild oben, Einstaufläche bei 175 mNHN) und Speicherinhaltslinie (Bild links) eines potenziellen Absperrdamms im Knickwitzgründchen westlich der A17 nach Variante 4

Es erscheint in der Variante 4 also prinzipiell möglich, die Ableitung aus der Teilfläche A aufzunehmen und zusätzlich auch eine wirksame Drosselung der Abflüsse aus dem gesamten Knickwitzgründchen zu realisieren. Der potenzielle Speicherraum ist u.U. auch groß genug, um eine kleine Dauerstaulamelle für die Löschwasserbereitstellung und/ oder eine Bewässerung der umliegenden Vegetation in Trockenzeiten vorzuhalten, ohne die Hochwasserschutzfunktion übermäßig einzuschränken.

Ähnlich wie in Variante 2 lassen sich mit der Variante 4 also heute bestehende Defizite in Dohna zumindest teilweise und die Entwässerung für die IPO-Teilfläche A lösen. Dementsprechend wäre die Errichtung eines Regenrückhaltebeckens im Knickwitzgründchen westlich der A17 eine gemeinsame Aufgabe für die Beteiligten und Profitierenden. Allerdings stellt die Variante ebenso wie die Variante 2 einen Eingriff außerhalb des ZV-Gebiets dar und bedingt dadurch einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand als die Varianten 1 und 3. Details dazu sind ggf. im Zuge der weiteren Planung zu untersuchen.

Die vorstehend beschriebenen Maßnahmenvorschläge sind in der Anlage 5.A kartografisch dargestellt. Die folgende Abbildung 23 zeigt die Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und im Planzustand (Anfangs- sowie Endzustand) für die Teilfläche A in der Variante 1.

Die Abbildung 24 zeigt die Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und im Planzustand (Anfangs- sowie Endzustand) für die Teilfläche A in den Varianten 2, 3 und 4. Für die Varianten 3 und 4 wird darin davon ausgegangen, dass die Ableitung der Wasserfassungen und der im Osten nahe der Reppchenstraße nötigen Umleitung nicht, wie in Variante 2, über den Schilfteich nach Dohna zur Bodlitz erfolgt. Die zugehörigen Werte, auch für die Variante 1, sind außerdem in der Tabelle 5 dargestellt.

Für die Bemessung der Anlagen und Bauwerke in allen vier Varianten sind fast ausschließlich die Werte des Endzustands ausschlaggebend, weil Modulbauweisen nur begrenzt infrage kommen. Sie könnten kleiner als angegeben ausfallen, wenn die Ansiedlungsflächen zu weniger als 80% versiegelt werden oder zusätzlicher Speicherraum inner- oder außerhalb der Teilfläche geschaffen werden kann.

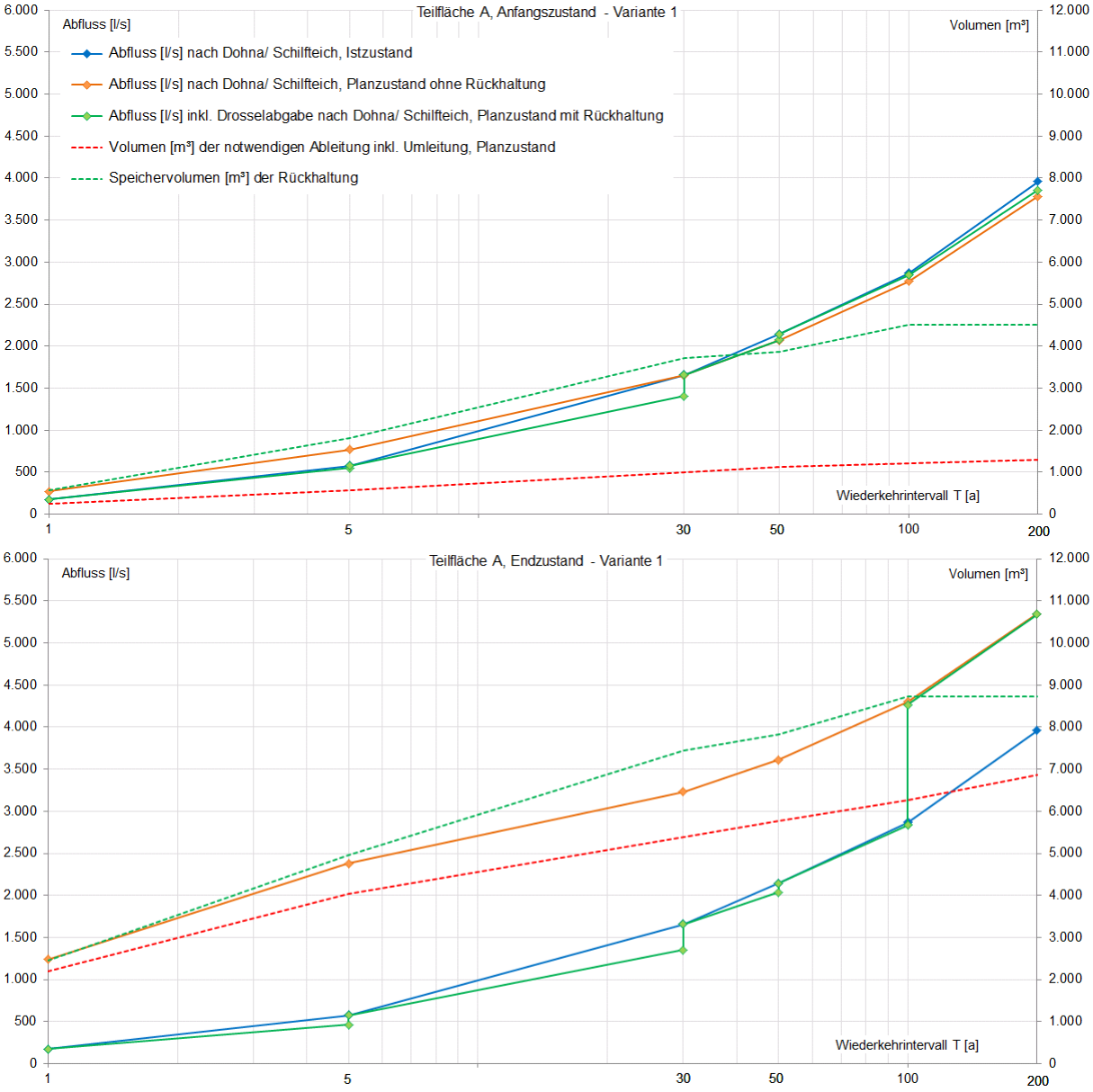


Abbildung 23: Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und Planzustand für die Teilfläche A in der Variante 1

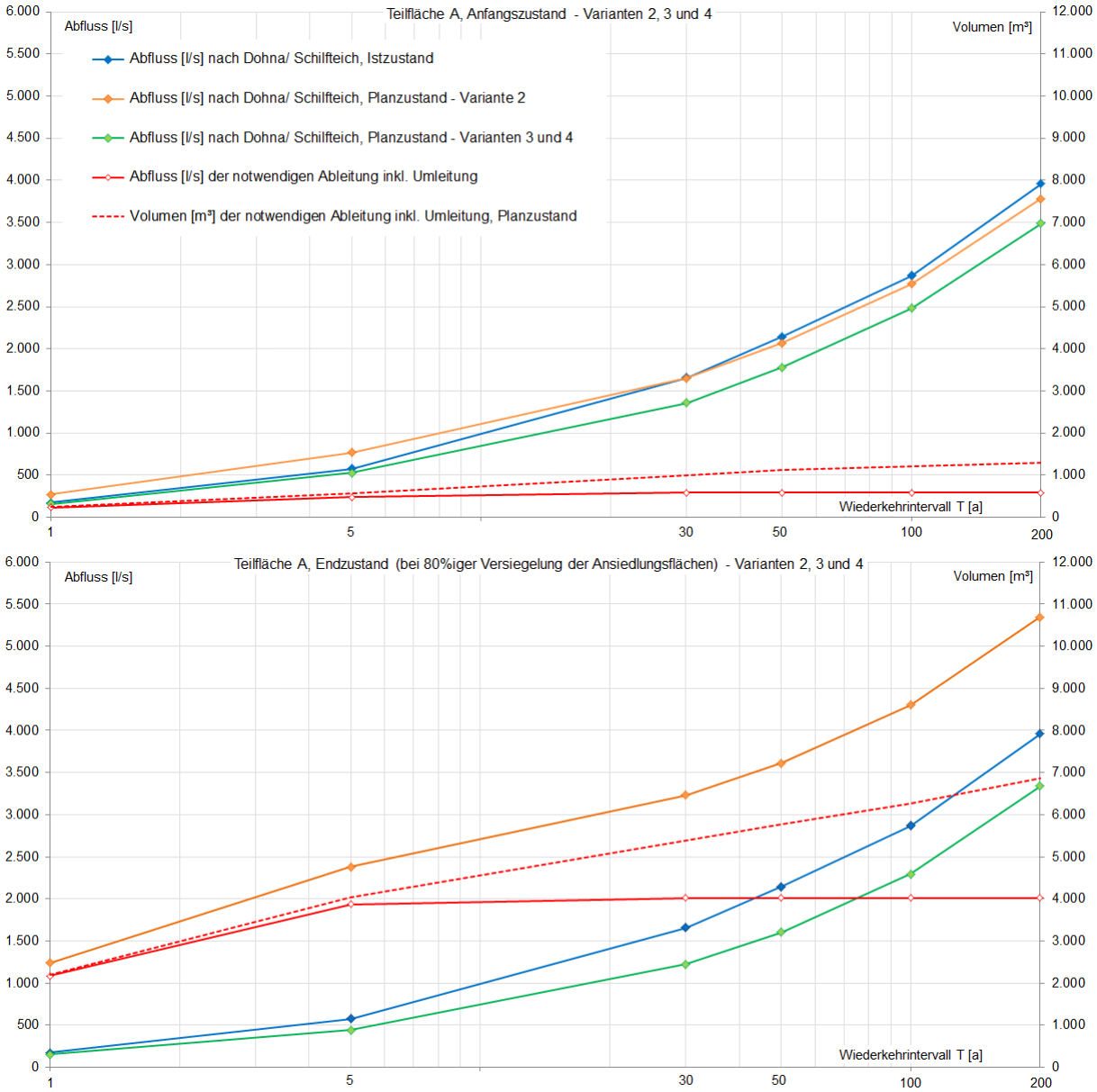


Abbildung 24: Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und Planzustand für die Teilfläche A in den Varianten 2, 3 und 4

Bei einem Überlastfall, also bei Ereignissen mit T > 100 a, ergibt sich für die Variante 1 im Anfangszustand selbst bei T = 200 a keine Überschreitung des heute zu erwartenden Spitzenabflusses nach Dohna zum Schilfteich. Im Endzustand muss bei T = 101 a mit einer Überschreitung des Spitzenabflusses nach Dohna um 1.400 l/s von derzeit 2.870 auf 4.270 l/s gerechnet werden. Bei T = 200 a ergibt sich für die Variante 1 eine Überschreitung des derzeit drohenden Spitzenabflusses (3.960 l/s) um 1.380 l/s.

Die Bodlitz ist mit den heute bei so seltenen Ereignissen auftretenden Abflüssen deutlich überfordert. Die im Endzustand der Variante 1 zu erwartende Zunahme der Abflüsse bei T > 100 a verursacht deshalb in diesen Fälle zumindest keine schlagartige, sondern eher eine graduelle Verschlechterung der Situation in Dohna im Vergleich zur heutigen Situation. Wie diese Verschlechterung zu bewerten und einzuordnen ist, kann erst geklärt werden, wenn die derzeitige Abflusssituation am Schilfteich und entlang der Bodlitz sowohl hydrologisch als auch hydraulisch bekannt ist.

Für die Variante 2 ist anzunehmen, dass der ertüchtigte Schilfteich und die ausgebaute Bodlitz am östlichen Rand von Dohna bei T = 100 a einen Spitzenabfluss von 4.300 l/s schadfrei ableiten können. Das Gewässersystem würde bei Ereignissen ab T = 101 a mit steigenden Zuflüssen ebenso steigend überlastet sein.

Bei T = 200 a ergibt sich in der Variante 2 für den Endzustand mit einem Spitzenabfluss von 5.350 l/s am Schilfteich eine Überlastung des Gewässersystems um 1.050 l/s. Ähnlich wie bei der Variante 1 muss berücksichtigt werden, dass die Bodlitz mit den heute bei solchen Ereignissen auftretenden Abflüssen deutlich überfordert ist. Auch die Variante 2 verursacht deshalb bei Ereignissen T > 100 a im Vergleich zum heutigen Zustand also eher eine graduelle Verschlechterung der Situation in Dohna.

Bezüglich einer möglichen Überschreitung des Bemessungsfalls ist die Variante 3 mit direkter Ableitung zur Müglitz von allen beschriebenen Varianten am günstigsten zu bewerten. Selbst bei T = 200 a gelangt dabei mit 3.340 l/s ein kleinerer Maximalabfluss als im Istzustand (3.960 l/s) in Richtung Dohna/ Schilfteich, wenn die Ableitung mit 2.010 l/s den Abfluss aus den Wasserfassungen (1.880 l/s) und die Umleitung (130 l/s) wie geplant bewältigt.

In der Variante 4 mit einer zentralen Rückhaltung im Knickwitzgründchen werden bei der Überschreitung des Bemessungsfalls die Ableitmengen von der Teilfläche A abrupt ungedrosselt in das Knickwitzgründchen abgegeben (vgl. Kapitel 7.3 und 7.5). Während dann bei T > 100 a die Spitzenabflüsse nach Dohna am Schilfteich selbst bei T = 200 a noch unter denen des Istzustands liegen (vgl. Abbildung 24), werden die Abflüsse im Knickwitzgründchen und nach dem Zusammenfluss auch in der Bodlitz über denen des Istzustands liegen.

Für den Zeitpunkt unmittelbar nach der Überschreitung des Bemessungsfalls, praktisch also T = 101 a, ergibt sich in der Variante 4 eine Zunahme um 1.430 l/s, für T = 200 a eine Zunahme um 1.390 l/s. Diese Zunahmen könnten kleiner ausfallen, wenn weniger als 80% Versiegelung für die Ansiedlungsflächen angesetzt werden kann oder die im Osten nötige Umleitung von der Kanalisation der Reppchenstraße aufgenommen wird. Die Variante 4 ist demzufolge hinsichtlich des Verhaltens im Überlastfall ähnlich wie die Variante 1 zu bewerten. Eine einordnende Bewertung der Abflusszunahmen bei T > 100 a im Knickwitzgründchen kann für die Variante 4 erst vorgenommen werden, wenn die Gesamtabflüsse im Gründchen und der nachfolgenden Bodlitz bekannt sind und die Wirkung des RRB auf diese Gesamtabflüsse bezogen wird.

Fazit für die Teilfläche A:

Die Variante 1 gewährleistet für die Teilfläche A die Neutralität der maximalen Abflüsse in die Nachbargebiete bis zu einem 100jährlichen Starkregenereignis und reduziert bis dahin sogar überwiegend die heute auftretenden Abflussspitzen.

Andere Lösungen können dazu beitragen, das Speichervolumen innerhalb der Teilfläche zu reduzieren, bedingen aber Eingriffe außerhalb des ZV-Gebiets und erfordern deshalb einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand. Dafür erscheint die direkte Ableitung nach Westen zur Müglitz gemäß Variante 3 in Abwägung der heute erkennbaren Vor- und Nachteile als günstigste Lösung. Nach der Einschätzung in /B6/ sind bei jeder der Alternativvarianten gesetzlich geschützte Biotope betroffen. Zur Erreichung einer Genehmigungsfähigkeit wären in diesen Fällen entsprechende Ausgleichsmaßnahmen nötig.

Tabelle 5: Kennzahlen der Flächen, Abflüsse und Volumina für die Teilfläche A

	Nutz-fläche	davon versiegelt		Anteil an Drossel, Speicher u. Ableitung		Wasserfassung Q_{Zulauf}	
		Anfangs-zustand	End-zustand	Anfangs-zustand	End-zustand	Anfangs-zustand	End-zustand
	[m²]	[m²]	[m²]	[%]	[%]	[l/s]	[l/s]
Gesamt A	155.500	11.210	126.640	100,0	100,0	170	1.890
A1	25.250	0	20.200	0,0	16,0	0	300
A2	22.390	0	17.910	0,0	14,1	0	270
A3	15.140	0	12.110	0,0	9,6	0	180
A4	23.170	0	18.540	0,0	14,6	0	280
A5	18.910	0	15.130	0,0	11,9	0	220
A6	14.690	0	11.750	0,0	9,3	0	180
A7	24.740	0	19.790	0,0	15,6	0	290
Straßen	11.210	11.210	11.210	100,0	8,9	170	170

	Istzustand	Planzustand		Variante 1			Varianten 2, 3 und 4	
	max. Abfluss zum Schilfteich bzw. zur Bodlitz	Nettoregen (nicht versickernd)		natürlicher Abfluss zum Schilfteich Q_{nat}, Drossel Q_d, Speicher V			zum Schilfteich (V2), zur Müglitz (V3) bzw. in RRB** (V4)	
T		max. Q	V	Q_{nat}	Q_d	bis V	max. Q	V
[a]	[l/s]	[l/s]	[m³]	[l/s]	[l/s]	[m³]	[l/s]	[m³]
		Anfangszustand						
1	170	250	300	160	20	560	120	250
5	580	730	860	530	50	1.810	240	560
30	1.660	1.460	1.770	1.360	300	3.720	290	1.010
50	2.150	1.690	2.080	1.780	370	3.870	290	1.120
100	2.870	2.030	2.530	2.480	370	4.500	290	1.200
200	3.960	2.540	3.220	3.860*		4.500	290	1.300
		Endzustand						
1	170	1.060	2.140	160	20	2.450	1.080	2.190
5	580	1.880	3.910	440	130	4.960	1.940	4.330
30	1.660	2.820	5.900	1.220	440	7.440	2.010	5.380
50	2.150	3.090	6.480	1.600	540	7.840	2.010	5.780
100	2.870	3.470	7.260	2.300	540	8.720	2.010	6.260
200	3.960	4.010	8.390	5.340*		8.720	2.010	6.880

* Überlastung der Rückhaltung bei T > 100 a

** RRB/ Drossel können erst nach Einbeziehung des gesamten Einzugsgebiets des Knickwitzgründchens bemessen werden

8.2 IPO-Teilfläche B

Die geplante Teilfläche B befindet sich südwestlich der Ortslage Großsedlitz (vgl. Abbildung 25). Im Osten grenzt sie an die K8772/ Neubauernweg, westlich endet sie an der Gemarkungsgrenze Heidenau - Dohna. Die B172a bildet die südliche Begrenzung der Teilfläche B und markiert gleichzeitig auch ungefähr die Einzugsgebietsgrenze des nördlich liegenden Knickwitzgründchens, einer markanten, normalerweise trockenen Geländeeinkerbung mit starkem, teils buschartigem Bewuchs. Das Knickwitzgründchen verläuft in der Talsohle nach Westen/ Nordwesten in Richtung Dohna und wird von der A17 überquert, bevor es südlich des Kahlbusch-Bergs vor der Dohnaer Bebauung endet (vgl. auch Kapitel 8.1).

Vorgesehen ist das Anlegen mehrerer Unterteilflächen, die gemäß dem aktuellem Planungsstand nach Norden geneigt sind. Die verkehrliche Erschließung ist über eine vom Neubauernweg abzweigende Stichstraße von Osten aus vorgesehen. Nördlich der Unterteilfläche B6 befindet sich ein mit kaum genutzten Lagerhallen und ehemaligen Stallungen bebautes, relativ stark versiegeltes Gelände auf Höhen zwischen 208,5 bis 211,0 mNHN (vgl. Abbildung 26, oben). Hier beginnt die Geländeneigung nach Nordosten in Richtung des Knickwitzgründchens. Nördlich davon Geländes zweigt der Schilfteichweg vom Neubauernweg ab und führt als nördliche Grenze der Teilfläche B nach Westen (vgl. Abbildung 26, unten).

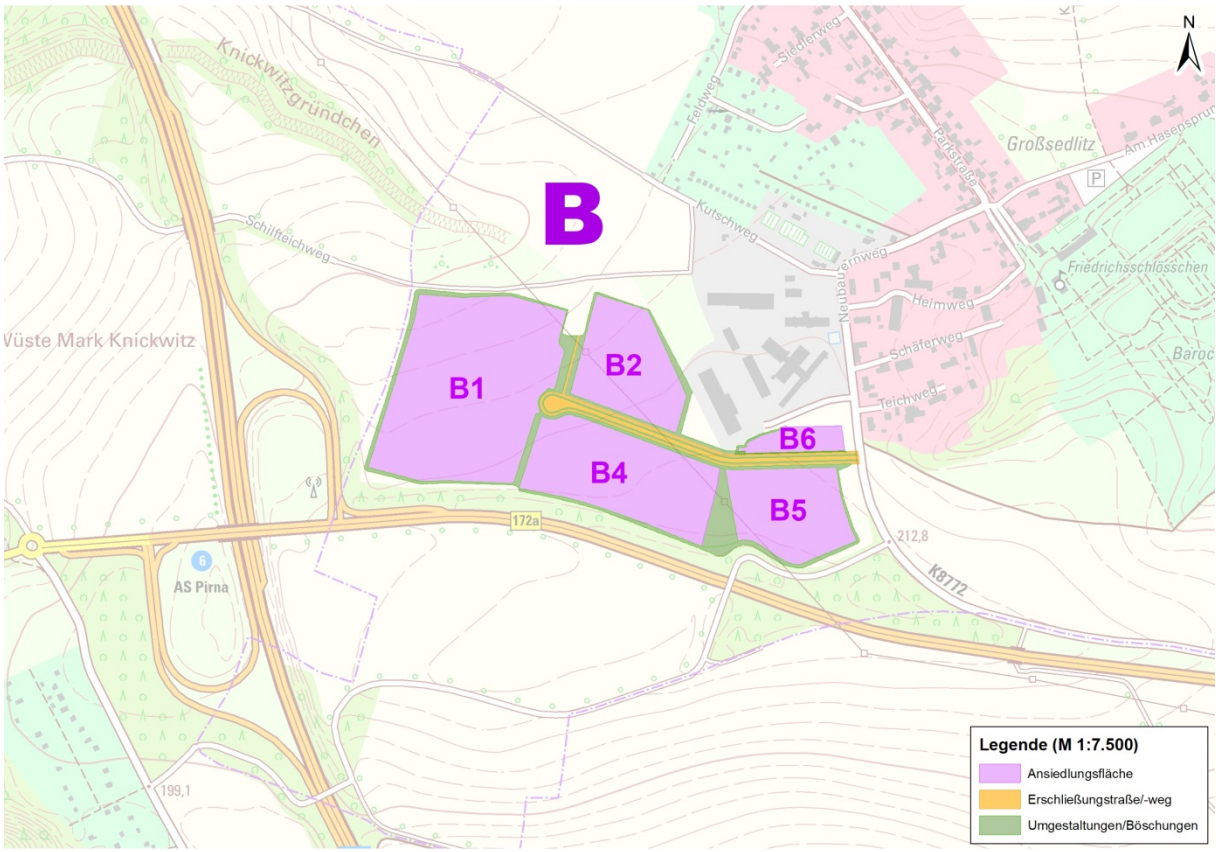


Abbildung 25: Übersicht der IPO-Teilfläche B nördlich der B172a zwischen Großsedlitz und der Autobahn A17

Mit Ausnahme eines kleinen östlichen Teils entwässert das Gelände der Teilfläche B heute in Richtung des Knickwitzgründchens. Der östliche Teilbereich (Unterteilflächen B5 und B6) entwässert aktuell gemäß der natürlichen Geländeneigung nach Norden in Richtung des Neubauernwegs in der Ortslage Großsedlitz zum Schlosser-/ Hospitalbusch.

Die geplanten Terrassenhöhen bewegen sich zwischen 213,6 mNHN im Süden an der B172a nahe der Autobahnauffahrt und 206,3 mNHN am nördlichen Rand nahe dem Schilf-

teichweg. Die niedrigste Sohle einer Ausleitung der Wasserfassungen für die Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen wird also nicht höher als schätzungsweise 204,3 mNHN liegen können (bei Beachtung notwendiger Rohrdimensionen und ausreichender Überdeckung), wenn das Wasser nicht gepumpt werden soll. Für eventuell nötige Rückhaltungen ist dadurch (ohne Pumpen) auch die maximale Stauhöhe mit 204,3 mNHN vorgegeben, um einen Rückstau in die Wasserfassungen auszuschließen.

Abbildung 26: Teilfläche B – Blick vom Schilfteichweg „bergauf“ nach Osten (Bild oben) und „bergab“ nach Westen (Bild unten, Bewuchs des Knickwitzgründchens rechts im Bild)

Beim relevanten Regenereignis von 1,5stündiger Dauer mit zeitlich endbetonter Niederschlagsverteilung fallen bei T = 100 a auf der IPO-Teilfläche B (Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen) nicht versickernde Regenmengen von maximal 1.740 l/s mit einer Fülle von 2.080 m³ im Anfangszustand und maximal 3.040 l/s mit einer Fülle von 6.360 m³ im Endzustand an.

Die Wasserfassungen der Erschließungsstraßen sind auf ein maximales Ableitvermögen von nicht mehr und nicht weniger als 100 l/s auszulegen (größte Regenintensität bei T = 5 a). Im Anfangszustand ist durch diese Wasserfassungen bei T = 100 a ein Wasservolumen von 210 m³ abzuleiten.

Im Endzustand kommen dazu die ebenfalls auf die Aufnahme eines 5jährlichen Regens ausgelegten Wasserfassungen der Ansiedlungsflächen. Mit den hier getroffenen Annahmen sind die Wasserfassungen der Ansiedlungsflächen auf ein maximales Ableitvermögen von insgesamt nicht mehr und nicht weniger als 1.550 l/s auszulegen.

Bei Ereignissen ab T = 5 a sind im Endzustand also maximal 1.650 l/s (Summe der Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen) durch die Wasserfassung abzuleiten. Das im Endzustand bei T = 100 a durch die Wasserfassungen abzuleitende Volumen beträgt 4.880 m³.

Die Wasserfassungen der Unterteilflächen B5 und B6 könnten gemäß der heutigen Geländeneigung nach Nordosten in die Straßenkanalisation des Neubauernwegs letztlich zum Schlosser-/ Hospitalbusch abgeleitet werden, wenn dort genügend Aufnahmepotenzial vorhanden ist. Erforderlichenfalls wäre diese Lösung in der weiteren technischen Planung zu prüfen.

Über den Schilfteichweg fließen in der A17-Überfahrung (vgl. Abbildung 27) gemäß den 2D-HN-Simulationen bei T = 100 a im Istzustand maximal ca. 400 l/s nach Dohna ab. Die in der Teilfläche B geplanten Maßnahmen führen nicht zu einer Erhöhung der dortigen Abflüsse, wenn die Wasserfassungen auf den Erschließungsstraßen und im Endzustand auch auf den Ansiedlungsflächen, wie hier vorgeschlagen, darauf ausgelegt werden, die Regenmenge eines 5jährlichen Starkregens aufzunehmen und kontrolliert in eine andere Richtung als den Schilfteichweg abzuleiten.

Abbildung 27: Blick von Osten auf die A17-Überfahrung des Schilfteichwegs

Die 2D-HN-Simulationen haben gezeigt, dass mit der Ableitung der Wasserfassungen gemeinsam mit dem oberflächig abfließenden Regenwasseranteil sowohl im Anfangszustand und besonders deutlich im Endzustand eine Überschreitung der heute von dem Gebiet der Teilfläche B in das Knickwitzgründchen gelangenden Spitzenabflüssen bei allen betrachteten Jährlichkeiten droht. In anderen Richtungen bewirkt das Vorhaben keinen Zuwachs der Oberflächenabflüsse. Die Errichtung einer möglichst optimal bemessenen Rückhaltung mit Ableitung in das Knickwitzgründchen ist deshalb praktisch unumgänglich.

Als **Variante 1** wird hier die Speicherung des aus den Wasserfassungen anfallenden Wassers innerhalb der Teilfläche (vgl. Abbildung 25) und seine gedrosselte Ableitung in das Knickwitzgründchen bezeichnet. In das Knickwitzgründchen wird bis T = 100 a nicht mehr Abfluss als heute eingeleitet. Der Eingriff in Flächen außerhalb des ZV-Gebiets beschränkt sich damit auf die Einrichtung einer Ableitung bis zum Knickwitzgründchen einschließlich der dafür nötigen Unterquerung des Schilfteichwegs.

Nach dem in Kapitel 7.5 beschriebenen Prinzip wurden dafür die nötigen Speichervolumina und 4stufigen Drosselabgaben für den Anfangs- und den Endzustand ermittelt. Demzufolge ist ein Speichervolumen von insgesamt 5.160 m³ notwendig, damit diese Entwässerung der Teilfläche B bis zu einem 100jährlichen Starkregen keine größeren Maximalabflüsse als heute in das Knickwitzgründchen abgibt (vgl. Abbildung 31 und Tabelle 6). Die Mindestentleerungszeit des voll gefüllten Speichers beträgt ungefähr 1,5 Stunden.

Das notwendige Speichervolumen mit den zugehörigen Drosselabgaben lässt sich auf die Erschließungsstraßen und die Unterteilflächen B1 bis B6 gemäß den jeweiligen Flächenanteilen umlegen. So können die Erschließungsstraßen wie auch jede Unterteilfläche mit eigenen Rückhaltungen ausgestattet werden. Es sind in der Variante 1 aber auch andere Aufteilungen bis hin zur Errichtung einer zentralen Rückhaltung innerhalb der Teilfläche B möglich. Die genaue Lösung ist ggf. in der weiteren technischen Planung auszuarbeiten.

Um das Speichervolumen innerhalb der Teilfläche zu reduzieren, kommt ansonsten der Bau eines Regenrückhaltebeckens im Einzugsgebiet des Knickwitzgründchens vorzugsweise auf dem Territorium der Gemeinde Heidenau beispielweise mit einem Absperrdamm direkt im Taleinschnitt oder auch außerhalb davon infrage. Solche Lösungen wären mit weitgehenden Eingriffen außerhalb des ZV-Gebiets verbunden, würden speziell im Knickwitzgründchen zu Konflikten mit Naturschutzbelangen führen (vgl. /B6/) und bedingen dadurch einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand als die Variante 1.

Ein direkt im Geländeeinschnitt des Knickwitzgründchens zu errichtendes RRB wäre auf den heute denkbar ungünstigsten Endzustand der Teilfläche B auszulegen. Bei anderen Standorten kämen eventuell auch Modulbauweisen in Betracht, die in der letzten Ausbaustufe vermutlich mit geringeren Dimensionen auskommen.

Wenn das RRB auf einer ausreichend niedrigen geodätischen Höhe liegt, kann auch der gesamte Oberflächenabfluss, der für den Schilfteichweg in der A17-Überfahrung errechnet wurde, darin eingebunden werden. So könnte eine Verbesserung der Gefährdungslage für Bebauung am Schilfteichweg in Dohna erreicht werden.

Wie in Variante 1 ist ein Speichervolumen von insgesamt 5.160 m³ notwendig, damit die hier entworfene Entwässerung der Teilfläche B bis zu einem 100jährlichen Starkregen keine größeren Maximalabflüsse als heute in das Knickwitzgründchen abgibt (vgl. Abbildung 30 und Tabelle 6). Bei Einbeziehung der Abflüsse auf dem Schilfteichweg müssen 5.810 m³ zwischengespeichert werden.

Die Betrachtung erfasst ausschließlich die südlich des Schilfteichwegs gelegenen, von dem IPO-Vorhaben in der Teilfläche B beeinflussten und vom 2D-HN-Modell abgedeckten Einzugsgebietsanteile des Knickwitzgründchens. Für den Fall, dass das RRB direkt im Knickwitzgründchen angelegt wird, ist es, wenn auch nicht unbedingt zwingend, so doch naheliegend und sinnvoll, das Becken nicht nur für den Rückhalt der zusätzlichen Abflüsse aus der Teilfläche B auszulegen, sondern damit gleichzeitig den Gesamtabfluss im Knickwitzgründchen bei Starkregen zu kappen. Damit könnte die Gefährdungslage in Dohna verbessert werden, was die Errichtung eines solchen RRB im Knickwitzgründchen zu einer gemeinsamen Aufgabe für die Beteiligten und Profitierenden machen würde.

Die endgültige Bemessung eines solchen Beckens und seines Drosselregimes kann deshalb erst erfolgen, wenn das gesamte Einzugsgebiet des Damms in die Betrachtungen einbezogen wird. In den weiteren Planungsphasen ist für diese Lösungen also zunächst eine entsprechende Erweiterung der hydrologischen Grundlagen notwendig.

Als **Variante 2** wird hier die Errichtung eines, ggf. unterirdischen, RRB auf oder westlich neben dem heute mit Lagerhallen und Stallungen bebauten Grundstück am nordöstlichen Ende der Teilfläche B, also nicht direkt im Knickwitzgründchen, vorgeschlagen. Auf eine Rückhaltung innerhalb der Teilfläche B kann dann teilweise oder ganz verzichtet werden. Auch die Erweiterung der hydrologischen Grundlagen ist dafür nicht erforderlich.

Gemäß /B6/ wären nach einer ersten Abschätzung in der Variante 2 keine erheblichen oder nur geringfügige naturschutzrechtliche Beeinträchtigungen zu erwarten. Der Umfang nötiger Ausgleichsmaßnahmen wäre entsprechend gering.

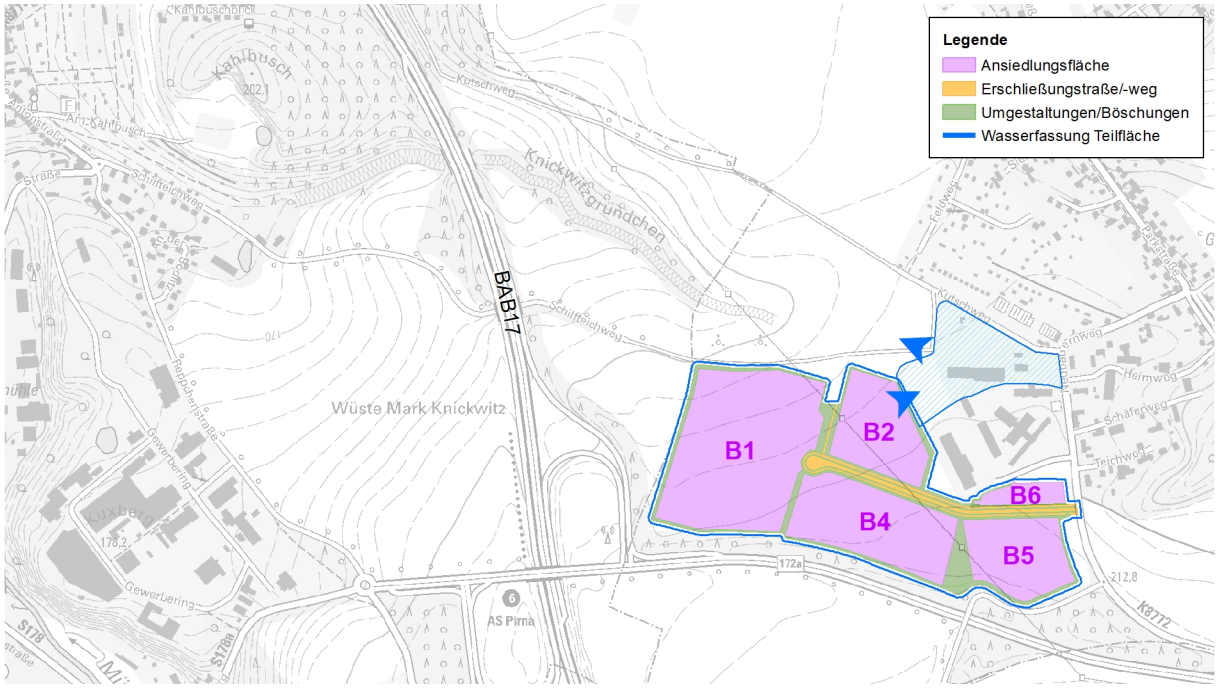


Abbildung 28: Bereich für eine potenzielle Rückhaltung nach Variante 2

Voraussetzung dafür wäre die Verfügbarkeit eines entsprechend großen und möglichst niedrig gelegenen Anteils der Fläche. Angesichts der niedrigsten Geländehöhe von ca. 208,5 mNHN auf dem Grundstück bzw. ca. 207,0 mNHN westlich daneben und der niedrigsten Ausleithöhe der Wasserfassungen (nach aktuellem Planungsstand nicht deutlich höher als 204,3 mNHN) kann unter Umständen nicht die gesamte Teilfläche B über das RRB entwässert werden.

Zu tief liegende Unterteilflächen müssten nötigenfalls separat in das Knickwitzgründchen entwässert werden. Aus demselben Grund können bei dieser Lösung die Abflüsse über den Schilfteichweg nach Dohna bei Starkregen nicht vermindert werden. Das bei der angesetzten Drosselung nötige Speichervolumen beträgt wie in der Variante 1 im Endzustand 5.160 m³, im Anfangszustand 1.090 m³.

Dessen ungeachtet ist davon auszugehen, dass das RRB vergleichsweise tief ausgehoben werden muss. Seine gedrosselte Abgabe muss über mindestens etwa 500 m, naheliegender Weise verrohrt und den Schilfteichweg unterquerend, in das Knickwitzgründchen erfolgen.

Ein deutlicher Vorteil der Variante 2 gegenüber einem Standort direkt im Gründchen läge darin, dass das Speichervolumen vermutlich zumindest partiell in Modulbauweise geschaffen werden kann und es damit prinzipiell möglich ist, auf die tatsächlichen Entwicklungen während des Ansiedlungsprozesses flexibel zu reagieren (vgl. Kapitel 7.6). Deshalb kann davon ausgegangen werden, dass das letztlich bei voller Auslastung der Teilfläche notwendige Speichervolumen geringer ausfällt, als es für den heute anzunehmenden Endzustand prognostiziert wird. Das Speichervolumen ließe sich weiterhin dadurch reduzieren, dass dafür auch anteilig die anzulegende Erschließungsstraße genutzt wird.

Anders als bei einem Standort im Taleinschnitt, lassen sich in der Variante 2 Eingriffe in das naturschutzfachlich sensible Knickwitzgründchen weitgehend vermeiden (vgl. /B6/). Diesbezügliche Abwägungen sind im Rahmen der weiteren technischen Planung vorzunehmen.

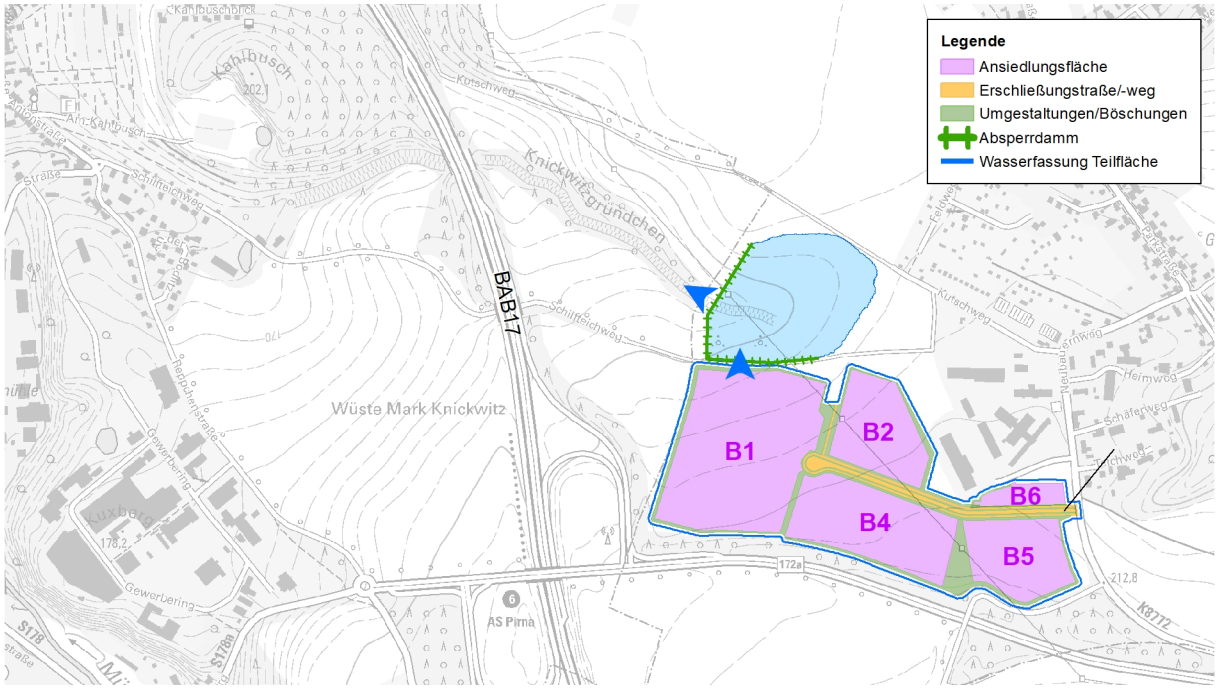
Die Errichtung eines RRB mit einem Absperrdamm direkt im Knickwitzgründchen kurz vor der Gemeindegrenze Heidenau - Dohna wird als **Variante 3** vorgeschlagen. Dieser Standort liegt geodätisch so hoch, dass die Überleitung von Abflüssen des Schilfteichwegs nicht möglich ist. Weil Modulbauweisen vermutlich höchstens nur stark begrenzt infrage kommen, ist seiner Bemessung der heute anzunehmende Endzustand zugrunde zu legen. Das bei der angesetzten Drosselung nötige Speichervolumen beträgt demnach 5.160 m³.

Bis zu einer Höhe von ca. 200,0 mNHN kann dort ein Einstau erfolgen, ohne dass der Schilfteichweg betroffen ist. Ein höherer Einstau lässt sich nur realisieren, wenn der Schilfteichweg abschnittsweise angehoben oder durch einen parallel verlaufenden Damm gegen den Stautraum abgeschirmt wird. Wie weiter oben beschrieben, ist der mögliche Einstau nach oben auf 204,3 mNHN begrenzt.

Wie die Abbildung 29 zeigt, kann am Standort eines potenziellen Absperrdamms im Knickwitzgründchen nach Variante 3 bei einem Einstau bis 200,0 mNHN (Stauhöhe ca. 7 m), also ohne Betroffenheit des Schilfteichwegs, ein Rückhalteraum von mehr als 20.000 m³ aktiviert werden. Wird der Schilfteichweg abschnittsweise höher gelegt, ist demnach ein noch deutlich größeres Speichervolumen möglich.

Nach dieser groben Vorabschätzung erscheint es mit der Variante 3 prinzipiell möglich, die gedrosselte Ableitung aus der Teilfläche B von 5.160 m³ bei T = 100 a aufzunehmen und zusätzlich auch eine wirksame Drosselung der Wassermengen aus dem gesamten, östlich der Absperrung liegenden Gründchen zu realisieren. Variationen der gezeigten Lage des Damms sind begrenzt möglich, ohne diese Grundaussage zu beeinflussen.

Ein ähnlich geeigneter Speicherraum ließe sich aktivieren, wenn der Absperrdamm weiter westlich an einer geeigneten Stelle oberstrom der A17-Querung angeordnet wird. Damit läge das Regenrückhaltebecken auf dem Territorium der Gemeinde Dohna, deren Bebauung auch von dem größeren Rückhaltepotenzial profitieren würde. Außerdem könnten die Abflüsse des Schilfteichwegs eingebunden werden.



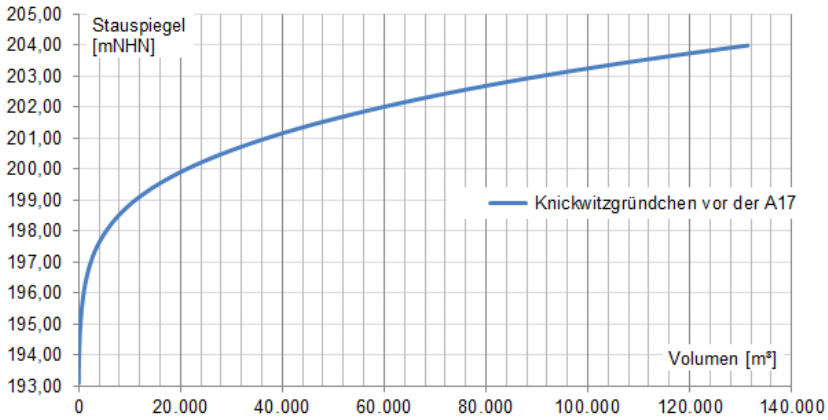


Abbildung 29: Lage (Bild oben, Einstaufläche bei 204 mNHN) und Speicherinhaltslinie (Bild links) eines potenziellen Absperrdamms im Knickwitzgründchen gemäß Variante 3

Schließlich besteht auch die Möglichkeit, den Rückhalt für die Entwässerung der Teilfläche B an dem bereits für die Teilfläche A in Kapitel 8.1 beschriebenen Standort westlich der A17 möglichst als gemeinsamen Rückhalt zu realisieren. Diese Lösung wird hier als **Variante 4** bezeichnet. Sie erscheint naheliegend, wenn im Ergebnis der weiteren Planung das RRB ohnehin für die Teilfläche A umgesetzt werden sollte. Mögliche Synergieeffekte einer gemeinsamen Rückhaltung für die Teilflächen A und B im Knickwitzgründchen westlich der A17 sollten in der kommenden Planung also mit berücksichtigt werden.

Das allein für die Teilflächen A und B zu schaffende Speichervolumen von 11.570 m³ lässt sich an dem in der Abbildung 22 gezeigten Standort mit einer Stauhöhe von ca. 5 m (Stauspiegel bei etwa 169,0 mNHN) unterbringen. Das Potenzial für einen weit darüber hinaus gehenden Rückhalt und damit eine deutliche Verbesserung der Gefährdungslage in Dohna ist vorhanden. Zu beachten ist, dass der Einstau für eine freie Entwässerung der Teilfläche A nicht über 175,0 mNHN liegen darf (vgl. Kapitel 8.1).

Der potenzielle Speicherraum im Knickwitzgründchen gemäß den Varianten 3 und 4 ist u.U. auch groß genug, um eine kleine Dauerstaulamelle für die Löschwasserbereitstellung und/oder eine Bewässerung der umliegenden Vegetation in Trockenzeiten vorzuhalten, ohne die Hochwasserschutzfunktion übermäßig einzuschränken. Details dazu wären im Zuge der weiteren Planung zu untersuchen.

Nach den Unterlagen in /B4/ und auch gemäß /B6/ wären bei Eingriffen in das Knickwitzgründchen Naturschutzbelange in erheblichem Umfang betroffen. Ein Ausgleich zur Erreichung der Genehmigungsfähigkeit wäre entsprechend aufwändig.

Die vorstehend beschriebenen Maßnahmenvorschläge sind in der Anlage 5.B kartografisch dargestellt. Die Abbildung 30 zeigt die Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und im Planzustand (Anfangs- und Endzustand) für die Teilfläche B in den Varianten 1, 2 und 3, also ohne die Einbeziehung der Abflüsse auf dem Schilfteichweg in den Rückhalt. In der Abbildung 31 sind die Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und in dem für die Bemessung ausschlaggebenden Endzustand für die Teilfläche B in der Variante 4, also mit Einbeziehung der Abflüsse auf dem Schilfteichweg in den Rückhalt, gezeigt. Die zugehörigen Werte für alle beschriebenen Varianten sind in der Tabelle 6 dargestellt.

Für die Bemessung der Anlagen und Bauwerke in den Varianten 3 und 4 sind praktisch ausschließlich die Werte des Endzustands ausschlaggebend, weil Modulbauweisen nur sehr begrenzt infrage kommen. Sie könnten kleiner als angegeben ausfallen, wenn Speichervolumen innerhalb der Teilfläche, bspw. im Raum der Erschließungsstraße geschaffen werden kann oder vor der Umsetzung konkrete Ansiedlungsplanungen mit weniger als 80% Versiegelung der Ansiedlungsflächen vorliegen, die eine geringere Dimensionierung zulassen.

Für die Beurteilung der Verhältnisse bei einer möglichen Überschreitung des Bemessungsfalls, also Ereignissen mit T > 100 a, können die in den Rückhalt eingebundenen (Variante 4) oder nicht eingebundenen (Varianten 1, 2 und 3) Abflüsse auf dem Schilfteichweg vernachlässigt werden, weil sie ohnehin nach Dohna gelangen.

Direkt nach Überschreiten des 100jährlichen Bemessungsregens, also dem Erreichen der Vollfüllung des Speichers, werden die Ableitmengen von der Teilfläche B bei allen vier Varianten abrupt ungedrosselt in das Knickwitzgründchen abgegeben (vgl. Kapitel 7.3 und 7.5). Die Varianten 1, 2 und 3 unterscheiden sich bezüglich der betreffenden Abflüsse dabei nur unwesentlich voneinander. Für den Zeitpunkt unmittelbar nach der Überschreitung des Bemessungsfalls, praktisch also T = 101 a, ergibt sich für diese Varianten im Endzustand eine Zunahme um 1.370 l/s, für T = 200 a eine Zunahme um 1.470 l/s. In der Variante 4 fällt die Abflusszunahme im Überlastfall naturgemäß stärker aus, weil dabei die gemeinsame Entwässerung der Teilflächen A und B angenommen wurde. Im Endzustand ergibt sich damit für T = 200 a eine Zunahme um 6.820 l/s.

Diese Zunahmen könnten kleiner ausfallen, wenn weniger als 80% Versiegelung für die Ansiedlungsflächen angesetzt werden kann. Für alle vier Varianten der Teilfläche B gilt, wie bei der für die Teilfläche A entworfenen Variante 4 (vgl. Kapitel 8.1), dass eine einordnende Bewertung der Abflusszunahmen bei T > 100 a im Knickwitzgründchen erst vorgenommen werden kann, wenn die Gesamtabflüsse im Gründchen und der nachfolgenden Bodlitz bekannt sind und die Wirkung des RRB auf diese Gesamtabflüsse bezogen wird.

Wenn das Speichervolumen der Varianten 1 und 2 durch einen modulartigen, schrittweisen Ausbau dem tatsächlichen künftigen Versiegelungsgrad angepasst werden kann, tritt eine Überlastung in diesen Varianten künftig direkt nach Überschreiten des 100jährlichen Bemessungsregens, also dem Erreichen der Vollfüllung des Speichers ein. Die anderen Varianten werden auf den heute anzunehmenden Endzustand ausgelegt und sind für die tatsächliche künftige Gestaltung der Teilfläche B tendenziell überbemessen. Insofern würde es in den Varianten 1 und 2 eher als in den anderen Varianten zum Überlastfall kommen. In der Gesamtschau dieser Zusammenhänge ergibt sich für die Varianten 3 und 4 eine etwas günstigere Bewertung hinsichtlich der Verhältnisse bei einer Überschreitung des Bemessungsfalls als für die anderen Varianten.

Fazit für die Teilfläche B:

Die Variante 1 gewährleistet für die Teilfläche B die Neutralität der maximalen Abflüsse in die Nachbargebiete bis zu einem 100jährlichen Starkregenereignis und reduziert bis dahin sogar oft die heute auftretenden Abflussspitzen.

Andere Lösungen können dazu beitragen, das Speichervolumen innerhalb der Teilfläche zu reduzieren, bedingen aber Eingriffe außerhalb des ZV-Gebiets und erfordern deshalb einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand. Dafür erscheint die Errichtung eines ggf. unterirdischen RRB außerhalb des Knickwitzgründchens gemäß Variante 2 in Abwägung der heute erkennbaren Vor- und Nachteile als günstigste Lösung. Nach der Einschätzung in /B6/ sind speziell bei Eingriffen in das Knickwitzgründchen Naturschutzbelange in erheblichem Umfang betroffen.

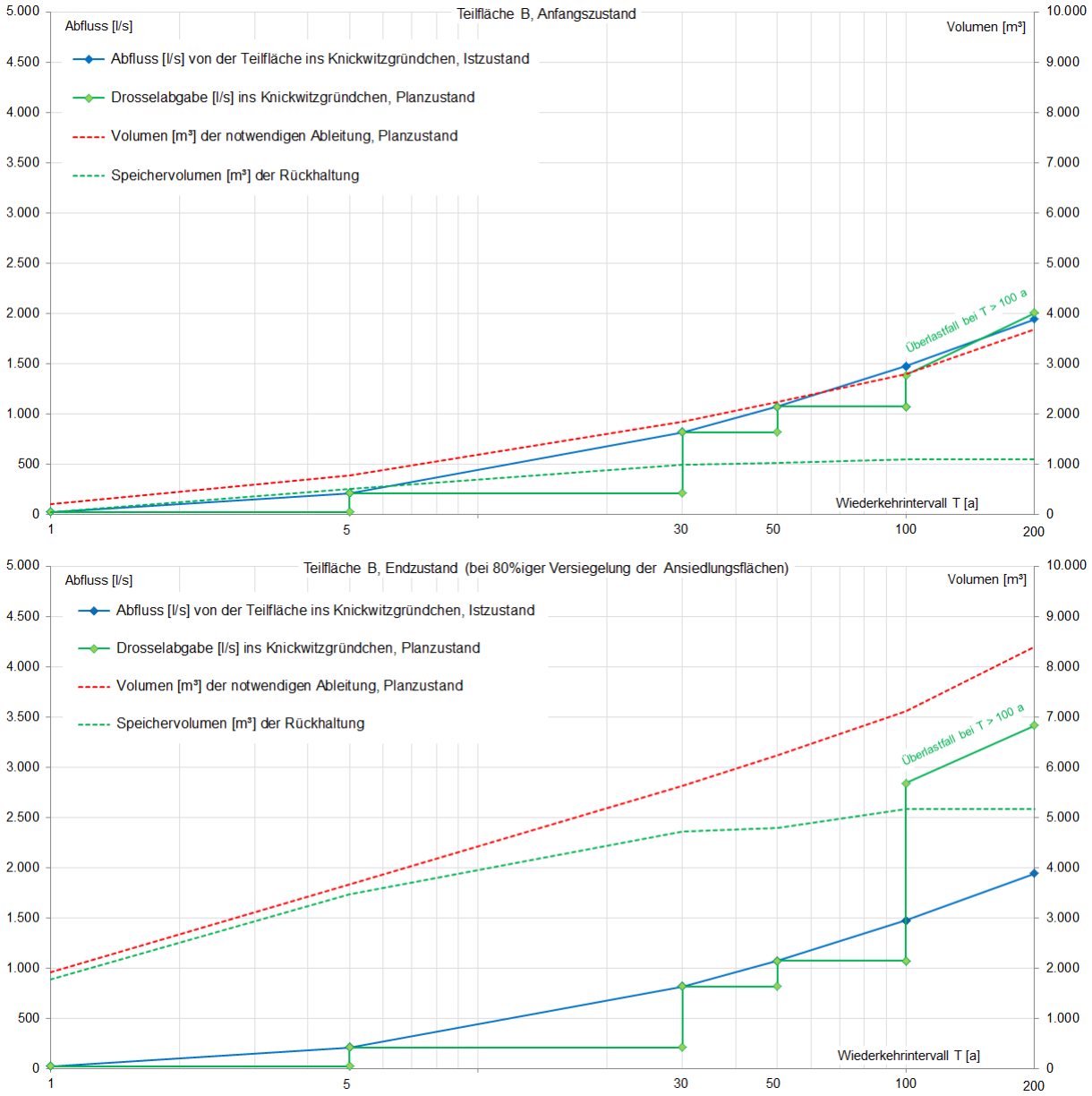


Abbildung 30: Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und Planzustand für die Teilfläche B in den Varianten 1, 2 und 3 (Bild oben: Anfangszustand, Bild unten: Endzustand)

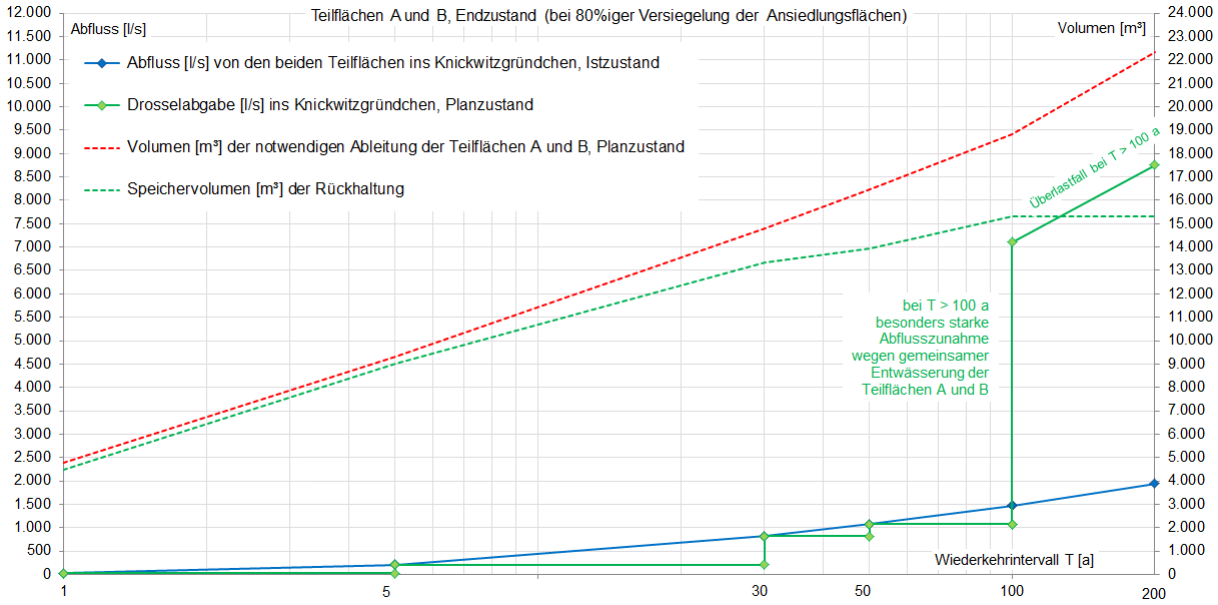


Abbildung 31: Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und Planzustand (nur Endzustand) für die Teilfläche B in der Variante 4

Tabelle 6: Kennzahlen der Flächen, Abflüsse und Volumina für die Teilfläche B

	Nutz-fläche	davon versiegelt		Anteil an Drossel, Speicher u. Ableitung		Wasserfassung Q_{Zulauf}	
		Anfangs-zustand	End-zustand	Anfangs-zustand	End-zustand	Anfangs-zustand	End-zustand
	[m²]	[m²]	[m²]	[%]	[%]	[l/s]	[l/s]
Gesamt B	137.030	6.630	110.940	100,0	100,0	100	1.650
B1	25.090	0	44.870	0,0	40,4	0	670
B2	20.200	0	16.160	0,0	14,6	0	240
B4	30.250	0	24.200	0,0	21,8	0	360
B5	19.340	0	15.470	0,0	13,9	0	230
B6	4.520	0	3.620	0,0	3,3	0	50
Straßen	6.630	6.630	6.630	100,0	6,0	100	100

	Istzustand	Planzustand		Varianten 1, 2 u. 3		Variante 4**	
	Abfluss zum Knickwitzgr.	Nettoregen (nicht versickernd)		Drossel Q_d, Speicher V		Drossel Q_d, Speicher V	
T	max. Q	max. Q	V	Q_d	bis V	Q_d	bis V
[a]	[l/s]	[l/s]	[m³]	[l/s]	[m³]	[l/s]	[m³]
		Anfangszustand (ohne die Anteile des restlichen Knickwitzgründchens)					
1	20	200	210	20	40	20	370
5	210	610	670	210	500	210	1.490
30	820	1.240	1.440	820	990	820	2.480
50	1.070	1.440	1.700	1.070	1.030	1.070	2.500
100	1.470	1.740	2.080	1.070	1.090	1.070	2.630
200	1.940	2.190	2.680	2.000*	1.090	5.790*	2.630
		Endzustand (ohne die Anteile des restlichen Knickwitzgründchens)					
1	20	930	1.870	20	1.770	20	4.050
5	210	1.650	3.420	210	3.470	210	7.880
30	820	2.470	5.170	820	4.730	820	10.570
50	1.070	2.710	5.670	1.070	4.790	1.070	10.750
100	1.470	3.040	6.360	1.070	5.160	1.070	11.570
200	1.940	3.510	7.350	3.420*	5.160	8.760*	11.570

* Überlastung der Rückhaltung bei T > 100 a

** mit Einbeziehung der Abflüsse auf dem Schilfteichweg und der Ableitung aus der Teilfläche A in die Rückhaltung

8.3 IPO-Teilfläche C

Die geplante Teilfläche C befindet sich am so genannten Feistenberg im Nordosten des IPO-Gebiets (vgl. Abbildung 32). Im Süden wird sie von der B172a, im Norden von der K8772/ Dippoldiswalder Straße begrenzt.

Die Dippoldiswalder Straße verläuft dabei ungefähr auf dem Höhenrücken, der die Einzugsgebiete des Schlosser-/ Hospitalbuschs nördlich davon und der Seidewitz südlich davon trennt. Das Gelände auf dem Gebiet der Teilfläche C ist heute mit Höhen von ca. 195,0 mNHN bis ca. 175,0 mNHN nach Südosten geneigt.

Vorgesehen ist das Anlegen von fünf terrassierten Unterteilflächen, von denen vier gemäß dem aktuellem Planungsstand ohne Neigung mit Höhen von 195,0 mNHN, 193,0 mNHN, 189,0 mNHN bzw., ganz im Osten, 176,0 mNHN ausgeführt werden sollen. Die größte Unterteilfläche C2 soll nach Süden mit Höhen zwischen 185,0 und 177,0 mHN geneigt sein.

Die niedrigste Sohle einer Ausleitung der Wasserfassungen für die Ansiedlungsflächen wird also nicht höher als schätzungsweise 174,0 mNHN liegen können (bei Beachtung notwendiger Rohrdimensionen und ausreichender Überdeckung), wenn das Wasser nicht gepumpt werden soll. Für eventuell nötige Rückhaltungen ist dadurch (ohne Pumpen) auch die maximale Stauhöhe mit 174,0 mNHN vorgegeben, um einen Rückstau in die Wasserfassungen auszuschließen.

Die verkehrliche Erschließung der Ansiedlungsflächen ist von Norden über die Dippoldiswalder Straße vorgesehen. Außerdem soll im westlichen Teilbereich eine von der B172a abzweigende Erschließungsstraße für die IPO-Teilfläche D angelegt werden, die nördlich der B172a zur Teilfläche C zu zählen ist.

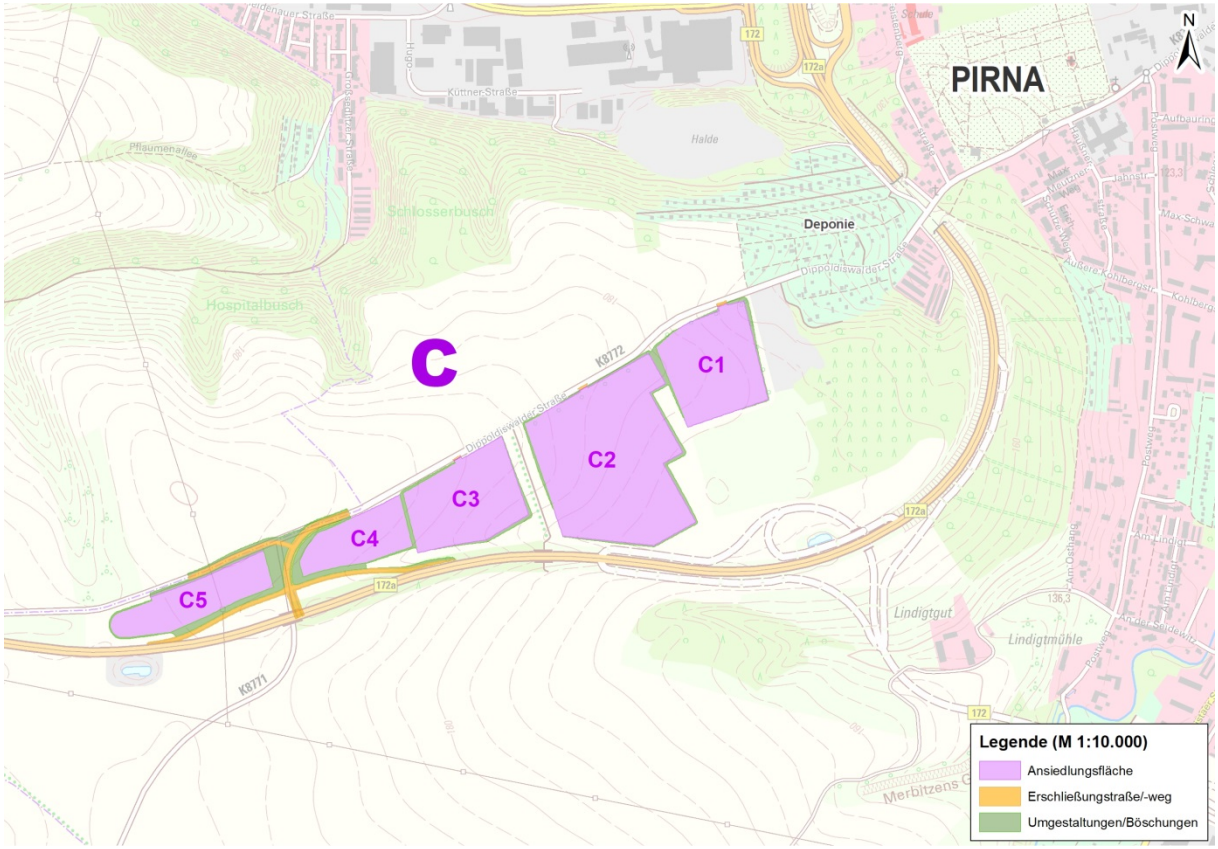


Abbildung 32: Übersicht der IPO-Teilfläche C am Feistenberg westlich von Pirna

Im Osten der Teilfläche C befindet sich nahe der Dippoldiswalder Straße ein Gelände mit Lagerflächen auf einer geodätischen Höhe von ca. 170,0 mNHN (vgl. Abbildung 33), an das sich nordöstlich eine Kleingartenkolonie anschließt. Über diese Lagerflächen verläuft auch die Zufahrt in ein Moto-Cross-Gelände auf einer ehemaligen Deponie, das zwischen der Unterteilfläche C1 und der B172n-Auffahrt zur B172a liegt (vgl. Abbildung 34).

Das Moto-Cross-Gelände ist entsprechend seinem Nutzungszweck profiliert, unbebaut und von großen Verwallungen umgeben. Die mittlere geodätische Geländehöhe liegt bei schätzungsweise 175,0 mNHN, also über der niedrigsten Ausleithöhe der Wasserfassungen. Östlich davon schließt sich bis zur B172a, die hier einen weiträumigen Bogen nach Norden beschreibt, ein großes unbebautes und teils bewaldetes Gelände mit einer Höhe von ca. 170,0 mNHN an.

Die Auffahrt der B172n zur B172a umschließt ein RRB, welches der Entwässerung der B172n dient und nach dem Versickerungsprinzip arbeitet. Daher ist bekannt, dass der anstehende Boden im Gebiet am Feistenberg zumindest im Bereich der Auffahrt gute Versickerungseigenschaften aufweist.

Heute entwässert das Gelände der Teilfläche C bei Starkregen gemäß den Geländeneigungen nach Süden und Osten. Gewisse Anteile des Oberflächenabflusses im westlichen Teilbereich gelangen dabei durch zwei B172a-Überfahrungen (Ortsverbindungsstraße nach Krebs und landwirtschaftlicher Weg) auf die südliche Seite der B172n, das Gebiet der geplanten IPO-Teilfläche D. Der restliche Abfluss gelangt breitflächig nach Osten zum Moto-Cross-Gelände bzw. zu den Lagerflächen südlich der Dippoldiswalder Straße.

Beim relevanten Regenereignis von 2,0stündiger Dauer mit zeitlich endbetonter Niederschlagsverteilung fallen bei T = 100 a auf der IPO-Teilfläche C (Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen) nicht versickernde Regenmengen von maximal 2.020 l/s mit einer Fülle von 3.280 m³ im Anfangszustand und maximal 3.360 l/s mit einer Fülle von 9.380 m³ im Endzustand an.

Die Wasserfassungen der Erschließungsstraßen sind auf ein maximales Ableitvermögen von nicht mehr und nicht weniger als 120 l/s auszulegen (größte Regenintensität bei T = 5 a). Im Anfangszustand ist durch diese Wasserfassungen bei T = 100 a ein Wasservolumen von 470 m³ abzuleiten. Im Endzustand kommen dazu die ebenfalls auf die Aufnahme eines 5jährlichen Regens ausgelegten Wasserfassungen der Ansiedlungsflächen. Mit den hier getroffenen Annahmen sind die Wasserfassungen der Ansiedlungsflächen auf ein maximales Ableitvermögen von insgesamt nicht mehr und nicht weniger als 1.700 l/s auszulegen.

Bei Ereignissen ab T = 5 a sind im Endzustand also maximal 1.820 l/s (Summe der Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen) durch die Wasserfassungen abzuleiten. Das im Endzustand bei T = 100 a durch die Wasserfassungen abzuleitende Volumen beträgt 7.200 m³.

Mit den 2D-HN-Simulationen konnte nachgewiesen werden, dass das IPO-Vorhaben in der Teilfläche C weder nach Westen noch nach Norden in Richtung des Schlosser-/ Hospitalbuschs eine Zunahme der Oberflächenabflüsse bei Starkregen bewirken kann, wenn die Ableitung aus den Wasserfassungen nicht gezielt in diese Richtungen erfolgt bzw. die Ansiedlungsflächen nicht anders als derzeit geplant geneigt werden. Die Entwässerung der Teilfläche C sollte vorzugsweise nach Osten bzw. Südosten erfolgen (vgl. Kapitel 7.4).

Sollte im Rahmen des IPO-Vorhabens eine Verbreiterung oder wesentliche Umgestaltung der Dippoldiswalder Straße östlich der Unterteilfläche C4 notwendig werden, ist die daraus resultierende Veränderung des Regenwasseranfalls gesondert zu untersuchen.

Abbildung 33: Teilfläche C – Blick entlang der Dippoldiswalder Straße nach Osten (Bild oben) und von der östlichsten Unterteilfläche nach Nordosten (Bild unten)

Die 2D-HN-Simulationen haben außerdem gezeigt, dass im Anfangszustand bei allen betrachteten Jährlichkeiten bis einschließlich T = 200 a summarisch auch dann keine Zunahme der Abflüsse nach Osten droht, wenn die Ableitung der Wasserfassungen der Erschließungsstraßen einberechnet wird.

Allerdings droht zwischen der Dippoldiswalder Straße und der südlich angrenzenden Unterteilfläche C1 die Zunahme einer Abflussbahn nach Osten. Sie muss entsprechend umgeleitet werden, um eine örtliche Mehrbelastung für die benachbarten Lagerflächen bzw. die dahinter folgenden Kleingärten auszuschließen. Bei T = 100 a sind im Anfangszustand maximal 210 l/s mit einer Fülle von 540 m³ umzuleiten.

Abbildung 34: Blick von Norden in das Moto-Cross-Gelände/ ehem. Deponie (B172a im Hintergrund)

Im Endzustand fallen nach Osten nur dann summarisch größere Abflüsse als im Istzustand an, wenn die Ableitung aus den Wasserfassungen dahin gerichtet werden soll. Außerdem muss, wie im Anfangszustand, die angewachsene Abflussbahn zwischen der Dippoldiswalder Straße und der Unterteilfläche C1 umgeleitet werden. Bei T = 100 a sind im Endzustand maximal 190 l/s mit einer Fülle von 520 m³ umzuleiten. Die Fülle fällt also etwas geringer als im Anfangszustand aus.

Im Anfangszustand ist also lediglich zu klären, wie die Umleitung der angewachsenen Abflussbahn südlich der Dippoldiswalder Straße und die Ableitung aus den Wasserfassungen der eigentlich zur IPO-Teilfläche D führenden Erschließungsstraße nördlich der B172a gestaltet werden müssen. Eine Rückhaltung ist in dieser Phase noch nicht erforderlich, spätestens im Endzustand aber unumgänglich.

Als Art der Rückhaltung kommen vorrangig Versickerungslösungen infrage, weil Vorflutgewässer, in die das Regenwasser oberflächig eingeleitet werden könnte, in der näheren Umgebung nicht vorhanden sind. Die Möglichkeiten, eine Versickerungslösung östlich der Teilfläche C zu realisieren, scheinen gegeben zu sein, weil das nahe gelegene RRB der B172n nach diesem Prinzip arbeitet. Eine herkömmliche Rückhaltung mit gedrosselter Ableitung in Oberflächengewässer erscheint nur für den westlichen Bereich der Teilfläche C denkbar, wenn die Ableitung nach Süden zur Teilfläche D und mit deren Entwässerung gemeinsam in das Merbitzens-Gründel erfolgt (vgl. Kapitel 8.4). Erforderlichenfalls wäre eine solche Lösung in der weiteren technischen Planung zu prüfen. Hier wird sie nicht weiter verfolgt.

Denkbar wäre auch, die Ableitung aus den Wasserfassungen der Teilfläche C in einem entlang der Dippoldiswalder Straße neu zu bauenden Kanal nach Osten zu realisieren. Das käme beispielsweise in Betracht, wenn die Straße im Rahmen des IPO-Vorhabens östlich der Unterteilfläche C4 verbreitert und in diesem Zuge ohnehin mit einem eigenen Entwässerungskanal ausgestattet werden soll. Voraussetzung dafür wäre, dass das im Stadtgebiet bestehende Netz die abzuleitenden Abflüsse verkraften kann. Angesichts dessen, dass im Endzustand bei T = 100 a ein Maximalabfluss von 1.820 l/s mit einem Gesamtvolumen von 7.200 m³ abzuleiten und deswegen zusätzlich eine große Rückhaltung nötig wäre, erscheint diese Lösung allerdings unrealistisch und wird hier nicht weiter verfolgt. In der weiteren technischen Planung zu prüfen wäre ggf. die Einbindung der nötigen Umleitung in einen zu bauenden Straßenkanal.

Die maximale Stauhöhe einer Versickerungsanlage darf nicht über der niedrigsten Ausleithöhe der Wasserfassungen, bei der Teilfläche C also nicht über ca. 174,0 mNHN liegen. Anders als herkömmliche RRB mit Drosselvorrichtungen geschieht die Ableitung des zufließenden Regenwassers in den Untergrund bei Versickerungen stetig-veränderlich und ist u.a. abhängig von den Bodeneigenschaften, der Beckenform und dem Grundwasserflurabstand bzw. der Stauhöhe über dem Grundwasserstand. In der vorliegenden Studie kann also kein Drosselregime für die Optimierung des Speichervolumens hergeleitet werden.

Es wurde deswegen davon ausgegangen, dass das gesamte Ableitvolumen der Wasserfassungen und der nötigen Umleitung von der Versickerungsanlage aufzunehmen ist. In der weiteren technischen Planung kann dann die eigentlich notwendige Anlagengröße bestimmt werden. Diese wird deutlich kleiner als hier angegeben ausfallen, wenn sich eine Versickerungslösung für die Teilfläche C überhaupt als machbar erweist.

Das zum Auffangen der gesamten Ableitmengen aus den Wasserfassungen und der nötigen Umleitung bei T = 100 a ohne Berücksichtigung der Versickerung beträgt, wie oben beschrieben, ca. 1.000 m³ im Anfangszustand und 7.720 m³ im Endzustand.

Bei Versickerungsanlagen werden auch bei einer Überschreitung des Bemessungsereignisses, also bei T > 100 a, zumindest Teile des aufgefangenen Regenwassers stetig versickert. Über eine Entlastungsanlage ist in diesem Fall also, anders als in Kapitel 7.3 für herkömmliche RBB beschrieben, nur der über das Versickerungsmaß hinausgehende Zuflussanteil des Beckens abzuschlagen. Versickerungsanlagen vermindern im Vergleich zu herkömmlichen Rückhaltungen bei einer Überlastung also die Risiken für die Unterlieger.

Weil der Versickerungsanteil bisher nicht bekannt ist, wurde für den Fall einer Überschreitung des Bemessungsereignisses T = 100 a angenommen, dass keine Versickerung stattfindet und der gesamte Abfluss aus den Wasserfassungen abzuschlagen ist. Mit diesem Ansatz ergibt sich im Anfangszustand selbst bei T = 200 a keine Überschreitung der heute oberflächig nach Osten/ Pirna gelangenden Abflüsse (vgl. Abbildung 37).

Im Endzustand wird der Maximalabfluss des Istzustands damit rechnerisch bei T = 101 a um 1.160 l/s und bei T = 200 a um 1.000 l/s überschritten. Die Überlastungen halten nur relativ kurz an und gehen deshalb mit geringen Füllen einher (bei T = 200 a beträgt das überschüssige Wasservolumen selbst bei der beschriebenen worst-case-Betrachtung nur 550 m³). Angesichts dessen und weil die Nutzungen im Osten mit den Lagerflächen, dem Moto-Cross-Gelände und weiter entfernt auch den Kleingärten nicht der höchsten Wertigkeit zuzuordnen sind, wird eingeschätzt, dass eine Versickerungslösung für die Teilfläche C im Überlastfall auch bei T = 200a höchstens marginale Verschlechterungen gegenüber dem Istzustand bewirken kann.

Die tatsächlichen Überschreitungen werden zudem deutlich geringer als hier angegeben ausfallen und im optimalen Fall selbst bei T = 200 a gänzlich ausbleiben. Genauere Betrachtungen können dazu erst in der weiteren technischen Planung angestellt werden.

Als **Variante 1** wird hier die Versickerung des aus den Wasserfassungen und der nötigen Umleitung anfallenden Wassers innerhalb der Teilfläche (vgl. Abbildung 32) vorgeschlagen. Eingriffe in Flächen außerhalb des ZV-Gebiets werden damit vermieden. Dazu ist es notwendig, platzsparende Lösungen zu entwickeln, die bei Bedarf zumindest teilweise im Bereich der Ansiedlungsflächen, bspw. als unterirdische Anlagen, untergebracht werden können. Wenn geeignete Böden nur im östlichen Bereich der Teilfläche anstehen, werden Standorte vorrangig in oder bei den Unterteilflächen C1 und C2 zu finden sein. Details dazu müssen in der weiteren technischen Planung geklärt werden.

In der Variante 1 werden also jeweils eigene Versickerungsanlagen für jede Unterteilfläche voraussichtlich nicht umgesetzt werden können. Vielmehr ist es wahrscheinlich, dass eine oder wenige, nah beieinander liegende Anlagen die Versickerung für die gesamte Teilfläche übernehmen müssen.

Geeignetere Standorte für eine zentrale Versickerung lassen sich ansonsten nur östlich der Teilfläche C außerhalb des ZV-Gebiets finden. Mit solchen Lösungen wäre dementsprechend ein längerfristiger Planungs- und Abstimmungsaufwand als in der Variante 1 verbunden. Gemäß /B6/ könnte auch eine Kompensationsfläche betroffen sein, die sich inzwischen zu einem gesetzlich geschützten Biotop entwickelt haben könnte. Auch Artenschutzkonflikte sind wahrscheinlich.

Diesbezüglich wird hier als **Variante 2** (vgl. Abbildung 35) die Errichtung eines Versickerungsbeckens oder einer Rigolenversickerung nördlich der B172n-Auffahrt zur B172a, südlich des Moto-Cross-Geländes vorgeschlagen. Der Bereich wird heute landwirtschaftlich genutzt und liegt mit Geländehöhen von ca. 173,0 mNHN ausreichend tief.

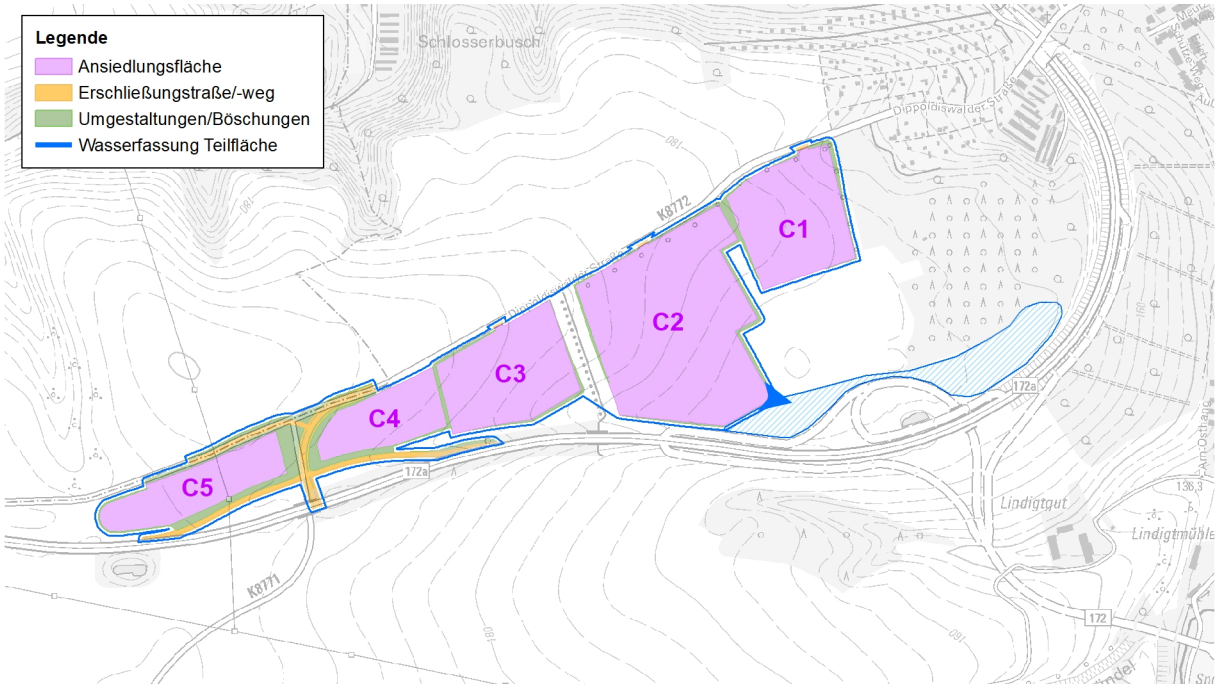


Abbildung 35: Bereich für eine potenzielle Versickerung nach Variante 2

Die Möglichkeit, die Abflüsse aus den Wasserfassungen an dem Moto-Cross-Gelände und der ehemaligen Deponie vorbei nach Osten in das teils bewaldete Gebiet zu leiten und dort zu versickern, wird als **Variante 3** (vgl. Abbildung 36) vorgeschlagen.

Das Gebiet ist sehr weitläufig, unbebaut und liegt mit ca. 170,0 mNHN ausreichend tief, so dass eine Versickerung breitflächig oder als Rigolenlösung machbar erscheint, sofern die anstehenden Böden dafür geeignet sind.

Um zu klären, welche der Varianten 2 oder 3 umsetzbar ist, müssen in der weiteren technischen Planung umfangreiche Erkundungen und Analysen vorgenommen werden.

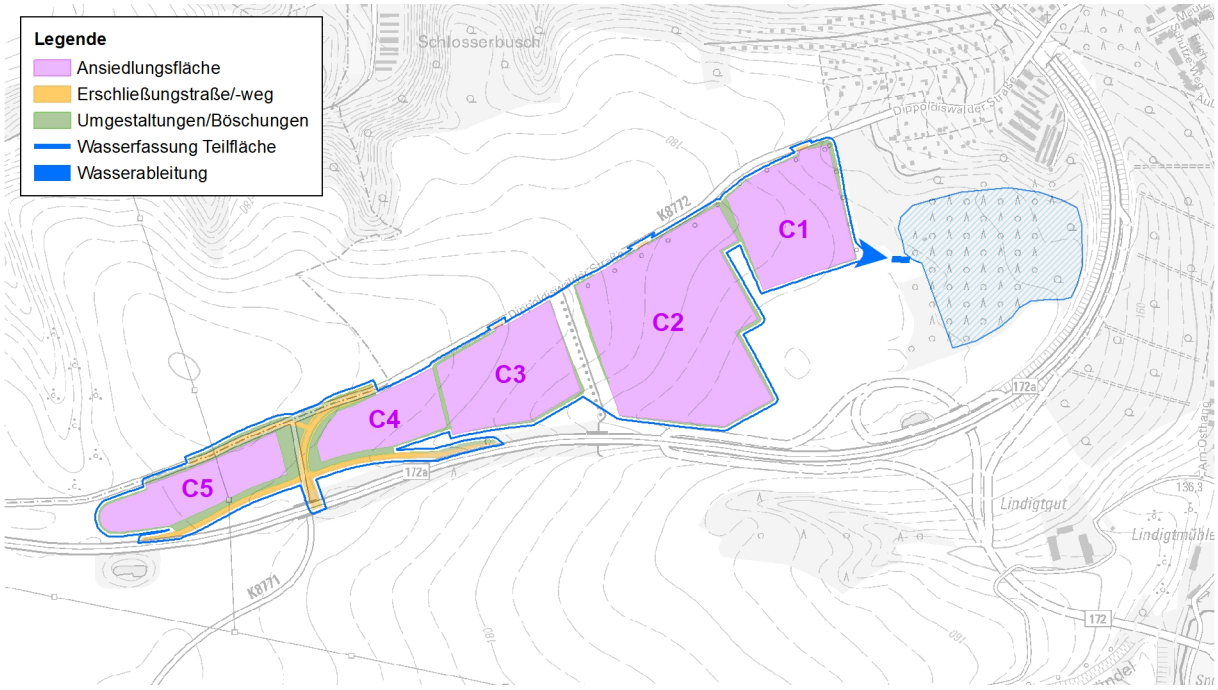


Abbildung 36: Bereich für eine potenzielle Versickerung nach Variante 3

Sollte sich herausstellen, dass weder die Variante 2 noch die Variante 3 aus technischen oder sonstigen Gründen umsetzbar sind, verbleibt als Alternative zur oder Ergänzung der Variante 1 die hier als **Variante 4** bezeichnete Möglichkeit, die Abflüsse der Wasserfassungen der gesamten Teilfläche C und der nötigen Umleitung nach Süden zur Teilfläche D zu leiten und gemeinsam mit deren Ableitmengen zu entsorgen (vgl. Kapitel 8.4).

Die in der Variante 4 abzuleitenden Abflüsse unterscheiden sich nicht von denen der übrigen Varianten. Die damit zusammenhängenden Aufwendungen und genehmigungsrechtlichen Voraussetzungen müssten ggf. in der weiteren technischen Planung ermittelt werden. Die Variante 4 wird hier nicht weiter untersetzt.

Die vorstehend beschriebenen Maßnahmenvorschläge sind in der Anlage 5.C kartografisch dargestellt. Die Abbildung 37 zeigt die Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und im Planzustand (Anfangs- und Endzustand) für die Teilfläche C in den Varianten 1 bis 3, also für die Versickerungslösungen unter der Annahme, dass keine Versickerung erfolgt. Die angegebenen Speichervolumina und die angegebenen Abflusszunahmen im Überlastfall stellen faktisch das worst-case-scenario dar. Die zugehörigen Werte für alle beschriebenen Varianten sind außerdem in der Tabelle 7 dargestellt.

Für die Versickerungsanlagen in den Varianten 1 bis 3 bieten sich u.U. modulartige Bauweisen an. Damit könnte einerseits zunächst die Entwässerung im Anfangszustand geregelt und andererseits flexibel auf die Anforderungen im Ansiedlungsprozess reagiert werden. Die hier angegebenen Speichervolumina und folglich auch die erforderlichen baulichen Eingriffe könnten dadurch abermals reduziert werden.

Bei den Versickerungslösungen gemäß den Varianten 1, 2 und 3 sollte im Zuge der weiteren technischen Planung näher untersucht werden, ob sie auch für die Löschwasserbereitstellung und/ oder eine zumindest temporäre Bewässerung der umliegenden Vegetation in Trockenzeiten ausgelegt werden können.

Fazit für die Teilfläche C:

Die Variante 1 gewährleistet für die Teilfläche C die Neutralität der maximalen Abflüsse in die Nachbargebiete bis zu einem 100jährlichen Starkregenereignis und reduziert bis dahin sogar die heute auftretenden Abflussspitzen deutlich.

Andere Lösungen zur Versickerung des anfallenden Regenwassers könnten außerhalb des ZV-Gebiets gefunden werden. Gemäß /B6/ könnten dadurch Naturschutzbelange beeinträchtigt und entsprechende Ausgleichsmaßnahmen notwendig werden. Sie erfordern deshalb einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand. Dafür erscheinen die Varianten 2 und 3 in Abwägung der heute erkennbaren Vor- und Nachteile als praktisch gleichwertig günstige Lösungen für die IPO-Teilfläche C. In die weitere Planung sollten auch die Hinweise und Empfehlungen aus dem KURAS-Leitfaden sowie der KURAS-Projektskizze (vgl. Kapitel 9 und Anlage 6) einbezogen werden.

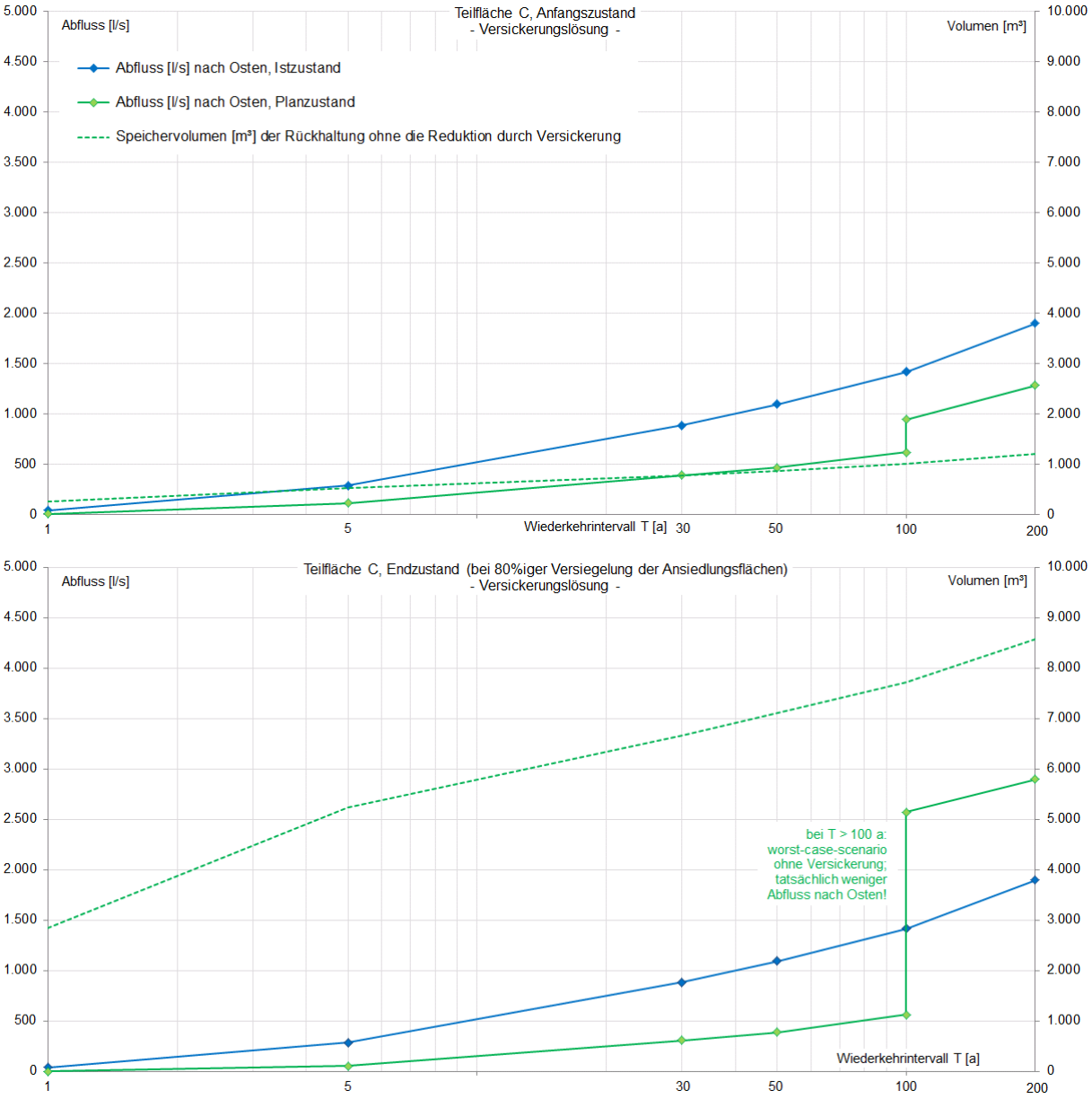


Abbildung 37: Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und Planzustand für die Teilfläche C in den Varianten 1, 2 und 3 (ohne Berücksichtigung der Versickerung)

Tabelle 7: Kennzahlen der Flächen, Abflüsse und Volumina für die Teilfläche C

	Nutz-fläche	davon versiegelt		Anteil an Drossel, Speicher u. Ableitung		Wasserfassung Q_{Zulauf}	
		Anfangs-zustand	End-zustand	Anfangs-zustand	End-zustand	Anfangs-zustand	End-zustand
	[m²]	[m²]	[m²]	[%]	[%]	[l/s]	[l/s]
Gesamt C	187.590	9.970	152.070	100,0	100,0	120	1.820
C1	32.430	0	25.940	0,0	17,1	0	310
C2	74.570	0	59.660	0,0	39,2	0	710
C3	31.860	0	25.490	0,0	16,8	0	310
C4	17.570	0	14.060	0,0	9,2	0	170
C5	21.190	0	16.950	0,0	11,1	0	200
Straßen	9.970	9.970	9.970	100,0	6,6	120	120

	Istzustand	Planzustand			Varianten 1, 2, 3 und 4**	
	Abfluss nach Osten	Nettoregen (nicht versickernd)		Abfluss nach Osten	Ableitung inkl. Umleitung	
T	max. Q	max. Q	V	max. Q	Q_{ab}	V***
[a]	[l/s]	[l/s]	[m³]	[l/s]	[l/s]	[m³]
		Anfangszustand				
1	40	240	340	10	90	260
5	290	720	1.070	110	160	520
30	890	1.450	2.280	390	240	770
50	1.100	1.680	2.690	470	280	870
100	1.420	2.020	3.280	620	330	1.000
200	1.900	2.530	4.210	1.280*	420	1.210
		Endzustand				
1	40	1.030	2.770	< 10	1.050	2.850
5	290	1.820	5.050	60	1.870	5.240
30	890	2.730	7.630	310	1.930	6.670
50	1.100	3.000	8.370	390	1.980	7.110
100	1.420	3.360	9.380	560	2.010	7.720
200	1.900	3.890	10.850	2.900*	2.110	8.580

* Überlastung der Rückhaltung bei T > 100 a; Versickerung ist in Tabelle unberücksichtigt – Angabe ist worst-case-scenario

** Ableitung in Variante 4 erfolgt nach Süden zur Teilfläche D

*** angegebene Volumina berücksichtigen nicht die Versickerung, sind also obere Grenzwerte

8.4 IPO-Teilfläche D

Die geplante Teilfläche D befindet sich im Südosten des IPO-Gebiets und ist die größte der vier Teilflächen (vgl. Abbildung 38). Im Norden wird sie von der B172a, im Süden von der Straße Oberlindigt bzw. ihrer westlichen Fortsetzung als landwirtschaftlicher Weg begrenzt. Die Verbindungsstraße von der südlich im Tal des Meusegastbachs gelegenen Ortschaft Krebs zur K8772/ Dippoldiswalder Straße nördlich der B172a teilt die Fläche D fast hälftig und soll zur Erschließungsstraße ausgebaut werden. Von ihr ist je eine Stichstraße in das westliche Gebiet mit den Unterteilflächen D3, D4 und D5 bzw. in das östliche Gebiet mit den Unterteilflächen D1 und D2 vorgesehen.

Das Gelände ist heute westlich der Ortsverbindungsstraße nach Krebs auf Höhen von ca. 193,0 bis 195,0 mNHN kaum und östlich der Straße mit Höhen von ca. 195,0 bis ca. 165,0 mNHN relativ steil nach Osten geneigt. Dort führt es trichterförmig auf das nahe der B172a befindliche Lindigt-Gründel bzw. zu einem geringeren Teil auf das südlich davon gelegene, kleinere Merbitzens-Gründel zu.

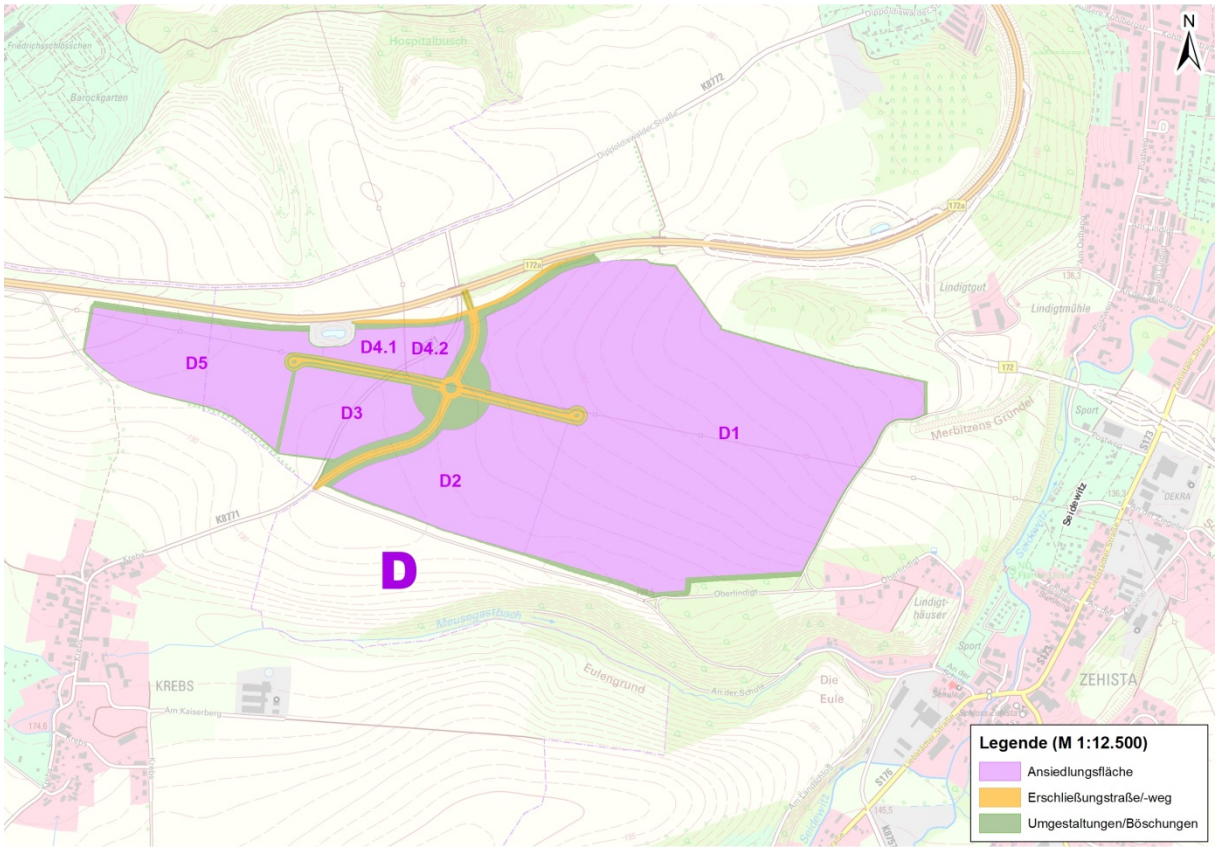


Abbildung 38: Übersicht der IPO-Teilfläche D zwischen Krebs und Pirna

Vorgesehen ist das Anlegen mehrerer terrassierter Unterteilflächen, von denen die östlich der Erschließungsstraße gelegenen gemäß dem aktuellem Planungsstand mit Höhen von 192,0 bis 167,0 mNHN nach Osten/ Nordosten geneigt sind. Die westlich der Erschließungsstraße gelegenen Unterteilflächen sollen nach dem aktuellen Planungsstand überwiegend horizontal auf einer Höhe von 192,0 mNHN gestaltet werden. Nur der ganz im Westen befindliche Teil soll auf Höhen von 196,5 bis 192,0 mNHN recht steil nach Osten geneigt sein.

Die niedrigste Sohle einer Ausleitung der Wasserfassungen für die Ansiedlungsflächen wird also nicht höher als schätzungsweise 165,0 mNHN liegen können (bei Beachtung notwendiger Rohrdimensionen und ausreichender Überdeckung), wenn das Wasser nicht gepumpt

werden soll. Für eventuell nötige Rückhaltungen ist dadurch (ohne Pumpen) auch die maximale Stauhöhe mit 165,0 mNHN vorgegeben, um einen Rückstau in die Wasserfassungen auszuschließen.

Ein Großteil des Gebiets entwässert heute bei Starkregen vorrangig über das Lindigt-Gründel und in geringerem Maße über das Merbitzens-Gründel zur Seidewitz in Pirna. Die Geländeeinkerbungen beider Gründel sind normalerweise trocken. Sie werden von der B172n gequert und weisen in den Abschnitten oberhalb, also westlich der Querungsstellen teils starken, buschartigen Bewuchs auf.

Die B172n-Querung des Lindigt-Gründels ist hauptsächlich als Schneise für Fledermäuse und zur Viehtrift als sehr großer Durchlass gestaltet. Nur wenig weiter östlich liegt das aus mehreren großen Wohn- und Stallgebäuden bestehende, hofartige Anwesen des Lindigtguts. Durch das Anwesen führt ein kleines, teils überbautes Gerinne in der Sohle des Lindigt-Gründels. Bei Starkregen kommt es hier häufig zu Überlastungen und Überschwemmungen im Bereich des Lindigtguts. Weiter östlich ergießt sich das Regenwasser entlang des Wegs Am Osthang (vgl. Abbildung 39) in Richtung des Postwegs. Vor dem Postweg existiert ein kleines RRB, in dem Teile des Wassers aus dem Lindigt-Gründel bei Regen zwischengespeichert und in einen kleinen Straßengraben und mit ihm schließlich weiter östlich in die Seidewitz abgegeben werden. Bei Überlastungen des RRB drohen Überflutungen der hochwertig bebauten Siedlungsflächen am Postweg.

Abbildung 39: Blick von Pirna aus dem Lindigt-Gründel nach Westen zum Lindigtgut

Östlich endet die Teilfläche D am Beginn des Merbitzens-Gründels (vgl. Abbildung 40). Bis zur B172n ist das Gründel als markante, breite und tiefe Geländeeinkerbung zu erkennen. Beim Bau der B172n wurde für die Querung des Merbitzens-Gründels ein kreisrunder Durchlass mit einer Nennweite von 1500 mm errichtet. Dieser ist in der Lage, die heute bei Starkregen im Merbitzens-Gründel auftretenden Oberflächenabflüsse ohne einen größeren Aufstau durchzuleiten. Er mündet unweit des Postwegs auf freiem, unprofiliertem Gelände. Die Abflüsse aus dem Gründel ergießen sich hier in Richtung einiger, partiell leer stehender Garagen und teils ungenutzter Wohngrundstücke am Postweg, während sie sich mehr oder weniger unkontrolliert den Weg zur Seidewitz suchen.

Abbildung 40: Beginn des Merbitzens-Gründels (Bild oben) sowie Einlauf (Mitte) und Auslauf (Bild unten) des im März 2020 weitgehend fertiggestellten B172n-Durchlasses

Beim relevanten Regenereignis von 3,0stündiger Dauer mit zeitlich endbetonter Niederschlagsverteilung fallen bei T = 100 a auf der IPO-Teilfläche D (Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen) nicht versickernde Regenmengen von maximal 6.760 l/s mit einer Fülle von 16.200 m³ im Anfangszustand und maximal 10.760 l/s mit einer Fülle von fast 45.000 m³ im Endzustand an.

Die Wasserfassungen der Erschließungsstraßen sind auf ein maximales Ableitvermögen von nicht mehr und nicht weniger als 230 l/s auszulegen (größte Regenintensität bei T = 5 a). Im Anfangszustand ist durch diese Wasserfassungen bei T = 100 a ein Wasservolumen von 1.360 m³ abzuleiten. Im Endzustand kommen dazu die ebenfalls auf die Aufnahme eines 5jährlichen Regens ausgelegten Wasserfassungen der Ansiedlungsflächen.

Mit den hier getroffenen Annahmen sind die Wasserfassungen der Ansiedlungsflächen auf ein maximales Ableitvermögen von insgesamt nicht mehr und nicht weniger als 5.590 l/s auszulegen. Bei Ereignissen ab T = 5 a sind im Endzustand also maximal 5.820 l/s durch die Wasserfassung abzuleiten. Das im Endzustand bei T = 100 a abzuleitende Wasservolumen beträgt 34.550 m³.

Mit den 2D-HN-Simulationen konnte nachgewiesen werden, dass das IPO-Vorhaben in der Teilfläche D weder nach Westen, noch nach Süden in Richtung des Meusegastbachs, noch nach Norden zur Teilfläche C eine Zunahme der Oberflächenabflüsse bei Starkregen bewirken kann, wenn die Ableitung aus den Wasserfassungen nicht gezielt in diese Richtungen erfolgt bzw. die Ansiedlungsflächen nicht anders als derzeit geplant geneigt werden. Für die Entwässerung der Teilfläche D kommt praktisch nur der Weg nach Osten über die beiden o.g. Gründel zur Seidewitz infrage (vgl. Kapitel 7.4).

Die Abbildung 41 zeigt die errechneten Abflussaufteilungen zwischen dem Lindigt- und dem Merbitzens-Gründel beim relevanten Regenereignis im Istzustand sowie im Planzustand (Anfangs- und Endzustand) ohne Berücksichtigung der Abflüsse in den Wasserfassungen am Beispiel der Jährlichkeit T = 100 a. Die abgebildeten Verhältnisse gelten analog auch für die anderen untersuchten Jährlichkeiten. Es wird deutlich, dass das Vorhaben die Abflüsse im Lindigt-Gründel deutlich verringert, wenn die Ableitung aus den Wasserfassungen nicht in diese Richtung erfolgt (Bild oben). Soll die Ableitung im vollen Umfang von 5.820 l/s ab T = 5 a in das Lindigt-Gründel erfolgen, wäre eine entsprechend große Rückhaltung nötig, um eine Zunahme der Abflüsse im Vergleich zum Istzustand zu vermeiden. Die Abflüsse im Merbitzens-Gründel würden hingegen auch dann sowohl im Anfangs- als auch im Endzustand zunehmen, wenn das gesamte Wasservolumen aus den Wasserfassungen zurückgehalten und darüber hinaus nicht noch eine zusätzliche Rückhaltung installiert werden würde (Bild in der Mitte). Wird die Summe der Abflüsse im Lindigt- und im Merbitzens-Gründel betrachtet, so zeigt sich, dass der insgesamt aus dem IPO-Gebiet zur Seidewitz gelangende Spitzenabfluss durch das IPO-Vorhaben nicht zunehmen muss, wenn die Ableitung aus den Wasserfassungen entsprechend gedrosselt über eine Rückhaltung erfolgt (Bild unten).

Insbesondere für die Teilfläche D sollte also, wie generell im IPO-Gebiet, möglichst viel Speichervolumen im Raum der Erschließungsstraßen geschaffen werden. Die Längen der Straßen mit einem großen Kreisverkehr und zwei Wendekreisen erscheinen dafür geeignet.

Angesichts der aktuell bestehenden prekären Situation bei Starkregen im Lindigt-Gründel am Lindigtgut und im weiteren Verlauf im Bereich Am Osthang / Postweg mit hochwertiger Bebauung sollte davon abgesehen werden, Abflüsse aus der Regenentwässerung des IPO-Gebiets planmäßig in das Lindigt-Gründel zu leiten. So kann die dortige Gefährdung bei Starkregen wirksam und deutlich verringert werden (bei T = 100 a bspw. würde der Maximalabfluss von mehr als 4,2 m³/s auf wenig mehr als 1,0 m³/s reduziert werden).

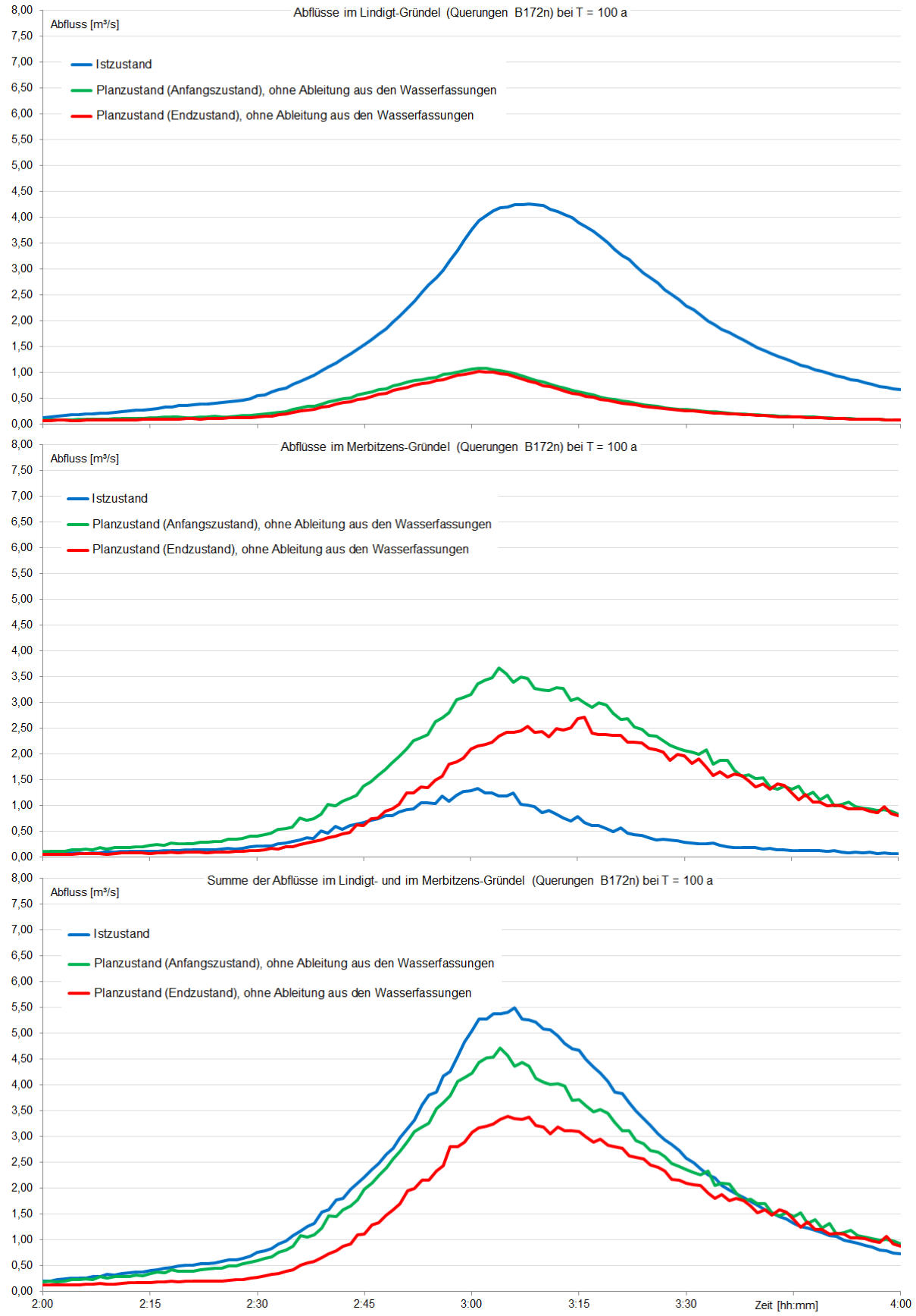


Abbildung 41: Abflüsse im Lindigt- und Merbitzens-Gründels bei T = 100 a mit D = 3,0 h und zeitlich endbetonter Verteilung im Istzustand und im Planzustand (Anfangs- und Endzustand)

Für die Ableitung aus den Wasserfassungen der Teilfläche D wird folglich das Merbitzens-Gründel empfohlen. Wenn die künftigen Abflüsse im B172n-Durchlass des Merbitzens-Gründels sowie im weiteren Verlauf bis zur Seidewitz die heutigen Werte nicht übersteigen sollen, muss inner- oder außerhalb der Teilfläche genügend Speichervolumen geschaffen werden. Als **Variante 1** wird hier die Speicherung des aus den Wasserfassungen anfallenden Wassers innerhalb der Teilfläche (vgl. Abbildung 38) und seine gedrosselte Ableitung in das Merbitzens-Gründel bezeichnet. Der Eingriff in Flächen außerhalb des ZV-Gebiets beschränkt sich damit auf die Einrichtung einer Ableitung bis zum Merbitzens-Gründel. Bis T = 100 a werden keine größeren Abflüsse als heute in das Merbitzens-Gründel geleitet. Für den Rückhalt erscheinen u.a. einige der in /B4/ für Kompensationsmaßnahmen ausgewiesenen privaten Flächen bezüglich ihrer Größe geeignet zu sein. Näheres dazu ist in der weiteren Planung zu klären.

Nach dem in Kapitel 7.5 beschriebenen Prinzip ist für die Teilfläche D im Anfangszustand ein Speichervolumen von fast 9.000 m³ und im heute anzunehmenden Endzustand ein Speichervolumen von annähernd 38.000 m³ zu schaffen, wenn mit einer optimal gesteuerten Drosselabgabe die heutigen Abflüsse bis T = 100 a im Merbitzens-Gründel nicht überschritten werden sollen. Die Mindestentleerungszeit des voll gefüllten Speichers beträgt ungefähr 11 Stunden.

Das notwendige Speichervolumen mit den zugehörigen Drosselabgaben lässt sich auf die Erschließungsstraßen und die Unterteilflächen D1 bis D5 gemäß den jeweiligen Flächenanteilen umlegen. So können die Erschließungsstraßen wie auch jede Unterteilfläche mit eigenen Rückhaltungen ausgestattet werden. Es sind in der Variante 1 aber auch andere Aufteilungen bis hin zur Errichtung einer zentralen Rückhaltung innerhalb der Teilfläche B möglich. Die genaue Lösung ist ggf. in der weiteren technischen Planung auszuarbeiten.

Um das Speichervolumen innerhalb der Teilfläche zu reduzieren, steht ansonsten aus Platzgründen praktisch nur das naturschutzfachlich hochwertige (vgl. /B6/) Merbitzens-Gründel selbst zur Verfügung. Solche Lösungen wären mit weitgehenden Eingriffen außerhalb des ZV-Gebiets verbunden, würden u.a. eine Kompensationsmaßnahme der B172n betreffen und bedingen dadurch einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand als die Variante 1. Erforderlich wären dafür also entweder

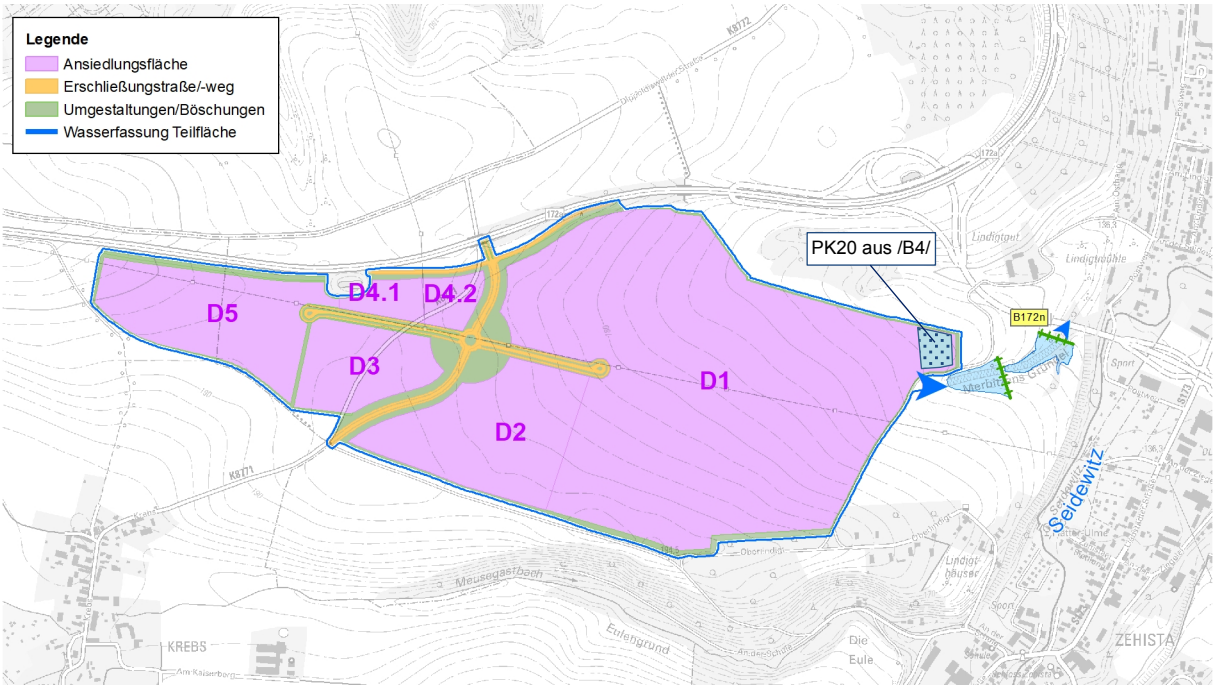
- die Errichtung einer künstlichen Rückhaltung als RRB im Merbitzens-Gründel (hier **Variante 2**),
- die Herstellung eines leistungsfähigen Ableitungsgerinnes zur Seidewitz nördlich der B172n vor dem Postweg (hier **Variante 3**) oder
- eine Hochwasserentlastung vom Merbitzens-Gründel zur Seidewitz vor der Querung der B172n (hier **Variante 4**).

Selbst wenn die Speicherkapazität in den Erschließungsstraßen voll ausgeschöpft wird, muss davon ausgegangen werden, dass ein auf den Endzustand auszulegendes RRB im Merbitzens-Gründel nach der Variante 2 mindestens 30.000 m³ Wasser aufnehmen muss.

Die Straßengradiente der B172n liegt auf einer Höhe von ca. 145 mNHN etwa 7 m über der Sohle des Gründels. Ein voller Einstau könnte dort mit weniger als 5.000 m³ nur einen Bruchteil des nötigen Volumens bereitstellen. Eine Aufhöhung des Straßendamms mit hydraulisch absperrender Funktion erscheint mit vertretbarem Aufwand nicht möglich. Folglich müsste in der Variante 2 für den Absperrdamm nach einem Standort weiter oberstrom im Merbitzens-Gründel gesucht werden. Die maximal möglichen Stauhöhen werden dort vom östlich gelegenen Höhenrücken begrenzt, der das Gründel von der Seidewitz trennt. Er steigt nach Sü-

den erst stärker, nach etwa 30 m aber deutlich schwächer als die Sohle des Gründels an. Ein Standort ca. 30 m südlich der B172n ist für einen Rückhalt topografisch also am ehesten geeignet. Dort kann ein Einstau bis zu einer Höhe von ca. 149,0 mNHN, etwa 8,0 m über der Gründelsohle mit einem maximalen Speichervolumen von rund 12.000 m³ erfolgen, ohne den rechten Geländerücken aufhöhen zu müssen. Mit Aufhöhung des Geländerückens und Einstau bis 150,0 mNHN könnten etwa 18.000 m³ zwischengespeichert werden. Um genügend Speichervolumen zu aktivieren, müsste also der Geländerücken massiv aufgehöht oder ein zweiter Absperrdamm weiter oberstrom errichtet werden (vgl. Abbildung 42). Dessen Stauhöhe wäre aber durch den rechten Geländerücken, den Weg zwischen dem Lindigtgut und dem Bereich Oberlindigt in Zuschendorf und die Ausleithöhe der Wasserfassungen der Unterteilfläche D1 limitiert. Außerdem wären für eine zweite Sperrstelle noch umfangreichere naturschutzrechtliche Eingriffe als ohnehin schon für die erste Sperrstelle nötig.

Insgesamt scheint es nicht möglich, das nötige Wasservolumen durch Anstau im Merbitzens-Gründel unterzubringen. Die Variante 2 könnte also vermutlich nur als Ergänzung zur Variante 1 umgesetzt werden, etwa indem der für Kompensationsmaßnahmen auf privaten Flächen in /B4/ als „PK20“ innerhalb der Teilfläche ausgewiesene Bereich (vgl. Abbildung 42) zusätzlich zu den RRB im Merbitzens-Gründel für die Schaffung von Speichervolumen genutzt wird.



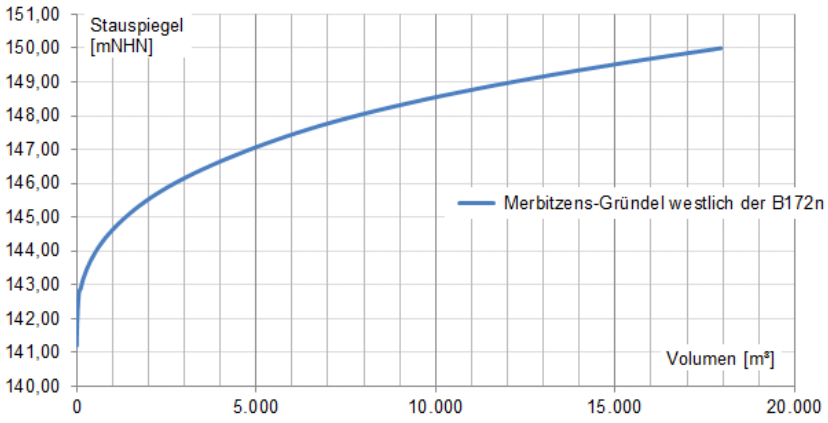


Abbildung 42: Lage zweier potenzieller Absperrdämme und der Maßnahmenfläche PK20 aus /B4/ (Bild oben) und Speicherinhaltslinie (Bild links) des östlicheren Damms im Merbitzens-Gründel gemäß Variante 2

Die Eingriffe in das Merbitzens-Gründel gemäß der Variante 2 würden nach der Einschätzung in /B6/ eine erhebliche Beeinträchtigung von Natur- und Artenschutzbelangen mit sich bringen. Ausgleichsmaßnahmen wären entsprechend aufwändig.

Ein weiterer Nachteil der Variante 2 liegt darin, dass die Mehrbelastung des Damms und des Durchlasses der B172n sowie der bebauten Bereiche am Postweg bei einer Überschreitung des Bemessungsereignisses ohne die beschriebene Hochwasserentlastung zur Seidewitz bspw. mit 7,9 statt 1,3 m³/s bei T = 101 a sehr groß ausfallen würde.

Um die Ableitung des RRB kontrolliert und sicher zu gestalten, wäre für ein RRB außerdem sehr wahrscheinlich auch ein Ausleitgerinne zur Seidewitz anzulegen, das mit größeren Abmessungen in der Variante 3 die Entwässerungsfrage der Teilfläche D ohne ein RRB löst.

Die technische Machbarkeit, die Wirtschaftlichkeit und die Genehmigungsfähigkeit der Variante 2 erscheinen aus den genannten Gründen zumindest fraglich. Näheres dazu muss erforderlichenfalls im Zuge der weiteren technischen Planung geklärt werden.

In der Variante 3 muss nach dem B172n-Durchlass ein Gerinne angelegt werden, welches die anfallenden Abflüsse bis T = 100 a vor dem Postweg und dortiger Bebauung zur Seidewitz ableiten kann. Es ist auf den heute prognostizierbaren Endzustand auszulegen, wenn davon ausgegangen wird, dass ein schrittweiser Ausbau des Gerinnes nicht sinnvoll ist.

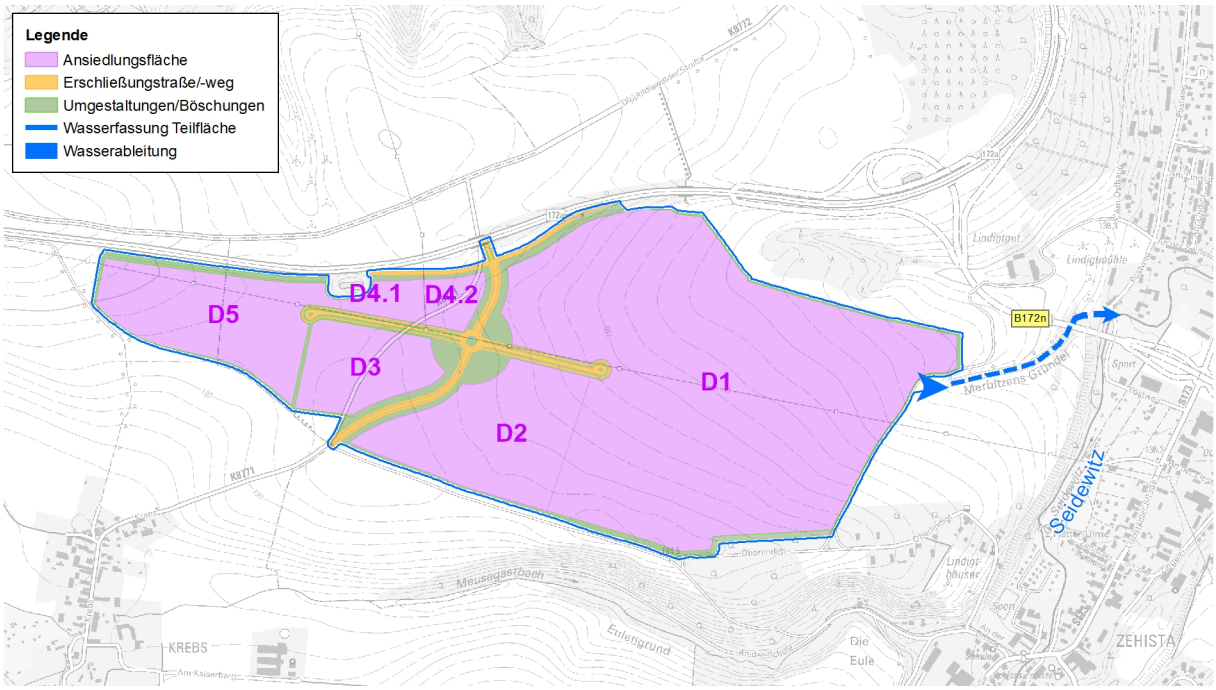


Abbildung 43: Ableitung zur Seidewitz nach Variante 3

Die Geländehöhen nach dem Durchlass und die Höhenlage der Seidewitz am Einleitpunkt vor der Postwegbrücke sowie das weitgehend unbebaute Gelände im potenziellen Trassenkorridor lassen das Vorhaben prinzipiell möglich erscheinen. In der weiteren technischen Planung wäre zu prüfen, ob der Aufstau, der bei einer Durchleitung der anfallenden Abflüsse am B172n-Durchlass entsteht, und die damit einhergehenden statischen und dynamischen Belastungen vom Straßendamm der B172n verkraftet werden können oder ob der Neubau eines größeren Durchlasses mit womöglich niedrigerer Sohlhöhe nötig ist.

Die stärkere Beaufschlagung des Merbitzens-Gründels in der Variante 3 kann zu naturschutzrechtlichen Konflikten führen, auch wenn bauliche Eingriffe erst nach dem B172n-

Durchlass außerhalb des Gründels erfolgen (vgl. /B6/). Notwendigkeit, Art und Umfang von diesbezüglichen Ausgleichsmaßnahmen wären im Zuge der weiteren Planung zu klären.

Es muss in der Variante 3 auch nachgewiesen werden, ob und inwiefern die Seidewitz die künftigen zusätzlichen Abflüsse aus der Entwässerung der Teilfläche D verkraften kann. Dazu sind u.U. auch hydrologische Untersuchungen zur Wahrscheinlichkeit eines möglichen Zusammentreffens von Starkregenereignissen bei Pirna mit einem Hochwasserabfluss in der Seidewitz anzustellen. Nach grober Vorabschätzung sollten Seidewitzhochwasser ausreichend zeitversetzt in Pirna eintreffen und die zusätzlich aufzunehmenden Abflüsse für die Seidewitz eher unbedeutend sein, so dass eine Einleitung unter diesem Gesichtspunkt möglich erscheint.

Das Gerinne muss im heute anzunehmenden Endzustand bei T = 100 a einen Abfluss von 7.910 l/s zur Seidewitz leiten, wenn kein Rückhalt im Raum der Erschließungsstraßen stattfindet. Darin ist der bereits im Istzustand anfallende Abflussanteil von 1.340 l/s enthalten. Für die Anlieger am Postweg ergibt sich bis T = 100 a also ein entsprechend großer Nutzen.

Im Falle einer Überschreitung des Bemessungsabflusses wird das Gerinne nicht schlagartig, wie bei einer RRB-Lösung (vgl. Kapitel 7.3), sondern stetig steigend überlastet. So kann das Gerinne bei T = 200 a im heute anzunehmenden Endzustand maximal 1.600 l/s nicht mehr fassen. Dieses Wasser würde dann unkontrolliert zur Seidewitz fließen, wovon die Bebauung unter Umständen teilweise betroffen wäre. Dennoch ist dieser Abfluss geringer als der heute bei T = 200 a mit 1.780 l/s zu erwartende Spitzenabfluss. Die Variante 3 weist also selbst bei extremen Niederschlagsereignissen eine positive Wirkung für die Unterlieger auf.

Die Variante 4 weist hinsichtlich des Verbesserungspotenzials für die Unterlieger und des Verhaltens im Überlastfall ähnlich große Vorteile wie die Variante 3 auf, wenn die Hochwasserentlastung als Stollenbauwerk entsprechend leistungsfähig gestaltet wird. Auf Maßnahmen am Damm und Durchlass der B172n könnte dann womöglich verzichtet werden.

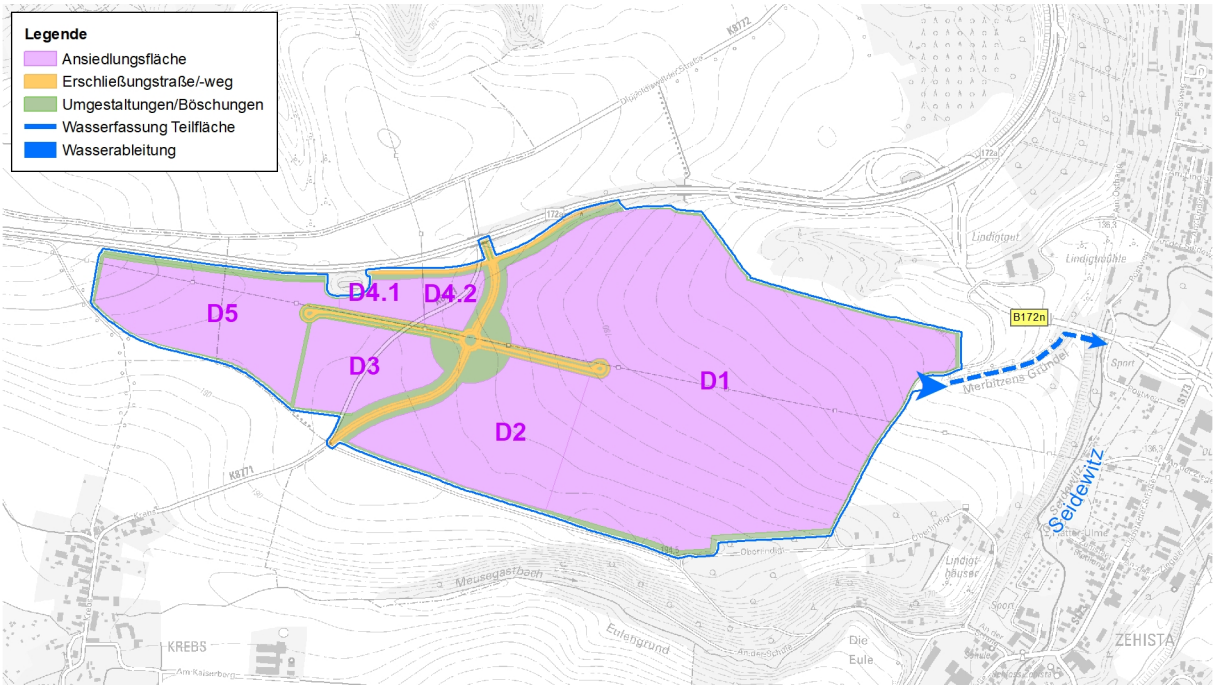


Abbildung 44: Ableitung zur Seidewitz nach Variante 4

Die Länge des in der Variante 4 nötigen Stollens/ Durchstichs im Geländerücken zwischen dem Merbitzens-Gründel und der Seidewitz beträgt ca. 90 m. Er ist auf den heute anzuneh-

menden Endzustand auszulegen. Soll er den gesamten Abfluss des Endzustands bei T = 100 a ableiten, muss er auf einen Abfluss von 7.910 l/s bemessen werden. Er kann kleiner ausfallen, wenn Speichervolumen im Raum der Erschließungsstraßen realisiert wird und wenn in Kauf genommen wird, dass durch den B172n-Durchlass ein ebenso großer Abflussanteil wie heute, bei T = 100 a bspw. also 1.340 l/s, zum Postweg gelangen kann. Die Leistungsfähigkeit des Stollens darf nicht durch Treibgutverklausungen herabgesetzt werden.

Es muss davon ausgegangen werden, dass die Herstellung des Stollens zur Seidewitz womöglich wegen der Untergrundbeschaffenheit technisch aufwändig und mit hohen Kosten verbunden ist. Entsprechende Voruntersuchungen müssten in der weiteren technischen Planung angestellt werden. Außerdem ist davon auszugehen, dass die Eingriffe naturschutzrechtliche Konflikte mit sich bringen, die entsprechend aufwändig auszugleichen wären.

Wie in der Variante 3 muss auch in der Variante 4 nachgewiesen werden, ob und inwiefern die Seidewitz die künftigen zusätzlichen Abflüsse aus der Entwässerung der Teilfläche D verkraften kann.

Die vorstehend beschriebenen Maßnahmenvorschläge sind in der Anlage 5.D kartografisch dargestellt. Die Abbildung 41 zeigt die Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und im Planzustand (Anfangs- und Endzustand) für die Teilfläche D in den Varianten 1 bis 4. Die zugehörigen Werte für alle Varianten sind außerdem in der Tabelle 8 dargestellt.

Die dargestellten und aufgeführten Abflusswerte würden größer ausfallen, wenn einige Bereiche der Teilfläche C zur Teilfläche D und mit dieser über das Merbitzens-Gründel entwässert werden sollen (vgl. Kapitel 8.3). Weil eine Verbindung der beiden Teilflächen am ehesten über die von der Dippoldiswalder Straße nach Süden abzweigende Erschließungsstraße denkbar ist, käme einem Speichervolumen im Straßenraum dort eine noch größere Bedeutung zu. Die Notwendigkeit und technische Möglichkeiten einer zumindest partiellen Mitentwässerung der Teilfläche C über das Merbitzens-Gründel müssten ggf. im Zuge der weiteren technischen Planung geprüft werden.

Fazit für die Teilfläche D:

Die Variante 1 gewährleistet für die Teilfläche D die Neutralität der maximalen Abflüsse in die Nachbargebiete bis zu einem 100jährlichen Starkregenereignis und reduziert bis dahin sogar überwiegend die heute auftretenden Abflussspitzen deutlich.

Andere Lösungen können dazu beitragen, das Speichervolumen innerhalb der Teilfläche zu reduzieren, bedingen aber Eingriffe außerhalb des ZV-Gebiets und erfordern deshalb einen längerfristigen Planungs- und Abstimmungsaufwand. Dafür erscheint die Herstellung eines Ableitungsgerinnes zur Seidewitz nördlich der B172n vor dem Postweg gemäß Variante 2 in Abwägung der heute erkennbaren Vor- und Nachteile als günstigste Lösung für die IPO-Teilfläche D. Nach der Einschätzung in /B6/ ist bei Eingriffen in das naturschutzfachlich hochwertige Merbitzens-Gründel von entsprechend erheblichen Konflikten auszugehen. Zur Erreichung einer Genehmigungsfähigkeit wären in diesen Fällen entsprechende Ausgleichsmaßnahmen nötig. In die weitere Planung sollten auch die Hinweise und Empfehlungen aus dem KURAS-Leitfaden und der KURAS-Projektskizze (vgl. Kapitel 9 und Anlage 6) einbezogen werden.

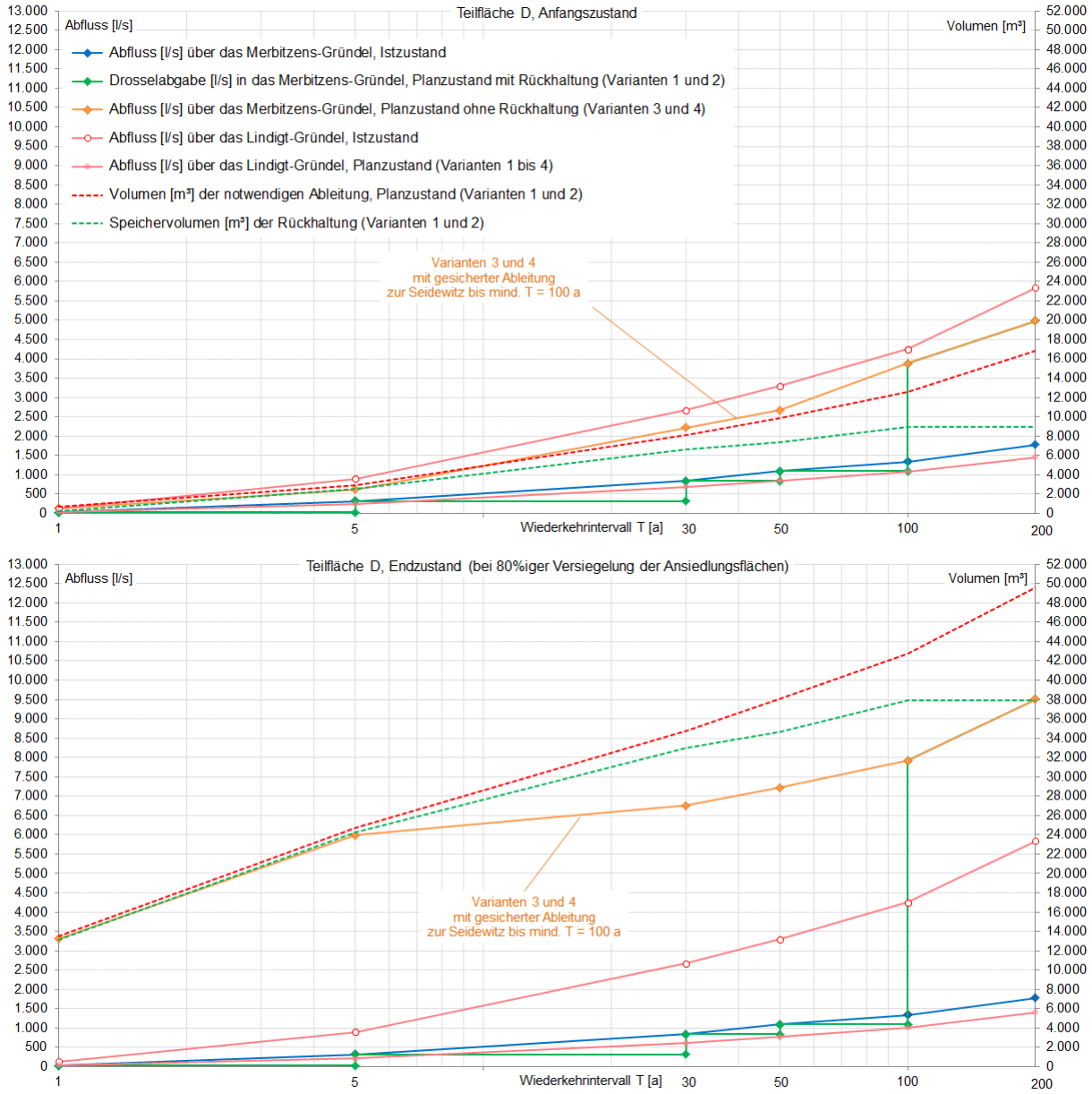


Abbildung 45: Kennlinien der Abflüsse und Volumina im Ist- und Planzustand für die Teilfläche D in den Varianten 1, 2, 3 und 4

Tabelle 8: Kennzahlen der Flächen, Abflüsse und Volumina für die Teilfläche D

	Nutz-fläche	davon versiegelt		Anteil an Drossel, Speicher u. Ableitung		Wasserfassung Q_{Zulauf}	
		Anfangs-zustand	End-zustand	Anfangs-zustand	End-zustand	Anfangs-zustand	End-zustand
	[m²]	[m²]	[m²]	[%]	[%]	[l/s]	[l/s]
Gesamt D	813.510	25.910	655.990	100,0	100,0	230	5.820
D1	506.280	0	405.020	0,0	61,7	0	3.590
D2	103.870	0	83.100	0,0	12,7	0	740
D3	52.990	0	42.390	0,0	6,5	0	380
D4	28.010	0	22.410	0,0	3,4	0	200
D5	96.450	0	77.160	0,0	11,8	0	690
Straßen	25.910	25.910	25.910	100,0	3,9	230	230

	Istzustand		Planzustand			Variante 1 u. 2		Varianten 3 u. 4
	maximaler Abfluss B172n-Querung		Nettoregen (nicht versickernd)		Lindigt-Gründel	Drossel Q_d, Speicher V		Ableitung (ohne Rückhalt)
T	Lindigt-Gründel	Merbitzens-Gründel	max. Q	V	max. Q	Q_d	bis V	max. Q_{ab}
[a]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m³]	[l/s]	[l/s]	[m³]	[l/s]
			Anfangszustand					
1	130	30	800	1.540	50	30	240	130
5	890	320	2.420	5.160	250	320	2.510	620
30	2.670	850	4.870	11.240	690	850	6.660	2.220
50	3.310	1.090	5.660	13.260	860	1.090	7.390	2.670
100	4.260	1.340	6.760	16.200	1.080	1.090	8.940	3.880
200	5.840	1.780	8.460	20.830	1.460	4.980*	8.940	4.980
			Endzustand					
1	130	30	3.310	13.480	40	30	13.170	3.310
5	890	320	5.820	24.310	210	320	24.310	5.990
30	2.670	850	8.760	36.650	610	850	33.020	6.760
50	3.310	1.090	9.600	40.180	770	1.090	34.640	7.220
100	4.260	1.340	10.760	44.990	1.020	1.090	37.950	7.910
200	5.840	1.780	12.450	52.020	1.410	9.510*	37.950	9.510

* Überlastung der Rückhaltung bei T > 100 a

9 NACHHALTIGE GESTALTUNG DER MASSNAHMEN

9.1 Nutzung des aufgefangenen Regenwassers

Um die Zukunftsfähigkeit in Kommunen sicherzustellen, ist ein nachhaltiges Handeln unerlässlich. Hierfür müssen innovative Wege beschritten werden, welche die wirtschaftliche Situation in den Kommunen langfristig verbessern. Dazu gehört auch, aufgefangenes Regenwasser möglichst als Lösch- oder Brauchwasser oder zur Bewässerung umliegender Flächen in Trockenzeiten zu nutzen. Selbst als Brauchwasser kann leicht gereinigtes Regenwasser verwendet werden. Auf solche Lösungen wurde bereits in Kapitel 7.5 hingewiesen.

Behälter und Zisternen, die für Lösch-/ Brauchwasser oder zu Bewässerungszwecken angelegt werden, sollten nach Möglichkeit an die Wasserfassungen oder die Ableitungen von Regenrückhaltebecken im IPO-Gebiet angebunden und von ihnen bei Regen gespeist werden. Damit können die Aufwendungen für eine künstliche Wasserversorgung des Gebiets verringert und gleichzeitig ein Beitrag für eine noch größere Sicherheit der Unterlieger bei Starkregen geleistet werden.

Solche Bewirtschaftungsräume können allerdings nur als Zusatzoptionen behandelt werden und dürfen planmäßig nicht in die hier ermittelten Speicherbilanzen einbezogen werden. Ihre Anbindung muss so gestaltet werden, dass die Befüllung der Rückhaltungen aus den Wasserfassungen wie geplant stattfinden kann und die angeschlossenen Nutzwasserbehälter nicht unkontrolliert überlaufen können. Solange diese Anforderungen erfüllt sind, ist die Nutzung des aufgefangenen Regenwassers zur Lösch-/ Brauchwasserbereitstellung oder Bewässerung umgebender Flächen im Sinne einer nachhaltigen Bewirtschaftung uneingeschränkt zu empfehlen.

9.2 Einbeziehung aktueller Forschungsergebnisse

Mit dem Rahmenprogramm „Forschung für Nachhaltige Entwicklung“ (FONA) unterstützt das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) bereits seit über zehn Jahren die Erarbeitung von Entscheidungsgrundlagen für ein zukunftsorientiertes Handeln und liefert innovative Lösungen und Produkte für eine nachhaltige Gesellschaft. Es besteht also kein Mangel an guten Forschungsergebnissen, jedoch herrscht ein Defizit beim Transfer dieser praktischen Anwendungen für Entscheider und Umsetzer.

Das Institut für angewandtes Stoffstrommanagement (IfaS) vom Umwelt-Campus Birkenfeld (Hochschule Trier) wurde vom BMBF damit beauftragt, im Rahmen der „Roadshow Nachhaltige Entwicklung“, bundesweit Kommunen über die umfassenden Ergebnisse der FONA-Forschung zu informieren. Im April 2019 startete der Aufruf zum Wettbewerb „Modellhafte Zukunftskommunen für eine nachhaltige Entwicklung“, an welchem sich die Stadt Pirna erfolgreich beteiligen konnte und nun als eine von 27 Modellkommunen ein Nachhaltigkeits-Coaching durch das IfaS erhalten wird. Im Rahmen der Beratungsleistung wird die praktische Anwendung von Produkten aus der FONA-Forschung für die Stadt Pirna geprüft.

Im Laufe der Beratung wurden, in Abstimmung mit der Stadtverwaltung nun mögliche Lösungsansätze identifiziert und Handlungsansätze festgelegt, die im weiteren Verlauf zu umsetzungsfähigen Projekten vertieft werden. Als wesentlicher Handlungsschwerpunkt wurde die Entwicklung des „IndustriePark Oberelbe“, insbesondere im Bereich der nachhaltigen „Regenwasserbewirtschaftung“, identifiziert. Einen möglichen Lösungsansatz der FONA-Forschung bietet die Anwendung der Ergebnisse aus dem Verbundforschungsvorhaben „Konzepte für urbane Regenwasserbewirtschaftung und Abwassersysteme“ (KURAS), welches innerhalb der Fördermaßnahme „Intelligente und multifunktionelle Infrastruktursysteme

für eine zukunftsfähige Wasserversorgung und Abwasserentsorgung“ durch das BMBF gefördert wurde.

Innerhalb des Forschungsprojektes wurde modellhaft untersucht, wie durch intelligent gekoppeltes Regenwasser- und Abwassermanagement die zukünftige Abwasserentsorgung, die Gewässerqualität, das Stadtklima und die Lebensqualität einer Stadt bzw. eines Quartiers verbessert werden kann. Die Projektleitung im Bereich der Regenwasserbewirtschaftung erfolgte durch das Kompetenzzentrum Wasser Berlin, welche auch weiterhin für die Weiterentwicklung und Ergebnisverwertung der KURAS-Methodik verantwortlich ist.

Mit dem Vorhaben KURAS wurden existierende Maßnahmen der Regenwasserbewirtschaftung umfassend bewertet und Lösungsansätze entwickelt, die eine integrierte Planung von Maßnahmen der Regenwasserbewirtschaftung für konkrete Stadtquartiere unterstützen. Die Lösungsansätze wurden in Planspielen für zwei Berliner Quartiere von je ca. 20.000 Einwohnern durch Teams aus Praxis, Behörden und Forschung erfolgreich angewendet. Die resultierenden Maßnahmenkombinationen wurden anschließend umfassend bewertet und zeigen das hohe Potenzial einer integrierten Regenwasserbewirtschaftung. Die Ergebnisse und insbesondere der Ablauf der Methode wurden in einem Leitfaden veröffentlicht. Der Leitfaden ist in der Anlage 6 des vorliegenden Regenwasserbewirtschaftungskonzepts und außerdem in der Anlage 10 des Vorentwurfs zum „Bebauungsplan Nr. 1 IndustriePark Oberelbe“ zu finden.

Des Weiteren wurden für 27 Maßnahmen der Regenwasserbewirtschaftung Steckbriefe mit detaillierten Angaben zu Aufbau und Funktionsweise der Maßnahmen sowie Regelwerke, Kennzahlen und Hinweise zu Pflege und Unterhalt erstellt. Zudem fasst ein Diskussionspapier wichtige Merkpunkte bei der Planung zusammen. Die erzielten Ergebnisse können ebenso auf ein Industriegebiet als mögliches Quartier übertragen werden.

Für die im Kapitel 8 beschriebenen Lösungsvarianten wurde eine mögliche Anwendung und Übertragung der KURAS-Ansätze auf die Regenwasserbewirtschaftung im IPO-Gebiet mittels Projektskizze detailliert beschrieben. Sie befindet sich gemeinsam mit dem KURAS-Leitfaden in der Anlage 6.

Die Kurzbeschreibung der Projektidee umfasst eine argumentative Plausibilitätsprüfung hinsichtlich der Umsetzbarkeit sowie Angaben zum erforderlichen Vorgehen und Akteuren. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen dienen als Handlungsempfehlung und Grundlage für einen Gremien-/ Ratsbeschluss zur Umsetzung der KURAS-Methodik.