

**DONAU-  
KRAFTWERK  
JOCHENSTEIN**  
AKTIENGESELLSCHAFT



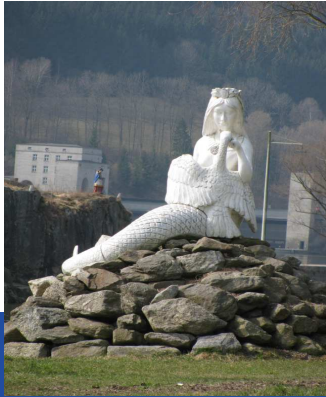
**EIGENSCHENK**  
INGENIEURLEISTUNGEN | FORSCHUNG | BERATUNG

Erstellt	IFB Eigenschenk	M. Zeitlhöfler	09.11.2012
Geprüft	IFB Eigenschenk	R. Kunz	09.11.2012
Freigegeben	DKJ	D. Mayr	14.11.2012
	Unternehmen / Abteilung	Vorname Nachname	Datum

[illegible]



# G U T A C H T E N



## BAUGRUNDGUTACHTEN

Nr. 52.11.1112-2

---

### AUFTRAGGEBER:

Donaukraftwerk Jochenstein AG, Passau

### BAUMASSNAHME:

Kraftwerk Jochenstein  
Organismenwanderhilfe

### GEGENSTAND:

Baugrunduntersuchung

### DATUM:

Deggendorf, den 09.11.2012

---

Dieser Bericht umfasst 44 Seiten, 17 Tabellen und 6 Anlagen.  
Die Veröffentlichung, auch auszugsweise, ist ohne unsere  
Zustimmung nicht zulässig. Die Proben werden ohne besondere  
Absprache nicht aufbewahrt.

## Inhaltsverzeichnis:

<b>0 ZUSAMMENFASSUNG.....</b>	<b>5</b>
<b>1 VORGANG .....</b>	<b>5</b>
1.1 Auftrag .....	5
1.2 Fragestellung .....	6
1.3 Unterlagen .....	6
1.4 Literatur und amtliche Karten .....	7
1.5 Normen.....	7
<b>2 BESCHREIBUNG DES UNTERSUCHUNGSBEREICHES.....</b>	<b>8</b>
2.1 Geplantes Bauwerk.....	8
2.2 Geomorphologische Situation .....	9
2.3 Geologische Verhältnisse .....	10
2.4 Hydrogeologische Verhältnisse.....	11
<b>3 DURCHGEFÜHRTE UNTERSUCHUNGEN .....</b>	<b>12</b>
3.1 Baugrundaufschlüsse.....	12
3.2 Bodenmechanische Laboruntersuchungen .....	13
<b>4 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE.....</b>	<b>13</b>
4.1 Bodenmechanischer Aufbau .....	13
4.2 Ergebnisse der Laborversuche .....	16
4.3 Hydrologische Verhältnisse.....	20
4.3.1 Allgemeines.....	20
4.3.2 Abgedichteter Bereich (Kraftwerk bis Ortschaft Jochenstein).....	21
4.3.3 Nicht abgedichteter Bereich (östlich Werkssiedlung Jochenstein).....	23
4.4 Bodenkennwerte .....	24
<b>5 FOLGERUNGEN FÜR DIE BAUMASSNAHME .....</b>	<b>25</b>
5.1 Rahmenbedingungen.....	25
5.2 Gründungsempfehlung für Trog und Gerinne.....	26
5.2.1 Allgemeines.....	26
5.2.2 Ausführung des Teilbodenaustausches .....	27
5.2.3 Flachgründung.....	27
5.3 Gründungsempfehlung für Brückenbauwerke .....	30

5.3.1	Allgemeines .....	30
5.3.2	Mögliche Gründungsvarianten .....	30
5.3.3	Spundbohlen als Rammpfähle .....	31
5.3.4	Bohrpfähle .....	33
5.3.5	Mikropfähle (Verpresspfähle) .....	36
5.4	Wasserhaltung .....	37
5.5	Baugrube .....	38
<b>6</b>	<b>HINWEISE FÜR DIE BAUAUSFÜHRUNG .....</b>	<b>39</b>
6.1	Auftriebssicherheit .....	39
6.2	Hinterfüllen/Verdichten .....	39
6.3	Rammpfähle .....	39
6.4	Frostsicherheit .....	40
6.5	Dynamisches Baugrundverhalten .....	41
<b>7</b>	<b>ERGÄNZENDE UNTERSUCHUNGEN .....</b>	<b>42</b>
7.1	Beweissicherung .....	42
7.2	Altlasten .....	42
7.3	Erdstatische Nachweise .....	42
7.4	Baugrundhauptuntersuchung für Brückenbauwerke .....	43
7.5	Baubegleitende Überwachung .....	43
<b>8</b>	<b>SCHLUSSBEMERKUNGEN .....</b>	<b>43</b>

### **Anlagen:**

Anlage 1:	Planunterlagen
Anlage 1.1:	Übersichtslageplan
Anlage 1.2:	Lageplan mit Erkundungspunkten
Anlage 2:	Bodenprofile
Anlage 2.1:	Längsschnitt mit Bodenprofil
Anlage 2.2:	Bodenprofile Schürfgruben
Anlage 3:	Schichtenverzeichnisse
Anlage 4:	Laboruntersuchungen
Anlage 5:	Fotoaufnahmen
Anlage 6:	Grundwassergleichenpläne

### **Tabellen:**

Tabelle 1:	Ansatzhöhen/Endteufen	12
Tabelle 2:	Bodenklassifizierung	16
Tabelle 3:	Ergebnisse der Korngrößenverteilung	17
Tabelle 4:	Ergebnisse der Bestimmungen der Konsistenzgrenzen	18
Tabelle 5:	Ergebnisse der Bestimmungen der Dichte	18
Tabelle 6:	Ergebnisse der Bestimmungen der Proctordichte	19
Tabelle 7:	Ergebnisse der Bestimmungen des Glühverlustes	20
Tabelle 8:	Wasserstände	20
Tabelle 9:	Bodenmechanische Kennwerte	25
Tabelle 10:	Aufnehmbarer Sohldruck - Schichtpaket 3	27
Tabelle 11:	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung	32
Tabelle 12:	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ - Schichtpaket 3	32
Tabelle 13:	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung	34
Tabelle 14:	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ - Schichtpaket 3	35
Tabelle 15:	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung	37
Tabelle 16:	Rammfähigkeit der Böden	40
Tabelle 17:	Schwingungsübertragung	41

## **0    ZUSAMMENFASSUNG**

Für den geplanten Bau einer Organismenwanderhilfe beim Kraftwerk Jochenstein wurde eine Baugrunduntersuchung durchgeführt. Der anstehende Baugrund besteht nach den Erkundungsergebnissen im oberflächennahen Bereich aus anthropogenen Auffüllungen und sandigen sowie bindigen Talfüllungen. Unterhalb davon folgen Kiese, welche grundwassererfüllt sind. Festgestein ist in Tiefen ab 12 m bis ca. 19 m unter Gelände zu erwarten. Der mittlere Grundwasserstand weist Flurabstände zwischen 4 m und 10 m auf, abhängig von der jeweiligen Geländeoberkante.

Im vorliegenden Gutachten werden Hinweise für die Gründung der Stahlbetontröge, Stützmauern und des offenen Gerinnes angegeben.

Es wird auf die Gründungsmöglichkeiten für die im Verlauf der Trasse erforderlich werdenden Brücken hingewiesen. Für die jeweiligen Brücken sind noch Detailuntersuchungen des Baugrundes am jeweiligen Standort erforderlich. Dies kann erst nach Vorlage der Ausführungspläne erfolgen.

## **1    VORGANG**

### **1.1   Auftrag**

Die Donaukraftwerk Jochenstein AG, Passau, plant am bestehenden Kraftwerk Jochenstein den Neubau einer Organismenwanderhilfe.

Die Donaukraftwerk Jochenstein AG, Passau, beauftragte die IFB Eigenschenk GmbH, Deggendorf, mit der Ausarbeitung eines Baugrundgutachtens einschließlich der Durchführung von Feld- und Laboruntersuchungen.

Der vorliegende Bericht enthält die zusammenfassende Darstellung der Untersuchungsergebnisse und die daraus folgenden Hinweise für die Planung und Durchführung der Baumaßnahme.

Mit dem vorliegenden Bericht werden ergänzende Baugrunduntersuchungen mittels Schürfen (Schürfgruben) dokumentiert. (Sie wurden in Ergänzung zu den Bohrungen beauftragt, welche parallel ausgeführt wurden.)

## **1.2 Fragestellung**

Mit der vorliegenden geotechnischen Baugrundbeurteilung soll im Wesentlichen geklärt werden:

- ⇒ welche Böden am Untersuchungsstandort zu erwarten sind, und hier insbesondere ihre Eignung zur Lastabtragung;
- ⇒ welche bodenmechanischen Kenndaten den Böden zuzuordnen sind;
- ⇒ welche Wasserverhältnisse anzutreffen sind und mögliche Auswirkungen hieraus;
- ⇒ welche ergänzenden Hinweise für den Baubetrieb notwendig werden.

## **1.3 Unterlagen**

Für die Ausarbeitung dieses Gutachtens standen u. a. folgende Unterlagen zur Verfügung:

- [1] RMD Consult (13.08.2012): Organismenwanderhilfe Jochenstein, Oberer Abschnitt, Lageplan, FWH km 0,0-0,8, M 1 : 1000
- [2] RMD Consult (13.08.2012): Organismenwanderhilfe Jochenstein, Mittlerer Abschnitt, Lageplan, FWH km 0,0-0,8, M 1 : 1000
- [3] RMD Consult (13.08.2012): Organismenwanderhilfe Jochenstein, Unterer Abschnitt, Lageplan, FWH km 0,0-0,8, M 1 : 1000
- [4] RMD Consult (13.08.2012): Organismenwanderhilfe Jochenstein, Auslauf, Querschnitte 12 (km 2,92) und 13 (km 3,07)
- [5] RMD Consult (13.08.2012): Organismenwanderhilfe Jochenstein, Naturnaher Regelquerschnitt, Querschnitt 11, km 1,90
- [6] RMD Consult (13.08.2012): Organismenwanderhilfe Jochenstein, Schleusenausfahrt, Querschnitt 7, km 1,29



- [7] Pöyry Energy, Salzburg (04.2009): Pumpspeicherkraftwerk Jochenstein Riedl, Machbarkeitsstudie 2009, Anlage B6 – Geologischer Bericht
- [8] Intergeo ZT-GmbH (22.07.2011): Energiespeicher Riedl, Schlussbericht zu Erkundungsbohrungen EB1 - EB9 und Pegelbohrungen PB3 – PB11

#### **1.4 Literatur und amtliche Karten**

- Bayerisches Landesamt für Umwelt (Hrsg.): Geologische Karte von Bayern 1 : 25.000, Blatt Untergriesbach, Manuskript, Vorabversion 21.11.2006
- Bundesministerium für Verkehr (1992): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Erdarbeiten (Leistungsbereich 205)
- Bundesministerium für Verkehr (2009): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Erdarbeiten im Straßenbereich ZTVE-StB 09
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen EAU 2004
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (2007): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Pfähle“, EA-Pfähle

#### **1.5 Normen**

- DIN 1054 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (2005-01)
- DIN 1055-1 Lastannahmen für Bauten (1976-02)
- DIN 4019-1 Setzungsberechnungen (1979-04)
- DIN 4020 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke (2003-09)
- DIN 4022 Benennen und Beschreiben von Boden und Fels (1987-09)
- DIN 4054 Verkehrswasserbau; Begriffe (1997-09)

- DIN EN 12 716 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) (2001-12)
- DIN EN 14 199 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle) (2005-05)
- DIN EN 1536 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle (2010-12)
- DIN EN 1537 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verpressanker, Entwurf (2001-01)
- DIN 19 700-10 Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen (2004-07)
- DIN 19 700-13 Stauanlagen – Teil 13: Staustufen (2004-07)
- DIN 19 702 Standsicherheit von Massivbauwerken im Wasserbau (1992-10)
- DIN 19 712 Flussdeiche (1997-11)

## **2 BESCHREIBUNG DES UNTERSUCHUNGSBEREICHES**

### **2.1 Geplantes Bauwerk**

Der Neubau der Organismenwanderhilfe ist am linken Ufer zwischen etwa Fluss-km 2.201,61 und 2.203,93 geplant. Die geplante Baustrecke weist teilweise einen stark mäandrierenden Verlauf auf und verläuft oberhalb des Einstieges in bisher landwirtschaftlich genutzten Flächen. Anschließend verläuft die Strecke zwischen der Wohnbebauung und der Ufermauer und umgeht anschließend die Betriebsanlagen von Schleuse- und Kraftwerk Jochenstein. Der Ausstieg befindet sich oberhalb der Schleuse Jochenstein.

Der Ausstieg mit Einlauf und der anschließende Streckenabschnitt ist als Betongerinne in Kombination mit Spundwandsicherungen geplant mit einer Einbindetiefe in den Baugrund von bis zu 5,0 m. Die Streckenführung quert anschließend die Kreisstraße und führt dann auf etwa 400 m nördlich von dieser entlang um sie wiederum zu unterqueren. Entlang der Kreisstraße ist eine Spundwand vorgesehen. Das Gerinne selbst wird als naturnaher Querschnitt gestaltet.

In dem Streckenabschnitt zwischen dem Betriebsgelände des Kraftwerkes und der Wohnbebauung ist ein naturnaher Regelquerschnitt [6] geplant. Dieser ist auch in dem Bereich unterhalb der Wohnbebauung bis zum Auslauf mit Einstieg vorgesehen. Der naturnahe Querschnitt wird als offenes Gerinne mit einem Sohlsubstrat über einer Dichtungsbahn hergestellt. Zur Sicherung des Prallufers sind Wasserbausteine vorgesehen. Der Streckenverlauf des naturnahen Gerinnes wird einen stark mäandrierenden Verlauf aufweisen, teilweise sind auch angeschlossene Flachwasserzonen vorgesehen.

Etwa in dem Abschnitt von km 1,25 bis 1,6 verläuft die Trasse direkt am Donauufer. In diesem Bereich ist das Donauufer mit einer massiven Ufermauer gesichert. Das Gerinne soll als Stahlbeton Trogprofil ausgebildet werden, welches unmittelbar im Rückraum der Ufermauer angeordnet wird und teilweise auf diesem aufliegen wird.

Im Bereich des letzten Streckenabschnittes [4] ist eine Anschüttung an die bestehende Uferböschung geplant. Das Gerinne verläuft in einem flachen Geländeeinschnitt und wird zum Donauufer hin mit einer Dammschulter gesichert. Dieser Abschnitt befindet sich damit im Überschwemmungsbereich. Der Wasserstand der Donau gemäß Ausbaudurchfluss Kraftwerk liegt im Bereich des Auslaufes bei ca. 281 m ü. NN.

Im Verlauf der geplanten Trasse werden neun Brückenbauwerke erforderlich, mit welchen verschiedene Wege- und Straßenverbindungen überführt werden.

## **2.2 Geomorphologische Situation**

Der Untersuchungsstandort befindet sich im niederbayerischen Markt Untergriesbach im Landkreis Passau. Die Gemeinde liegt im Passauer Abteiland, einem Teil des südlichen Bayerischen Waldes, und grenzt im Süden und Osten an Österreich an.

Der geplante Standort der Organismenwanderhilfe liegt im engen Donautal bei Jochenstein. Der Talgrund nördlich der Donau besitzt nur eine relativ geringe Breite. Diese beträgt teilweise nur ca. 100 m und erweitert sich im Bereich der Wohnsiedlung Jochenstein auf etwa 250 m. Der Talgrund ist dabei teilweise, das heißt im Bereich des Kraftwerkes und der Schleuse Jochenstein, künstlich aufgeschüttet worden.

Die Donau, welche im Untersuchungsbereich von West nach Ost verläuft, bildet die Staatsgrenze zu Österreich. Unmittelbar nördlich des Talgrundes steigt der Hang der sogenannten Donauleiten steil um etwa 300 Höhenmeter an. Dieser Felshang ist meist dicht bewaldet.

Im Talgrund verläuft die Kreisstraße PA 51. Die übrigen Flächen zwischen den Wohngebäuden bzw. dem Kraftwerk Jochenstein und dem ansteigenden Hang sind meist landwirtschaftlich genutzt, davon ein Großteil Wiesenflächen.

### **2.3 Geologische Verhältnisse**

Das Projektgebiet liegt am Südwestrand der Böhmisches Masse, die Donau folgt hier südöstlich von Passau tektonisch vorgegebenen Lineamenten, die parallel zum bayerischen Pfahl NW-SE streichen (Donaustörung). Die Hauptstörung liegt im Flussbett der Donau am rechten Ufer im Gründungsbereich des Kraftwerks Jochenstein mit einer Begleitstörung in der Flussmitte. Die südlich und nördlich davon gelegenen Hangbereiche werden von zahlreichen Nebenstörungen beeinflusst; alle zur Donau parallel verlaufenden Hauptstörungen und Mylonitzonen lassen eine rechtsseitige Verschiebung erkennen.

Im Gebiet kommen hauptsächlich Perl- und Körnelgneise (Biotit – Plagioklas – ( $\pm$ ) Kalifeldspatgneise) vor, die in ihrer Entstehungsgeschichte mehrfache metamorphe Überprägung erfahren haben. Untergeordnet treten geringmächtige Lagen der Bunten Serie und mylonitische Lagen auf, vereinzelt kleinere diskordant eingelagerte granitische Intrusionskörper.

Der hellgraue bis braune, massige Grobkorngneis (Körnelgneis) ist seinem Namen entsprechend grob- und zum Teil mittelkörnig und weist teilweise einen andeuteten Lagenbau auf; der Mineralbestand umfasst Quarz, Kalifeldspat, Biotit und untergeordnet Plagioklas und Muskovit. Einzelne Kalifeldspatklasten und –blasten weisen Größen bis zu 5 cm auf. Die Anreicherung von großen Feldspäten ist lagig oder nestförmig. Glimmerreiche Abschnitte führen zu einer deutlicheren Spaltbarkeit und zu stärkerer Verwitterung. Mengenmäßig bestimmt der Grobkorngneis den Hauptteil des anstehenden Gebirges.

Schieferungsflächen fallen im Zentimeter- bis Meterabstand flach bis mittelsteil nach NE bis E ein.

Eingeschaltet in den Grobkorngneis sind mylonitische bis ultramylonitische Lagen in Mächtigkeiten von 5 cm bis 10 m, deren Genese auf plastische Deformationsphasen innerhalb der Gneise zurückzuführen ist; in einzelnen Abschnitten tritt eine engständige Schieferung auf.

Neben dem Grobkorngneis wurde in Bohrungen eine feinkörnige Gneisvariante angetroffen (Perlgneis), der in der geologischen Karte „Übersichtskarte des Kristallins im

westlichen Mühlviertel und im Sauwald, Oberösterreich“ auch als Gneisgranodiorit bezeichnet wird.

Der Vollständigkeit halber seien die Gesteine der Bunten Serie erwähnt, die aus Kalksilikaten, Amphiboliten und granitoiden Anteilen aufgebaut ist. Diese sind in Form von gering mächtigen (< 20 cm) und bis zu 0,5 m langen, lateral auskeilenden Lagen schieferungsparallel in die Gneise eingeschaltet.

Ebenfalls untergeordnet treten diskordant zum Lagenbau granitoide Intrusionen im Bereich des Hangfußes auf, die von ihrer Korngröße im feinkörnigen Bereich (< 1 mm) liegen.

Auf den – in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen – Gneis auflagernd liegen am Hangfuß und im Tal Lockergesteine mit einer Mächtigkeit von bis zu 19 m Mächtigkeit. Die Hangschuttmächtigkeit wird im Allgemeinen mit ca. 5 m angegeben, kann aber auch mehr betragen.

In der Talniederung treten die sandig-kiesigen Ablagerungen der Donau auf, die örtlich auch von einer geringmächtigen Schicht (ca. 3,5 m) feinsandig-schluffiger Ablagerungen überdeckt sind.

Die Mächtigkeit der Kiese erreicht bis zu 17 m, wie das in [8] dokumentiert ist. Bereichsweise und vor allem im Bereich der Felsoberkante, enthalten die Ablagerungen auch Steine und Findlinge.

Nach mündlicher Auskunft von Seiten der Kraftwerksbetreiber sind Abschnitte der Lockergesteine im Donautal anthropogen beeinflusst.

Im Übergangsbereich von Hang zum Tal sind die Kiese mit dem Hangschutt verzahnt, wobei die Mächtigkeit der Hangschuttmassen bis zu einigen 10er m Mächtigkeit betragen kann.

## **2.4 Hydrogeologische Verhältnisse**

Im Talbodenbereich der Donau liegt ein Porengrundwasserleiter vor, der durch die zwei Trinkwasserbrunnen GJ4 und GJ5 der WV Jochenstein erschlossen wird. Dort wurde unter 3,5 m bis 3,7 m mächtigen lehmigen bzw. feinsandigen Deckschichten sandige Kiese bis 16,7 erkundet, die von Felsen (Granit) unterlagert werden. Der Ruhewasserspiegel des nicht gespannten Grundwassers liegt bei rund 8 m unter

Gelände. Bei einem Pumpversuch wurde ein k-Wert von  $7 \times 10^{-4}$  m/s ermittelt. Die Grundwasserfließrichtung erfolgt in Abhängigkeit der Donauwasserstände und ist in Kapitel 4.3 näher beschrieben.

### **3 DURCHGEFÜHRTE UNTERSUCHUNGEN**

#### **3.1 Baugrundaufschlüsse**

Die vorliegende Untersuchung soll die Beurteilung der Ausführbarkeit der vorliegenden Planung zulassen. Deshalb wurde folgendes Untersuchungsprogramm festgelegt:

- 7 Schurfaufnahmen mit Schurftiefen bis maximal 6,2 m unter Geländeoberkante

Die Felderkundungen fanden am 25.03.2011 statt.

Zusätzlich wurden die Ergebnisse der Bohrungen berücksichtigt, welche in [9] dokumentiert sind.

Die Ansatzpunkte wurden lage- und höhenmäßig eingemessen und gehen aus dem Lageplan der Anlage 1 hervor.

**Tabelle 1:     Ansatzhöhen/Endteufen**

<b>Erkundungsart</b>	<b>Ansatzhöhe [m ü. NN]</b>	<b>Endteufe [m unter GOK]</b>
SCH F1	287,81	5,30
SCH F2	288,20	5,00
SCH F3	285,10	5,00
SCH F4	285,25	4,40
SCH F5	290,30	4,80
SCH F6	289,80	4,50
SCH F7	291,10	6,20

Eine Darstellung der Aufschlüsse als Bodenprofile nach DIN 4023 ist in Anlage 2 aufgetragen. Die zugehörigen Schichtenverzeichnisse nach DIN 4022 sind in Anlage 3 zusammengestellt.

### **3.2 Bodenmechanische Laboruntersuchungen**

Aus den einzelnen Bodenschichten wurden Proben entnommen und - soweit erforderlich - zur Überprüfung der augenscheinlichen Ansprache und Ermittlung der Bodengruppen nach DIN 18 196 im Laboratorium untersucht.

Dabei wurden insgesamt:

- 4 Bestimmungen des Wassergehaltes nach DIN 18 121
- 3 Bestimmungen der Konsistenzgrenzen nach DIN 18 122
- 16 Bestimmungen der Korngrößenverteilung nach DIN 18 123 durch Nasssiebung
- 1 Bestimmung der Dichte nach DIN 18 125
- 5 Bestimmungen der Proctordichte nach DIN 18 127
- 3 Bestimmungen des Glühverlustes nach DIN 18 128

durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in Anlage 4 zusammengefasst. Sie werden ggf. im Folgenden bei der Beschreibung der Untergrundverhältnisse näher erläutert.

## **4 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE**

### **4.1 Bodenmechanischer Aufbau**

Die Felderkundungen haben den aufgrund der regionalen geologischen Situation zu erwartenden Bodenaufbau im Wesentlichen bestätigt. Generalisierend lassen sich die erkundeten Bodenschichten für die projektierte Baumaßnahme in folgende signifikante Schichtpakete zusammenfassen. Der Oberboden (Mutterboden) wurde keinem

Schichtpaket zugeordnet, da er bautechnisch nicht relevant ist. Oberboden ist vor Beginn der Bauarbeiten abzuschieben, seitlich zu lagern und zweckentsprechend wiederzuverwenden. Oberboden ist der Bodenklasse 1 nach DIN 18 300 zugehörig. Es liegt die Bodengruppe OU nach DIN 18 196 vor.

### **Schichtpaket 1 – Auffüllungen**

In den Schürfen SCH F5, SCH F6 und SCH F7 wurden unter einer Mutterbodenauflage anthropogene Auffüllungen angetroffen. Die Schichtunterkante liegt zwischen 0,6 m bei SCH F7 und erreicht bis zu 3,5 m bei SCH F5. Bei den aufgeschlossenen Böden handelt es sich um gemischtkörnige Böden in Form von sandigen bis stark sandigen, schwach schluffigen bis schluffigen und teilweise schwach steinigen Kiesen. Die Kornform wurde meist als rundkörnig angesprochen. In SCH F5 und SCH F6 wurden Fremdbestandteile angetroffen, es handelt sich hierbei um Betonreste sowie mutmaßliche Schlackereste und Glasreste.

Gemäß DIN 18 196 können diese Böden mit den Gruppensymbolen [GU/GU\*] gekennzeichnet werden. Nach DIN 18 300 handelt es sich um Böden der Bodenklasse BKL 3 bis BKL 4.

Diese Böden besitzen eine große Scherfestigkeit und sind in Abhängigkeit der Lagerungsdichte mittel bis stark zusammendrückbar. Die Verdichtungsfähigkeit dieser Böden ist mittel bis gut, die Wasserdurchlässigkeit mittel bis groß.

### **Schichtpaket 2 – Talfüllung, sandig und bindig**

Die Böden dieses Schichtpaketes wurden im Schurf SCH F1 unter dem Mutterboden bis in 5,0 m unter Gelände angetroffen. Darüber hinaus wurden diese Böden im Schurf SCH F5 ab 3,5 m bis in 4,6 m unter Geländeoberkante und in Schurf SCH F6 ab 1,7 m unter Geländeoberkante bis in Erkundungsendteufe bei 4,5 m unter Geländeoberkante aufgeschlossen. Es handelt sich bei diesen Böden um schluffigen, sandigen, schwach organischen Ton sowie feinsandigen bis teilweise stark feinsandigen, tonigen Schluff. Die Konsistenz der Böden wurde als weich und steif angesprochen. Sandige Auenablagerungen wurden in den Schürfen SCH F2 und SCH F3 unter dem Mutterboden bis in Tiefen von 3,4 m bzw. 2,0 m unter Geländeoberkante erkundet. Darüber hinaus wurden Böden dieses Schichtpaketes bei SCH F7 unter den Auffüllungen bis in Erkundungsendteufe aufgeschlossen. Es handelt sich bei diesen Böden um schluffige bis stark schluffige und tonige, teilweise schwach kiesige Feinsande.



Gemäß DIN 18 196 können diese Böden mit den Gruppensymbolen TL/TM/SU\*/ST\* gekennzeichnet werden. Nach DIN 18 300 handelt es sich um Böden der Bodenklasse BKL 4. Bei Wasserzutritt und/oder dynamischer Belastung können diese Böden ihre bodenmechanischen Kennwerte deutlich und schnell verschlechtern. Es kann dann breiige Konsistenz auftreten, womit die Bodenklasse BKL 2 vorliegt.

Diese Böden besitzen eine geringe bis mittlere Scherfestigkeit und sind überwiegend stark zusammendrückbar. Die Verdichtungsfähigkeit dieser Böden ist schlecht, die Wasserdurchlässigkeit gering. Diese Böden besitzen eine starke Witterungs- und Erosionsempfindlichkeit.

### **Schichtpaket 3 – Kies**

Die Böden dieses Schichtpaketes wurden in den Schürfen SCH F1, SCH F2, SCH F3, SCH F4 und SCH F5 unter den Auenablagerungen (Auenlehm bzw. Auensand) angetroffen. Es handelt sich um schwach schluffige, sandige bis stark sandige Kiese von gerundeter Kornform und grauer Färbung. Bei SCH F4 wurden ab 2,9 m unter Gelände darüber hinaus steinige Anteile und Blöcke angetroffen. Die Kornform ist in diesem Schurf zum Teil kantig.

Gemäß DIN 18 196 können diese Böden mit den Gruppensymbolen GU/GI gekennzeichnet werden. Nach DIN 18 300 handelt es sich um Böden der Bodenklasse BKL 3.

Diese Böden besitzen eine große Scherfestigkeit und sind gering zusammendrückbar. Die Verdichtungsfähigkeit dieser Böden ist gut, die Wasserdurchlässigkeit mittel bis groß.

### **Festgestein**

Die Lage des Festgesteins ist aus den beiden Brunnenbohrungen GJ4 und GJ5 sowie aus den bisher vorliegenden Erkundungsbohrungen EB8 und EB9 sowie EB26 bekannt. Demnach ist das Festgestein im Bereich der geplanten Bauwerkstrasse frühestens ab 12,0 m unter Gelände zu erwarten.

Nach den Angaben in [9] handelt es sich um den so genannten „Flasergranit“. Dies ist ein hellgrauer, feinkörniger Granitgneis mit wellig-flasriger Schichtung, die jedoch keine Trennflächen bildet. Entlang von Störungszonen ist das Gestein stärker geklüftet und zerlegt. Ein Verwitterungshorizont ist an der Oberkante des Festgesteines nicht oder nur in geringer Ausprägung vorhanden.

**Tabelle 2: Bodenklassifizierung**

<b>Schichtpaket/ Lithologie</b>	<b>Bodengruppe nach DIN 18 196</b>	<b>Bodenklasse nach DIN 18 300</b>	<b>Bodenklasse nach DIN 18 301</b>	<b>Frostempfind- lichkeit nach ZTVE-StB 09</b>
1/Auffüllungen	[GU/GU*]	3-4	BN1/BN2	F2/F3
2/Talfüllung sandig und bindig	TL/TM/SU*/ST*	4 (2)	BB1/BB2	F3
3/Kies	GU/GI	3	BN1	F1/F2

#### **4.2 Ergebnisse der Laborversuche**

##### **Bestimmungen der Wassergehalte**

Im Oberboden wurde an einer Probe ein Wassergehalt von 25 % ermittelt.

In Schichtpaket 1 schwanken die ermittelten Wassergehalte zwischen 19,2 % und 25,8 %.

##### **Bestimmungen der Korngrößenverteilung**

Es wurden Bestimmungen der Korngrößenverteilung durch Nasssiebung und/oder kombinierte Sieb-/Schlämmanalyse durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in der folgenden Tabelle für die jeweiligen Bodenschichten dargestellt.

**Tabelle 3: Ergebnisse der Korngrößenverteilung**

Schichtpaket Nr.	Entnahmestelle		Korngrößenverteilung				
	Probenbe- zeichnung	Tiefe [m]	DIN 18 196	Anteil < 0,063 mm	U	C <sub>c</sub>	Körnungs- verlauf
1/Auffüllungen	F5/E1-1	3,0	GU*/GT*	20,98	-	-	-
1/Auffüllungen	F5/E2-1	3,5	GU/GT	8,55	262,6	0,5	I
1/Auffüllungen	F6/E1-1	1,5	GU/GT	13,39	-	-	-
1/Auffüllungen	F7/E2-1	0,6	GU/GT	14,26	-	-	-
2/Talfüllung	F1/E2	4,4	-	65,41	-	-	-
2/Talfüllung	F2/E1	3,4	SU*/ST*	27,46	-	-	-
2/Talfüllung	F3/E1	0,8	SU*/ST*	27,16	-	-	-
2/Talfüllung	F3/E3	2,0	SU*/ST*	17,66	-	-	-
2/Talfüllung	F7/E3-1	2,0	SU*/ST*	28,32	-	-	-
2/Talfüllung	F7/E4	6,2	-	44,38	-	-	-
3/Kies	F1/E4-1	5,3	GU	7,07	143,5	6,5	I
3/Kies	F2/E2-1	5,0	GI	2,49	154,9	22,7	I
3/Kies	F3/E4-1	4,6	GU/GT	7,42	132,3	0,2	I
3/Kies	F3/E5-1	5,0	GI	2,09	33,1	5,1	I
3/Kies	F4/E2-1	2,9	GU/GT	7,44	234,5	0,4	I
3/Kies	F4/E3-1	4,4	GU/GT	4,77	280,9	12,3	I

U: Ungleichförmigkeitszahl

C<sub>c</sub>: Krümmungszahl

W: weitgestufte Kornverteilung

I: intermittierend gestufte Kornverteilung

### Bestimmungen der Konsistenzgrenzen

An bindigen Bodenschichten wurden die Konsistenzgrenzen bestimmt und dabei die Plastizität sowie der natürliche Wassergehalt ermittelt. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tabelle 4: Ergebnisse der Bestimmungen der Konsistenzgrenzen**

Schichtpaket/ Lithologie	Entnahmestelle		Boden- ansprache	Konsistenzgrenzen			
	Probenbe- zeichnung	Tiefe [m]	Konsistenz	w [%]	w <sub>L</sub> [%]	I <sub>c</sub>	DIN 18 196
2/Talfüllung	F1/E1	1,4	steif	27,36	47,39	0,81	TM
2/Talfüllung	F5/E3	4,6	steif	19,22	29,12	0,87	TL
2/Talfüllung	F6/E3	4,5	steif	20,70	29,10	0,76	TL

w: Wassergehalt

w<sub>L</sub>: Fließgrenze

I<sub>c</sub>: Konsistenzzahl

### Bestimmungen der Dichte

An einer gestörten Probe und an mehreren ungestörten Proben wurde die Dichte des anstehenden Bodens bestimmt. Dabei wurde die Trockendichte und die Feuchtdichte ermittelt. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tabelle 5: Ergebnisse der Bestimmungen der Dichte**

Schichtpaket /Lithologie	Proben- bezeichnung	Tiefe [m u. GOK]	Trockendichte [g/cm <sup>3</sup> ]	Feuchtdichte [g/cm <sup>3</sup> ]
2/Talfüllung	F4/UP1	0,6	403,0	1565,6

### Bestimmungen der Proctordichte

An mehreren Proben wurde die Proctordichte bestimmt, um Angaben über die Verdichtungsfähigkeit und das Verdichtungsverhalten des jeweiligen Materiales zu erhalten. Dabei wurde der optimale Wassergehalt ermittelt, bei welchem eine hundertprozentige Verdichtung des Materiales möglich ist. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle dargestellt:

**Tabelle 6: Ergebnisse der Bestimmungen der Proctordichte**

Schichtpaket	Proben- bezeichnung	Proctordichte $\rho_{Pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Optimaler Wasser- gehalt [%]
2/Talfüllung	F1/E2	1,708	15,6
2/Talfüllung	F3/E2	2,086	7,70
2/Talfüllung	F7/E3-1	1,913	9,50
2/Talfüllung	F7/E4	1,607	15,40
3/Kies	F3/E4-1	2,348	5,10

### Bestimmungen des Glühverlustes

An mehreren Proben wurden Glühverluste zur Bestimmung des organischen Anteiles dargestellt. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle mit einer qualitativen Bewertung dargestellt:

**Tabelle 7: Ergebnisse der Bestimmungen des Glühverlustes**

Schichtpaket	Probenbezeichnung	Tiefe [m]	Bodenansprache	Glühverlust [%]	Bewertung in Anlehnung an DIN 4022-1
Mutterboden	F1/D1	0,4	Schluff, feinsandig, schwach organisch	4,6	schwach organisch
Mutterboden	F6/D2	0,3	Schluff, feinsandig, schwach organisch	4,7	schwach organisch
2/Talfüllung	F1/E1	1,4	Ton, schluffig, sandig	2,9	schwach organisch

### 4.3 Hydrologische Verhältnisse

#### 4.3.1 Allgemeines

Mit den durchgeführten Erkundungen wurde Grund- bzw. Schichtwasser angetroffen. Die einzelnen Wasserstände sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

**Tabelle 8: Wasserstände**

Aufschluss Nr.	Endteufe [m]	Ansatzpunkt [m ü. NN]	Grund-/Schichtwasseraustritt [m u. GOK] [m ü. NN]	
SCH F3	5,00	285,10	4,60	280,50
SCH F4	4,40	285,25	4,40	280,85

1) geringes Schichtenwasser

Eine Untersuchung des Bodenwassers auf betonaggressive Bestandteile wurde im Zuge der hier vorliegenden Untersuchungen nicht durchgeführt.

Im Talboden am Fuß der Donauleite existiert ein mehrere Meter mächtiger Porengrundwasserleiter, der von der Ortschaft Jochenstein mit zwei Brunnen wasserwirtschaftlich genutzt wird. Dieser obere Grundwasserleiter ist aufgebaut aus einer bis zu 3 m mächtigen Deckschicht aus feinkörnigen Hochflutablagerungen bzw. äolischen Ablagerungen, die das Grundwasservorkommen vor oberflächlichem Eintrag von Schadstoffen schützt.

Unter dieser Schicht stehen im Allgemeinen 8 bis 10 m mächtige sandige Kiese bzw. kiesige Sande an. Ein in diesen Sedimenten durchgeführter Pumpversuch ergab einen Durchlässigkeitsbeiwert von  $7 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Unterhalb des quartären Porengrundwasserleiters des Donautals steht ein gering bis äußerst gering durchlässiger Kluftgrundwasserleiter an. Da die Verwitterungszone von der sich eintiefenden Donau weitestgehend ausgeräumt wurde, existiert hier ein scharfer Kontrast zwischen dem oberen hoch durchlässigen und dem unteren sehr gering durchlässigen Grundwasserstockwerk. Es existiert lediglich eine geringmächtige Übergangszone von 0,5 bis 1,0 m Schichtdicke, die aus stark zerrüttetem Festgestein besteht. Diese steht mit dem hangenden Porengrundwasserleiter in hydraulischem Kontakt und weist Durchlässigkeitsbeiwerte auf, die nur unwesentlich geringer als die der darüber liegenden Sande und Kiese sind.

#### **4.3.2 Abgedichteter Bereich (Kraftwerk bis Ortschaft Jochenstein)**

Wie aus den Grundwassergleichenplänen in Anlage 6 hervorgeht, verläuft die Grundwasserfließrichtung im quartären Porengrundwasserleiter zwischen Kraftwerk und Ortschaft Jochenstein mit einem Gefälle von etwa 1,2 ‰ bis 1,4 ‰ (ermittelt aus dem Grundwassermessstellenpaar EB27 und GJ7) sehr homogen mehr oder weniger parallel zur Donau. Der Grundwassergleichenplan vom Stichtag 10.10.2012 bei schnell steigendem Donauwasser (Anlage 6.1) zeigt, dass sich der Grundwassergradient bei steigenden Donauständen leicht verflacht. In diesem Fall findet eine Exfiltration aus der Donau in den Grundwasserleiter statt. Der Grund für die Verflachung der Grundwasseroberfläche liegt darin, dass im Bereich der Stauhaltung Jochenstein der Grundwasserleiter baulich abgedichtet ist, so dass dort ein Stau effekt entsteht, der sich mit steigendem Donaupegel in Richtung Osten fortpflanzt und effektiv die Grundwasseroberfläche verflacht. Aufgrund des geringen Grundwassergefälles wurden für diesen Bereich des Grundwasserleiters überschlägig Abstandsgeschwindigkeiten von 50 bis 60 cm/Tag unter Annahme einer effektiven Porosität von 13,5 % ermittelt. Bei

Annahme einer effektiven Porosität von 25 % verringert sich die Abstandsgeschwindigkeit auf ca. 25 bis 35 cm/Tag.

Tabelle 9 zeigt die Variabilität der Grundwasserstände in ausgewählten Grundwassermessstellen im abgedichteten Bereich. Die Schwankungsbreite der Messwerte nimmt vor allem bei stärkeren Hochwässern von West (GJ10) nach Ost (GJ6 und GJ7) sowie von Nord (GJ7) nach Süd (GJ6) zu. Somit treten die stärksten Wasserspiegelschwankungen in dem Bereich auf, der der nicht abgedichteten Donau am nächsten liegt. Zur Darstellung der Schwankungsbreite der Wasserstände außerhalb von Extremereignissen wird zudem die Standardabweichung angegeben.

**Tabelle 9: Variabilität der Grundwasserstände im abgedichteten Bereich**

<b>Grundwassermessstelle</b>	<b>GJ 6</b>	<b>GJ 7</b>	<b>GJ 10</b>
<b>Messzeitraum</b>	18.03.2010 – 05.10.2011	18.03.2010 – 05.10.2011	18.03.2010 – 05.10.2011
<b>Minimaler GW-Stand [m ü. NN]</b>	280,40	280,46	281,36
<b>Maximaler GW-Stand [m ü. NN]</b>	284,08	283,75	284,32
<b>Mittelwert [m ü. NN]</b>	281,01	281,06	281,93
<b>Medianwert [m ü. NN]</b>	280,86	280,92	281,81
<b>Schwankungsbreite [m]</b>	3,22	2,83	2,51
<b>Standardabweichung [± m]</b>	0,50	0,49	0,43



#### **4.3.3 Nicht abgedichteter Bereich (östlich Werkssiedlung Jochenstein)**

Östlich der Ortschaft Jochenstein verlaufen die Grundwassergleichen weniger homogen. In diesem Bereich ist die Donau hydraulisch an den Grundwasserleiter angebunden, sodass sich dort die Wasserstandsschwankungen der Donau stärker auswirken. Bei einem raschen Anstieg der Donau, wie es bei der Stichtagsmessung vom 10.10.2012 (Anlage 6.1) der Fall war, exfiltriert die Donau in den Grundwasserleiter, so dass sich in diesem Zeitraum eine Grundwasserfließrichtung in nördliche Richtung von der Donau hin zur Hangleite einstellt. Eine Auswertung von Pegelganglinien der Donau und der Grundwassermessstellen im Talboden über einen Zeitraum von 1,5 Jahren zeigt, dass dieses Fließregime nur wenige Male im Jahr und dann über Zeiträume von weniger als zehn Tagen existiert. Hierfür wurden für verschiedene Messstellenpaare Abstandsgeschwindigkeiten zwischen 14 und 93 cm/Tag ermittelt. Da dieser Zustand immer nur für einen relativ kurzen Zeitraum anhält, legt der Grundwasserstrom unter Berücksichtigung der oben genannten Abstandsgeschwindigkeiten maximal 10 m in Richtung Brunnen GJ4 und GJ5 zurück, bevor er sich wieder in Richtung Donau umkehrt.

Der weitaus häufigere Fall wird im Grundwassergleichenplan der Stichtagsmessung vom 22.10.2012 bei mittleren Donauständen (Anlage 6.2) abgebildet, bei dem das Grundwasser hin zum Vorfluter Donau fließt. Bei diesem Fließregime wurden für verschiedene Messstellenpaare östlich von Jochenstein Abstandsgeschwindigkeiten zwischen 5 und 24 cm/Tag ermittelt.

Im Nahbereich des Hangfußes der Donauleiten lassen die Wasserstände der Grundwassermessstelle JPB1, die im Vergleich zum Ruhewasserspiegel des Brunnens GJ5 etwas höher liegen, einen Grundwasserzustrom aus dem Kristallin der Donauleiten vermuten. Dies wird durch Untersuchungen der Wasserbeschaffenheit in JPB 1 bestätigt.

Tabelle 10 zeigt die Variabilität der Grundwasserstände in ausgewählten Grundwassermessstellen im abgedichteten Bereich. Die Maximalwerte in den Messstellen GJ1E, GJ2E, GJ4 und GJ5 sind auf Hochwässer Mitte Januar und Anfang Juni 2010 zurückzuführen. Messstelle EB9 wurde erst ab Ende Juni 2010 mittels Datenlogger überwacht, somit tauchen dort diese Extremereignisse in den Messwerten nicht auf. Zur Darstellung der Schwankungsbreite der Wasserstände außerhalb von Extremereignissen wird zudem die Standardabweichung angegeben, um die Variabilität der Grundwasseroberfläche unter „Normalbedingungen“ darzustellen.

**Tabelle 10: Variabilität der Grundwasserstände im nicht abgedichteten Bereich**

<b>Grundwasser- messstelle</b>	<b>GJ1E</b>	<b>GJ2E</b>	<b>GJ4</b>	<b>GJ5</b>	<b>EB9</b>
<b>Messzeitraum</b>	14.06.2010 – 05.10.2011	16.06.2010 – 05.10.2011	18.03.2010 – 05.10.2011	18.03.2010 – 05.10.2011	29.06.2010 – 05.10.2011
<b>Minimaler GW- Stand [m ü. NN]</b>	280,38	280,44	279,63	278,38	280,46
<b>Maximaler GW- Stand [m ü. NN]</b>	283,74	283,60	283,55	283,71	281,79
<b>Mittelwert [m ü. NN]</b>	280,97	281,01	281,04	280,88	280,94
<b>Median [m ü. NN]</b>	280,81	280,86	280,90	280,77	280,89
<b>Schwankungs- breite [m]</b>	2,93	2,74	2,65	2,94	0,90
<b>Standard- abweichung [± m]</b>	0,47	0,47	0,49	0,67	0,30

#### **4.4 Bodenkennwerte**

In der nachfolgenden Tabelle sind geschätzte mittlere bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen zusammengefasst. Sie basieren auf den durchgeführten

Laboruntersuchungen, örtlichen Erfahrungen, den Angaben der DIN 1055 und DIN 1054 sowie den Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen (EAU 2004).

**Tabelle 11: Bodenmechanische Kennwerte**

Schichtpaket/ Lithologie	Wichte erdfeucht $\gamma$  [kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte unter Auftrieb $\gamma'$  [kN/m <sup>3</sup> ]	Winkel d. inneren Reibung $\varphi'$  [°]	Kohäsion $c'$  [kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion, undrännert $c_u$  [kN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul $E_s$ Erstbe- lastung für Laststufe 100 bis 200 kN/m <sup>2</sup> [MN/m <sup>2</sup> ]	Durchläs- sigkeits- beiwert k  [m/s]
1/Auffüllungen	17-19	9-11	30-35	0	-	20-50	$1 \cdot 10^{-4}$ - $1 \cdot 10^{-6}$
2/Talfüllung	17-19	7-9	22,5- 27,5	$2 \cdot 5^{1)}$	$15 \cdot 60^{1)}$	$3 \cdot 12^{1)}$	$1 \cdot 10^{-7}$ - $1 \cdot 10^{-10}$
3/Kiese	19-21	11-12,5	35	0	-	60-120	$1 \cdot 10^{-2}$ - $1 \cdot 10^{-4}$

1) konsistenzabhängig

Soweit möglich wurden als bodenmechanische Kennwerte vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes nach DIN 4020 angegeben. Soweit in der Tabelle für einzelne Kennwerte Spannen angegeben worden sind, kann im Regelfall mit den Mittelwerten gerechnet werden. Bei Nachweisen des Grenzzustandes des Verlustes der Lagesicherheit, des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen sind jedoch die jeweils ungünstigsten Werte anzusetzen.

## 5 FOLGERUNGEN FÜR DIE BAUMASSNAHME

### 5.1 Rahmenbedingungen

Beim Beginn des Baus der Trasse ist in der Gründungssohle des geplanten Trogbauwerkes (ca. 286...287 m ü. NN) mit den Kiesen des Schichtpaketes 3 unterhalb der Auffüllungen des Schichtpaketes 1 südlich der Kreisstraße zu rechnen. Laut den vorliegenden Planunterlagen soll in der Gründungssohle 1 m Unterwasserbeton eingebaut werden. Im anschließenden Abschnitt km von 0,450 bis 0,700 nördlich der Kreisstraße

erfolgt vermutlich ein Übergang zu den Talfüllungen des Schichtpaketes 2, in diesem Bereich ist auch eine Übergangszone nicht auszuschließen.

Der anschließende Streckenabschnitt km von 0,700 bis 1,200 südlich der Kreisstraße und östlich des Umspannwerkes soll im offenen Gerinne verlaufen. Dabei ist in der Sohle mit dem Übergangsbereich von Schichtpaket 2 (Talfüllungen) zu Schichtpaket 3 (Kies) zu rechnen.

In der Gründungssohle (ca. 283...284 m ü. NN) des geplanten Trogbauwerkes von km 1,3 bis 1,7 im Rückraum der bestehenden Ufermauer ist voraussichtlich durchgehend mit den Kiesen des Schichtpaketes 3 zu rechnen, womit gut tragfähige Böden vorliegen.

Die restliche Trassenführung bis zum Auslauf/Einsteig km von 1,7 bis Ende der Trasse wird im offenen Gerinne ausgeführt. Dabei sind in der Sohle vorwiegend die Kiese des Schichtpaketes 3 zu erwarten, lokal sind Talfüllungen des Schichtpaketes 2 vorhanden. Letztere wurden im Umfeld der Aufschlüsse SCH F3 und EB 9 in größerer Mächtigkeit aufgeschlossen.

## **5.2 Gründungsempfehlung für Trog und Gerinne**

### **5.2.1 Allgemeines**

Die Gründung des Trogbauwerkes als auch des naturnah gestalteten Gerinnes kann als Flachgründung erfolgen.

Im Verlauf des Trogbauwerkes entlang der Donau (das heißt von Bau-km 1,25 bis 1,6) ist mit den Kiesen des Schichtpaketes 2 in der Gründungssohle zu rechnen. Auf diesen Böden kann die Flachgründung unmittelbar ausgeführt werden. Beim Aushub der Gründungssohle sind Auflockerungen zu vermeiden, ggf. ist die Gründungssohle intensiv nachzuverdichten. Liegen lokal Talfüllungen des Schichtpaketes 2 in der Gründungssohle vor, so sind diese auszutauschen.

Im Bereich des Einlaufbauwerkes wird voraussichtlich ebenfalls auf einer Teilstrecke ein Trogbauwerk errichtet. Mit dem geplanten Einbau von 1 m Unterwasserbeton in der Gründungssohle werden voraussichtlich bereits die gut tragfähigen Kiese des Schichtpaketes 3 erreicht, gegebenenfalls ist die Dicke zu vergrößern, wenn lockere Auffüllungen bis in größere Tiefen anstehen.

In den folgenden Kapiteln werden Ausführungs- und Bemessungshinweise hierfür angegeben.

In den Abschnitten, in denen ein offenes Gerinne geplant ist, ergeben sich aus den vorliegenden Baugrundverhältnissen keine Einschränkungen für die geplante Ausführung.

### **5.2.2 Ausführung des Teilbodenaustausches**

Im Bereich des Einlaufbauwerkes sind lockere Auffüllungen des Schichtpaketes 1 und Talfüllungen des Schichtpaketes 2 in den oberflächennahen Schichten zu erwarten. Es wird deshalb empfohlen, den planmäßig vorgesehenen Einbau von Unterwasserbeton mindestens bis zum Erreichen der Kiese des Schichtpaketes 3 einzubauen.

Unter diesen Voraussetzungen können die in Kapitel 5.2.3 angegebenen Bemessungshinweise analog Verwendung finden.

### **5.2.3 Flachgründung**

Mit den Kiesen stehen Böden an, bei denen es sich aufgrund ihrer Ansprache gemäß DIN 18 196 und ihrer Lagerungsdichte um Deckschichten handelt, welche die Voraussetzungen für die grundsätzliche Anwendung der DIN 1054 (2005-01) unter gewissen Einschränkungen zulassen.

Unter Berücksichtigung der einschränkenden Faktoren wie Heterogenität der Bodenzusammensetzung, Auflockerungserscheinungen etc. kann der in der nachfolgenden Tabelle aufgelistete aufnehmbare Sohldruck angesetzt werden.

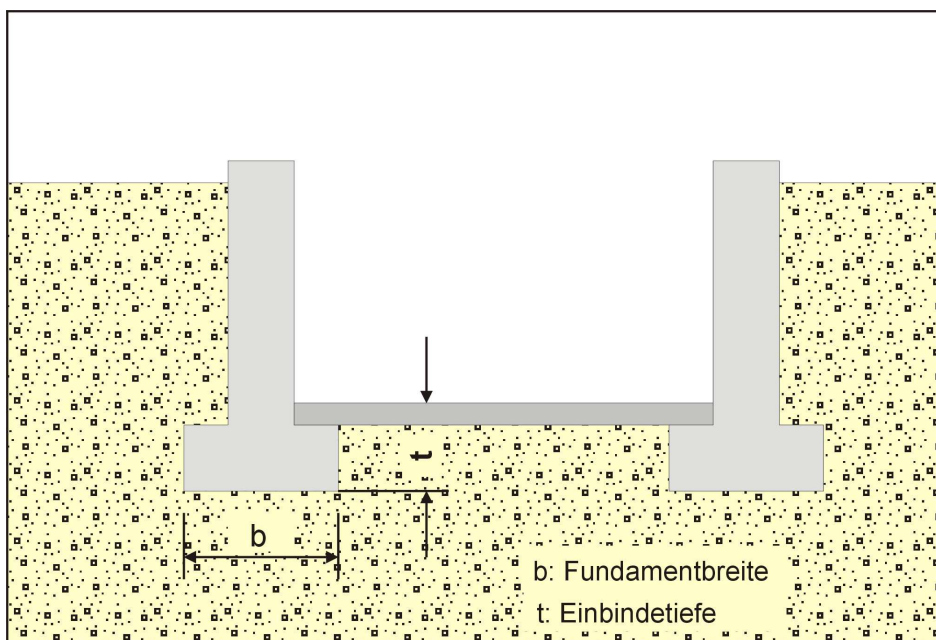
**Tabelle 12: Aufnehmbarer Sohldruck - Schichtpaket 3**

<b>Kleinste Einbindetiefe des Fundaments</b>	<b>Aufnehmbarer Sohldruck in kN/m<sup>2</sup> bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von</b>					
	0,5 m	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m
m						
0,5	200	300	330	280	250	220
1,0	270	370	360	310	270	240

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments	Aufnehmbarer Sohldruck in kN/m <sup>2</sup> bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von					
	340	440	390	340	290	260
1,5	340	440	390	340	290	260
2,0	400	500	420	360	310	280

In den o. g. Tabellenwerten sind, die Vorkonsolidierung und der tiefere Untergrund berücksichtigt. Zwischenwerte können geradlinig interpoliert werden.

Der Einfluss des Grundwassers wird bei den oben genannten Werten noch nicht berücksichtigt und wird für das Trogbauwerk bei den genannten Höhenverhältnissen nicht relevant sein. Zu berücksichtigen ist der Einfluss des Grundwassers, jedoch bei den tiefliegenden Fundamenten der eigentlichen Organismenwanderhilfe, d. h. im Bereich des Einstieges. Die Tabellenwerte sind nach DIN 1454 abzumindern.



**Abbildung 1: Maßgebende Einbindetiefe**

Die angegebenen Bodenpressungen können zu Setzungen führen, die bei Fundamentbreiten bis 1,5 m ca. 1,0 cm, bei breiteren Fundamenten bis 2,0 cm betragen. Bei wesentlicher gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente können sich die Setzungen vergrößern. Eine Vorkonsolidierung ist berücksichtigt. Weiterhin trägt sich ein Großteil der Setzungen bereits während der Bauphase zu.

Ist die Einbindetiefe auf allen Seiten des Gründungskörpers größer als 2,0 m, so darf der aufnehmbare Sohldruck um die Spannung erhöht werden, die sich aus der entsprechenden Bodenbelastung für die Mehrtiefe ergibt.

Die Tabellenwerte gelten für lotrecht und mittig belastete Fundamente, wobei Zwischenwerte geradlinig interpoliert werden können. Gemäß DIN 1054 Abschnitt 7.7.1 ist bei außermittigem Lastangriff die Fundamentfläche auf eine Teilfläche  $A'$  zu verkleinern, in deren Schwerpunkt die Resultierende steht. Des Weiteren sind dann der aufnehmbare Sohldruck auf die reduzierte Breite  $b' = b - 2e$  zu beziehen. Bei nicht lotrechtem Angriff der Resultierenden in der Sohlfläche sind die sich auf die Grundbruchsicherheit beziehenden Sohldrücke mit den entsprechend der DIN 1054, Abschnitt 7.7.2.4, abgeminderten Tabellenwerten zu vergleichen. Dabei muss die Neigung der resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche die Bedingung  $\tan \delta_E = H_k/V_k \leq 0,2$  einhalten.

Bei Fundamentbreiten zwischen 3,0 m und 5,0 m müssen die Werte in der letzten Spalte der Tabelle um 10 % je Meter zusätzlicher Fundamentbreite vermindert werden, falls solche Fundamente überschlägig mit Hilfe von Werten nach der Tabelle bemessen werden. Bei größeren Fundamentbreiten als 5,0 m müssen die Grenzzustände GZ 1 B (Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen) und GZ 2 (Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit) nachgewiesen werden.

Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis unter 2 und bei Kreisfundamenten dürfen die Werte der Tabelle unter Beachtung der nachfolgenden Einschränkung um 20 % erhöht werden. Die Werte der ersten beiden Spalten der Tabelle dürfen jedoch nur dann erhöht werden, wenn die Einbindetiefe mindestens das 0,6-fache der Fundamentbreite  $b$  bzw.  $b'$  beträgt.

## **Bettungsmodul**

Der Bettungsmodul ist eine Kenngröße für die Setzung der Bodenoberfläche unter einer Flächenlast mit  $k_S = \sigma \cdot 0/s$ .

Für die Bemessung von Gründungsbalken und -platten mit Breiten bis zu 5,0 m kann bei einer Gründung auf den Quartären Kiesen des Schichtpaketes 3 folgender Bettungsmodul angesetzt werden:

$$k_s = 20 \text{ MN/m}^3$$

### **5.3 Gründungsempfehlung für Brückenbauwerke**

#### **5.3.1 Allgemeines**

Im Zuge der vorliegenden Maßnahme werden neun Brückenbauwerke erforderlich. Es handelt sich hierbei zum einen um zwei Brücken zur Überquerung der Kreisstraße PA 51 (Brücke III und IV) sowie mehrere Brücken im Zuge von Wege- und Straßenverbindungen im Betriebsgelände und der Werkssiedlung.

Detaillierte Angaben zu den einzelnen Brückenbauwerken liegen derzeit nicht vor. Die Einbindetiefen der Widerlager in den Baugrund werden voraussichtlich etwa 5 bis 6 m betragen.

Gemäß dieser Höheneinordnung sind voraussichtlich bei den Brücken IV bis VII mit den gut tragfähigen Kiesen des Schichtpaketes 3 in der Gründungssohle zu rechnen. Bei Brücke I bis Brücke III werden voraussichtlich Auffüllungen des Schichtpaketes 1 oder Talfüllungen des Schichtpaketes 2 in der Gründungssohle vorliegen. Mit den gut tragfähigen Kiesen des Schichtpaketes 3 ist bei diesen Bauwerken vermutlich erst etwa 3 m unter der planmäßigen Gründungssohle zu rechnen.

#### **5.3.2 Mögliche Gründungsvarianten**

Die Kiese des Schichtpaketes 3 besitzen eine gute Tragfähigkeit. Auf diesen Böden kann grundsätzlich eine Flachgründung ausgeführt werden. Diese Gründungsvariante sollte bei den Brücken IV bis VII favorisiert werden, da bei diesen Brückenbauwerken die gut tragfähigen Böden bereits in der Gründungssohle zu erwarten sind.

Bei den Brücken I bis III werden voraussichtlich nur gering tragfähige, lockere Auffüllungen und Talfüllungen in der Gründungssohle anstehen. Dies bedeutet, dass Maßnahmen vorzusehen sind, um die Bauwerkslasten in die tieferen gut tragfähigen Böden abtragen zu können. Hierfür bieten sich verschiedene Pfahllösungen an, welche in den nachfolgenden Kapiteln näher erläutert werden.



Auch bei den gut tragfähigen Kiesen des Schichtpaketes 3 in der Gründungssohle kann grundsätzlich eine Pfahlgründung ausgeführt werden, wenn dies aus baubetrieblichen Gründen oder hinsichtlich der Kosten günstig erscheint.

Für die Bemessung einer Flachgründung können die im Kapitel 5.2.3 angegebenen Werte verwendet werden.

Es wird darauf hingewiesen, dass der vorliegende Vorschlag zu möglichen Gründungsvarianten und die in den nachfolgenden Kapiteln angegebenen Bemessungswerte für Pfahlgründungen nur für Vorentwürfe und Vorbemessungen der Brückenbauwerke verwendet werden dürfen. Es ist für jedes Bauwerk nach Vorlage der Planung mit voraussichtlichen Gründungssohlen eine Hauptuntersuchung des Baugrundes durchzuführen. Dabei sind gegebenenfalls zusätzliche Untersuchungen des Baugrundes erforderlich. Zusätzliche Bohraufschlüsse und gegebenenfalls ergänzende Feld- und Laboruntersuchungen sind insbesondere bei den Brücken über die Kreisstraße und bei den Brücken I bis III durchzuführen, bei denen eine Pfahlgründung nicht auszuschließen ist.

### **5.3.3 Spundbohlen als Rammpfähle**

Rammpfähle sind als so genannte Verdrängungspfähle nach DIN EN 12 699 herzustellen und nach DIN 1054 zu bemessen. Im vorliegenden Fall sind dabei Aufstandspfähle auszuführen, welche bis zum Erreichen des Schichtpaketes 3 (Kies) abgeteuft und in dieses einbinden müssen.

Rammpfähle können aus Stahl, Stahlbeton, Spannbeton oder anderen Materialien hergestellt werden. In DIN 1054 werden für Rammpfähle aus Stahl charakteristische Pfahlwiderstände für den Grenzzustand GZ 2 in Abhängigkeit des Bemessungsquerschnittes und der Einbindetiefe in den tragfähigen Boden angegeben. Diese Erfahrungswerte dürfen verwendet werden, wenn keine Pfahlprobelastungen durchgeführt werden und die Pfähle mindestens 5,0 m bzw. um den fünffachen Pfahldurchmesser in den tragfähigen Baugrund einbinden.

Für gerammte Verdrängungspfähle aus Stahl darf der charakteristische Pfahlwiderstand nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ aus der charakteristischen Widerstands-Setzungs-Linie ermittelt werden.

Bei einer Spundwand mit mehreren Einzelprofilen kann in den vorliegenden Böden der Gruppenfaktor mit  $G_z=1,0$  angenommen werden.

Dabei können folgende Bruchwerte der Mantelreibung ausgesetzt werden:

**Tabelle 13: Bruchwert  $q_{s,k}$  der Pfahlmantelreibung**

Schichtpaket Nr.	$q_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1/Auffüllungen	0
2/Talfüllung	0,01
3/Kies	0,04

### **Pfahlspitzenwiderstand**

Die Werte für die Pfahlspitzenwiderstände  $q_{b,k}$  können in Abhängigkeit der Pfahlschaftdurchmesser bzw. Pfahlfußdurchmesser und der bezogenen Pfahlkopfsetzung der nachfolgenden Tabelle entnommen werden. Es wird vorausgesetzt, dass die Mächtigkeit der tragfähigen Schicht unterhalb der Pfahlsole mindestens dreimal dem Pfahlfußdurchmesser entspricht, mindestens aber 1,5 m beträgt.

**Tabelle 14: Pfahlspitzenwiderstand  $q_{b,k}$  - Schichtpaket 3**

bezogene Pfahlkopfsetzung $s/D_{eq}$	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
0,035	1,200
0,10 ( $\hat{=}$ $s_g$ )	2,280

s: Pfahlkopfsetzung

$D_{eq}$ : Äquivalenter Durchmesser des Pfahlfußes

$s_g$ : Grenzsetzung

Höhere als die oben angegebenen Werte können meist durch eine Pfahlprobebelastung erreicht werden.

Falls Horizontalkräfte über die Pfähle abgeleitet werden sollen, sollte der charakteristische Querwiderstand eines Einzelpfahls aufgrund von Probelastungen oder Erfahrungen mit vergleichbaren Probelastungen festgelegt werden. Querwiderstände dürfen nur für Pfähle mit einem Pfahlschaftdurchmesser  $D_s \geq 0,3$  m bzw. einer Kantenlänge  $a_s \geq 0,3$  m angesetzt werden. Der charakteristische Querwiderstand darf dabei durch charakteristische Werte  $k_{s,k}$  des Bettungsmoduls beschrieben werden, die aus den Probelastungsergebnissen zu ermitteln sind.

Die Bettungsmoduln der beteiligten Bodenschichten dürfen nach folgender Gleichung angesetzt werden, wenn sie nur der Ermittlung der Schnittgrößen dienen:

$$k_{s,k} = E_{s,k} / D_s$$

$k_{s,k}$ : charakteristischer Wert des Bettungsmoduls

$E_{s,k}$ : charakteristischer Wert des Steifemoduls

$D_s$ : Pfahlschaftdurchmesser solange  $D_s \leq 1,0$  m;  
bei  $D_s > 1,0$  m ist rechnerisch  $D_s = 1,0$  m anzusetzen

Der Anwendungsbereich der Gleichung ist durch eine rechnerische maximale charakteristische Horizontalverschiebung von entweder 2,0 cm oder  $0,03 \cdot D_s$  begrenzt. Der kleinere Wert ist maßgebend.

Es kann auf einen gesonderten Nachweis verzichtet werden, wenn die auf einen in ganzer Länge im Boden stehenden senkrechten Pfahl oder Pfahlrost wirkende waagerechte charakteristische Beanspruchung nicht mehr als 3 % (Lastfall 1) bzw. 5 % (Lastfall 2) der lotrechten Beanspruchung beträgt.

#### **5.3.4 Bohrpfähle**

Als Möglichkeiten der Tiefgründung kommen Bohrpfähle (Durchmesser 0,3 m bis 3,0 m) nach DIN EN 1536 und DIN 1054 (2005-01) in Betracht.

## Lastansätze

Der Pfahlwiderstand  $R$  eines Einzelpfahls in axialer Richtung enthält die von der axialen Pfahlkopfsetzung  $s$  abhängigen Anteile Fußwiderstand (base resistance)  $R_b(s)$  und Mantelwiderstand (shaft resistance)  $R_s(s)$ . Axiale Pfahlwiderstände von Einzelpfählen sind durch eine Widerstandssetzungs- bzw. -hebungslinie zu beschreiben. Diese Linie sollte aufgrund von statischen Probelastungen oder von Erfahrungen mit vergleichbaren Probelastungen festgelegt werden.

Dabei ist auch das Kriechen unter konstanter Last zu berücksichtigen. Wenn keine Pfahlprobelastungen durchgeführt werden und keine Erfahrungen aus unmittelbar vergleichbaren Probelastungen vorliegen, darf der charakteristische axiale Pfahlwiderstand des Einzelpfahls aus allgemeinen Erfahrungswerten bestimmt werden. Die folgenden Angaben gelten für normgerecht hergestellte Bohrpfähle, die mindestens 2,5 m in die tragfähige Schicht einbinden.

## Mantelreibung

Es können folgende Bruchwerte  $q_{s,k}$  der Mantelreibung angesetzt werden:

**Tabelle 15: Bruchwert  $q_{s,k}$  der Pfahlmantelreibung**

Schichtpaket Nr.	$q_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
3/Kies	0,100

## Pfahlspitzenwiderstand

Die Werte für die Pfahlspitzenwiderstände  $q_{b,k}$  können in Abhängigkeit der Pfahlschaftdurchmesser bzw. Pfahlfußdurchmesser und der bezogenen Pfahlkopfsetzung der nachfolgenden Tabelle entnommen werden. Es wird vorausgesetzt, dass die Mächtigkeit der tragfähigen Schicht unterhalb der Pfahlsohle mindestens dreimal dem Pfahlfußdurchmesser entspricht, mindestens aber 1,5 m beträgt.

**Tabelle 16: Pfahlspitzenwiderstand  $q_{b,k}$  - Schichtpaket 3**

bezogene Pfahlkopfsetzung $s/D_s$ bzw. $s/D_b$	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
0,02	1,050
0,03	1,350
0,10 ( $\hat{=}$ $s_g$ )	3,000

s: Pfahlkopfsetzung  
 $D_s$ : Pfahlschaftdurchmesser  
 $D_b$ : Pfahlfußdurchmesser  
 $s_g$ : Grenzsetzung

Bei Bohrpfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75 % abzumindern.

Mit den o.g. Tabellenwerten ist die zulässige Pfahlbelastung gemäß DIN 1054 respektive dem Diagramm zur Konstruktion der Widerstandssetzungslinie zu ermitteln. Die ermittelte Pfahlbelastung gilt für Einzelpfähle. Für Pfahlgruppen sind die Abminderungsfaktoren bzw. Mindestabstände normgerecht zu ermitteln und zu berücksichtigen.

Die angegebenen Bodenkennwerte gelten ausschließlich für ungestörte Böden.

Höhere als die oben angegebenen Werte können meist durch eine Pfahlprobelastung erreicht werden.

Falls Horizontalkräfte über die Pfähle abgeleitet werden sollen, sollte der charakteristische Querwiderstand eines Einzelpfahls aufgrund von Probelastungen oder Erfahrungen mit vergleichbaren Probelastungen festgelegt werden. Querwiderstände dürfen nur für Pfähle mit einem Pfahlschaftdurchmesser  $D_s \geq 0,3$  m bzw. einer Kantenlänge  $a_s \geq 0,3$  m angesetzt werden. Der charakteristische Querwiderstand darf dabei durch charakteristische Werte  $k_{s,k}$  des Bettungsmoduls beschrieben werden, die aus den Probelastungsergebnissen zu ermitteln sind.

Die Bettungsmoduln der beteiligten Bodenschichten dürfen nach folgender Gleichung angesetzt werden, wenn sie nur der Ermittlung der Schnittgrößen dienen:

$$k_{s,k} = E_{s,k}/D_s$$

$k_{s,k}$ : charakteristischer Wert des Bettungsmoduls

$E_{s,k}$ : charakteristischer Wert des Steifemoduls

$D_s$ : Pfahlschaftdurchmesser solange  $D_s \leq 1,0$  m;  
bei  $D_s > 1,0$  m ist rechnerisch  $D_s = 1,0$  m anzusetzen

Der Anwendungsbereich der Gleichung ist durch eine rechnerische maximale charakteristische Horizontalverschiebung von entweder 2,0 cm oder  $0,03 \cdot D_s$  begrenzt. Der kleinere Wert ist maßgebend.

Es kann auf einen gesonderten Nachweis verzichtet werden, wenn die auf einen in ganzer Länge im Boden stehenden senkrechten Pfahl oder Pfahlrost wirkende waagerechte charakteristische Beanspruchung nicht mehr als 3 % (Lastfall 1) bzw. 5 % (Lastfall 2) der lotrechten Beanspruchung beträgt.

### **5.3.5 Mikropfähle (Verpresspfähle)**

Mikropfähle sind Gründungselemente bis 300 mm Durchmesser, mit deren Hilfe Lasten über Mantelreibung in tiefer liegende, tragfähige Bodenschichten abgetragen werden. Die Besonderheit des Mikropfahls besteht unter anderem darin, dass bei kleinem Durchmesser durch gezielte Verpresstechniken ein hohes Tragverhalten erreicht wird. Die Ausführung und Herstellung ist in der DIN EN 14 199 geregelt. Diese Pfähle werden auch als Kleinbohrpfähle oder Wurzel-Pfähle bezeichnet.

Diese können bei beengten Platzverhältnissen hergestellt werden, wobei die Herstellung weitgehend lärm- und erschütterungsarm ist.

Die Kraftübertragung zum umgebenen Baugrund wird durch Verpressen mit Beton oder Zementmörtel erreicht. Dabei ist zu unterscheiden zwischen Ortbetonpfählen, die eine durchgehende Längsbewehrung aus Betonstahl aufweisen und Verbundpfählen, die durch Tragglieð aus Stahl gekennzeichnet sind.

Falls keine Probelastungen durchgeführt werden, darf nach DIN 1054 und EA-Pfähle der charakteristische Pfahlwiderstand  $R_{1,k}$  mit den in der folgenden Tabelle angegebenen Erfahrungswerten der Pfahlmantelreibung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt werden.

**Tabelle 17: Bruchwert  $q_{s,k}$  der Pfahlmantelreibung**

Schichtpaket Nr.	$q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
3/Kies	175

Die angegebenen Werte gelten für Druck- und Zugpfähle und sind durch Eignungsprüfungen zu bestätigen.

Bei den vorliegenden Böden handelt es sich um nicht bindige Böden. Dies bedeutet, dass ein Nachweis der Knicksicherheit nicht erforderlich ist.

Die Pfahlköpfe sind mit bewehrten Stahlbetonbalken zu verbinden, über welche die Lastenleitung der Bauwerkslast in die Pfähle erfolgt.

#### **5.4 Wasserhaltung**

Eine Wasserhaltung hat beim Bau der Tröge und Gerinne bei mittleren Grundwasserständen eine gezielte Ableitung von Oberflächenwasser zu gewährleisten. Beim Auslauf ist auch eine geringfügige Einbindung des Grundwassers zu erwarten. Bei den erkundeten Böden kann dies in einer offenen Wasserhaltung erfolgen. Dabei wird das in der Baugrube anfallende Wasser in Gräben gesammelt und Pumpensümpfen zugeführt. Von dort wird das Wasser ständig oder zeitweise abgepumpt.

Die Gräben können als offene Gräben ausgebildet werden, da die anstehenden Böden ausreichend standfest sind.

Pumpensümpfe sind Vertiefungen, die während der Aushubphase mit einem Bagger an der tiefsten Stelle der Baugrube ausgehoben werden. In diese Vertiefungen werden z. B. Brunnenringe, gelochte Betonrohre oder ähnliches eingestellt. Um diesen Pumpensumpf herum wird Filtermaterial eingebaut. Das im Pumpensumpf gesammelte Wasser wird mit Tauch- oder Vakuumpumpen abgepumpt. Die Sohle des Pumpensumpfes muss so tief liegen, dass die Aushubsohle an jeder Stelle wasserfrei ist.

In Hochwassersituationen mit deutlich ansteigendem Grundwasserspiegel kann eine offene Wasserhaltung nicht mehr ausreichend sein, um den jeweiligen Bauabschnitt trocken zu halten. In diesen Fällen ist zu entscheiden, ob höhere Aufwendungen für die Wasserhaltung vorgenommen werden oder die Baustelle vorübergehend eingestellt wird.

## **5.5 Baugrube**

Baugruben und Gräben dürfen erst betrieben werden, wenn die Standsicherheit der Wände gemäß den Anforderungen der DIN 4124 „Baugruben und Gräben“ eingehalten wird. Fundamentgräben können bis in eine Tiefe von 1,25 m senkrecht geböscht werden, wenn die anschließende Geländeoberfläche nicht stärker als 1 : 10 geneigt ist.

Bei größeren Aushubtiefen sind geböschte Baugrubenwände mit einem Neigungswinkel von  $\beta \leq 45^\circ$  gegen die Horizontale in den vorliegenden Böden herzustellen.

Steilere Böschungsneigungen sind in den vorhandenen nicht bindigen Böden nicht standfest, auch nicht wenn diese gegen Witterungseinflüsse abgedeckt werden. Es wären Zusatzmaßnahmen wie z. B. eine Spritzbetonsicherung erforderlich.

Ein rechnerischer Nachweis geböschter Baugrubenwände ist bei Böschungshöhen von mehr als 5 m zu führen. Dies gilt auch, wenn das Gelände neben der Böschungskante stärker als 1:10 ansteigt, größere Stapellasten vorliegen oder schwere Baufahrzeuge den erforderlichen Mindestabstand gem. DIN 4124 nicht einhalten. Ein rechnerischer Nachweis ist darüber hinaus erforderlich, wenn der oben angegebene Böschungswinkel überschritten werden soll.

Im Nahbereich zur vorhandenen baulichen Anlagen sind darüber hinaus die Bestimmungen der DIN 4123 „Gebäudesicherung im Bereich von Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen“ zu beachten. Können die Anforderungen nicht eingehalten werden, so ist ein Verbau erforderlich. Dies wird voraussichtlich im Bereich des Laubenganges notwendig werden.

Darüber hinaus sind die Sicherheitsbestimmungen der DIN 4124 bezüglich Ausbildung des Schutzstreifens und der Arbeitsraumbreiten zu beachten.



## **6 HINWEISE FÜR DIE BAUAUSFÜHRUNG**

### **6.1 Auftriebssicherheit**

Für alle Einzelbauwerke ist für die Bauzustände und den Endzustand die Auftriebssicherheit nachzuweisen. Gegebenenfalls sind hierzu Zusatzmaßnahmen vorzusehen, wie z.B. Verankerung mit verpressten Mikropfählen, siehe hierzu die Bemessungswerte in Kapitel 5.3.5.

### **6.2 Hinterfüllen/Verdichten**

Nach ZTVE-StB 94 sind für Hinterfüllbereiche und Überschüttbereiche grobkörnige bis gemischtkörnige Bodenarten, Gemische aus gebrochenem Gestein 0/100 und natürlich entstandene Schlacken mit einem Anteil an Korn unter 0,063 mm von maximal 15 Gew-% oder Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte, welche die o.g. Kornverteilungskriterien einhalten, geeignet. Die Eignung der zwei letztgenannten Baustoffe ist im Einzelfall zu prüfen.

Die bei dem Bodenaushub gewonnenen Böden der Schichtpakete 1 und 2 sind damit für einen Wiedereinbau nur bedingt geeignet. Insbesondere dort, wo eine spätere Befahrung vorgesehen ist und somit Setzungen und Sackungen auf der Geländeoberkante grundsätzlich ausgeschlossen werden müssen, sollte kein Aushubboden, sondern gut verdichtbarer und nichtbindiger Boden eingebaut werden.

Hinsichtlich der Verdichtung sind die Anforderungen der ZTVE-StB 94 zu beachten. Demnach sind die zur Hinterfüllung geeigneten Böden in Hinterfüllbereichen und unmittelbar an die Bauwerke angrenzenden Überschüttbereichen unterhalb des Erdplanums so zu verdichten, dass ein Verdichtungsgrad von mindestens  $D_{Pr} = 100\%$  erreicht wird.

### **6.3 Rammbarkeit**

Die Größe und Schwere von Rammgeräten richtet sich nach den zu rammenden Teilen, dem gewählten Rammverfahren sowie den Untergrundverhältnissen. Die hinsichtlich der Untergrundverhältnisse zu erwartende Schwere der Rammung wird in der folgenden Tabelle qualitativ beurteilt.

**Tabelle 18: Rammfähigkeit der Böden**

<b>Schichtpaket</b>	<b>Bodenart</b>	<b>Schwere der Rammung</b>
1/Auffüllungen	lockere bis mitteldichte Kiese	leicht bis mittelschwer
2/Talfüllung	lockere Sande und Schluffe	leicht
3/Kiese	mitteldichte Kiese	mittelschwer bis schwer

In Bereichen, in denen die OWH sehr nahe am Fuß der Donauleite verläuft (nördlich der Kreisstraße PA51 auf Höhe des Hauses am Strom) besteht hinsichtlich der Rammfähigkeit der Böden eine Sondersituation. In Folge von Massenbewegungen, wie sie auch gegenwärtig von Zeit zu Zeit stattfinden, können in der Vergangenheit größere Felsblöcke bis zum Hangfuß abgestürzt sein. Diese wurden ggf. im Laufe der Talentwicklung in die quartären Donauschotter mit eingesedimentiert.

Somit besteht die Möglichkeit, dass bei Rammarbeiten im Umfeld des Hangfußes größere Findlinge angetroffen werden. Diese sind generell nicht rammfähig. Gemäß Querschnitt 5 der technischen Planungsunterlagen für die OWH binden im Bereich nördlich der Kreisstraße PA51 die Spundwände bis zu 6 m tief in den Untergrund ein. Wird in diesem Tiefenbereich ein nicht rammbarer Findling angetroffen, so wird empfohlen, zunächst zu versuchen, diesen mittels Meißel- bzw. Bohrarbeiten so weit zu zerlegen, dass die Spundwandbohlen eingebracht werden können. Sollte dies nicht möglich sein, so kann aufgrund der relativ geringen Tiefe der Findling mit einem Baggerschurf freigelegt und entfernt werden. Nach Verfüllung des Schurfes können die Rammarbeiten fortgesetzt werden.

#### **6.4 Frostsicherheit**

Für alle Bauteile ist eine frostsichere Mindesteinbindetiefe von 1,20 m unter der endgültigen Geländeoberkante vorzusehen. Beim Bauen in kalter Jahreszeit sind gesonderte Schutzmaßnahmen gegen das Eindringen von Frost in den Untergrund und gegen ein Aufweichen der Deckschichten zu ergreifen.

## 6.5 Dynamisches Baugrundverhalten

Zur Abschätzung einer möglichen Beeinflussung der Nachbarbebauung durch baubedingte Erreger (Erschütterungen) wird das Absorptionsvermögen bzw. die Eignung zur Schwingungsübertragung der erkundeten Böden in der folgenden Tabelle qualitativ beurteilt.

**Tabelle 19: Schwingungsübertragung**

Schichtpaket	Bodenart	Schwingungsübertragung
1/Auffüllungen	lockere bis mitteldichte Kiese	gering bis mittel
2/Talfüllung	lockere Sande und Schluffe	gering
3/Kiese	mitteldichte Kiese	mittel bis sehr groß

Aufgrund der vielfältigen Einzeleinflüsse (Erschütterungsquelle, Untergrund, Bauzustand des betroffenen Bauwerks) können allenfalls grobe Erfahrungswerte zur Stärke der Erschütterungen angegeben werden. Durch Rammarbeiten sind ernstzunehmende Erschütterungen bis zu einer Entfernung von ca. 30 m relevant.

Insbesondere Gebäude mit schlechter Bausubstanz und neue Gebäude in den ersten Jahren (innerer Spannungszustand) oder Maschinen und Computer sind besonders erschütterungsempfindlich.

Eine quantitative Bewertung ist erst nach Durchführung einer Proberammung bei gleichzeitiger Messung der Schwinggeschwindigkeiten am Bauwerk nach DIN 4150 möglich. In diesem Zusammenhang wird auf den Abschnitt „Beweissicherung“ dieses Gutachtens hingewiesen.

## **7 ERGÄNZENDE UNTERSUCHUNGEN**

### **7.1 Beweissicherung**

Aufgrund der Bautätigkeiten, die unvermeidlich Erschütterungen durch Baustellenverkehr, Spundarbeiten oder Verdichtungsarbeiten mit sich bringen, sind Einflüsse auf die Nachbarbebauung nicht auszuschließen. Daher wird eine Beweissicherung des Ist-Zustandes von benachbarten Bauwerken und Straßen empfohlen.

Das Schadensrisiko für Gebäude durch Erschütterungseinwirkungen sollte durch Erschütterungsmessungen und eine Bewertung nach DIN 4150 minimiert werden. Somit kann eine Überwachung und Optimierung der Erschütterungsintensität vor Ort erfolgen sowie der Nachweis erbracht werden, dass die gemäß DIN 4150 Teil 3 geforderten Anhaltswerte nicht überschritten werden.

Da es sich vorliegend um erdbautechnische Maßnahmen handelt, sollten das Beweissicherungsverfahren sowie die Erschütterungsmessung von einem Baugrundsachverständigen durchgeführt werden.

### **7.2 Altlasten**

Im Zuge der Felderkundungen wurden mittels organoleptischer Ansprache Fremdbestandteile in den Auffüllungen und damit mögliche Hinweise auf Altlasten oder Kontaminierungen festgestellt.

Es wird deshalb angeraten, spätestens im Zuge der Baumaßnahme den Aushub durch einen geschulten Geotechniker oder baubegleitend durch chemische Analysen untersuchen zu lassen.

### **7.3 Erdstatische Nachweise**

Bei Wasserhaltungsmaßnahmen mit Absenkung des Grundwassers ist die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nachzuweisen.

Es wird weiterhin darauf hingewiesen, dass die Sicherheit gegen Auftrieb sowohl im Endzustand als auch für Bauzustände nachzuweisen ist. Hierbei sind die amtlichen Höchstwasserstände des Fluss- bzw. Grundwassers zu berücksichtigen.

#### **7.4 Baugrundhauptuntersuchung für Brückenbauwerke**

Nach Vorlage der Bauwerkspläne zu den sieben geplanten Brücken ist für jedes Bauwerk eine Hauptuntersuchung des Baugrundes nach DIN 1054 vorzunehmen.

Dabei sind gegebenenfalls ergänzende Aufschlüsse des Baugrundes sowie zusätzlich Feld- und Laborversuche durchzuführen, falls die bisher vorhandenen Aufschlüsse für eine vollständige Beurteilung der Gründungssituation des Bauwerkes nicht ausreichen.

#### **7.5 Baubegleitende Überwachung**

Nach DIN 1054 (2005-01) ist spätestens nach dem Aushub der Baugrube vom Baugrundsachverständigen zu prüfen, ob die aufgrund der geotechnischen Untersuchung getroffenen Annahmen über Beschaffenheit und Verlauf der Bodenschichten zutreffen.

Es wird auf die Erfordernis von Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen gemäß ZTVE-StB 94 im Zuge von Verdichtungs- und Hinterfüllungsarbeiten hingewiesen.

### **8 SCHLUSSBEMERKUNGEN**

Im Zuge der Baugrunduntersuchung wurden Erkundungen niedergebracht und der aufgeschlossene Boden beurteilt. Die für die Ausschreibung, Planung und Baudurchführung erforderlichen Hinweise und bodenmechanischen Kennwerte wurden erarbeitet und sind im Text- und Anlagenteil dokumentiert. Die jeweils notwendigen Maßnahmen und Gründungsbedingungen wurden für die Verhältnisse an den Ansatzpunkten aufgezeigt.

Bei den durchgeführten Untersuchungen handelt es sich naturgemäß nur um punktförmige Aufschlüsse, weshalb Abweichungen im flächenhaften Anschnitt nicht auszuschließen sind. Eine vergleichende Überprüfung in Form einer Gründungssohlenabnahme bleibt damit erforderlich.

Gemäß DIN 1054 ist das Ergebnis dieser Abnahme der Gründungssohle zu den Bauakten zu nehmen. Ohne örtliche Abnahme gilt die Untersuchung des Baugrundes als nicht abgeschlossen.

**ifb EIGENSCHENK**  
Dipl.-Geol. Dr. Roland Kunz <sup>1) 2) 3) 4) 5)</sup>  
Geschäftsführer

**ifb EIGENSCHENK**  
Dipl.-Ing. (FH) Markus Piendl  
Fachbereichsleiter Grundbau  
Sachbearbeiter

- <sup>1)</sup> Von der Industrie- und Handelskammer für Niederbayern in Passau öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Hydrogeologie mit Sachgebieten Altlasten, Wasserversorgung und Abwässer sowie Hydrogeologie und Ingenieurgeologie
- <sup>2)</sup> Leiter der Untersuchungsstelle gemäß §18 BBodSchG und DIN EN ISO 17025
- <sup>3)</sup> Koordinator nach BGR 128
- <sup>4)</sup> Privater Sachverständiger in der Wasserwirtschaft für Bauabnahmen, thermische Nutzung, Beschneidung, Eigenüberwachung von Wasserversorgungsanlagen und Bauabnahme Grundwasserbenutzungsanlage (jeweils hydrogeologischer Teil)
- <sup>5)</sup> Zertifizierter Probenehmer gemäß §15 Abs. 4 TrinkwV