



# **GEOTECHNISCHER BERICHT**

**Stufe Hauptuntersuchungen nach DIN EN 1997-2**

**analytec Dr. Steinhau**  
Ingenieurgesellschaft für  
Baugrund, Geophysik und  
Umweltengineering mbH

## ***Bauvorhaben:***

**Neubau eines Hochwasserrückhaltebeckens an der Kleinen  
Striegis südlich des Ortsteils Berthelsdorf der Stadt Haini-  
chen mit dem Absperrdamm bei Fluss-km 14+694**

**Geophysik  
Geotechnik  
Hydrogeologie  
Altlasterkundung  
und -sanierung**

## ***Auftraggeber:***

**Stadt Hainichen  
Markt 1  
09661 Hainichen**

**Beratung  
Konzeption  
Techn. Realisierung  
Interpretation  
Gutachten**

## ***Projektbearbeiter:***

**Dr. rer. nat. D. Steinhau  
Dipl.-Ing. D. Bürger  
Dipl.-Ing. G. Kühnel**

**Forschung  
Entwicklung**

## ***analytec-Projekt-Nr.:***

**M-014/2016**

## ***Umfang des Berichtes:***

**79 Seiten  
10 Anlagen**

**Chemnitz-Mittelbach, den 15.09.2016**

**Geschäftsbereich Chemnitz**  
Aktienstraße 5a  
D - 09224 Chemnitz, OT Mittelbach  
Tel. (0371) - 85 21 09  
Fax (0371) - 84 22 611

E-mail: [analytec@steinhau.de](mailto:analytec@steinhau.de)

Internet:  
<http://www.steinhau.de>

**Geschäftsbereich Dresden**  
Zur Wetterwarte 10, Hs. 107  
D - 01109 Dresden  
Tel. (0351) - 88 02 004  
Fax (0351) - 88 89 660

E-mail: [Dresden@steinhau.de](mailto:Dresden@steinhau.de)



## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1	Veranlassung und Aufgabenstellung .....8
2	Arbeitsunterlagen ..... 10
3	Baustandort und Morphologie ..... 12
4	Angaben zum Rückhaltebecken und zum Absperrbauwerk..... 15
5	Erkundungskonzept ..... 16
6	Geologische und hydrogeologische Verhältnisse ..... 18
6.1	Geologisch-tektonische Situation..... 18
5.2	Hydrogeologische Situation .....22
7	Oberflächengeophysik.....25
7.1	Widerstandsgeoelektrik .....25
7.1.1	Beschreibung des Messprinzips .....25
7.1.2	Gerätetechnik, Messparameter und Datenprocessing .....29
7.2	Refraktionsseismik.....31
7.2.1	Beschreibung des Messprinzips .....31
7.2.2	Messparameter, Profillage und Datenprocessing .....33
7.3	Interpretation der geophysikalischen Messungen .....37
7.3.1	Allgemeine Vorbemerkungen .....37
7.3.2	Baugrundbezogene Interpretation der geophysikalischen Messungen ...40
8	Geotechnische Aufschlüsse, Feldversuche und Laboruntersuchungen.....43
9	Baugrundsichtung .....46
9.1	Angetroffene Böden und Festgesteine.....46
9.2	Bautechnische Eigenschaften der Baugrundsichten .....48
10	Resultate der geohydraulischen Feldversuche.....56
10.1	WD-Tests .....56
10.2	Pumpversuch.....60
11	Bodenkennwerte / Berechnungswerte.....60
12	Geotechnische Schlussfolgerungen .....63
12.1	Baugrundeignung, Dammbau .....63
12.2	Gründung von Bauwerken .....66



<b>Geotechnischer Bericht</b>	<b>analytec-Projekt-Nr. M-014/2016</b>
-------------------------------	--

12.3	Hinweise zur Bauausführung .....	68
12.3.1	Baugrubengestaltung und Wasserhaltung .....	68
12.3.2	Bautechnische Verwendbarkeit des Aushubes / Wiedereinbau .....	70
13	Abfalltechnische Untersuchungen .....	71
13.1	Gesetzliche Grundlagen .....	71
13.2	Untersuchungsergebnisse .....	74
14	Zusammenfassung und Schlussbemerkungen .....	77



## **ANLAGENVERZEICHNIS**

- Anlage A 1 Kartenausschnitte und historische Unterlagen
- Anlage A 1/1 Ausschnitt aus der topographischen Karte im Maßstab 1 : 10 000 (mit eingezeichnetem Betrachtungsraum)
  - Anlage A 1/2 Vergrößerter Ausschnitt aus der geologischen Karte Nr. 5044 Frankenberg-Hainichen im Maßstab 1 : 25 000 (2. rev. Auflage 1908, mit eingezeichnetem Betrachtungsraum)
- Anlage A 2 Lageplan mit den geophysikalischen Messprofilen, den Ansatzpunkten der geotechnischen Aufschlüsse und den Schnittspuren der Baugrundschnitte, Maßstab 1 : 1.000
- Anlage A 3 Resultate der geophysikalischen Messungen (6 Blätter)
- Anlage A 3/1 Widerstands-Tiefen-Schnitte für die senkrecht zur Talachse verlaufenden Messprofile
  - Anlage A 3/2 Widerstands-Tiefen-Schnitte für die parallel zur Talachse verlaufenden Messprofile
  - Anlage A 3/3 Widerstands-Tiefen-Schnitt der Geoelektrik und Geschwindigkeits-Tiefen-Schnitt der Refraktionsseismik für die senkrecht zur Talachse verlaufende Messlinie S 1 bei Fluss-km 14+558
  - Anlage A 3/4 Widerstands-Tiefen-Schnitt der Geoelektrik und Geschwindigkeits-Tiefen-Schnitt der Refraktionsseismik für die senkrecht zur Talachse verlaufende Messlinie S 2 bei Fluss-km 14+694
  - Anlage A 3/5 Widerstands-Tiefen-Schnitt der Geoelektrik und Geschwindigkeits-Tiefen-Schnitt der Refraktionsseismik für die parallel zur Talachse verlaufende Messlinie S 3
  - Anlage A 3/6 Isolinien-darstellung der NHN-bezogenen Ordinate des Übergangs vom stark verwitterten Fels zum nur mäßig verwitterten Festgestein im Untersuchungsgebiet (nach Geophysik)
- Anlage A 4 Bohrprofile und Schichtenverzeichnisse der Bohrungen, Schlagzahldarstellungen der schweren Rammsondierungen und Ausbaupläne der Grundwassermessstellen



- Anlage A 4/1 Bohrprofile und Schichtenverzeichnisse der geotechnischen Aufschlüsse (nach DIN 4022, Maßstab 1 : 50) und sowie Schlagzahldarstellungen  $n_{10}$  der schweren Rammsondierungen (DPH) nach DIN EN ISO 22476-2
- Anlage A 4/2 Ausbaupläne der Grundwassermessstellen GWM 1 bis GWM 3
- Anlage A 5 Ergebnisse der bodenmechanischen Laboruntersuchungen
  - Anlage A 5/1 Übersicht zu den Bodenprüfergebnissen
  - Anlage A 5/2 Ermittlung von Kornverteilungen n. DIN 18 123, T 1 für 7 Bodenproben
  - Anlage A 5/3 Ermittlung von Konsistenzgrenzen n. DIN 18 121, T 1 für 2 Bodenproben
  - Anlage A 5/4 Resultate der Druckfestigkeitsprüfungen an 5 Bohrkernen aus den Baugrundbohrungen BK 1 bis BK 5 n. DIN EN 1926
  - Anlage A 5/5 Untersuchung von drei Grundwasserproben hinsichtlich der Betonaggressivität nach DIN EN 206-1
  - Anlage A 5/6 Untersuchung von drei Grundwasserproben zur Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit des Grundwassers nach DIN 50 929 gegenüber Stahl
- Anlage A 6 Baugrundschnitte hor. Maßstab 1 : 500/1 : 250, vert. Maßstab 1 : 50
  - Anlage A 6/1 Baugrundschnitt A – A´ für die Dammachse bei Fluss-km 14+695
  - Anlage A 6/2 Baugrundschnitt B – B´ talparallel westlich der Kleinen Striegis
  - Anlage A 6/3 Baugrundschnitt C – C´ talparallel zwischen Kleiner Striegis u. Mühlgraben
  - Anlage A 6/4 Baugrundschnitt D – D´ talparallel östlich des ehem. Mühlgrabens
  - Anlage A 6/5 Baugrundschnitt E – E´ talparallel am Osthang des Tales
  - Anlage A 6/6 Baugrundschnitt F – F´ für die ursprünglich geplante Dammachse bei Fluss-km 14+540
- Anlage A 7 Fotodokumentation der Bohrkern
- Anlage A 8 Ergebnisdarstellung der WD-Versuche
  - Anlage A 8/1 Dokumentation der durchgeführten WD-Tests und Auswertung der Messergebnisse
  - Anlage A 8/2 Auswertung der Messergebnisse der WD-Tests
- Anlage A 9 Auswertung des Pumpversuches an der GWM 3
- Anlage A 10 Laborprüfberichte der Zwickauer Umweltlabor und Analytik GmbH zu den vorgenommenen deklarationsanalytischen Untersuchungen nach LAGA-Empfehlung TR Boden



## Im Text verwendete Abkürzungen

<b>ASN</b>	- Abfallschlüsselnummer
<b>BE</b>	- Bohrende
<b>BL</b>	- Bohrloch
<b>BTEX</b>	- Benzol, Toluol, Ethylbenzol und Xylol,
<b>BBodSchG</b>	- Bundes-Bodenschutzgesetz
<b>BS</b>	- Bohrsondierung(=Rammkernsondierung)
<b>DepV</b>	- Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung)
<b>elektr. Leitf.</b>	- elektrische Leitfähigkeit
<b>EOX</b>	- extrahierbare organisch gebundene Halogenverbindungen
<b>GOK</b>	- Geländeoberkante
<b>GWM</b>	- Grundwassermessstelle
<b>HWRB</b>	- Hochwasserrückhaltebecken
<b>i. d. R.</b>	- in der Regel
<b>KrW-/AbfG</b>	- Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Beseitigung von Abfällen (Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz)
<b>LAGA</b>	- Länderarbeitsgemeinschaft Abfall
<b>MKW</b>	- infrarotaktive (IR-) Mineralölkohlenwasserstoffe (n-Alkane C 10 – C 39, Isoalkane, Cycloalkane und aromatische Kohlenwasserstoffe)
<b>n. b.</b>	- nicht bestimmt
<b>OK</b>	- Oberkante
<b>OS</b>	- Originalsubstanz (= TS)
<b>PAK</b>	- polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe
<b>PCB</b>	- polychlorierte Biphenyle
<b>PM</b>	- Profilmeter
<b>RStO 12</b>	- Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, Ausgabe 2012
<b>SächsHohlVO</b>	- Sächsische Hohlraumverordnung
<b>SMUL</b>	- Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft
<b>WD-Test</b>	- Wasserdurchlässigkeitstest
<b>ZTVA-StB 97</b>	- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Aufgrabungen in Verkehrsflächen, Ausgabe 1997, Fassung 2006
<b>ZTVE-StB 09</b>	- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Fassung 2009



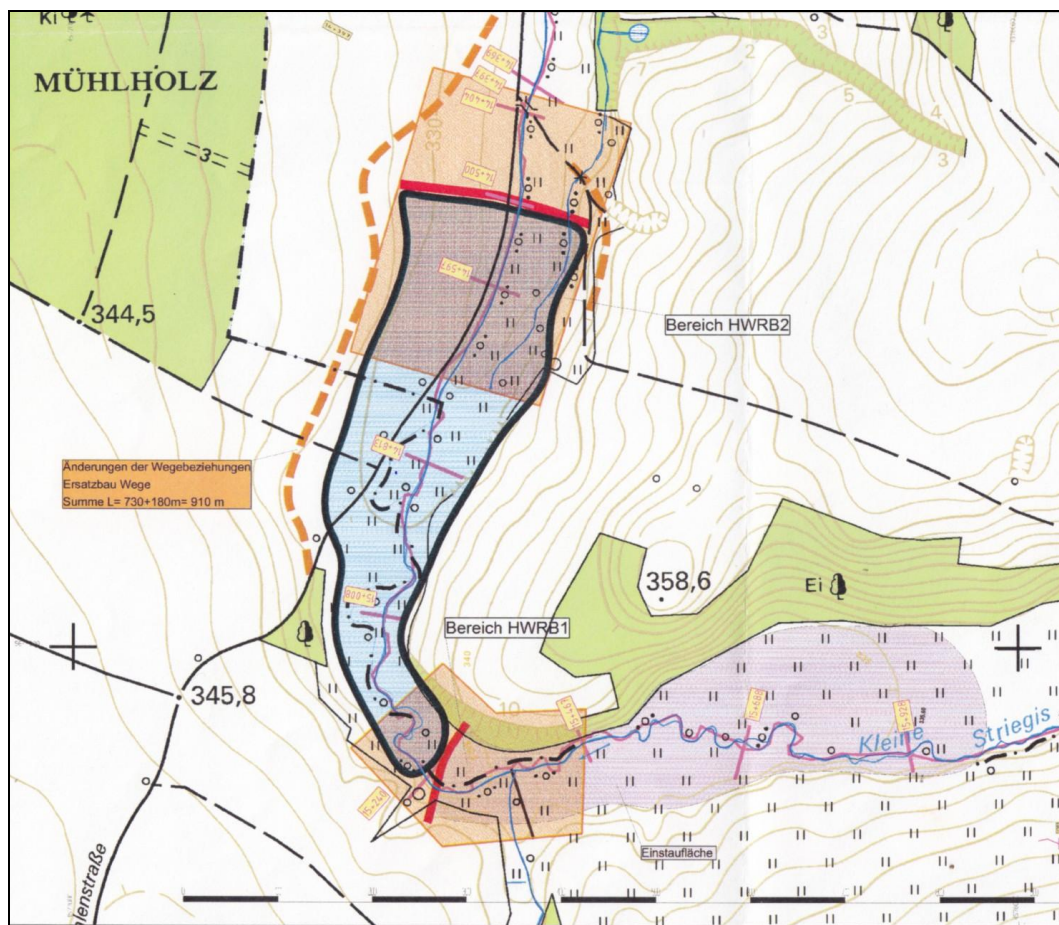
## TABELLENVERZEICHNIS

		Seite
Tab. 1	Geotechn. Aufschlüsse und Grundwasserverhältnisse im Untersuchungsgebiet	24
Tab. 2	Übersicht zu den Messlinien der 2D-tomographisch ausgeführten widerstandsgeoelektrischen Messungen	30
Tab. 3	Übersicht zu den refraktionsseismisch untersuchten Messprofilen	34
Tab. 4	Spezifische elektrische Widerstände für verschiedene Böden und Festgestein sowie Grundwasser (grob abgeschätzte Werte)	38
Tab. 5	Longitudinalwellengeschwindigkeiten für verschiedene Böden und Festgestein sowie Grundwasser (grob abgeschätzte Werte)	39
Tab. 6	Umfang an geotechnischen Aufschlüssen bei der Baugrundhauptuntersuchung	44
Tab. 7	Regelschichtung des Baugrundes im betrachteten Untersuchungsgebiet	45
Tab. 8	Ergebnisse der WD-Versuche	58
Tab. 9	Charakteristische Berechnungskennwerte in Anlehnung an DIN 1055 für die im baupraktischen Tiefenbereich anstehenden Boden- und Gesteinsschichten.	61
Tab. 10	Berechnungskennwerte der Scherfestigkeit der anstehenden Baugrundsichten für die verschiedenen Tragwiderstandbedingungen i.S. der DIN 19700	62
Tab. 11	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf gemischtkörnigem Boden (Verwitterungszersatz) nach DIN 1054:2010-12	65
Tab. 12	Zuordnungswerte zur Bewertung der Feststoffgehalte in Bodenproben gemäß der LAGA-Empfehlung 20 (Tab. II.1.2.2 und II.1.2.4, Stand 05.11.2004)	73
Tab. 13	Zuordnungswerte zur Bewertung der Eluatkonzentrationen in Bodenproben gemäß der LAGA-Empfehlung 20 (Tab. II.1.2.3 und II.1.2.5, Stand 05.11.2004)	74
Tab. 14	Analytikergebnisse für die schadstoffanalytisch untersuchten Bodensstoffproben – Untersuchungen in der Festsubstanz	75
Tab. 15	Analytikergebnisse für die schadstoffanalytisch untersuchten Bodenproben – Eluatuntersuchungen	76



## 1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Die Stadt Hainichen wurden während der Hochwasserereignisse in den Jahren 2002 und 2013 durch die Kleine Striegis großflächig überflutet. Die Schäden dieses HQ-100-Hochwasserereignisses veranlassten die Stadtverwaltung Hainichen, in der Folge ein Hochwasserschutzkonzept (HWSK) ausarbeiten zu lassen. Dieses HWSK sieht als primäre Hochwasserschutzmaßnahme die Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens (HWRB) an der Kleinen Striegis oberhalb des Hainichener Ortsteils Berthelsdorf vor. Das HWRB soll gemäß dieser Planung ein Stauvolumen von mindestens 120.000 m<sup>3</sup> aufweisen. Für den Standort des Absperrdammes wurden durch den Planer dieser Stauanlage, die ICL Ingenieur Consult Dr.-Ing. A. Kolbmüller GmbH, nach Abstimmung mit der Stadtverwaltung Hainichen zwei potentielle Standortbereiche für den Absperrdamm im Tal der Kleinen Striegis südwestlich von Berthelsdorf ausgewählt.



**Abb. 1:** Standorte für HWRB im Tal der Kleinen Striegis bei Hainichen (Stand 2014)





Es wurde beim seinerzeitigen Bearbeitungsstand geplant im Jahre 2015, das Absperrbauwerk für das HWRB standortabhängig als Erdschüttdamm mit einer Höhe zwischen 4,50 und 6,00 m und einer Länge zwischen 120 m und 200 m zu errichten. Die Geometrie wird dabei im wesentlichen vom jeweiligen Standort des Absperrbauwerks bestimmt, wie aus dem obigen Kartenausschnitt zu ersehen ist.

Zur übersichtsmäßigen Klärung der Baugrundverhältnisse im Bereich der beiden zunächst in die Standortauswahl einbezogenen Standorte der Absperrdämme bei Fluss-km 14+540 und km 15+240 wurden im Jahre 2015 durch die analytec Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft für Baugrunduntersuchung, Geophysik und Umweltengineering mbH Baugrundvoruntersuchungen nach DIN 4020 durchgeführt, die folgende technischen Leistungen in jedem der beiden in der Abb. 1 rot hinterlegten Untersuchungsbereiche umfassten:

- Oberflächengeophysikalische Messungen (Widerstandsgeoelektrik) auf mindestens drei Messlinien auf den für den Absperrdamm vorgesehenen Flächen mit nachfolgender Interpretation der geophysikalischen Messungen mit dem Ziel einer Festlegung von Ansatzpunkten für die geotechnischen Aufschlüsse.
- Ausführen einer problemangepassten Anzahl an geotechnischen Aufschlüssen in Form von Bohrsondierungen und schweren Rammsondierungen auf den Messprofilen der widerstandsgeoelektrischen Messungen zwecks einer Kalibrierung und Extrapolation der geophysikalischen Messdaten.
- Entnahme von Bodenproben aus charakteristischen Schichtkomplexen für nachfolgende bodenmechanische und deklarationsanalytische Laboruntersuchungen.
- Gewinnen von Grundwasserproben zur Feststellung der Betonaggressivität.
- Auswerten von vorliegenden Standortinformationen und Entscheidung zum Vorzugsstandort für die Errichtung des Absperrdammes im Tal der Kleinen Striegis südlich von Berthelsdorf aus geotechnisch-tektonischem und hydrogeologischem Blickwinkel.

Die Resultate der Baugrundvoruntersuchungen für die beiden in Frage kommenden Standorte des erforderlichen Absperrdamm für das HWRB an der Kleinen Striegis südwestlich von Berthelsdorf wurden im Geotechnischen Bericht der analytec Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft vom 02.06.2015 dargelegt. Es ergab sich aus dem Vergleich der geologisch-tektonischen und hydrogeologischen Standortbedingungen die Schlussfolgerung, dass die Errichtung des Dammes am Standort 2 bei Fluss-km 14+540 trotz eines deutlich längeren Absperrbauwerkes gegenüber dem weiter südlich gelegenen Standort 1 wegen homogener Baugrundverhältnisse zu bevorzugen sei. Bei Auswertung der geophysikalischen Messun-



gen im Bereich des südlicher gelegenen Baustandortes wurden mehrere Hinweise auf das Vorhandensein geologischer Störungen im Baufeld erhalten. Bei den nachfolgend realisierten geotechnischen Aufschlüssen wurden kleinräumige Wechsel der anstehenden Gesteine und Hinweise auf eine örtlich tiefreichende Verwitterung und Entfestigung der Festgesteine erhalten. Deshalb wurde der in der Abbildung 1 eingetragene nördliche Baubereich für die Errichtung des HWRB favorisiert.

## 2 Arbeitsunterlagen

Für die Baugrunderkundung wurden dem Auftragnehmer durch den Auftraggeber sowie durch die ICL Ingenieur Consult Dr.-Ing. A. Kolbmüller GmbH, Büro Chemnitz folgende Unterlagen zur Verfügung gestellt:

- [1] - Auftrag der Stadtverwaltung Hainichen vom 28.02.2016 zur Durchführung einer Baugrundhauptuntersuchung für das geplanten Hochwasserrückhaltebecken an der Kleinen Striegis südlich von Berthelsdorf auf der Basis des Angebotes Nr. M-022/2016 der analytec Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft für Baugrund, Geophysik und Umweltengineering vom 18.02.2016 (per E-Mail).
- [2] - Stellungnahme des Landkreises Mittelsachsen vom 06.03.2015 zur Kampfmittelbelastung des Untersuchungsgebietes entlang der Kleinen Striegis südwestlich v. Berthelsdorf (Az. 13.1.122101/No).
- [3] - Freibordberechnung für den HWRB-Standort Bearbeitungsstand 08.08.2016, ARGE ICL Ingenieure und Architekten / Klemm Hensen GmbH Leipzig
- [4] - Vermessungsplan für den Betrachtungsraum im Tal der Kleinen Striegis, Bearbeitungsstand 31.07.2015, Übergabe als DWG/DXF-Files am 03.03.2016.
- [5] - aktualisierter Vermessungsplan mit neuem Standort des Absperrdammes für das HWRB 2 im Tal der Kleinen Striegis, Bearbeitungsstand 27.06.2016, Übergabe als DWG/DXF-Files am 04.07.2016.

Daneben kamen seitens der *analytec* Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft folgende Unterlagen zur Anwendung:

- [6] - Geotechnischer Bericht der analytec Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft für Baugrund Geophysik und Umweltengineering mbH vom 02.06.2016 zur Baugrundvoruntersuchung für das Bauvorhaben Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens an der Kleinen Striegis südlich des Ortsteils Berthelsdorf der Stadt Hainichen zwischen Fluss-km 14+400 und 15+800, 40 S. u. 8 Anlagen.



- [7] - Ergebnisbericht des Ingenieurbüros Maik Wähler vom 24.06.2016 zur Durchführung von WD-Tests in Vorbereitung des Bauvorhabens HWRB an der Kleinen Striegis südlich von Berthelsdorf, 2 S. u. 4 Anlagen.
- [8] - Geoportal Sachsen mit Geodaten zum Baustandort (u. a. topographische, geologische und hydrogeologische Karten sowie Luftbilder), Abruf am 16.08.2016
- [9] - Geologische Spezialkarte des Freistaates Sachsen, Blatt 5044 Frankenberg-Hainichen, 2. rev. Auflage 1908, Maßstab 1 : 25.000.
- [10] - SIEGERT, TH. & DANZIG, E.: Erläuterungen zur geologischen Spezialkarte des Freistaates Sachsen, Blatt 5044 Frankenberg-Hainichen, 2. Auflage 1909.
- [11] - BECKER, H.: Das Zwischengebirge von Frankenberg in Sachsen. Abhandlungen des Sächsischen Geologischen Landesamtes, Heft 8, Leipzig 1928, 89 S. und 2 Tafeln.
- [12] - PÄLCHEN, W. & WALTER, H. (Herausg.): Geologie von Sachsen. Geologischer Bau und Entwicklungsgeschichte, 1. Auflage 2008, 537 S.
- [13] - KNÖDEL, K., KRUMMEL, H., LANGE, G. (Hrsg.) (2007): Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien. Band 3, Geophysik. Springer Berlin, 2. überarb. Auflage.
- [14] RIßLER, P. (1984): Empfehlungen Nr. 9 des Arbeitskreises 19 – Versuchstechnik Fels der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. – Wasserdruckversuch in Fels.- Bautechnik 4/1984, 112 –117, 6. Abb., 1 Tab.; Ernst & Sohn, Berlin
- [15] Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Handbuch Altlasten und Grundwasserschadensfälle, Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit, Karlsruhe 1991
- [16] HEITFELD, K.-H., KOPPELBERG, W. (1981): Durchlässigkeitsuntersuchungen mittels WD-Versuchen.-Zbl. Geol. Paläont. Teil 1 H. 5/6: 634-661, 11 Abb., 3 Tab.; Stuttgart
- [17] HÖLTING, B. (1989): Hydrogeologie – Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie. – 3. Aufl., Stuttgart
- [18] LUGEON, M. (1933), Barrages et Géologie. Dunod, Paris
- [19] EWERT, F. K. (1977), Zur Ermittlung eines  $k_f$ -Wertes für Fels und Kriterien zur Abdichtung des Untergrundes von Talsperren. Berl. 1. Nat. Tag. Ingenieurgeol., Paderborn 1977, Essen
- [20] - Schachtscheine und Aufgrabungserlaubnisse der zuständigen Versorgungsträger (Trinkwasser, Strom, Ferngas, Telekom u. weitere Telekommunikationsdienstleister)
- [21] - einschlägige DIN, Kenntnisse und Archivunterlagen der *analytec* Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft mbH aus weiteren geotechnischen Erkundungsprojekten entlang der Kleinen Striegis in Hainichen und Umgebung



### 3 Baustandort und Morphologie

Im Ergebnis der geotechnischen Voruntersuchungen an den beiden dabei betrachteten Standorten für den Absperrdamm bei Fluss-km 15+240 (HWRB I) und Fluss-km 14+520 (HWRB II) wurde der letztgenannte Standort aus geologischen und hydrogeologischen Gründen favorisiert. Das Tal der Kleinen Striegis ist in diesem Gewässerabschnitt südwestlich von Berthelsdorf als breite Talaue mit einer am linken Flussufer nur flach einfallenden Talböschung ausgebildet. Der nordöstliche Talhang fällt deutlich steiler als die südwestliche Talflanke ein. Die Achse des Tales ist bis zum Fluss-km 15+000 der Kleinen Striegis in SSW-NNO-Richtung ausgerichtet und zeichnet damit eine bedeutende geologische Störungszone zwischen dem Frankenberger Zwischengebirge und der Hainichener Teilsenke der Vorerzgebirgssenke morphologisch nach. Der als Vorzugsvariante ins Auge gefasste Standort des Absperrdammes etwa bei Fluss-km 14+520 für das HWRB II befindet sich in diesem SSW-NNO-ausgerichteten Talabschnitt (s.a. nachfolgendes Foto 1).



**Foto 1:** *Einstaubereich für das HWRB im Tal der Kleinen Striegis (HWRB II)*

Die Kleine Striegis mäandriert in der relativ breiten Talaue in einem naturbelassenen Bett und hat sich dabei nur wenig in die Talsohle eingeschnitten. Die unmittelbare Talaue des Striegistales wird überwiegend als Grünland genutzt. Die flacheren Abschnitte der Talhänge



auf beiden Seiten des Gewässers dienen zumeist der landwirtschaftlichen Bearbeitung in Form von Ackerflächen. Unmittelbar am Gewässerlauf befinden sich Roterlenbestände.

Parallel zum Gewässer verläuft die Berthelsdorfer Straße ein nur geschotterter Fahrweg, der von Berthelsdorf nach Dittersbach führt. Das Foto 2 zeigt jenen Bereich in der Talaue, wo der Absperrdamm für das HWRB errichtet werden soll. Dabei ist an dieser Stelle eine Baumreihe zu erwähnen, die auf dem Foto 2 im Hintergrund zu sehen ist. Diese Baumreihe zeichnet den Verlauf eines ehemaligen Mühlgrabens nach der als Senke noch im Gelände zu erkennen ist. Er bildet separates Flurstück (vgl. auch im Lageplan - Anlage 2).



**Foto 2:** Talaue im Bereich der geplanten Dammaufstandsfläche für das HWRB

Die Achse des geplanten Absperrdammes wurde während der Projektbearbeitung zweimal durch den AG nach SW verschoben. Die Gründe hierfür werden im Abschnitt 4 erläutert. Die erste Verlagerung der Dammachse nach SW betrug etwa 50 m von Fluss-km 14+560 (geophysikalisch untersuchte Achse im Rahmen zur Baugrundvoruntersuchung) zum Fluss-km 14+610. Die zweite Veränderung der geplanten Lage für den Absperrdamm erfolgte im Mai 2016 von Fluss-km 14+610 zum Fluss-km 15+695. Auf dem obigen Foto 2 bedeutet dies eine Verlagerung der Dammachse aus dem Vordergrund in den Bereich der zentralen Baumgruppe in der Bildmitte.



Die Geländehöhen liegen im Betrachtungsraum für den betrachteten Standort des Absperrdammes für das HWRB zwischen ca. 327 m NHN in der Talau und max. 337 m NHN an den Talflanken. Nach der Frosteinwirkungszonenkarte der RStO 2012 ist das Untersuchungsgebiet der Zone III zuzurechnen.

Das Baugelände für das HWRB im Tal der Kleinen Striegis liegt gemäß DIN 4149:2010 nicht in einer ausgewiesenen Zone mit einer Erdbebengefährdung. Weiterhin sind im Baubereich für das HWRB auch keine unterirdischen Hohlräume gemäß § 8 SächsHohlVO ausgewiesen.

Die nächsten zwei Fotos sollen die Morphologie und die Geländenutzung auf den Flächen für den geplanten Dammbau nach der letzten Bauwerksverschiebung im Mai 2016 veranschaulichen.



**Foto 3:** Baubereich für der linksufrigen Teil des Absperrdammes (Fl.-St. Nr. 862)



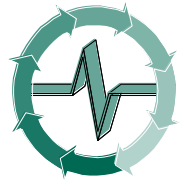
**Foto 4:** Baubereich für der rechtsufrigen Teil des Absperrdammes (Fl.-St. Nr. 325)

Eine Kampfmittelbelastung der Flächen ist gemäß der fachlichen Stellungnahme des Landkreises Mittelsachsen vom 05.03.2015 [2] im Untersuchungsgebiet nicht zu erwarten.

#### 4 Angaben zum Rückhaltebecken und zum Absperrbauwerk

Das in der Standortauswahl als HWRB II bezeichnete Rückhaltebecken, dessen Damm nunmehr auf den Flurstücken Nr. 260, 323, 325, 862, 864/10 und 865/7 der Gemarkung Berthelsdorf errichtet werden soll, wird durch folgende Planungsvorgaben charakterisiert:

Bauart:	Erddamm oder Steinschüttung mit Durchlassbauwerk und Untergrundabdichtung
Stauinhalt bei Vollstau:	169.307 m <sup>3</sup>
Stauflächen bei Vollstau:	76.300 m <sup>2</sup>
Vollstauziel Z <sub>v</sub> :	333,40 m NHN
Lage der Dammachse:	bei Fluss-km 14+695 der Kleinen Striegis
OK der Dammkrone:	335,10 m NHN
Länge der Dammkrone:	≈ 286 m



Max. Dammhöhe:            ≈ 6,70 m  
Max Dammbreite:           ≈ 43 m

Die Lage des Absperrdammes und der Staufläche bei Vollstau kann dem Ausschnitt aus der topographischen Karte in der Anlage A 1 sowie dem Vermessungsplan in der Anlage A 2 entnommen werden.

## 5      **Erkundungskonzept**

Die Baugrundhauptuntersuchung baut auf den vorliegenden Resultaten der geophysikalischen Messungen und den geotechnischen Aufschlüssen in Form von Kleinrammbohrungen und schweren Rammsondierungen auf, die bei den Baugrundvoruntersuchungen zur Auswahl der Vorzugsvariante für den Standort des Absperrdammes für das HWRB an der Kleinen Striegis im Jahre 2015 vorgenommen wurden. Im Rahmen der Baugrundhauptuntersuchungen wurde nunmehr eine Kombination linienhaft angeordneter geophysikalischer Messungen (Widerstandsgeoelektrik und Refraktionsseismik) mit nachfolgend zu positionierenden geotechnischen Aufschlüssen realisiert, wobei auf den vorliegenden Kenntnissen aus der Baugrundvoruntersuchung aufgebaut werden sollte. Drei der sechs Rotationskernbohrungen wurden zu Grundwassermessstellen (GWM) ausgebaut. In vier Bohrlöchern der Kernbohrungen wurden  $W_D$ -Tests und in der im Flussskies verfilterten GWM 3 ein Pumpversuch zur Ableitung hydraulischer Parameter durchgeführt. Darüber hinaus waren boden- und felsmechanische und sowie deklarationsanalytische Laboruntersuchungen an Proben aus den natürlich anstehenden Böden und Festgesteinen vorzunehmen.

Die erste Phase der Baugrundhauptuntersuchungen bestand in der Durchführung von widerstandsgeoelektrischen Messungen auf zwei senkrecht zur Talachse angeordneten Messprofilen (Dammachse und wasserseitiger Dammfuß) sowie drei parallel zur Talachse ausgerichteten Messlinien. Durch die Verschiebung der Lage des Absperrdammes mussten die beiden senkrecht zur Kleinen Striegis angeordneten widerstandsgeoelektrischen Messprofile nochmals um 85 m nach SW verschoben erneut gemessen werden. Gleiches galt für die parallel zur Kleinen Striegis ausgerichteten Messlinien, die zumindest verlängert werden mussten. Weiterhin wurden auf zwei quer zur Talachse angeordneten Messprofilen und auf einer parallel zur Kleinen Striegis verlaufenden Messlinie refraktionsseismische Messungen vorgenommen. Sowohl die widerstandsgeoelektrischen als auch die refraktionsseismischen Messungen wurden 2D-tomographisch konzipiert.





Die Interpretationsergebnisse der oberflächengeophysikalischen Messungen bildeten die Grundlage für die Festlegung der Ansatzpunkte für die geotechnischen Aufschlüsse. Es wurden sechs Rotationskernbohrungen mit einer Endtiefe von 15 m und ergänzend hierzu 11 Kleinrammbohrungen konzipiert, wobei die Kleinrammbohrungen bis zum sicheren Erreichen der Verwitterungsersatzzone des Festgesteins abgeteuft werden sollten. In 1 m Entfernung von den Ansatzpunkten der Rotationskernbohrungen wurden jeweils schwere Rammsondierungen bis zur max. erreichbaren Sondiertiefe durchgeführt.

Drei der sechs Baugrundbohrungen waren zu 4“-Grundwassermessstellen auszubauen, wobei die beiden in unmittelbarer Nähe zum Fahrweg befindlichen Bohrungen BK 1 und BK 3 im geklüfteten Festbereichsbereich verfiltert wurden (GWM 1 und GWM 2). Die Bohrung BK 4 wurde als GWM 3 im quartären Grundwasserleiter mit Filterrohr ausgebaut und für den Pumpversuch verwendet. In den unverrohrten Bohrlöchern der Bohrungen BK 1, BK 3, BK 4 und BK 6 wurden unmittelbar nach der Fertigstellung der Bohrarbeiten durch das Ingenieurbüro Maik Wähler WD-Test im geklüfteten Festgestein vorgenommen.

An ausgewählten Boden- und Festgesteinsproben waren boden- und felsmechanische Laboruntersuchungen vorzunehmen. Der Umfang und die Art der auszuführenden Laborversuche konnte erst nach Beendigung der Bohrarbeiten konkretisiert werden. Als boden- und felsmechanische Laborversuche wurden Kornverteilungskurven an Proben aus grob- und gemischtkörnigen Böden nach DIN 18 123 bestimmt, die Konsistenzgrenzen an bindigen Böden ermittelt und die Bestimmung von einaxialen Druckfestigkeiten an mehreren Prüfkörpern aus den erbohrten Festgesteinen realisiert. An zwei Grundwasserproben aus den geotechnischen Aufschlüssen BS 8 und GWM 3 wurde die Betonaggressivität nach DIN EN 206-1 und die Korrosivität gegenüber nicht- und niedriglegierten Stählen nach DIN 50 929 ermittelt.

Deklarationsanalytischen Laboruntersuchungen an drei ausgewählten Bodenproben hinsichtlich der Schadstoffgehalte gemäß der LAGA-Empfehlung M 20 als Mindestuntersuchungsprogramm bei unspezifischem Verdacht entsprechend der LAGA TR Boden sollte das Spektrum der Laboruntersuchungen abrunden.



## **6 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse**

### **6.1 Geologisch-tektonische Situation**

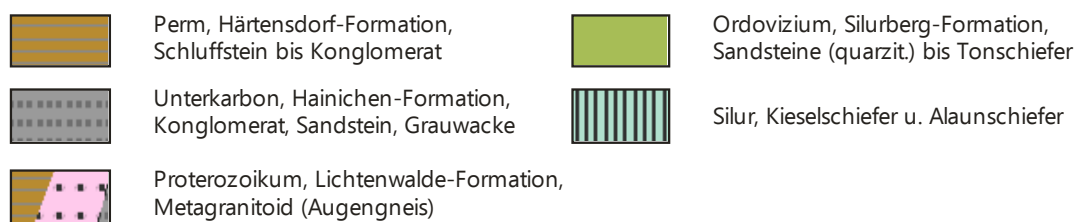
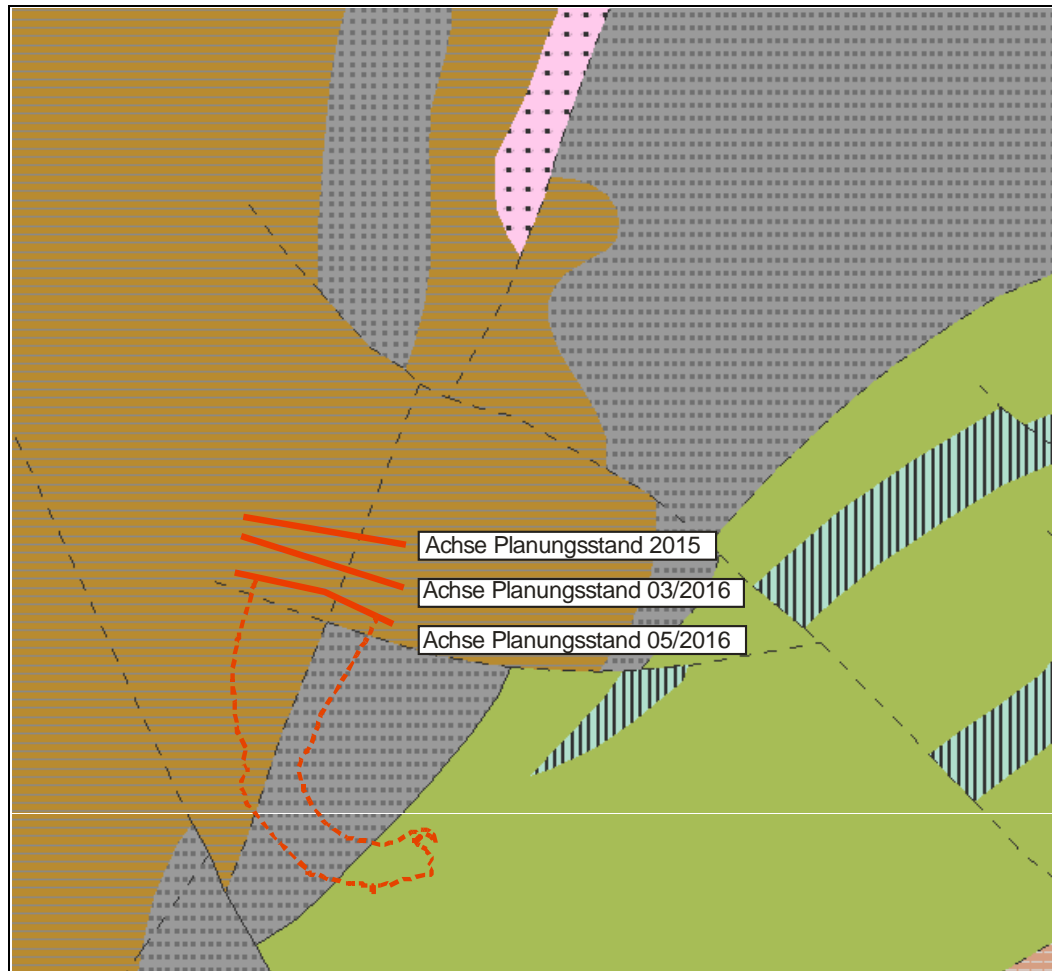
Die Basis für die geologische Zuordnung der im Betrachtungsraum anstehenden Böden und Gesteine bildet die geologische Karte Blatt Nr. 5044, Blatt Frankenberg-Hainichen (2. Auflage, 1909) im Maßstab 1 : 25 000 [9,10]. Eine Fortschreibung dieses Kenntnisstandes wird in den Abhandlungen des Sächsischen Geologischen Landesamtes Nr. 8 aus dem Jahre 1928 von H. BECKER vorgenommen. Der seinerzeitige Kenntnisstand wurde in der Monografie „Das Zwischengebirge von Frankenberg in Sachsen“ zusammengefasst [11]. Die aktuelle Einordnung der geologisch-tektonischen Situation wird für den Standort des geplanten HWRB an der Kleinen Striegis südwestlich von Berthelsdorf in der von W. PÄLCHEN & H. WALTER herausgegebenen „Geologie von Sachsen“ aus dem Jahre 2008 [12] beschrieben.

Im Geoportal Sachsenatlas (<http://geoportal.sachsen.de>) als Teil der E-Government-Basiskomponenten sind neben topographischen und morphologischen Informationen auch Darstellungen der geologischen Verhältnisse in Form von aktuellen geologischen und hydrogeologischen Karten im Maßstab 1 : 50.000 enthalten. Auf die Kartendarstellungen der präquartären Stratigraphie und zur Lithologie wird in der Folge Bezug genommen.

Das Untersuchungsgebiet befindet sich regionalgeologisch im Frankenger Zwischengebirge, das ein Bindeglied zwischen den Großstrukturen des Erzgebirges und des Granulitgebirges darstellt. Der SSW-NNO-gerichtete Verlauf der Kleinen Striegis zeichnet mehr oder weniger die nordwestliche Randstörung des Frankenger Zwischengebirges und den Übergang zur Hainichen-Teilsenke der Vorerzgebirgs-Senke nach. Der hier betrachtete Abschnitt der Kleinen Striegis südlich von Berthelsdorf befindet sich in einem Gebiet mit komplizierten geologischen und tektonischen Verhältnissen, die in [12] auf den Seiten 175 ff., 189 ff. und 226 ff. erläutert werden. Zur Veranschaulichung der unter der quartären Sedimentation anstehenden geologischen Formationen werden für den Betrachtungsraum zwei Auszüge aus der geologischen Karte GK 50 des Geoportals Sachsen als Abb. 2 und 3 eingefügt. Zur Orientierung sind die drei Achsen des geplanten Absperrdammes des HWRB und die Ausdehnung der Anstauffläche bei Vollstau nach dem aktuellen Planungsstand angegeben.



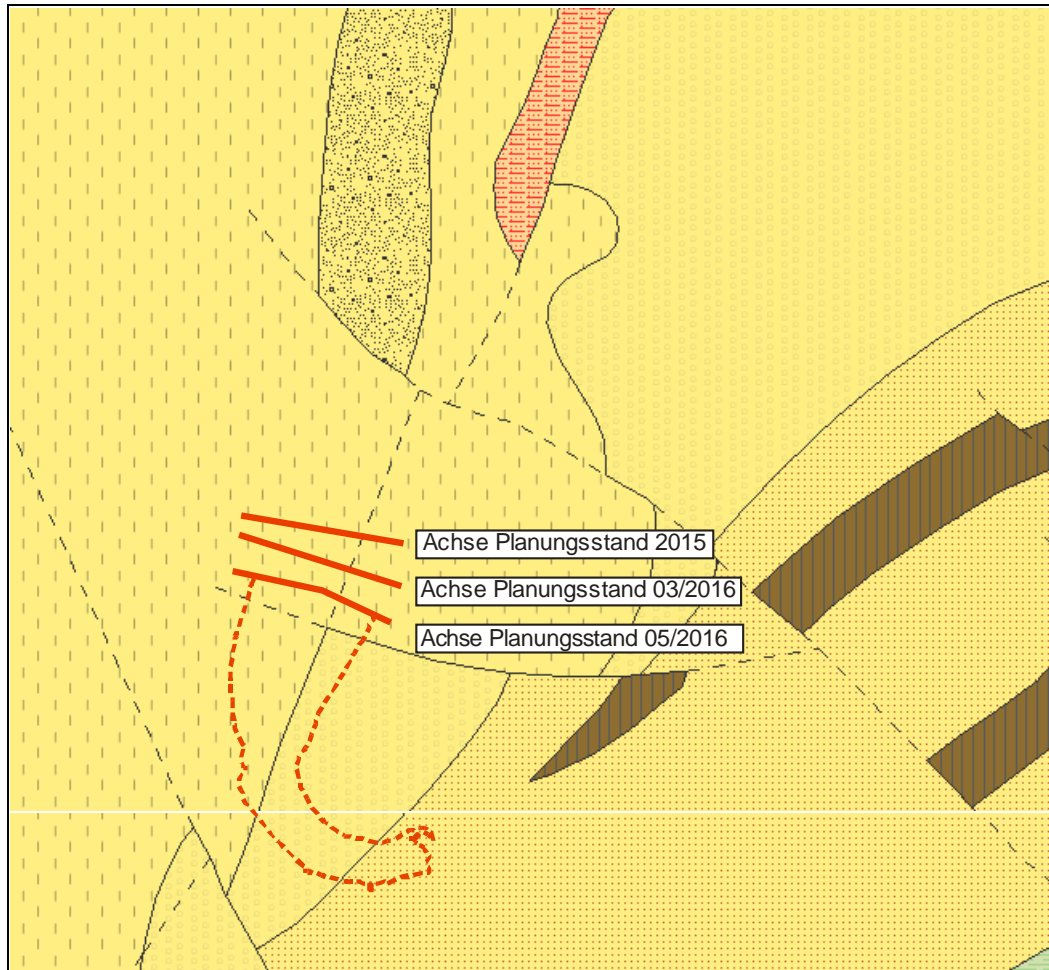
**Geotechnischer Bericht** **analytec-Projekt-Nr. M-014/2016**

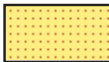


**Abb. 2:** Verteilung der geologischen Formationen des Präquartärs (nach [8])



**Geotechnischer Bericht** **analytec-Projekt-Nr. M-014/2016**



	Schluffstein/Tonstein		Metasandstein
	Grauwacke		Muskovit-Biotit-Orthogneis
	Konglomerat		Kieselschiefer

**Abb. 3:** Verteilung der Gesteinsarten des Präquartärs (nach [8])

Es ist darauf hinzuweisen, dass die Lage der in den obigen Abbildungen angegebenen Störungen und die Verbreitung der ausgewiesenen stratigraphischen Gruppen und Subgruppen nicht mit den bei den geologischen Aufschlussarbeiten vorgefundenen tatsächlichen Verhält-



nissen übereinstimmt. Auf diese Abweichungen wird im Zusammenhang mit der Interpretation der geophysikalischen Messungen im Abschnitt 7.3 nochmals eingegangen.

Prinzipiell ist davon auszugehen, dass südöstlich der Kleinen Striegis etwa ab dem Rand der Talaue unter der Bodenbedeckung üw. verfestigte Sedimentgesteine und metamorphe Gesteine mit unterschiedlichem Metamorphosegrad anstehen. Wie aus den Abbildungen 2 und 3 ersichtlich ist, handelt es sich dabei Grauwacken aus dem Unterkarbon (Viséum, Hainichen-Formation), quarzitisches Sandsteine aus der Silurberg-Formation des Ordoviziums, Kiesel- und Alaunschiefer aus dem Silur und Metagranitoide (Augengneis) aus der Lichtenwalde-Formation des Proterozoikums. Angrenzend und teilweise auch die kristallinen Bildungen des Frankenberger Zwischengebirges überlagernd sind Molassebildungen der Vorerzgebirgs-Senke (Hainichen-Teilsenke) im Betrachtungsraum zu finden, die sowohl dem Unterkarbon (Viséum, Hainichen-Formation) als auch dem unteren Perm (Rotliegend, Härtensdorf-Formation) zugerechnet werden. Bei der Hainichen-Formation des Unterkarbons sind neben den bereits erwähnten Grauwacken vorwiegend Konglomerate und Brekzien sowie Sandsteine, Schiefertone und Steinkohlenflözchen zu erwarten. Die Härtensdorf-Formation innerhalb des unteren Perms (Rotliegend) wird von Fanglomeraten, Konglomerate oder Brekzien, arkoseartige Sandsteinen, Schluff- und Tonsteinen gebildet. Die Rotliegendesedimentgesteine fallen als Schichtkomplex schwach nach W bis NW ein.

Die Sedimentgesteine der Härtensdorf-Formation des Perms und der Hainichen-Formation des Unterkarbons und die darunter im Liegenden anzutreffenden kristallinen Gesteine aus dem Karbon wurden im Randbereich des Frankenberger Zwischengebirges stark tektonisch beansprucht. Wie den Abbildungen 2 und 3 zu entnehmen ist, werden im Tal der Kleinen Striegis und an dessen Hängen eine größere Anzahl geologischer Störungen vermutet. In diesen Störungsstrukturen wurden die Festgesteine tektonisch stark beansprucht. Sie werden daher stark geklüftet und entfestigt angetroffen. Außerdem liegen die Festgesteine auch außerhalb dieser geologischen Störungszonen abhängig von ihrem Kompaktions- resp. Metamorphosegrad oberflächlich unterschiedlich tiefreichend verwittert bzw. entfestigt vor.

Die Festgesteine und deren hangender Verwitterungsersatz werden von quartären Bodenbildungen überlagert. In der Talaue der Kleinen Striegis südwestlich von Berthelsdorf werden flächendeckend Auesande sowie Flusskiese in Form von mehrere Meter mächtigen z. T. schwach steinigen Kies-Sand-Gemischen mit variablem, jedoch meist geringem Feinkornanteil angetroffen. Diese quartär abgelagerten Flusskiese und Schotterterrassenbildungen zeichnen sich üblicherweise durch eine mittlere bis hohe Lagerungsdichte der Sedimente aus. Die mittlere Korngröße nimmt i. d. R. von Liegenden zum Hangenden hin ab, so dass



die Auesande üblicherweise den oberen Abschluss der eiszeitlichen Sedimentation und des hiermit in Verbindung stehenden Grundwasserleiters bilden. Die Sedimente des Talgrundwasserleiters streichen i. d. R. nur wenige Meter über der Talaue an den Talhängen aus. Die Auesande und Flusskiese weisen in der Talaue eine durchgehende Grundwasserführung auf. Im Hangenden der grob- bis gemischtkörnig ausgebildeten Auesande und Flusskiese folgen bei natürlichen Lagerungsverhältnissen Lehm Böden in Form von Löß-, Aue- oder Hanglehmbildungen mit einer Maximalmächtigkeit von bis zu 3 m. In der Talaue können die Lehm Böden lokal nur sehr geringmächtig ausgebildet sein oder auch gänzlich fehlen.

Die natürliche Sedimentabfolge wird im Untersuchungsgebiet im Bereich der Berthelsdorfer Straße und bei den übrigen Fahrwegen im Untersuchungsgebiet von geringmächtigen Schüttungen aus ungebundenen Tragschichtmaterialien in der Größenordnung von einigen wenigen Dezimetern überdeckt, wobei es sich vorzugsweise um gemischt- bis grobkörnige Böden oder auch um gebrochene Mineralgemische handelt. Das geologische Normalprofil wird von einer max. 50 cm mächtigen Oberbodenschicht abgeschlossen.

Das geologische Normalprofil wird im Abschnitt 9.3 nochmals ausführlich beschrieben und in der Anlage A 4 grafisch in Form von Bohrprofilen für die geotechnischen Aufschlüsse dargestellt. Außerdem sind in der Anlage A 6 sechs Baugrundschnitte (zweimal senkrecht zur Talachse für zwei Planungsstände der Dammachse des Absperrdammes sowie vier talparallel ausgerichtete Baugrundschnitte durch den aktuellen Baustandort des Dammes) beigefügt. Die Schnittspuren können dem Lageplan in der Anlage A 2 entnommen werden.

## 5.2 Hydrogeologische Situation

Die hydrogeologischen Verhältnisse sind in der Talaue der Kleine Striegis durch die Existenz von zwei Grundwasserstockwerken gekennzeichnet. Der erste Grundwasserleiter ist der quartäre Talgrundwasserleiter – ein typischer Porengrundwasserleiter. Er wird im betrachteten Bauabschnitt vorzugsweise durch Sande und Kiese mit geringem bis vernachlässigbarem Feinkornanteil gebildet, deren Gesamtmächtigkeit max. ca. 3 m beträgt. Häufig ist der unterste Abschnitt der klastischen Sedimentlage (Flusskies) grobkörniger als der Rest des Schichtpaketes ausgebildet. Dieser an der Basis des GWL liegende Abschnitt der Flusskiese weist z. T. auch einen geringen Steinanteil im Kornspektrum auf.

Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  für den ersten Grundwasserleiter – abgeschätzt aus der Kornverteilungskurve aus Stichproben der überwiegend fluviatil abgelagerten grobkörnigen Sedi-



mente sowie einem Pumpversuch in der GWM 3 – liegt in der Größenordnung zwischen  $1 \times 10^{-5}$  m/s und  $1 \times 10^{-4}$  m/s (s. Anlagen A 5/2 und A 9). Die quartär angelegte 1. GWL ist nach DIN 18 130 somit als durchlässig anzusehen. Das Grundwasser im ersten Grundwasserleiter liegt in der Regel ungespannt oder bei einer Auelehmüberdeckung auch in einem geringem bis mittlerem Spannungszustand vor.

Der zweite (nichtquartäre) Grundwasserleiter wird von den Sandsteinschichten und den Fanglomeraten der Härtensdorf-Formation des Rotliegend sowie der Kluffgrundwasserführung in den geologischen Störungsbereichen der Hainichen-Formation des Viséums gebildet. Besonders die stark geklüfteten und tektonisch beanspruchten Horizonte der Konglomerate/Brekzien, der Grauwacken und der tw. konglomeratischen Sandsteine weisen in den tektonisch beanspruchten Bereichen nach den Ergebnissen der vier durchgeführten WD-Tests eine signifikant erhöhte Wasserdurchlässigkeit auf (vgl. auch Anlage A 8). Der 2. GWL ist damit überwiegend als Kluffgrundwasserleiter anzusehen und deshalb in seiner Wasserdurchlässigkeit nur schwer einzuschätzen.

Die Kleine Striegis stellt den lokalen Vorfluter für den quartär angelegten Talgrundwasserleiter dar, wobei abhängig vom Grundwasserstand eine Infiltration in die Kleine Striegis oder eine Exfiltration in den Talgrundwasserleiter auftreten kann. Die Grundwasserfließrichtung im quartär angelegten Talgrundwasserleiter folgt der Morphologie der Basis des Grundwasserleiters und ist prinzipiell in Richtung der Talmitte ausgerichtet.

Während der realisierten geotechnischen Aufschlussarbeiten für die Baugrundhauptuntersuchung am favorisierten Standort der HWRB an der Kleinen Striegis wurde der quartäre Grundwasserleiter bei fünf der sechs Rotationskernbohrungen sowie bei mehreren Bohrsondierungen angetroffen. Eine Übersicht zu den angetroffenen Grundwasserständen gibt die Tabelle 1 auf der Folgeseite.

Wie aus den in der Tabelle 1 zusammengestellten Lotungen des GW-Spiegels in den Grundwassermessstellen, in den Bohrlöchern der Rotationskernbohrungen und der Kleinrammbohrungen sowie auch aus den Baugrundschnitten in der Anlage A 6 zu ersehen ist, stellte sich der Ruhewasserspiegel in der Talaue bei den geotechnischen Aufschlüssen in etwa bei 1 ... 2,5 m unter der Geländeoberfläche ein. Es handelt sich demzufolge üw. um einen korrespondierenden quartären Grundwasserhorizont, dessen Wasser je nach dem Anschnittniveau der gut wasserleitenden Sand- bzw. Kieslagen mehr oder weniger gespannt unter den bereichsweise auftretenden Lehmdeckschichten vorliegt. In Abhängigkeit von der Niederschlagsintensität besonders in regenreichen Witterungsabschnitten ist mit jahreszeitlichen Grundwasserschwankungen zu rechnen. Die zum Untersuchungszeitpunkt festgestellte


**Geotechnischer Bericht**
**analytec-Projekt-Nr. M-014/2016**

Höhe des Ruhewasserspiegels (Druckspiegelhöhe) ist demzufolge nicht als absolut anzusehen.

**Tabelle 1:** Geotechn. Aufschlüsse und Grundwasserverhältnisse im Untersuchungsgebiet.

Bohrung	Hochwert	Rechtswert	Ansatzhöhe der Brg. in m ü. NHN	Ruhewasserspiegel in m u. GOK	Grundwasserspiegel in m NHN	Bemerkungen
BK 1	5644271,1	4577374,3	328,76	1,70	327,35	zur GWM 1 ausgebaut
BK 2	5644317,9	4577402,6	328,12	1,50	326,62	
BK 3	5644343,7	4577411,6	327,85	1,90	325,95	zur GWM 2 ausgebaut
BK 4	5644282,5	4577451,7	329,25	2,10	327,15	zur GWM 3 ausgebaut
BK 5	5644263,0	4577498,1	335,05	---	---	kein GW angetroffen
BK 6	5644319,8	4577315,4	330,08	3,60	326,48	
BS 1/16	5644308,7	4577278,9	332,78	---	---	kein GW angetroffen
BS 2/16	5644329,4	4577263,1	334,75	---	---	dto.
BS 3/15	5644314,7	4577344,7	329,07	1,50	327,57	
BS 4/16	5644321,4	4577394,8	328,03	---	---	bei 1,20 m zugefallen
BS 5/16	5644298,5	4577414,7	328,83	0,95	327,48	
BS 6/16	5644243,6	4577489,2	335,10	---	---	kein GW angetroffen
BS 7/16	5644298,6	4577500,6	335,10	---	---	dto.
BS 8/16	5644298,6	4577460,2	330,62	2,73	327,89	
BS 9/16	5644259,9	4577442,5	329,18	1,70	327,48	
BS 10/16	5644275,6	4577410,7	329,68	1,52	328,16	
BS 11/16	5644320,2	4577427,1	328,69	1,22	327,42	

Der Bemessungswasserstand ist für die Bauwerke des geplanten Hochwasserrückhaltebeckens ist entsprechend den maßgebenden Höchstwasserständen des Vorfluters anzusetzen. Die gegenwärtig gültigen Höchstwasserstände für die Kleine Striegis können aus den vorliegenden Messreihen bzw. den hydraulischen Berechnungen für maßgebende Hochwasserereignisse in den Unterlagen bei der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen entnommen werden.





## **7 Oberflächengeophysik**

Bereits in der Erkundungsphase der Baugrundvoruntersuchungen wurden geophysikalischen Messungen in Form 2D-tomographischer widerstandsgoelektrischer Aufnahmen auf insgesamt sechs Messprofilen durchgeführt, um die optimale Ansatzpunkte für geotechnischen Aufschlüsse auszuwählen und die Resultate der Kleinrammbohrungen und der schweren Rammsondierungen in ein flächenbezogenes Baugrundmodell zu überführen. Besonderer Wert wurde in der ersten geotechnischen Untersuchungsphase auf die Suche nach Flächen mit möglichst homogenen Baugrundverhältnisse und mit wenig Indizien für das Vorhandensein von geologischen Störungsbereichen im nichtquartären Untergrund unter der Aufstandsfläche für den geplanten Absperrdamm der beiden betrachteten HWRB-Standorte im Tal der Kleinen Striegis gelegt. Im Ergebnis der vorgenommenen Baugrundvoruntersuchungen wurde die Lage der Dammachse des Absperrdammes bei Fluss-km 15+460 vorgeschlagen.

In der Phase der Baugrundhauptuntersuchungen sollten die 2D-tomographisch angelegten widerstandsgoelektrischen Profilmessungen nochmals verdichtet und als Ergänzung zur Widerstandsgoelektrik auf zwei Messlinien auch tomographisch konzipierte refraktionsseismische Messungen vorgenommen werden. Bedingt durch die zweimalige Verschiebung der Achse des Absperrdammes mussten letztendlich acht Messlinien widerstandsgoelektrisch und drei Messlinien refraktionsseismisch vermessen werden. Die Lage der als Widerstandsgoelektrikprofile E 7 bis E 14 sowie als Seismikprofile S 1 bis S 3 bezeichneten Messlinien kann aus der Anlage A 2 ersehen werden. Auf den acht widerstandsgoelektrischen und die drei seismischen Messlinien wurden im Zeitraum zwischen März 2016 und Juli 2016 die Messdaten erfasst, diese einem anschließenden Datenprozessing unterzogen und die Vertikalschnittdarstellungen der Messdaten anschließend geologisch-strukturell interpretiert.

### **7.1 Widerstandsgoelektrik**

#### **7.1.1 Beschreibung des Messprinzips**

Bei den üblicherweise zur widerstandsgoelektrischen Kartierung verwendeten Vierelektrodenanordnungen wird über die beiden äußeren Stromelektroden A und B ein niederfrequenter Wechselstrom  $I$  in den Boden eingespeist. Im Untergrund baut sich in Abhängigkeit von der in der Tiefe vorliegenden Gesteinsfolge ein elektrisches Feld auf, wo mit den Messsonden M und N die Potentialdifferenz (Spannung)  $U$  abgegriffen wird. Aus Spannung, Strom-



stärke und den geometrischen Maßen der Messanordnung lässt sich der spezifische elektrische Widerstand errechnen, der einen Bezug zu den anstehenden Gesteinsarten und/oder zur Wasserführung des Untergrundes besitzt.

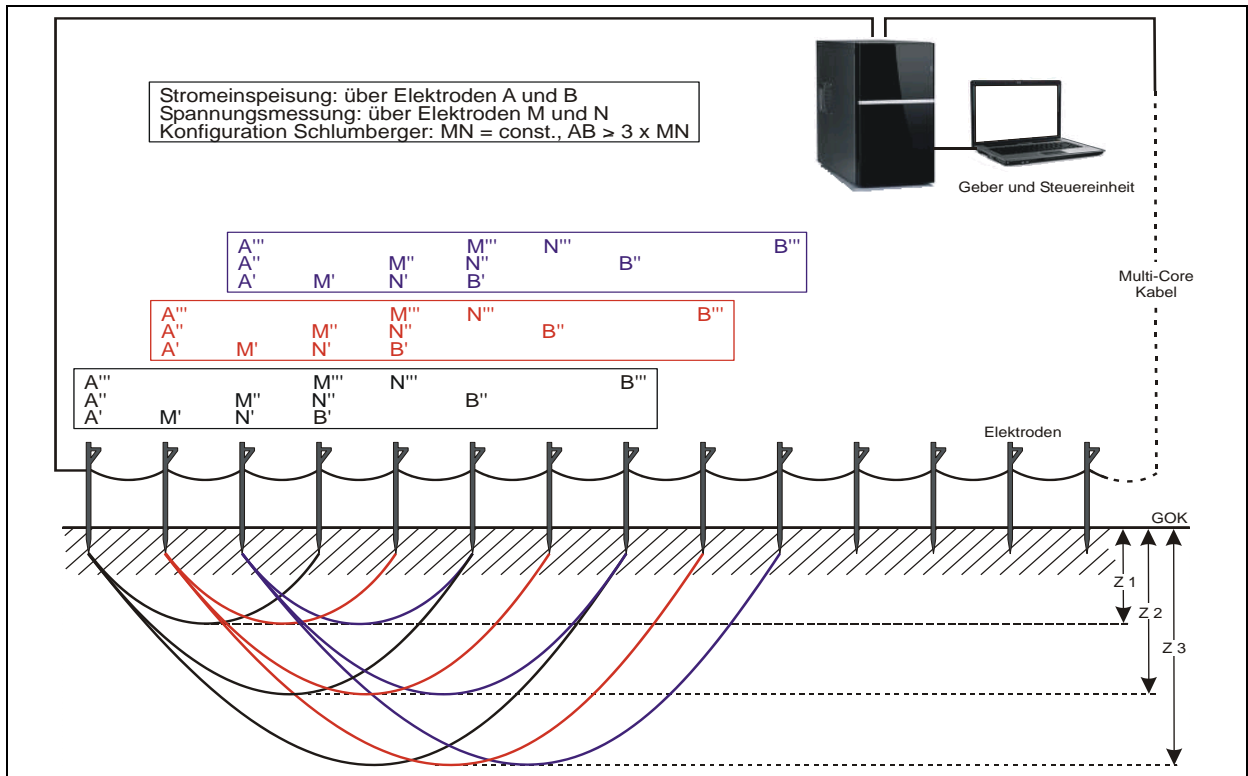
Zieht man die Elektroden A und B weiter auseinander, so dringt der Strom tiefer in den Boden ein und Änderungen der abgegriffenen Spannung sind die Folge. Es ist somit möglich, über die tiefenabhängig gemessenen Spannungswerte ein Widerstands-Tiefen-Profil zu erhalten und daraus einen Schichtenaufbau des Untergrundes abzuleiten. Dieses Messverfahren wird **vertikale elektrische Sondierung** oder **goelektrische Widerstandssondierung** genannt. Wird jedoch eine konstant beibehaltene geometrische Messanordnung punktweise über eine Messfläche bewegt, so spricht man von einer **goelektrischen Kartierung**. Dabei wird die laterale Widerstandsänderung kartiert, wobei die Wirktiefe des Stromes im Durchschnitt  $1/6$  bis  $1/8$  der Aufstellungsweite AB beträgt. Unter der Erkundungstiefe soll jene Tiefe verstanden werden, wo der Stromfluss mit der größten Wichtung verläuft und die Bodenschichten auf den gemessenen Summenwiderstand den stärksten Einfluss haben.

Eine Verknüpfung des Prinzips von goelektrischer Kartierung und Sondierung stellt eine widerstandsgoelektrische Messung in Form von **Multielektrodenanordnungen** dar, was auch als Messung von „Widerstands-Pseudosektionen“ bezeichnet wird. Dabei werden in einer Auslage eine festgelegte Anzahl Elektroden äquidistant gesteckt und über ein spezielles Multi-Core-Kabel mit dem Steuergerät verbunden. Über eine programmgesteuerte Elektrodenauswahl mittels eines in die Goelektrik-Apparatur integrierten PC werden alle gewünschten Vierpunkt-Anordnungen gemessen. Die daraus resultierenden scheinbaren elektrischen Widerstände können verschiedenen Wirtiefen (Z-Niveaus) zugeordnet werden. Die Widerstandsdarstellung der  $\rho_s$ -Werte ohne expliziten Tiefenbezug wird als „Widerstands-Pseudosektion“ bezeichnet. Werden die Elektroden entlang einer Linie gesteckt, so spricht man von „**Linienmessungen**“, einer „**Sondierungskartierung**“ oder auch von „**2D-tomographischen widerstandsgoelektrischen Messungen**“.

Liegen Messdaten von mehreren parallel verlaufenden Messlinien vor, so können diese Messergebnisse auch als gemeinsamer Datensatz einem Prozessing bzw. einer Dateninversion unterzogen werden. Diese Form der räumlichen Auswertung von linienhaft gemessenen elektrischen Widerständen wird manchmal auch „**2,5D**“-tomographische widerstandsgoelektrische Messung bezeichnet.



**Geotechnischer Bericht** **analytec-Projekt-Nr. M-014/2016**



**Abb. 4:** Messprinzip der Widerstandsgoelektrik als Multielektrodenmessung.



**Foto 5:** 2D-tomographische widerstandsgoelektrische Messung



Die gespeicherten Messwerte werden einem Datenprozessing unterzogen, um einen realen Tiefenbezug der Werte des elektrischen Widerstandes für einzelne „Zellen“ im Untergrund zu erhalten. Durch ein Datenprozessing (finite-element-modelling oder finite-difference-modelling) werden bis zur möglichen Aussagetiefe der Elektrodenkonfiguration die elektrischen Widerstände oder die elektrischen Leitfähigkeiten der einzelnen Zellen auf der Basis eines aus den Messwerten abgeleiteten Anfangsmodells modelliert und mit den realen Messdaten verglichen. Durch eine iterative Verbesserung des Anfangsmodells im Vergleich mit dem Modell auf Basis der realen Messdaten erhält man eine modellierte zweidimensionale Verteilung des elektrischen Widerstandes im Untergrund, die am Ende des Prozessings nur relativ wenig von der realen (gemessenen) Widerstandsverteilung im Untergrund abweicht. Diese Abweichung wird in % angegeben und stellt ein wesentliches Kriterium für die Qualität der Messdatensätze und die Anpassung der berechneten tiefenbezogenen Widerstands-Tiefenschnitte an die Feldmessdaten dar. Das Resultat des Prozessings von Messdatensätzen von widerstandsgeoelektrischen Messungen sind so genannte „Widerstands-Tiefen-Schnitte“.

Falls Eichbohrungen oder ähnliche geotechnische Aufschlüsse im Untersuchungsgebiet vorhanden sind, kann zur standortbezogenen stratigraphischen Interpretation der geoelektrischen Messdaten das üblicherweise aus der gemessenen Widerstandsverteilung gebildete Anfangsmodell noch verfeinert werden, indem die Bodenschichtung in die Widerstandsbelegung der Zellen für das Anfangsmodell für den elektrischen Widerstand einfließen.

Es ist selbstverständlich auch möglich, die Messungen des elektrischen Widerstandes im Untergrund als dreidimensionale widerstandsgeoelektrische Messungen vorzunehmen. Man spricht dann von „**Flächenmessungen**“, „**Arrays-Messungen**“ oder auch von „**3D-tomographischen widerstandsgeoelektrischen Messungen**“. Bei flächenhaften widerstandsgeoelektrischen Messungen erhält man die räumliche Verteilung des elektrischen Widerstandes resp. der elektrischen Leitfähigkeit im Boden. Eine derartige Elektrodenanordnung ist jedoch außerordentlich aufwändig und wurde bei den widerstandsgeoelektrischen Messungen im Frühjahr 2016 auf den Flächen für das anzulegende HWRB II nicht durchgeführt.

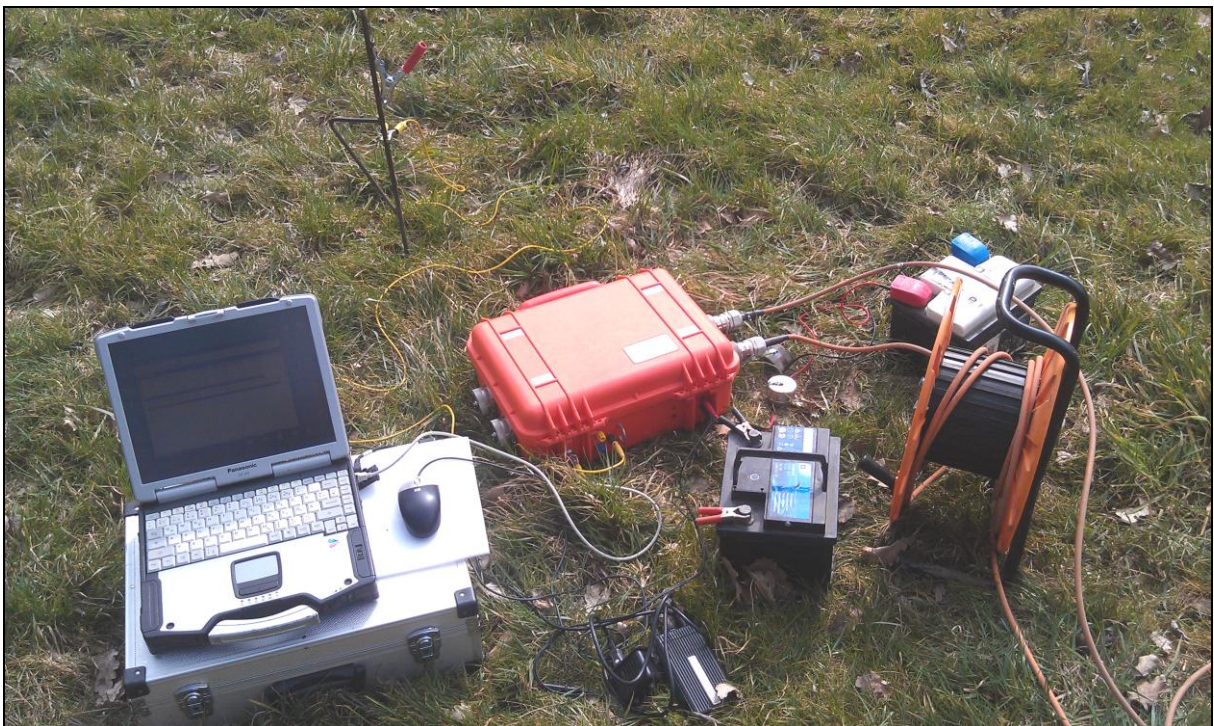
Weitere Details zu Durchführung widerstandsgeoelektrischer Messungen in unterschiedlichen Elektrodenkonfigurationen, zu den theoretischen Grundlagen von Potentialverteilungen im Boden, zu den verwendeten Ausrüstungen bei Messungen mittels Gleichstrom oder niederfrequentem Wechselstrom und zum Datenprozessing können gängigen Nachschlagewerken entnommen werden (z. B. [13]).



### 7.1.2 Gerätetechnik, Messparameter und Datenprozessing

Die widerstandsgeoelektrischen Messungen erfolgten unter Verwendung einer Geoelektrikapparatur vom Typ GeoTom MK8E1000 des Herstellers GEOLOG 2000 Fuß/Hepp GdB, Ingenieurbüro für System- und Messtechnik aus Augsburg und max. vier Multi-Core-Kabeln mit jeweils 25 Abgriffen (50 Elektroden bei Linienmessungen im „Roll-Along-Modus“). Die Steuerung der Geoelektrikapparatur zur Auswahl der jeweiligen Elektroden und Sonden geschah über einen externen PC mit gerätespezifischer Software (GeoTom, Version 7.24).

Die auf den einzelnen Linien durchgehend in Wenner-Schlumberger-Konfiguration realisierten 2D-tomographischen widerstandsgeoelektrischen Messungen erreichten bei verwendeten 50 Elektroden pro Sektion, einem Elektrodenabstand von 2 m und min. 10 durch die Elektrodenansteuerung erfassten Tiefenniveaus eine Erkundungstiefe von mindestens 15 m bezogen auf die Geländeoberkante.



**Foto 6:** Verwendete Geoelektrikapparatur GeoTom MK8E1000

Die Lagefestlegung und Einmessung aller geophysikalischen Messprofile erfolgte unter Verwendung eines DGPS-Empfängers der Fa. Trimble (Rover Trimble 5700). Die Höhenermittlung



lung der Elektrodenpositionen bildet die Grundlage für ein korrektes Datenprozessing der geophysikalischen Messwerte sowie eine geländebezogene Darstellung der Resultate bei einem nichtvernachlässigbaren Relief in der Geländemorphologie. Die Tabelle 2 fasst nochmals wesentliche Angaben zu den in der Zeit zwischen dem 04.03.2016 und dem 10.05.2016 realisierten 2D-tomographischen widerstandsgeoelektrischen Messungen zusammen.

**Tabelle 2:** Übersicht zu den Messlinien der 2D-tomographisch ausgeführten widerstandsgeoelektrischen Messungen

Bezeichnung	Datum der Messung	Länge	Elektr.-abstand	Messniveaus	Bemerkung
E 7	15.03.2016	298 m	2 m	22	NW-SO-Profil auf der geplanten Dammachse bei Fluss-km 14+610
E 8	16.03.2016	348 m	2 m	22	NW-SO-Profil am geplanten wasserseitigen Dammfuß bei Fluss-km 14+630
E 9	04.03.2016	148 m	2 m	22	talparalleles Messprofil südwestlich der Kleinen Striegis
E 10	16.03.2016	148 m	2 m	22	talparalleles Messprofil nordöstlich der Kleinen Striegis
E 11	09.05.2016	298 m	2 m	22	NW-SO-Profil auf der geplanten Dammachse bei Fluss-km 14+695
E 12	10.05.2016	248 m	2 m	22	SW-NO-Profil am geplanten wasserseitigen Dammfuß bei Fluss-km 14+715
E 13	10.05.2016	98 m	2 m	22	Verlängerung der Messlinie E 9
E 14	09.05.2016	98 m	2 m	22	Verlängerung der Messlinie E 10

Die Gesamtlänge der acht im Rahmen der Baugrundhauptuntersuchungen widerstandsgeoelektrisch untersuchten Messlinien betrug 1.684 m. Der Verlauf und die Messrichtung aller in den Jahren 2015 und 2016 im Tal der Kleinen Striegis gemessenen widerstandsgeoelektrischen Messprofile wurde in dem als Anlage A 2 den Ergebnisbericht beigefügten Lageplan eingezeichnet.



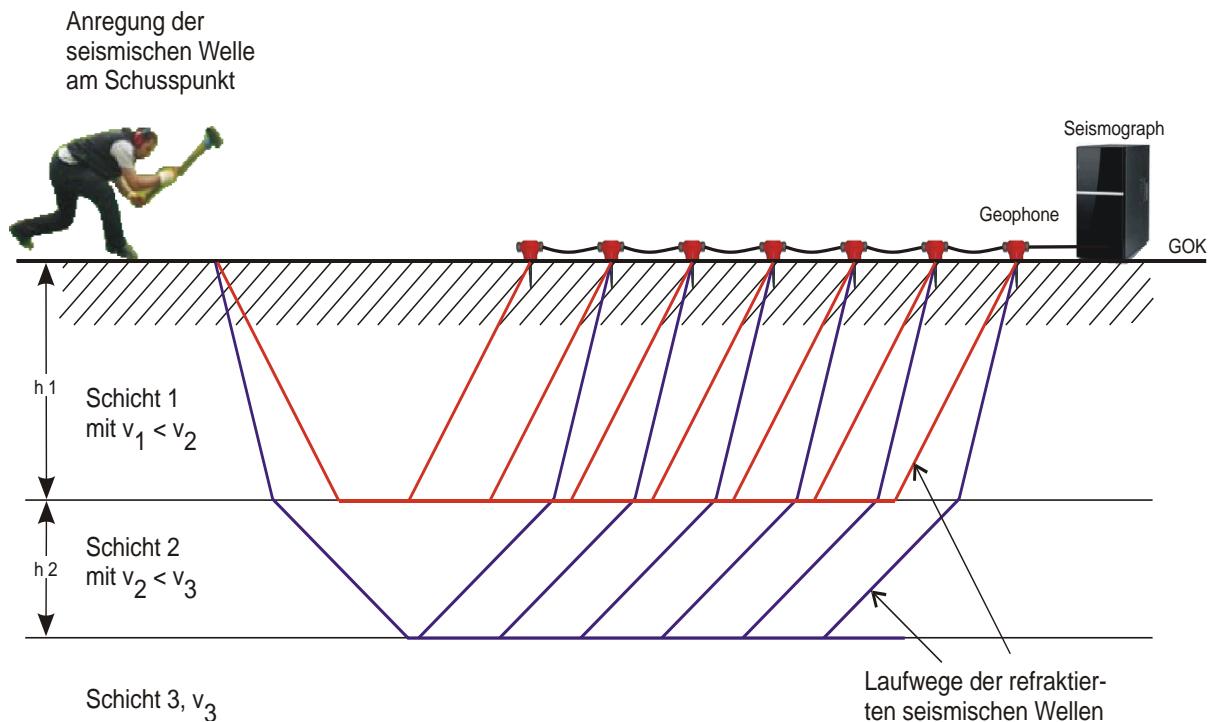
Die an der Erdoberfläche im Bereich der Talaue und den Talhängen anstehende gemischt-körnig ausgebildete Oberbodenschicht war bei der vorgefundenen ausreichenden Durchfeuchtung infolge von gelegentlichen Niederschlägen im Vorfeld der Messkampagne im März 2015 sowie im März und im Mai 2016 als günstig für die Durchführung der konzipierten widerstandsgeoelektrischen Messungen einzuschätzen. Die Übergangswiderstände zwischen den Elektroden und dem Boden lagen überwiegend in der Größenordnung von 5 k $\Omega$  bis max. 10 k $\Omega$ .

Die Feldmessdaten wurden nach Abschluss der Geländearbeiten in den Geschäftsräumen der *analytec* Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft für Baugrund, Geophysik und Umweltengineering mbH in Chemnitz-Mittelbach im Abschnitt 7.1.1 beschriebenen weiterführenden Datenprozessing unterzogen. Die Darstellung der Widerstandspseudosektionen und die Inversion der Feldmessdaten zu Widerstands-Tiefen-Schnitte wurde unter Verwendung des Programmes RES2DINV (Version 3.59, vertrieben durch Geotomo Software Sdn. Bhd., Penang, Malaysia) für die Linienaufstellungen durchgeführt. Diese Resultate sind dem Ergebnisbericht als Anlage A 3 (Blatt 1 für die senkrecht zur Kleinen Striegis verlaufenden Messprofile und Blatt 2 für die talparallel angelegten Messprofile) beigelegt.

## **7.2 Refraktionsseismik**

### **7.2.1 Beschreibung des Messprinzips**

In der Geophysik wurden während der letzten Jahrzehnte verschiedene seismische Methoden entwickelt. Allen gemeinsam ist die Verwendung von seismischen Wellen, die sich im Untergrund ausbreiten. Der Ursprung der seismischen Wellen, die mit der Schallwelle im Medium Luft verglichen werden können, ist z. B. ein Erdbeben (Seismologie) oder eine Sprengung, aber auch eine Energieanregung mittels Hammerschlag oder beschleunigtem Fallgewicht (als Reflexionsseismik oder Refraktionsseismik). Der Energieeintrag in den Untergrund wird bei seismischen Messungen als „Schuss“ bezeichnet. Gemessen werden bei den seismischen Messungen Eigenschaften der seismischen Wellen (Laufzeit, Frequenz, Phase u. ä.). Als Sensoren werden s. g. „Geophone“ verwendet, die auch geringfügigste Bodenerschütterungen erfassen können. Bei den Geophonen handelt es sich im Wesentlichen um frei schwingende Spulen, die beim Schwingen entsprechend ihrer Bewegungsbahn Induktionsspannungen an einen Verstärker und von dort an ein Speichermedium weiterleiten. Im Fall der Nutzung einer künstlichen Quelle als Erzeuger seismischer Wellen besteht deren Vorteil darin, dass man den Zeitpunkt und den Ort des Entstehens der seismischen Welle kennt und als Basis für die Auswertung der Wellenausbreitung nutzen kann.



**Abb. 5:** Messprinzip bei einer refraktionsseismischen Messung.

Je nach Struktur und physikalischen Eigenschaften des Untergrundes werden die seismischen Wellen gebrochen, gedämpft, gebündelt, beschleunigt oder verzögert. Aus den Daten der Schusspunktpositionen und –zeiten, Laufzeiten der Wellen und den zugehörigen Auftauchorten, die durch die Geophonpositionen definiert sind, erlaubt die Theorie, nunmehr Rückschlüsse auf die Struktur des durchstrahlten Mediums zu ziehen. Bei jedem seismischen Ereignis wird ein breites Spektrum verschiedener seismischer Wellentypen (z. B. Oberflächenwellen, Scherwellen und Längs- oder Longitudinalwellen) erzeugt. Die schnelleren Longitudinalwellen, die deshalb auch Primär- oder P-Wellen genannt werden, sind im Fall der „Refraktionsseismik“ Gegenstand der Untersuchung. Geologische Grenzflächen, die sich durch eine sprunghafte Änderung der Wellengeschwindigkeit auszeichnen, führen zur Wellenbrechung bzw. Refraktion, sodass sich die seismische Energie entlang des „Refraktors“ fortpflanzt und von jedem Punkt der Schichtgrenze nach dem Huygens’schen Prinzip in alle Richtungen abgestrahlt wird. In der Nähe der Energiequelle gibt es noch keine refraktierte Welle. Hier trifft zuerst die s. g. „direkte Welle“ oder auch eine „Tauchwelle“, die als Welle zwischen der Erdoberfläche und der ersten Schichtgrenze entlangläuft, am Schwingungsaufnehmer (Geophon) ein.





Die Ermittlung der Tiefenlage von Schichtgrenzen und von seismischen Wellengeschwindigkeiten in einzelnen Schichten ist die Grundaufgabe (refraktions-)seismischer Messungen. Diese Informationen lassen Aussagen über den strukturellen Aufbau des Untergrundes und dessen physikalische Eigenschaften zu.

Die Refraktionsseismik bedient sich des Wellentyps der refraktierten Welle („Kopfwelle“ oder „Mintrop-Welle“). Diese breitet sich entlang von Grenzflächen (Schichtgrenzen) aus, die Materialien (Böden, Gesteine) mit einer unterschiedlichen seismischen Impedanz  $I$  (Produkt aus Wellengeschwindigkeit  $v$  und Dichte  $\rho$ ) trennen. Damit es zu einer Ausbildung einer refraktierten Welle kommt, muss die Impedanz  $I_2$  in der liegenden Schicht größer sein als die Impedanz  $I_1$  in der hangenden Schicht. Dies ist in der Regel erfüllt, wenn die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit  $v_2$  größer als  $v_1$  ist.

Bei der Ausbreitung der angeregten seismischen Welle entlang der Grenzfläche zwischen zwei Materialien mit einem ausreichenden Geschwindigkeitskontrast, die mit der Geschwindigkeit  $v_2$  der tiefergelegenen Schicht erfolgt, wird ständig Energie in Richtung der Erdoberfläche zurückgeworfen, wo diese Signale mit Schwingungsaufnehmern (Geophonen) registriert werden können. Die Datenaufnahme für die refraktierte Welle erfolgt daher bei Routinemessungen üblicherweise entlang einer Profillinie mit sich überlappenden Profilstücken. Für die Auswertung refraktionsseismischer Daten müssen in einem ersten Schritt die Laufzeiten der Ersteinsätze bestimmt und in Laufzeitdiagrammen dargestellt werden. Bei geneigten oder gekrümmten Schichten sowie lateralen Geschwindigkeitsänderungen sind mindestens zwei Schüsse außerhalb der Profillinie notwendig („Schuss“ und „Gegenschuss“), um so die wahren Laufzeitgeschwindigkeiten der refraktierten Welle zu berechnen. Die Auswertung der Seismogramme erfolgt über direkte Inversionsverfahren, die eine Rekonstruktion der Schichtgrenzen und Schichtgeschwindigkeiten direkt aus den Laufzeitdaten gewährleisten.

Weitere Details zu Durchführung hammerschlagseismischer Messungen, zu deren theoretischen Grundlagen, den verwendeten Ausrüstungen und zum Datenprozessing können gängigen Grundlagendarstellungen entnommen werden (z. B. [13]).

## **7.2.2 Messparameter, Profillage und Datenprozessing**

Die refraktionsseismischen Messungen wurden auf drei Messlinien in der Talaue der Kleinen Striegis vorgenommen, von denen die Messprofile S 1 und S 2 senkrecht zur Talachse im



Bereich von zwei Standorten des Erddammes angelegt wurden und eine weitere Messlinie (S 3) parallel zur Kleinen Striegis in der Talmitte verlief (vgl. auch Anlagen A 2 und A 3/6).

**Tabelle 3:** Übersicht zu den refraktionsseismisch untersuchten Messprofilen

Messprofil	Länge	Geophon- abstand	Anzahl der Aus- lagen	Schüsse pro Aus- lage	Bemerkung
S 1	310 m	5 m	4	max. 7	auf Elektrikprofil E 8
S 2	260 m	3 m	5	11	auf Elektrikprofil E 11
S 3	115 m	5 m	1	7	auf Elektrikprofil E 1

Die refraktionsseismischen Messungen wurden am ursprünglich geplanten Standort des Absperrbauwerkes als Seismikprofil S 1 bei Fluss-km 14+630 parallel zum Elektrikprofil E 8 und orthogonal dazu als Seismikprofil S 3 im Bereich des Profils E 1 der widerstandsgeoelektrischen 2D-tomographischen Messungen ausgeführt. Die seismische Messlinie S 1 setzt sich aus insgesamt 4 Sektionen zusammen, wobei eine Auslage („Spread“) jeweils 115 m lang war und aus 24 Geophonpositionen mit 5 m Punktabstand bestand. Nur die letzte Auslage war mit 18 Geophonmesspunkten nur 85 m lang. Die einzelnen Auslagen überlappten einander jeweils um 40 m, damit eine vollständige Überdeckung des gesuchten Refraktors als Grenze zwischen dem Verwitterungszersatz des Festgesteins und dem entfestigten Festgestein noch in mehr als 20 m Tiefe gewährleistet ist. Die Messlinie S 3 wurde aus einer kompletten Aufstellung aller 24 Geophone, ebenfalls im 5 m-Abstand positioniert, gebildet. Bei jeder kompletten Auslage wurde an 7 Anregungspunkten der Energieeintrag durch Hammerschlag vorgenommen. Es handelte sich dabei Schüsse bei folgenden Positionen in jeder Auslage:

- Schuss 1 Profilmeter 0 (bezogen auf die jeweilige Auslage)
- Schuss 2 Profilmeter 20
- Schuss 3 Profilmeter 40
- Schuss 4 Profilmeter 57,5
- Schuss 5 Profilmeter 75
- Schuss 6 Profilmeter 95
- Schuss 7 Profilmeter 115

Bei der gekürzten vierten Auslage des Seismikprofils S 1 erfolgte der Schuss 6 als letzter Anregungspunkt bei Profilmeter 85. Insgesamt wurde 34 Schüsse auf den beschriebenen 5 Auslagen der beiden Messlinien S 1 und S 3 mit einer Gesamtlänge von 425 m ausgeführt.



Die Lage der beiden refraktionsseismisch untersuchten Messlinien kann aus der Anlage A 2 ersehen werden.

Nach der Neuplanung und der resultierenden Verlegung des Standortes für das Dammbauwerk zum Fluss-km 14+695 im April 2016 erfolgten als Ergänzung der vorgenommenen widerstandsgeoelektrischen Messungen auf dem Geoelektrikprofil E 11 nunmehr auch die zugehörigen refraktionsseismischen Messungen auf der um 85 m nach SW verschobenen (aktuellen) Dammachse des geplanten Absperrbauwerkes. Die neue Messlinie für die refraktionsseismischen Messungen hatte zudem den Vorteil, dass die Bohrprofile und Schichtenverzeichnisse der geotechnischen Aufschlüsse BS 2/16, BK 6, BS 3/16, BS 5/16, BK 2, BK 4 und BK 5 sowie die Schlagzahlen  $n_{10}$  der schweren Rammsondierungen DPH 2, DPH 3, DPH 5 und DPH 6 in die Interpretation der refraktionsseismischen Messergebnisse einbezogen werden konnten.

Die refraktionsseismischen Messungen wurden auf der Aufstandsfläche des aktuellen Dammstandortes als Seismikprofil S 2 parallel zum Geoelektrikprofil E 11 beginnend ab dem Ansatzpunkt der Rammkernsondierung BS 2/16 durchgeführt. Die seismische Messlinie S 2 besteht aus fünf Auslagen, wobei jede Auslage („Spread“) eine Länge von 69 m erreichte und aus 24 Geophonpositionen mit 3 m Punktabstand bestand. Die einzelnen Auslagen überlappten einander um 48 m, um eine lückenlose Abbildung der Refraktoren im Untergrund gewährleisten zu können.

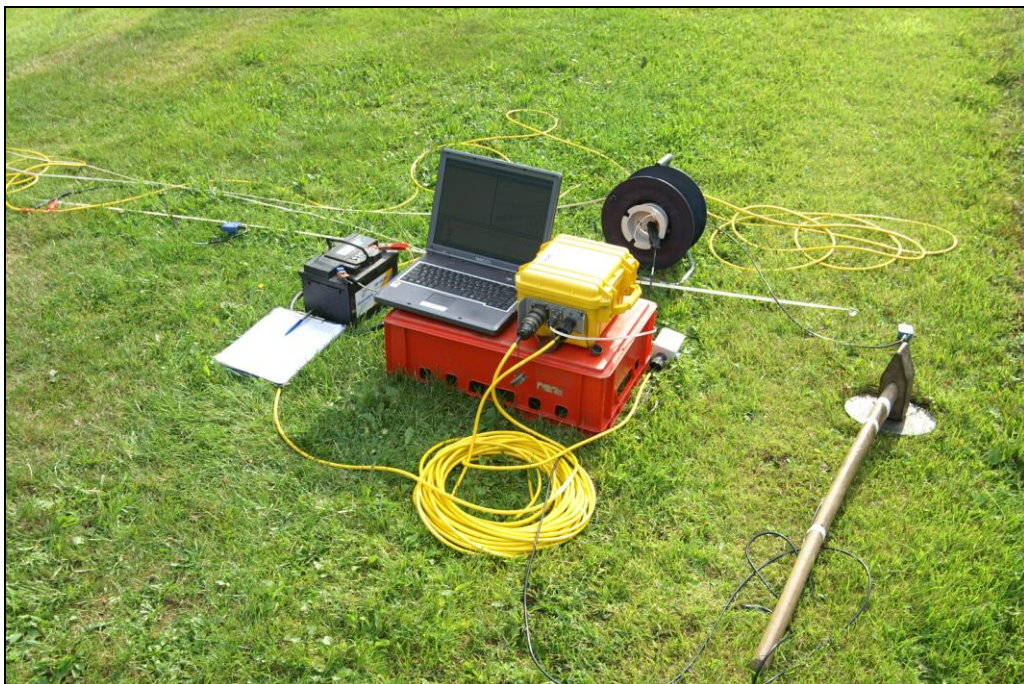
Bei jeder Auslage auf der Messlinie S 2 wurde an 11 Anregungspunkten der Energieeintrag durch Hammerschlag vorgenommen. Die Schüsse erfolgten dabei an folgenden Positionen:

Schuss 1	Profilmeter 0 (bezogen auf die jeweilige Auslage)
Schuss 2	Profilmeter 7
Schuss 3	Profilmeter 14
Schuss 4	Profilmeter 21
Schuss 5	Profilmeter 28
Schuss 6	Profilmeter 34,5
Schuss 7	Profilmeter 41
Schuss 8	Profilmeter 48
Schuss 9	Profilmeter 55
Schuss 10	Profilmeter 62
Schuss 11	Profilmeter 69



Insgesamt erfolgten 54 Schüsse auf den beschriebenen 5 Auslagen der Messlinie S 2. Eine Schussposition musste auf Grund der Lage im Flussbett der Kleinen Striegis ausgelassen werden (3. Auslage, Schuss 7 bei Profilmeter 41). Die Gesamtlänge des Profils S 2 beträgt 261 m. Die Lage dieser refraktionsseismischen Messlinie S 2 kann ebenfalls der Anlage A 2 entnommen werden.

Eingesetzt wurde eine digitale, vierundzwanzigkanalige Messapparatur vom Typ GEODE der Fa. Geometrics Inc. (USA). Für die refraktionsseismischen Messungen kamen 14-Hertz-Geophone zum Einsatz. Als Energiequelle diente ein 5 kg schwerer Vorschlaghammer. Über eine Metallplatte wurde die Energie in den Boden eingebracht. Zur Verbesserung des Signal-Rausch-Verhältnisses wurden die Messungen durch die Ausführung mehrerer Hammerschläge („Stapelung“) wiederholt.



**Foto 7:** Verwendete Seismikapparatur GEODE von Geometrics Inc.

Die Steuerung der Seismikapparatur erfolgte mittels der Software MGOS (Multiple Geode Operating System) des Hardwareherstellers. Bei den Messungen auf den Seismikprofilen wurden die Spuren mit einer Samplingrate von 0,125 ms abgetastet, wobei jeweils ein Zeitfenster von 0,50 s aufgezeichnet wurde. Es wurden keine Hard- oder Softwareaufnahmefilter während der Records eingesetzt.



Zum Picken der Ersteinsätze in den seismischen Spuren wurde das Programm PICKWIN der Fa. Geometrics (Vers. 3.2.0.1) genutzt. Die Schuss- und Geophonpunktkoordinaten wurden Profilmeterbezogen für die einzelnen Sektionen korrigiert. Vor dem Picken der Ersteinsätze wurden alle Spuren des jeweiligen Seismogramms einer Bandpassfilterung mit Cut-Off-Frequenzen von 56 und 640 Hz unterzogen.

Die Auswertung/Interpretation der refraktionsseismischen Daten geschieht üblicherweise auf der theoretischen Grundlage der "Generalized Reciprocal Time Method (GRM)" (Palmer, 1980). Die Ausgangsbasis für die Interpretation ist die Zuordnung von Korrelationsgeraden für die direkte Welle und die folgenden refraktierten Wellen in der Seismogrammmontage. Es wurde beim Messprojekt südwestlich von Berthelsdorf ein tomographisches Inversionsverfahren gewählt, das über das „Raytracing“-Prinzip eine Minimierung der Abweichung zwischen den „gepickten“ Laufzeiten für die Ersteinsätze der P-Welle in den bei der Feldmessung erhaltenen Daten und den aus einem Blockmodell im Finiten-Differenzen-Verfahren erhaltenen Laufzeitkurven durchführt. Dieses Auswerteverfahren ist neben zwei anderen Auswerteverfahren in dem für das Datenprozessing verwendeten Software PLOTREFA der Fa. Geometrics enthalten. Damit konnte über die iterative Annäherung von gemessenen und modellierten Laufzeitkurven eine zweidimensionale P-Wellengeschwindigkeitsverteilung im Untergrund und damit ein Ansatz vor eine geologische Interpretation der refraktionsseismischen Messergebnisse erhalten werden.

Die gepickten Laufzeiten der Ersteinsätze und die zugehörigen durch das verwendete Inversionsverfahren erhaltenen tiefenbezogenen P-Wellen-Geschwindigkeiten können für die Seismikprofile S 1 bis S 3 bei Notwendigkeit vorgelegt werden.

## **7.3 Interpretation der geophysikalischen Messungen**

### **7.3.1 Allgemeine Vorbemerkungen**

Das Problem bei der Interpretation von widerstandsgoelektrischen Messungen besteht häufig darin, dass ein Unterschied im Wassergehalt des Festgesteins bzw. der Bodenfeuchte in Böden und verwitterten Festgesteinen zu einem breiten Schwankungsbereich des elektrischen Widerstandes der betreffenden Bodenschichten bzw. Gesteine führt. Die folgende Tabelle 4 gibt daher einige Orientierungswerte für die zu erwartenden spezifischen elektrischen Widerstände im Messgebiet an.



**Tabelle 4:** Spezifische elektrische Widerstände für verschiedene Böden und Festgestein sowie Grundwasser (grob abgeschätzte Werte)

Material	spezif. elektr. Widerstand in $\Omega\text{m}$
Ton	5 – 30
Lehm/Schluff	20 – 70
Sand/Kies, wassergesättigt	50 – 150
Sande, erdfeucht bis trocken	150 – 2000
Kies, erdfeucht bis trocken	500 – 5000
Festgesteinszersatz, nass bis , erdfeucht	30 – 300
Festgestein, weitgehend unverwittert	1000 – > 10000
Grundwasser (schwach mineralisiert)	20 – 50
Grundwasser (stark mineralisiert)	0,1 – 10

In den widerstandsgoelektrisch untersuchten Untersuchungsgebieten für die Errichtung eines Absperrdammes für ein HWRB sind primär die Variationen des Feinkornanteils in den quartär abgelagerten Böden (Lehmböden, Auesand, Flusskies/-schotter u. ä.) und im Verwitterungszersatz der zu erwartenden Festgesteine des Rotliegenden, des Karbons und des Altpaläozoikums maßgeblich für laterale Veränderungen der Porosität der Böden, für Schwankungen des Wassergehaltes in den Bodenarten und damit auch für die Veränderlichkeit des elektrischen Widerstandes von Böden mit einer ähnlichen mineralischen Zusammensetzung. Dadurch bilden sich u. U. die Unterkante der Quartärablagerungen bzw. die Oberkante des Festgesteinsersatzes, geologische Störungsbereiche im Betrachtungsraum, unterschiedliche Entfestigungsgrade und Zusammensetzungen des Festgesteins und mglw. auch die Verbreitung von bindigen Böden über dem Festgesteinsersatz oder den Flusskiesen auf den Profillinien in den Widerstands-Tiefen-Schnitten ab.

Im grundwassererfüllten Tiefenbereich wirkt sich maßgeblich die Grundwasserführung auf die Ohm'schen Widerstände der Böden aus und der Matrixeinfluss tritt dadurch in den Hintergrund. Die entscheidende Einflussgröße auf die Größenordnung der zu messenden spezifischen elektrischen Widerstände ist demnach der Wassergehalt in den Böden, wobei der oberhalb des Grundwasserspiegels sich der Feinkornanteil in den Böden signifikant auf den Wassergehalt und damit auf die Größenordnung des Messwertes auswirkt. Es gilt allgemein die Regel, dass mit einer steigenden Wasserführung im Boden, Lockergestein sowie mehr oder weniger verwitterten Festgestein der Ohm'sche Widerstand des Materials sinkt.

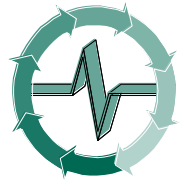


Die refraktionsseismischen Messungen verfolgten primär das Ziel, über die räumliche Erfassung von Unterschieden der Ausbreitungsgeschwindigkeit von elastischen Wellen einen Beitrag zur Differenzierung des geologischen Untergrundes unter den geplanten Dammaufstandsflächen hinsichtlich der Mächtigkeit der Bodenbedeckung über dem Verwitterungszersatz der zu erwartenden Festgesteine sowie zum Auftreten von geologischen Störungszonen im Festgestein unter der Bodenbedeckung zu liefern. Hierzu ist die Refraktionsseismik als zweites oberflächengeophysikalisches Messverfahren als Ergänzung zur Widerstandsgeoelektrik sehr geeignet, weil die seismischen Messungen ein Wellenverfahren darstellen und somit gegenüber widerstandsgeoelektrischen Messungen, die auf einem Potentialverfahren beruhen, einen anderen prinzipiellen Wirkmechanismus bei den ausgeführten geophysikalischen Messungen ausnutzen. Zudem wird bei seismischen Messungen mit der Dichte des Bodens bzw. des Gesteins auch eine andere physikalische Größe als bei den geoelektrischen Messungen ausnutzt, da die Messeffekte bei der Widerstandsgeoelektrik auf Veränderungen des elektrischen Widerstandes bzw. der elektrischen Leitfähigkeit beruhen.

Auch für die bei den refraktionsseismischen Messungen ermittelten bzw. genutzten Longitudinalwellengeschwindigkeiten gibt es charakteristische Zuordnungen zu Böden und Gesteinen, wobei auf die geologischen Verhältnisse im Untersuchungsgebiet Bezug genommen wird (s. Tabelle 5).

**Tabelle 5:** Longitudinalwellengeschwindigkeit für verschiedene Böden und Festgesteine (grob abgeschätzte Werte)

Material	Geschwindigkeit $v_p$ in m/s
Bodenschicht über Grundwasser	200 - 1000
Bodenschichten, wassererfüllt	1000 - 1600
Verwitterungszersatz von Festgestein	1600 - 2200
entfestigtes bzw. sehr stark geklüftetes Festgestein	2000 - 3000
Konglomerat oder Sandstein (Festgestein nur angewittert bis unverwittert)	> 3000
Grauwacke (Festgestein nur angewittert bis unverwittert)	> 3500
Luft	330
Grundwasser	1500



### **7.3.2 Baugrundbezogene Interpretation der geophysikalischen Messungen**

Die Anlagen A 3/1 und A 3/2 fassen die Resultate der im März 2015 sowie im Zeitraum März bis Mai 2016 vorgenommenen linienhaften (2D-tomographischen) widerstandsgeoelektrischen Messungen in Form von Widerstands-Tiefen-Schnitten für die senkrecht zur Talachse bzw. talparallel angelegten widerstandsgeoelektrischen Messlinien zusammen. Die weiteren Anlagen A 3/3 bis A 3/5 beinhalten die Zusammenstellung der Resultate der widerstandsgeoelektrischen und der refraktionsseismischen Messungen in Form von Widerstands-Tiefen- sowie Geschwindigkeits-Tiefen-Schnitten mit eingetragenen Bohrerergebnissen und zugehöriger struktureller geologisch-tektonischer Interpretation. Die Anlage A 3/6 liefert eine Darstellung der Tiefenlage des Übergangs vom stark verwitterten bzw. entfestigten Festgestein zum sich anschließenden nur mäßig verwitterten bzw. nur wenig entfestigten Festgestein in Form einer NHN-bezogenen Isolinienkarte, aus der Informationen zu Aufragungen von Felshärtlingen oder tiefreichenden Verwitterungszonen im Bereich geologischer Störungen entnommen werden können. In diese Isolinienkarte wurden auch die Achsen der auf der Grundlage der geophysikalischen Messungen interpretierten Streichrichtungen vermuteter geologischer Störungen eingezeichnet.

In den Widerstands-Tiefen-Schnitten lässt sich eine prinzipielle Dreiteilung in der vertikalen Schichtung erkennen. Die nahe der Oberfläche anstehenden quartären Bodenbildungen in Form von Löß- und Auelehmböden sowie Flusskiesen zeichnen sich durch elektrische Widerstände in einem breiten Wertebereich zwischen min.  $< 70 \Omega\text{m}$  und max.  $> 1.000 \Omega\text{m}$  aus. Die UK der quartären Bodenbildungen liegt ungefähr zwischen 2 m und 4 m u. GOK. Die Größenordnung der elektrischen Widerstandswerte wird stark durch den Feinkornanteil und den Wassergehalt der Böden beeinflusst.

Anschließend folgt in der Tiefe eine deutlich niederohmigere Zone mit elektrischen Widerstandswerten, die schwerpunktmäßig zwischen  $30 \Omega\text{m}$  und  $100 \Omega\text{m}$  liegen. In den Vertikalschnitten wird diese Zone durch die blauen Farbtöne charakterisiert. Es handelt sich bei dieser niederohmigen Schicht um den Verwitterungsersatz der im Messgebiet verbreiteten Festgesteine (Ton-, Schluff- und Sandsteine, Konglomerate, Brekzien und Grauwacken). Dabei bilden sich die völlig zu bindigen Böden verwitterten Ton- und Schluffsteine aus dem Rotliegend durch die niedrigsten Ohm'schen Widerstandswerte um  $30 \Omega\text{m}$  ab. Die Konglomerate und Brekzien liegen durch die sehr gute Wasserführung und die Mineralisierung des Grundwassers nicht viel darüber ( $50 \Omega\text{m}$  bis  $80 \Omega\text{m}$ ) und damit auch noch im zweistelligen Wertebereich.





Die dritte Schicht in den Widerstands-Tiefen-Schnitten wird durch eine erneute Zunahme des elektrischen Widerstandes mit der Tiefe charakterisiert. Die Größenordnung des Ohm'schen Widerstandes übersteigt teilweise die Schwelle von 1.000  $\Omega$ m. Die Zone der allmählich ansteigenden elektrischen Widerstandswerte deutet auf den Übergang vom Verwitterungsersatz des Festgesteins bzw. sehr stark geklüftetem und gebrochenem Fels zu entfestigtem bis angewittertem und nur mäßig geklüftetem Festgestein hin. Dabei fällt beim Betrachten der Anlage A 3/1 auf, dass speziell auf den Vertikalschnittdarstellungen der Geoelektrik-Querprofile E 3, E 7 und E 8 als auch in der Anlage A 3/2 auf den Geoelektrik-Längsprofilen E 1 und E 10 solche hochohmigen Profilabschnitte mit z. T. mehr als 1.000  $\Omega$ m auftreten. Bei den Querprofilen zur Talachse betrifft es folgende Abschnitte:

Messlinie E 3	Profilmeter 100 – 220
Messlinie E 7	Profilmeter 140 – 235
Messlinie E 8	Profilmeter 135 – 250
Messlinie E 11	Profilmeter 240 – Profilende.

Auf den Längsprofilen sind folgende Profilabschnitte auffällig hochohmig:

Messlinie E 1	bis Profilmeter 200
Messlinie E 10	Profilmeter 0 – 50

Auf der Messlinie E 11 wurden im auffällig hochohmigen Abschnitt beim Abteufen der Bohrung BK 5 kompakte und vergleichsweise wenig geklüftete Grauwacken erbohrt. In den übrigen hochohmigen Anomalien auf den Messlinien E 1, E 3, E 7, E 8 und E 10 gibt es bisher noch keine Kernbohrungen, die den Verwitterungsersatz des Festgesteins durchteuften und danach das entfestigte bis angewitterte Festgestein aufgeschlossen haben. Es ist zu vermuten, dass diese hochohmigen Bereiche im Untergrund, die nicht mit den anstehenden Grauwacken korrelieren, durch das Auftreten von Metagranitoiden unter Bodenbedeckung („Frankenberger“ bzw. Augengneis) bewirkt werden könnten. Gestützt wird diese geologische Interpretation auch durch die Resultate der refraktionsseismischen Messungen auf den Messprofilen S 1 bis S 3 (vgl. Anlagen A 3/3 bis A 3/5).

Auch nach der Auswertung der refraktionsseismischen Messungen ließ sich in den Geschwindigkeits-Tiefen-Schnitten eine vertikale Dreigliederung erkennen. Die quartären Bodenbildungen zeichnen sich in diesen Vertikalschnitten durch P-Wellen-Geschwindigkeiten von weniger als ca. 1.000 m/s aus. Der Verwitterungsersatz der Festgesteine und der intensiv geklüftete bzw. tektonisch beanspruchte Fels bilden sich in den Geschwindigkeits-Tiefen-Schnitten durch Longitudinalwellengeschwindigkeiten zwischen > 1.000 m/s und max. 3.000 m/s ab. Bei Ausbreitungsgeschwindigkeiten von  $v_p > 3.000$  m/s ist mit dem Übergang zu entfestigten bis angewitterten und nur mäßig geklüfteten Festgestein zu rechnen.



Auf den quer zur Talachse der Kleinen Striegis angelegten Seismik-Profilen S 1 und S 2 ist bei der Messlinie S 1 nordwestlich der Kleine Striegis eine Hochlage von Gesteinen mit einer relativ hohen Longitudinalwellengeschwindigkeit  $v_p > 3.000$  m/s zu erkennen. Bereits in 14 m Tiefe u. GOK liegt die Ausbreitungsgeschwindigkeit der P-Wellen bei mehr als 3.500 m/s, was auf einen nur mäßig entfestigten Fels und eine mittlere Klüftigkeit hinweist. Eine zweite derartige Geschwindigkeitsanomalie mit relativ hohen P-Wellen-Geschwindigkeiten  $v_p > 3.500$  m/s liegt am Ende der Messlinie S 1 ab Profilmeter (PM) 250. Bei dieser letztgenannten Zone handelt es sich um das Anstehen von nur wenig verwitterten Grauwacken unter Bodenbedeckung (vgl. Fotodokumentation in der Anlage A 7).

Auch auf dem Seismikprofil S 2, das auf der aktuellen Dammachse gemessen wurde, zeichnen sich tiefenbezogen signifikante Geschwindigkeitsunterschiede im Profilverlauf ab. Einerseits ist zwischen PM 0 und PM 100 sowie zwischen PM 140 und PM 240 ein relativ geringer Geschwindigkeitsgradient als Funktion der Tiefe zu beobachten, was bedeutet, dass die anstehenden Festgesteine in diesen Profilabschnitt tiefreichend verwittert und entfestigt vorliegen. Die P-Wellen-Geschwindigkeit steigt nur langsam mit der Tiefe an und erreicht erst in einer Tiefe von mehr als 15 m u. GOK einem Wert von mehr als 3.000 m/s. Andererseits gibt es auch mindestens zwei Zonen mit relativ hohen Longitudinalwellengeschwindigkeiten von deutlich mehr als 3.000 m/s, die vergleichsweise oberflächennah schon in 4 bis 6 m u. GOK einsetzen. Diese Messeffekte deuten wiederum auf Aufragungen von nur mäßig bis wenig geklüftetem Festgestein in Form einer Felshochlage hin. Solche Zonen sind auf dem Seismikprofil S 2 zwischen PM 100 und 140 und am südöstlichen Profilende ab PM 250 zu prognostizieren. Möglicherweise gibt es zusätzlich einen kleinen Härtling auch zwischen PM 40 und 50.

Das dritte Seismikprofil S 3 verläuft parallel zur Kleinen Striegis bzw. zum Fahrweg, quert dabei die bis Mai 2016 vorgesehene Baufläche des Absperrdammes bei Fluss-km 14+610 und endet 5 m nach dem Ansatzpunkt der Baugrundbohrung BK 3 auf der aktuell geplanten Fläche für den Absperrdamm des HWRB. Im Geschwindigkeits-Tiefen-Schnitt für die P-Wellen-Geschwindigkeit auf dem Profil S 3 ist zu erkennen, dass zwischen PM 20 und PM 75 bereits in 7 ... 8 m u. GOK relativ hohe P-Wellen-Geschwindigkeiten mit Werten für  $v_p > 3.500$  m/s zu verzeichnen sind, was erneut auf eine Aufragung von nur wenig entfestigtem Fels (mglw. Augengneis) hindeutet. Danach schließt in südlicher Richtung ein vermutlich tektonisch gestörter Bereich bzw. eine geologische Störung an, die bis zum Profilende des Seismikprofils S 3 nahe der Baugrundbohrung BK 3 reicht.

Aus der Interpretation der durchgeführten widerstandsgeoelektrischen und refraktionsseismischen Messungen ist zu schlussfolgern, dass im Untergrund der Talaue der Kleine Striegis



im geophysikalisch erfassten Messgebiet sich mindestens eine, vermutlich aber sogar zwei oder drei tektonisch gestörte Bereiche parallel zur Talachse erstrecken und zusätzlich mindestens eine geologische Störung oder eine Scharung mehrerer paralleler Strukturen +/- senkrecht zur Talachse der Kleinen Striegis im Bereich der bis zum Mai 2016 angedachten Aufstandsfläche für den Absperrdamm des HWRM verläuft.

Das Relief der OK des relativ kompakten und nur mäßig entfestigten Festgesteins wurde höhenbezogen (NHN-Höhen) in den Lageplan des Untersuchungsgebietes eingezeichnet. Diese Isoliniendarstellung ist als Anlage A 3/6 diesem Ergebnisbericht beigefügt. Die aus den Resultaten der geophysikalischen Messungen interpretierten geologischen Störungsverläufe sind ebenfalls in diese graphische Darstellung eingeflossen.

## **8 Geotechnische Aufschlüsse, Feldversuche und Laboruntersuchungen**

In der Untersuchungsphase der Baugrundvoruntersuchungen wurden an den beiden in die Planung einbezogenen Standorten für den Absperrdamm des HWRB insgesamt 11 Kleinrammkohrungen (= Rammkernsondierungen resp. RKS) und drei schwere Rammsondierungen (DPH) ausgeführt. Die Ansatzpunkte dieser geotechnischen Aufschlüsse wurden in den beigefügten Lageplan (Anlage A 2) eingetragen. Weiterhin wurden während der Baugrundvoruntersuchungen eine kleine Anzahl an bodenmechanischen Probenuntersuchungen (Ermittlung von Kornverteilungskurven, Bestimmung von Konsistenzgrenzen bei bindigen Böden) realisiert. Die Resultate dieser geotechnischen Aufschlussarbeiten und der bodenmechanischen Laboruntersuchungen wurden im Geotechnischen Bericht vom 02.06.2016 [6] für das Bauvorhaben auf dem Niveau der Voruntersuchungen zusammengefasst und bewertet.

In der zweiten geotechnischen Untersuchungsphase waren nach der Durchführung der geophysikalischen Messungen und der Interpretation der zugehörigen Messergebnisse die Ansatzpunkte weiterer geotechnischer Aufschlüsse festzulegen. Gleichzeitig waren die Bohrtiefen der Kernbohrungen, der Ausbau von Baugrundbohrungen zu Grundwassermessstellen, die Ausführung von WD-Tests und Pumpversuchen, die boden- und felsmechanischen Laboruntersuchungen, die Grundwasseruntersuchungen und die schadstoffanalytischen Laboruntersuchungen an ausgewählten Fels-, Boden- und Grundwasserproben zu konzipieren. Folgender Umfang an geotechnischen Aufschlüssen wurden im Rahmen der Baugrundhauptuntersuchung realisiert:


**Tabelle 6: Umfang an geotechnischen Aufschlüssen bei der Baugrundhauptuntersuchung**

Anzahl	Aufschlussart	Bezeichnung	Bohrlochdurchmesser in mm	Endtiefe	Bemerkung
6	Kernbohrung	BK 1 - BK 6	216 - 146	5 x 15 m, 1 x 12 m	BK 1, BK 3 u. BK 4 ausgebaut zu GWM 1 bis GWM 3
11	Rammkern- sondierung	BS 1/16 – BS 11/16	60 – 50	2,0 m - 4,5 m	
6	schwere Ramm- sondierung	DPH 1/16 – DPH 6/16	36	3,9 m - 5,3 m	jew. neben einer Kernbohrung

Die Durchführung der Rammkernsondierarbeiten geschah am 18.05. und 19.05.2016 durch einen Bohrtrupp der *analytec* Dr Steinhau Ingenieurgesellschaft unter Nutzung eines Raupenbohrgerätes GTR780 des Herstellers Geotool GmbH.

Die sechs Baugrundbohrungen wurden als Rotationskernbohrungen in der Zeit vom 13.06. bis 24.06.2016 durch das Bohrunternehmen Lutz Grimm Geotestbohrtechnik niedergebracht. Die Endtiefe der Rotationskernbohrungen lag mit Ausnahme der BK 3 (12 m tief) durchweg bei 15 m unter GOK. Alle Kernbohrungen endeten im wechselnd stark verwitterten Festgestein. Die Bohrprofile und Schichtenverzeichnisse der Baugrundbohrungen und der Rammkernsondierungen sind im Anlagenteil als Anlage A 4 zu finden.

Die sechs schweren Rammsondierungen wurden im Abstand von ca. 1 m zu den Bohrungen von Mitarbeitern der *analytec* Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft ausgeführt. Die als DPH 1 bis DPH 6 bezeichneten Sondierungen endeten im Tiefenbereich zwischen 3,9 m u. GOK (DPH 4) und 5,3 m u. GOK (DPH 5) im Verwitterungsersatz der anstehenden Festgesteine.

In den Kernbohrungen BK 2, BK 4, BK 5 und BK 6 wurden nach Abschluss der Bohrarbeiten vom Ingenieurbüro Mike Wähner aus Rechenberg-Bienenmühle WD-Tests in unterschiedlichen Tiefenbereichen durchgeführt. Der Untersuchungsbericht des Ingenieurbüros Maik Wähner vom 24.06.2016 [7] ist als Anlage A 8 diesem Gutachten beigelegt.

Die Kernbohrungen BK 1, BK 3 und BK 4 wurden durch das Bohrunternehmen Lutz Grimm Geotestbohrtechnik oberflurig zu 4“-Grundwassermessstellen ausgebaut. Die Ausbaupläne mit den Filterstrecken sind ebenfalls in Anlagenteil unter Anlage A 4 zu finden.



Die Lage aller Baugrundaufschlüsse kann aus dem Lageplan in der Anlage A 2 entnommen werden. Die Einmessung aller geotechnischen Aufschlusspunkte wurde lage- und höhenmäßig unter Verwendung eines DGPS-Systems vom Typ Trimble 5700 realisiert.

Die Bodenproben wurden in der Regel als Mischprobe aus einer genetisch einheitlichen Schicht entnommen. Alle Proben wurden unmittelbar nach der Entnahme geologisch beschrieben und in luftdicht verschlossene 1.000-ml-Plastikbecher verpackt und beschriftet. Die Entnahme von Kernstücken aus den Bohrkernen der Kernbohrungen für felsmechanische Laboruntersuchungen erfolgte im Kernlager der analytec Dr. Steinhau Ingenieurgesellschaft. Vor der Kernentnahme wurden die Kernstrecken fotografiert (Bohrkerndokumentation s. Anlage A 7)

Die Einstufung nach Bodenarten und deren ingenieurgeologischen Eigenschaften erfolgte nach manuellen und visuellen Prüfverfahren unter Nutzung regionaler Kenntnisse und Erfahrungen des Baugrundgutachters. Ausgewählte Bodenproben wurden anschließend im Erdstoffprüflabor unseres Ingenieurbüros hinsichtlich bodenphysikalischer Kennwerte untersucht. Das Untersuchungsspektrum umfasste die Ermittlung von Kornverteilungen nach DIN 18 123, die Ermittlung von Wassergehalten nach DIN 18 121 und die Feststellung von Zustandsgrenzen bindiger Böden nach DIN 18122, Teil 1. Weiterhin wurde die Betonaggressivität nach DIN EN 206-1 und die Korrosivität gegenüber nicht- und niedriglegierten Stählen nach DIN 50929 an einer Grundwasserprobe analysiert.

Aus dem Festgestein wurden ausgewählte Proben der BPL Bautechnischer Prüflabor GmbH in Dresden zur Ausführung von Druckfestigkeitsprüfungen nach DIN EN 1926 zur Feststellung der einaxialen Druckfestigkeit übergeben.

Folgende boden- und felsmechanische Laboruntersuchungen wurden im Rahmen der Baugrundhauptuntersuchungen bisher durchgeführt:

- 7 x Ermittlung von Kornverteilungskurven nach DIN 18 123
- 8 x Wassergehaltsbestimmungen nach DIN 18 121, T 2
- 2 x Bestimmung der Konsistenzgrenzen an bindigen Böden nach Din 18 122, T 1
- 5 x Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit nach DIN EN 1926
- 2 x Bestimmung der Betonaggressivität von Grundwasser nach DIN EN 206-1 und Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit von Wässern gegenüber Stahl nach DIN 50 929



Zur Feststellung von entsorgungsrelevanten Schadstoffbelastungen in den anstehenden Lehmböden und Flusskiesen resp. Auesanden wurden deklarationsanalytische Laboruntersuchungen an drei repräsentativen Proben aus dem Bohrgut der Rammkernsondierungen BS 5, BS 7 und BS 8 nach den Kriterien der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA), Technische Richtlinie (TR) Boden als Mindestuntersuchungsprogramm bei unspezifischem Verdacht (Stand Nov. 2004) durchgeführt.

## **9 Baugrundsichtung**

### **9.1 Angetroffene Böden und Festgesteine**

Durch die im Abschnitt 7 detailliert beschriebene geologische Situation mit dem Auftreten mehrerer und mit unterschiedlichen Streichrichtungen versehenen geologischen Störungen im Talabschnitt der Kleinen Striegis sowie mit dem Ausstrich unterschiedlicher Festgesteinsarten unter einer quartär angelegten Bodenbedeckung ist im Baubereich mit kleinräumig relativ rasch wechselnden Untergrundverhältnissen zu rechnen. So sind auf engem Raum sowohl Hochlagen des mäßig verwitterten Festgesteins als auch Zonen von tiefgründig verwitterten und tektonisch intensiv beanspruchten Sedimentgesteinen zu erwarten. Oberhalb der wechselnd stark verwitterten Festgesteine und deren hangender Zersatzzone mit Lockergesteinseigenschaften ist eine quartäre Sedimentbedeckung vorhanden, wobei es sich im Talbereich i.a. um die typische Abfolge von Flusssedimenten (Flusskies, Flusssand und Auelehm) und in den angrenzenden Hangbereichen um meist gemischtkörnige Hangablagerungen handelt. Bereichsweise wurden außerdem i.d.R. nur (sehr) geringmächtige Lößlehmablagerungen als oberste Bodenschicht unterhalb der im geplanten Baufeld nahezu durchgängig vorhandenen rezenten Mutterbodenbedeckung aufgeschlossen.

Ab ca. 2 bis 4 m unter der Geländeoberkante setzen im Standortbereich die ca. 2 bis 6 m mächtigen Zersatzböden der Festgesteine ein. Darunter folgen die abschnittsweise u.a. in Abhängigkeit vom Ausgangsgestein sehr unterschiedlich intensiv verwitterten Sedimentgesteine. Tendenziell ist von einer Abnahme des Verwitterungsgrades mit der Tiefe auszugehen, wobei diese im Standortbereich keinesfalls gleichmäßig zu erwarten ist. Es treten vielmehr in Störungszonen tiefreichend stark verwitterte Abschnitte auf, an die sich Aufragungen deutlich weniger verwitterungsbeeinflusster Gesteine anschließen. Die Anlage A 6/1 enthält einen schematischen Baugrundlängsschnitt entlang der Achse des geplanten Dammbauwerks, der die beschriebenen Baugrundverhältnisse unter dem geplanten Dammbauwerk veranschaulicht.

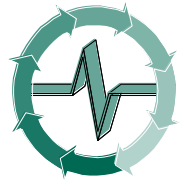


Nach den vorliegenden Aufschlussergebnissen der im Untersuchungsgebiet in den Jahren 2015 und 2016 abgeteufte 6 Kernbohrungen, 20 Rammkernsondierungen und 9 schweren Rammsondierungen ist im geplanten Baubereich für die Errichtung des Absperrdammes von der folgenden Regelschichtung des Baugrundes auszugehen:

**Tabelle 7:** Regelschichtung des Baugrundes im betrachteten Untersuchungsgebiet

Schicht	Schichtunterkante [m u. GOK]	Schichtmächtigkeit [m]	Zusammensetzung	Bemerkungen
<b>Schicht 1</b> Mutterboden	0,3 – 0,5	0,3 – 0,5	üw. sandig-schluffig, humos, durchwurzelt	Grasnarbe, Ackerkrume
<b>Schicht 2</b> Löß-/Hang- oder Auelehm	max. 2,0	max. 1,3	sandiger, z. T. toniger oder/und schwach kiesiger Schluff	als Lößlehm ohne Kiesanteil, als Auelehm geringer org. Anteil
<b>Schicht 3a</b> Hangbildungen (nur in BS 1/16 und BS 2/16 angetroffen)	max. 2,3	max. 1,90	Kies-Sand-Gemische mit i.d.R. mittlerem Feinkornanteil	nur in den Hangbereichen außerhalb der Talau zu erwarten
<b>Schicht 3b</b> Auesand (nur in BS 2/16 u. BS 5/16)	max. 1,0	max. 0,5	schwach schluffiger bis stark schluffiger und schwach kiesiger Sand	nur lokal in der Talau ausgebildet
<b>Schicht 3c</b> Flussskies (nur in BK 5, BS 6/16 und BS 7/16 <u>nicht</u> angetroffen)	max. 3,9	max. 2,5	weitgestufte Kies-Sand-Gemische mit geringem bis mittlerem Feinkornanteil	in der Talau durchgehend ausgebildet, an der Basis z. T. steinig, grundwasserführend
<b>Schicht 4</b> Verwitt.-Zersatz von Sandsteinen, Konglomeraten, Brekzien und Grauwacken	4,8 – 6,0	2,7 – 5,5	zu grob- bis feinkörnigen Böden verwiterte Sandsteine, Konglomerate, Brekzien und Grauwacken	Kornspektrum abhängig vom Ausgangsgestein, Gesteine in der Talau örtlich grundwasserführend
<b>Schicht 5a</b> stark verwitterte Festgesteine	5,0 - > 15	2,0 - > 12	Sandsteine, Konglomerate, Brekzien und Grauwacken mit breiten Kornspektren, z. T. mit Größtkorn von mehreren Dezimetern	lagenweise können jeweils beide Materialien zwischengeschaltet innerhalb der abgegrenzten Teilhorizonte auftreten
<b>Schicht 5b</b> mäßig verwitterte Festgesteine	> 15	> 15		

Die Aufschlussergebnisse sind in Form von Bohrprofilen und Schichtenverzeichnissen nach DIN 4022/4023 in Anlage A 4 dargestellt. Außerdem sind dem geotechnischen Bericht sechs schematische Baugrundschnitte als Anlage A 6 beigefügt, von denen zwei die Baugrundverhältnisse senkrecht zur Talachse wiedergeben und vier talparallel angeordnet sind. Die Schnittspuren können dem Übersichtslageplan in Anlage A 2 entnommen werden.



Im Zusammenhang mit der geologischen Ansprache und Beprobung des Bohrgutes der geotechnischen Aufschlüsse ergaben sich im Untersuchungsgebiet keine organoleptisch-sensorisch wahrnehmbaren Hinweise auf mögliche Anreicherungen von Schadstoffen im Boden.

## 9.2 Bautechnische Eigenschaften der Baugrundsichten

Die nachfolgend dargestellten Eigenschaften der für das geplante Dammbauwerk relevanten Schichten des Baugrundes (Oberboden, Lehmböden, Hangsedimente, Auesand, Flusskies, Verwitterungsersatzmaterialien, verwitterte Festgesteine in Form von Sandsteinen, Konglomeraten, Brekzien und Grauwacken) wurden auf der Grundlage der durchgeführten bodenphysikalischen und felsmechanischen Laboruntersuchungen an ausgewählten Proben und der ingenieurgeologischen Feldansprache ermittelt. Die Ergebnisse der durchgeführten Laboruntersuchungen wurden in den Anlage A 5/1 bis 5/4 zusammengestellt. Für die durch Bohrungen und Sondierungen aufgeschlossenen Boden- und Festgesteinsschichten können folgende bautechnische Eigenschaften angegeben werden:

### Schicht / Homogenbereich 1 – Mutterboden, Oberboden

*Zusammensetzung (Kornverteilung):* Schluff, sandig, humos bis Sand, schluffig, humos  
*Bodengruppe nach DIN 18 196:* OH / OU  
*Bodenklasse n. DIN 18 300:2012:* 1  
*Organischer Anteil (geschätzt):* 3 - 15 %

Der vorhandene humose Mutterboden ist von der zu bebauenden Fläche abzutragen, zwischenzulagern und einer geeigneten Wiederverwendung (im Bereich des Baufeldes) zuzuführen.

### Schicht / Homogenbereich 2 – Lehmböden (Lösslehm, Hanglehm und Auelehm)

*Zusammensetzung (Kornverteilung):* Schluff, schwach sandig bis stark sandig, z. T. schwach kiesig und / oder schwach tonig bis tonig  
*Bodengruppe nach DIN 18196:* üw. UL – TL, tw. zu SU\* oder TM/UM tendierend  
*Feinkornanteil (geschätzt):* 40 – 90 %  
*Anteil von Steinen und Blöcken* < 5 %  
*Wichte (geschätzt):* 19 – 21 kN/m<sup>3</sup>  
*Plastizität (ermittelt):* leicht bis mittel  
*Konsistenz (ermittelt):* üw. steif (bis halbfest)




**Geotechnischer Bericht**
**analytec-Projekt-Nr. M-014/2016**

Wassergehalt (ermittelt):	15 – 30 %
Organischer Anteil (geschätzt):	< 5 %
Kohäsion (geschätzt):	5 – 50 kN/m <sup>2</sup>
undrain. Scherfestigkeit (geschätzt):	10 – 100 kN/m <sup>2</sup>
Abrasivität (geschätzt):	schwach bis nicht abrasiv
Frostempfindlichkeit n. ZTVE-StB:	F 3
Verdichtbarkeit n. ZTVA-StB:	V 3
Durchlässigkeitsbeiwert (geschätzt):	1*10 <sup>-6</sup> bis 1*10 <sup>-8</sup> m/s
Bodenklasse n. DIN 18300:2012:	4
Bohrbarkeitskl. n. DIN 18301:2012:	BB 2 bis BB 3

Die feinkörnigen Lehmböden besitzen eine schlechte Verdichtbarkeit, eine relativ große Zusammendrückbarkeit sowie eine große Witterungs- und Erosionsempfindlichkeit. Die lehmigen Materialien neigen bei Wasserzutritt zu Aufweichungen. Die aufgeschlossenen Lehmböden haben aufgrund ihrer i.d.R. nur geringen Schichtdicke eine untergeordnete Bedeutung für die geplante Baumaßnahme.

**Schicht 3a – Hangbildungen (nur außerhalb der Talauflage auftretend)**

Zusammensetzung (Kornverteilung):	Kies-Sand-Gemische mit meist mittleren Feinkornanteilen
Bodengruppe nach DIN 18196:	GU/GU* – SU/SU*
Feinkornanteil (geschätzt)	5 – 40 %
Anteil von Steinen und Blöcken	< 30 %
Lagerungsdichte (geschätzt):	üw. mitteldicht
Wichte (geschätzt):	19 – 21 kN/m <sup>3</sup>
Wassergehalt (geschätzt):	5 – 20 %
Organischer Anteil (geschätzt):	< 3 %
Kohäsion (geschätzt):	0 – 5 kN/m <sup>2</sup>
undrain. Scherfestigkeit (geschätzt):	0 – 20 kN/m <sup>2</sup>
Abrasivität (geschätzt):	stark abrasiv
Frostempfindlichkeit n. ZTVE-StB:	F 2 (GU/SU) bis F 3 (GU*/SU*)
Verdichtbarkeit n. ZTVA-StB:	V 1 (GU/SU) bis V 2 (GU*/SU*)
Durchlässigkeitsbeiwert (ermittelt):	5*10 <sup>-5</sup> bis 1*10 <sup>-6</sup> m/s
Bodenklasse n. DIN 18300:2012:	3 bis 5, örtlich 7 möglich (für Steine / Blöcke)
Bohrbarkeitskl. n. DIN 18301:2012:	BN 1+BS 3 bis BN 2+BS 3 (einzelne größere Steine bzw. Blöcke können nicht ausgeschlossen werden)



Die zumeist mitteldicht gelagerten grob- bis gemischtkörnigen Hangbildungen besitzen eine relativ hohe Scherfestigkeit sowie eine geringe bis mäßige Zusammendrückbarkeit. Als Gründungsträger für einen Erddamm sind die gemischtkörnigen Hangablagerungen geeignet.

### **Schicht / Homogenbereich 3b –Auesand (nur örtlich in der Talaue auftretend)**

*Zusammensetzung (Kornverteilung):* schwach schluffiger bis stark schluffiger und schwach kiesiger Sand

*Bodengruppe nach DIN 18196:* SU, seltener SU\*

*Feinkornanteil (ermittelt):* 5 – 35 %

*Anteil von Steinen und Blöcken* < 5 %

*Lagerungsdichte (ermittelt):* üw. mitteldicht

*Wichte (geschätzt):* 18 – 20 kN/m<sup>3</sup>

*Wassergehalt (geschätzt):* 5 – 20 %

*Organischer Anteil (geschätzt):* < 5 %

*Kohäsion (geschätzt):* 0 – 2 kN/m<sup>2</sup>

*undrain. Scherfestigkeit (geschätzt):* 0 – 10 kN/m<sup>2</sup>

*Abrasivität (geschätzt):* schwach abrasiv

*Frostempfindlichkeit n. ZTVE-StB:* F 2 (SU) bis F 3 (SU\*)

*Verdichtbarkeit n. ZTVA-StB:* V 1 (SU) bis V 2 (SU\*)

*Durchlässigkeitsbeiwert (geschätzt):* 1\*10<sup>-4</sup> bis 1\*10<sup>-6</sup> m/s

*Bodenklasse n. DIN 18300:2012:* 3

*Bohrbarkeitskl. n. DIN 18301:2012:* BN 1+BS 1 bis BN 2+BS 1 (einzelne größere Steine bzw. Blöcke können innerhalb von fluviatilen Sedimenten generell nicht ausgeschlossen werden)

Die zumeist mitteldicht gelagerten Auesande besitzen eine mittlere Scherfestigkeit, eine mittlere Verdichtungsfähigkeit sowie eine mittlere Zusammendrückbarkeit. Als Gründungsträger für einen Erddamm sind die Auesande hinreichend tragfähig, aufgrund ihrer nur lokalen Verbreitung allerdings von untergeordneter Bedeutung für die geplante Baumaßnahme.

### **Schicht 3c – Flusskies (nur in der Talaue auftretend)**

*Zusammensetzung (Kornverteilung):* Kies-Sand-Gemische mit geringem bis hohem Feinkornanteil, an des Basis der Schicht z. T. steinig

*Bodengruppe nach DIN 18196:* GU – GU\*, seltener GW oder GI

*Feinkornanteil (ermittelt):* 5 – 35 %

*Anteil von Steinen und Blöcken* < 30 %



<i>Lagerungsdichte (ermittelt):</i>	locker bis mitteldicht
<i>Wichte (geschätzt):</i>	19 – 22 kN/m <sup>3</sup>
<i>Wassergehalt (geschätzt):</i>	5 – 20 %
<i>Organischer Anteil (geschätzt):</i>	< 1 %
<i>Kohäsion (geschätzt):</i>	0 – 2 kN/m <sup>2</sup>
<i>undrain. Scherfestigkeit (geschätzt):</i>	0 – 5 kN/m <sup>2</sup>
<i>Abrasivität (geschätzt):</i>	stark abrasiv
<i>Frostempfindlichkeit n. ZTVE-StB:</i>	F 1 (GW/GI) bis F 3 (GU*)
<i>Verdichtbarkeit n. ZTVA-StB:</i>	V 1 (GW/GU) bis V 2 (GU*)
<i>Durchlässigkeitsbeiwert (ermittelt):</i>	1*10 <sup>-4</sup> bis 1*10 <sup>-5</sup> m/s
<i>Bodenklasse n. DIN 18300:2012:</i>	3 bis 5, örtlich 7 möglich (für Steine / Blöcke)
<i>Bohrbarkeitskl. n. DIN 18301:2012:</i>	BN 1+BS 3 bis BN 2+BS 3 (einzelne größere Steine bzw. Blöcke können innerhalb von fluviatilen Sedimenten generell nicht ausgeschlossen werden)

Zusammensetzung und Kornrundung sind in Abhängigkeit vom Transportregime des Materials unterschiedlich, wobei kantige Bestandteile überwiegen. Die zumeist mitteldicht gelagerten grob- bis gemischtkörnigen Flusssedimente besitzen eine große Scherfestigkeit sowie eine geringe Zusammendrückbarkeit. Als Gründungsträger für einen Erddamm sowie für die massiven Einbauten eines Absperrbauwerkes sind die Flusskiese gut geeignet.

#### **Schicht / Homogenbereich 4 – Verwitterungsersatz der Sedimentgesteine**

<i>Beschreibung:</i>	grusig bis grusig-lehmig verwitterter Fels (üw. gemischtkörniger, lokal feinkörniger Boden)
<i>Bodengruppe nach DIN 18196:</i>	GU/GU* bis SU/SU*, örtlich TL/TM (VZ)
<i>Zusammensetzung (Kornverteilung):</i>	Kies, sandig, steinig, schwach schluffig bis Schluff, sandig, schwach kiesig
<i>Feinkornanteil (geschätzt):</i>	5 – 60 %
<i>Anteil von Steinen und Blöcken</i>	< 30 %
<i>mineralog. Zusammensetzung:</i>	Feldspat, Quarz
<i>Lagerungsdichte (ermittelt):</i>	mitteldicht
<i>Wichte (geschätzt):</i>	19 – 22 kN/m <sup>3</sup>
<i>Wassergehalt (geschätzt):</i>	10 – 30 %
<i>Organischer Anteil (geschätzt):</i>	< 1 %
<i>Plastizität der bind. Bodenanteile:</i>	leicht bis mittel
<i>Konsistenz der bind. Bodenanteile:</i>	üw. steif bis halbfest
<i>Kohäsion (geschätzt):</i>	2 – 20 kN/m <sup>2</sup>


**Geotechnischer Bericht**
**analytec-Projekt-Nr. M-014/2016**

<i>undrain. Scherfestigkeit (geschätzt):</i>	5 – 100 kN/m <sup>2</sup>
<i>Abrasivität (geschätzt):</i>	abrasiv bis stark abrasiv
<i>Frostempfindlichkeit n. ZTVE-StB:</i>	F 2 (SU/GU/GI) bis F 3 (SU*/GU*, TL/TM)
<i>Verdichtbarkeit n. ZTVA-StB:</i>	V 1 (SU/GU) bis V 3 (TL/TM)
<i>Durchlässigkeitsbeiwert (geschätzt):</i>	1*10 <sup>-5</sup> bis 1*10 <sup>-7</sup> m/s (örtlich stark wechselnd)
<i>Bodenklasse n. DIN 18300:2012:</i>	3 bis 5, tiefere Bereiche zu 6 tendierend
<i>Bohrbarkeitskl. n. DIN 18301:2012:</i>	BN 1+BS 3 bis BB2/BB3+BS 3 (einzelne größere Steine bzw. massive Einlagerungen sind innerhalb der zersetzten Sedimentgesteine generell zu erwarten)

Bei den Zersatzböden der Sedimentgesteine handelt es sich um die vollständig zersetzten Gesteine der Sandstein-Konglomerat/Brekzien-Wechselfolge der Härtensdorf-Formation des Rotliegenden und der Hainichen-Formation des Unterkarbons. Je nach lokalem Ausgangsgestein sind die Verwitterungszersatzböden stärker kiesig-sandig-schluffig oder auch steinig-kiesig-sandig ausgebildet. Die Verwitterungszersatzbildungen der quarzitisches gebundenen Sedimentgesteine (Grauwacken) tendieren dagegen eher zu grobkörnigeren Böden. Die Verwitterungszersatzböden weisen bei grob- bis gemischtkörniger Ausbildung eine große bis mittlere Scherfestigkeit auf. Die Zusammendrückbarkeit der Böden ist vergleichsweise gering, so dass eine ausreichende Tragfähigkeit für die Gründung der geplanten Erd- und Massivbauwerke gegeben ist.

**Schicht / Homogenbereich 5 – verwitterte Festgesteine**

Die im Zuge der Baugrundaufschlüsse aufgeschlossenen Sedimentgesteine (Sandsteine, Konglomerate, Brekzien und Grauwacken) lassen sich i.S. der DIN EN ISO 14689-1 anhand ihres Verwitterungsgrades im Untersuchungsgebiet in zwei Horizonte gliedern, wobei der obere deutlich stärker verwittert ist als der darunterliegende. Die Tiefenausdehnung des als stark verwittert zu klassifizierenden oberen Gesteinshorizontes (Homogenbereich 5a) ist entlang der geplanten Dammachse sehr unterschiedlich. Im Bereich der am östlichen Talrand vorgefundenen Störungszone wurde erwartungsgemäß die größte Tiefenausdehnung des stärker verwitterten Gesteins festgestellt. Außerdem ist in diesem Bereich die Grenze zwischen der nur im östlichen Talhangbereich (BK 5) aufgeschlossenen Grauwacke und den im sonstigen Untersuchungsgebiet vorgefundenen Sandsteinen, Konglomeraten und Brekzien zu lokalisieren. Es handelt sich jeweils um Sedimentgesteine, wobei für die Grauwacke von einer im Vergleich meist deutlich höheren Materialfestigkeit auszugehen ist. Auffällig war außerdem der sehr hohe Durchtrennungsgrad bzw. die große Klüftigkeit der aufgeschlossenen Grauwacke.



Im Zuge der Ableitung des für die geplante Baumaßnahme relevanten Baugrundmodells erfolgt keine Trennung / Abgrenzung der Baugrundsichten / Homogenbereiche nach den Gesteinsarten, da die Eigenschaften der verschiedenen Sedimentgesteine im Hinblick auf die Bauaufgabe als hinreichend vergleichbar zu beurteilen sind. Auf trotzdem zu berücksichtigende Besonderheiten in diesem Zusammenhang wird hingewiesen.

### Schicht / Homogenbereich 5a – stark verwitterte Festgesteine

*Bodengruppe nach Merkblatt zur*

*Felsbeschreibung im Straßenbau:* VE-VZ, VE, weniger verwitterte Zwischenlagen VE – VA sind möglich

*Benennung n. DIN EN ISO 14689:*

Genese: Sedimentgestein  
 Struktur: geschichtet bzw. massig  
 Korngröße: fein- bis sehr grobkörnig  
 Mineralogie: Feldspat, Quarz, Tonminerale  
 Porosität: porös

*Verwitterungsgrad:*

verfärbt

*Veränderlichkeit:*

veränderlich (Sandsteine, Konglomerate, Brekzien) bzw. nicht veränderlich (Grauwacke)

*Trennflächenrichtung:*

konkrete Einfallrichtung aus nichtorientierter Bohrkernentnahme nicht ableitbar

*Trennflächenabstände:*

1 - 30 cm (sehr engständig bis mittelständig)

*Gesteinskörperform:*

rhombisch

*Wichte (ermittelt):*

20 – 24 kN/m<sup>3</sup>

*einaxiale Druckfestigkeit (tw. ermittelt):*

$\sigma_D < 2 \text{ MN/m}^2$  bis 200 MN/m<sup>2</sup>, häufig  $< 60 \text{ MN/m}^2$ , punktuelle Überschreitungen des Größtwertes sind nicht endgültig ausgeschlossen (z.B. für Quarzgerölle im Gestein)

*Durchlässigkeitsbeiwert (tw. ermittelt):*

$1 \cdot 10^{-5}$  bis  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s (örtlich stark wechselnd), lokale Schwächezonen  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s

*Abrasivität (geschätzt):*

stark abrasiv bis extrem abrasiv

*Bodenklasse n. DIN 18300:2012:*

7

*Bohrbarkeitskl. n. DIN 18301:2012:*

FV 1+FD 1 bis FV 2+FD 3

Die stark verwittert angetroffenen Sedimentgesteine besitzen eine große Scherfestigkeit, sowie eine geringe vertikale Zusammendrückbarkeit und damit gute Tragfähigkeitseigenschaften. Die Sedimentgesteine sind je nach Zusammensetzung des Gesteins wechselnd witterungs- und erosionsempfindlich u. als Gründungsträger für Bauwerke sehr gut geeignet.



## Schicht/Homogenbereich 5b – mäßig verwitterte Festgesteine

*Bodengruppe nach Merkblatt zur*

*Felsbeschreibung im Straßenbau:*

VE, VE – VA, VA

*Benennung n. DIN EN ISO 14689:*

Genese: Sedimentgestein

Struktur: geschichtet bzw. massig

Korngröße: fein- bis sehr grobkörnig

Mineralogie: Feldspat, Quarz, Tonminerale

Porosität: porös bis dicht

*Verwitterungsgrad:*

frisch bis verfärbt

*Veränderlichkeit:*

veränderlich (Sandsteine, Konglomerate, Brekzien) bzw. nicht veränderlich (Grauwacke)

*Trennflächenrichtung:*

konkrete Einfallrichtung aus nichtorientierter Bohrkernentnahme nicht ableitbar

*Trennflächenabstände:*

5 - 50 cm (engständig bis mittelständig)

*Gesteinskörperform:*

rhombisch

*Wichte (ermittelt):*

22 – 26 kN/m<sup>3</sup>

*einaxiale Druckfestigkeit (tw. ermittelt):*

$\sigma_D > 10 \text{ MN/m}^2$  bis  $200 \text{ MN/m}^2$ , häufig  $< 120 \text{ MN/m}^2$ , punktuelle Überschreitungen des Größtwertes sind nicht endgültig ausgeschlossen (z.B. für Quarzgerölle im Gestein)

*Durchlässigkeitsbeiwert (tw. ermittelt):*

$2 \cdot 10^{-5}$  bis  $1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  (örtlich stark wechselnd)

*Abrasivität (geschätzt):*

stark abrasiv bis extrem abrasiv

*Bodenklasse n. DIN 18300:2012:*

7

*Bohrbarkeitskl. n. DIN 18301:2012:*

FV 1+FD 1 bis FV 3+FD 3

Die mäßig verwittert angetroffenen Sedimentgesteine besitzen eine sehr große Scherfestigkeit sowie eine sehr geringe vertikale Zusammendrückbarkeit und damit eine hohe Tragfähigkeit. Die Sedimentgesteine sind als Gründungsträger für Bauwerke sehr gut geeignet.

Die im Zuge der Kernbohrungen angetroffenen Sandsteine, Konglomerate und Grauwacken weisen deutlich variierende Werte der einaxialen Druckfestigkeit auf. Im Rahmen der klassifizierenden Laboruntersuchung wurden folgende Bohrkernabschnitte einer Druckfestigkeitsprüfung unterzogen:

Konglomerat, BK 1, Tiefenbereich 7,80 m u. GOK	$\sigma_D = 1,8 \text{ MN/m}^2$
Konglomerat, BK 1, Tiefenbereich 12,50 m u. GOK	$\sigma_D = 9,3 \text{ MN/m}^2$



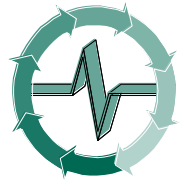
Konglomerat, BK 2, Tiefenbereich 7,90 m u. GOK	$\sigma_D = 2,1 \text{ MN/m}^2$
Sandstein, BK 4, Tiefenbereich 7,20 m u. GOK	$\sigma_D = 4,5 \text{ MN/m}^2$
Sandstein (grob), BK 4, Tiefenbereich 11,20 m u. GOK	$\sigma_D = 20,3 \text{ MN/m}^2$
Grauwacke, BK 5, Tiefenbereich 13,60 m u. GOK	$\sigma_D = 23,3 \text{ MN/m}^2$

Der Mittelwert der einaxialen Druckfestigkeit für die fünf untersuchten Proben der Sandsteine und Konglomerate liegt bei  $5,60 \text{ MN/m}^2$  und damit vergleichsweise sehr niedrig. Geschuldet sind diese Messwerte u.a. der, wegen des i.A. hohen Durchtrennungsgrades, nur sehr eingeschränkten Verfügbarkeit prüffähiger Kernabschnitte. Der Erwartungsbereich der Druckfestigkeit dieser Gesteinsarten ist für den aufgeschlossenen Tiefenbereich trotzdem mit geschätzt  $< 2 \text{ MN/m}^2$  bis  $200 \text{ MN/m}^2$  anzunehmen, da bei der Bewertung u.a. auch die im Gestein enthaltenen Gerölle bei entsprechender Zusammensetzung (z.B. quarzitisches Gerölle in den Konglomeraten) berücksichtigt werden müssen. Punktuelle Überschreitungen des genannten Maximalwertes sind z. B. für reine Quarzgerölle denkbar.

Der laborativ ermittelte Einzelwert von  $23 \text{ MN/m}^2$  für die einaxiale Druckfestigkeit der Grauwacke liegt ebenfalls am unteren Rand des Erwartungsbereiches für die einaxiale Druckfestigkeit dieser Gesteinsart. Das niedrige Messergebnis ist auch hier maßgeblich durch den hohen Durchtrennungsgrad des Gesteins beeinflusst. Ein ausreichend langes, prüffähiges Kernstück ohne jegliche Trennflächen und damit Schwächezonen war aus dem Bohrkern BK 5 nicht gewinnbar, so dass der Messwert in angemessener Weise, d.h. unter Hinzuziehung von Erfahrungswerten bewertet werden muss.

### 9.3 Suffosions- und Erosionseigenschaften der anstehenden Böden

Die grob- bis gemischtkörnigen Flusskiese und Hangschuttbildungen sind suffosionsanfällig. Hier kann es unter Grundwassereinfluss bei entsprechendem hydraulischen Gefälle zum Ausspülen von Feinkornanteilen kommen, die nicht zum tragenden Korngerüst des durchströmten bzw. durchsickerten Bodens gehören. Aue-, Löss- und Hanglehne sowie Auesande neigen besonders bei weicher Konsistenz bzw. lockerer Lagerung zur Umstrukturierung des Korngerüsts durch Erosion. Der Verwitterungsersatz der örtlichen Festgesteine ist bei der überwiegend festgestellten mind. mitteldichten bis dichten Lagerung insgesamt wenig anfällig gegen Suffosion und Erosion. Für die unterlagernden verwitterten Sedimentgesteine gilt das gleichermaßen.



## **10 Resultate der geohydraulischen Feldversuche**

### **10.1 WD-Tests**

Nach Untersuchungskonzept war zur Bestimmung der Wasseraufnahmefähigkeit sowie zur Beurteilung des Verformungs- und Erosionsverhaltens sowie der Durchlässigkeit des Dammuntergrundes die Durchführung von vier WD-Tests vorgesehen. Es wurden die Kernbohrungen BK 2, BK 4, BK 5 und BK 6 für die Versuche ausgewählt. Die Wasserdurchlässigkeitstest wurden vom Ingenieurbüro Maik Wähler aus Rechenberg-Bienenmühle unmittelbar nach der Fertigstellung der Bohrungen im Zeitraum vom 16.06.2016 bis 22.06.2016 ausgeführt. Die Messergebnisse der WD-Tests sind im Ergebnisbericht des Ingenieurbüros vom 24.06.2016 [7] im Einzelnen dokumentiert. Anlage A 7 enthält eine Kopie des genannten Ergebnisberichts.

Die WD-Versuche wurden im Tiefenbereich zwischen 7 m und 15 m unter der aktuellen Geländeoberkante, d.h. zwischen ca. 319,1 m NHN und 327,5 m NHN ausgeführt. Der Abpressvorgang erfolgte unter Einsatz eines Einfachslauchpackersystems (Manschettenlänge: 1 m) gegen die Bohrlochsohle (BK 2) bzw. eines Doppelpackersystems gegen die Bohrlochwand (BK 4, BK 5 und BK 6). Der Packerdruck betrug zwischen 10 und 13 bar. Es wurden Bohrlochstrecken zwischen 2 m und 6 m Länge abgepresst und Druckstufen in drei bzw. vier aufsteigenden und zwei bzw. drei absteigenden Stufen gefahren. Der Einpressvorgang jeder Druckstufe wurde, soweit möglich, über einen Zeitraum von mind. 10 Minuten konstant gehalten. Nach [6] werden die Versuchsbedingungen als konstant bzw. quasistationär angesehen, wenn der Durchfluss um weniger als 5% schwankt, ohne dass Änderungen an der jeweiligen Druckeinstellung vorgenommen werden. Die verpresste Wassermenge wurde kontinuierlich aufgezeichnet. Um mögliche Packerumläufigkeiten während der Versuche zu erfassen, wurde der Wasserstand im Bohrloch per Drucksonde überwacht und der Überlauf am Rohrkopf beobachtet.

Die aktuell durchgeführten WD-Tests und deren wesentliche Ergebnisse werden in folgender Tabelle 8 zusammengefasst.





**Geotechnischer Bericht** **analytec-Projekt-Nr. M-014/2016**

**Tabelle 8:** Ergebnisse der WD-Versuche

Aufschlussbezeichnung und Tiefenbereich WD-Test [m u. GOK]	Schichtbezeichnung	Druck in der Messstrecke [bar] Mittelwert je Laststufe	abgepresste Wassermenge Q [l/s] Mittelwert je Laststufe	abgepresste Wassermenge Q [l/(min*m)] Mittelwert je Laststufe	Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ [m/s] analytisch	Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ [m/s] n. Heitfeld	Lugeon-Wert [l/(min*m)]
BK 2 9,0 – 15,0	Konglomerat, mäßig verwittert	1,04	0,07	0,7	$7,71 * 10^{-7}$	$3,16 * 10^{-7}$	6,6
		2,14	0,07	0,7	$3,88 * 10^{-7}$	$6,92 * 10^{-8}$	3,3
		3,11	0,06	0,6	$2,41 * 10^{-7}$	$2,17 * 10^{-8}$	2,1
		4,14	0,09	0,9	$2,63 * 10^{-7}$	$2,72 * 10^{-8}$	<b>2,3</b>
		4,03	0,11	1,1	$3,27 * 10^{-7}$	$4,62 * 10^{-8}$	2,8
		3,22	0,10	1,0	$3,63 * 10^{-7}$	$5,92 * 10^{-8}$	3,1
		2,15	0,07	0,7	$3,55 * 10^{-7}$	$5,63 * 10^{-8}$	3,0
		1,17	0,04	0,4	$4,26 * 10^{-7}$	$8,57 * 10^{-8}$	3,6
BK 4 7,5 – 10,5	Konglomerat, stark verwittert	0,17	0,06	1,1	$3,95 * 10^{-6}$	$7,94 * 10^{-5}$	66,8
		1,03	0,15	3,1	$3,77 * 10^{-6}$	$7,16 * 10^{-6}$	30,2
		1,97	0,28	5,7	$3,77 * 10^{-6}$	$7,16 * 10^{-6}$	28,8
		3,05	0,48	9,5	$3,77 * 10^{-6}$	$7,16 * 10^{-6}$	<b>31,1</b>
		1,66	0,85	17,0	$5,09 * 10^{-6}$	$1,40 * 10^{-5}$	101,9
		1,41	0,46	9,3	$3,67 * 10^{-6}$	$6,71 * 10^{-5}$	65,9
		1,13	0,24	4,9	$2,33 * 10^{-6}$	$2,22 * 10^{-5}$	43,3
BK 5 7,5 – 9,5	Grauwacke, mäßig verwittert	0,82	0,07	2,0	$2,13 * 10^{-6}$	$4,68 * 10^{-6}$	<b>24,2</b>
		2,10	0,28	8,4	$3,50 * 10^{-6}$	$1,28 * 10^{-5}$	39,9
		2,92	0,96	28,7	$8,64 * 10^{-6}$	$7,92 * 10^{-5}$	98,4
		1,74	1,16	34,9	$1,76 * 10^{-5}$	$3,30 * 10^{-4}$	200,5
		1,33	0,52	15,5	$1,02 * 10^{-5}$	$1,11 * 10^{-4}$	116,1
		1,00	0,14	4,2	$3,64 * 10^{-6}$	$1,39 * 10^{-5}$	41,5
BK 6 7,0 – 9,0 (Versuchsergebnis wg. Packerumläufigkeit korrigiert)	Konglomerat, stark verwittert	0,17	0,15	4,5	$2,34 * 10^{-5}$	$5,82 * 10^{-4}$	<b>266,1</b>
		0,22	0,42	12,6	$5,02 * 10^{-5}$	$2,70 * 10^{-3}$	572,1
		0,33	0,64	19,1	$5,16 * 10^{-5}$	$2,85 * 10^{-3}$	587,9
		0,26	0,44	13,3	$4,56 * 10^{-5}$	$2,22 * 10^{-3}$	518,8
		0,20	0,23	6,8	$3,00 * 10^{-5}$	$9,60 * 10^{-4}$	341,6

Die nach Auswertung der Messdaten für die Bewertung des vorhandenen Untergrundes maßgebenden Lugeon-Werte sind in obiger Tabelle 2 durch Fettdruck hervorgehoben. Zu beachten ist, dass die maßgebenden Lugeon-Werte nicht die einzige Grundlage der Einschätzung der Injizierbarkeit des anstehenden Untergrundes oder gar der Notwendigkeit der Untergrundinjektion bilden, da diesbezüglich weitere Kriterien zusätzlich zu berücksichtigen sind.



Eine Darstellung der p/Q- und Q/p-Diagramme der einzelnen Versuche, eine Bewertung des Erosions- bzw. Verformungsverhaltens sowie eine Darstellung der Druckstufen und der Verteilung der errechneten Lugeon-Werte für die aktuell ausgeführten WD-Tests ist in Anlage A 8 enthalten.

Aus den durchgeführten WD-Versuchen sind folgende Informationen und Einschätzungen im Hinblick auf die unter Berücksichtigung der Gesamtheit der Informationen und Messergebnisse generell als erforderlich zu bewertende zusätzliche Untergrundabdichtung entlang der Dammachse bzw. unterhalb der Dammdichtung abzuleiten:

- a) Insgesamt resultieren aus den aktuellen WD-Versuchsergebnissen Durchlässigkeitsbeiwerte für die wechselnd stark verwitterten Gesteine (Konglomerate und Grauwacke) formal zwischen  $k_{f,\min} = \text{ca. } 2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$  und  $k_{f,\max} = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  (vgl. Tabelle 8, alle Einzelergebnisse und beide Auswerteverfahren).

Die max. Prüfüberdrücke wurden mit 3 bar bzw. 4 bar gewählt, so dass die max. Wassersäule im Becken von ca. 6,4 m bei Kronenstau (erzeugt einen zusätzlichen hydraulischen Druck von 0,64 bar) in jedem Fall hinreichend erfasst ist. Nur für den Versuch in BK 6 gelang der Druckaufbau vorzugsweise wegen der starken Umläufigkeit des oberen Packers nicht in vergleichbarer Größenordnung. Nach einer diesbezüglichen Korrektur der Messwerte in abgeschätzter Größe werden die dann abgeleiteten Messwerte trotzdem als auswertbar beurteilt. Unter Berücksichtigung aller zusätzlichen Angaben bzgl. der Beobachtungen während der Versuchsdurchführungen (besonders im Hinblick auf den jeweiligen Wasserrücklauf nach Versuchsende) ist einzuschätzen, dass die nach dem analytischen Verfahren ermittelten und insgesamt etwas niedriger liegenden  $k_f$ -Werte die Durchlässigkeitseigenschaften der im Dammuntergrund anstehenden verwitterten Gesteine vergleichsweise gut abbilden und daher den weiteren Schlussfolgerungen zugrunde gelegt werden können. Aus den WD-Versuchen sind damit folgende Wertebereiche der  $k_f$ -Werte für die untersuchten Festgesteinvarietäten als eine Grundlage zur abschließenden Festlegung der Bemessungswerte abzuleiten:

Konglomerat, stark verwittert:  $k_f = \text{ca. } 2 \cdot 10^{-6} \text{ bis } 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ ,  
lokale Schwächezonen  $5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

Konglomerat, mäßig verwittert:  $k_f = \text{ca. } 2 \cdot 10^{-7} \text{ bis } 8 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

Grauwacke, mäßig verwittert:  $k_f = \text{ca. } 2 \cdot 10^{-6} \text{ bis } 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

- b) Aus der Ansprache der Bohrkerne, den Beobachtungen beim Bohrvorgang, den bodenphysikalischen Versuchsergebnissen, den Einschätzungen zur (überwiegend nur relativ geringen) Materialfestigkeit der anstehenden verwitterten Festgesteine sowie aus den



aktuellen Versuchsergebnissen der WD-Tests wird eingeschätzt, dass für den geprüften Tiefenbereich bis max. 15 m unter der aktuellen Geländeoberkante von vergleichsweise geringen kritischen Drücken  $P_{krit.}$  auszugehen ist, bei denen es durch vorwiegend erosionsbedingte Aufreißvorgänge und Materialumlagerungen zu dauerhaften Veränderungen des Materialgefüges kommt. Eingeschätzt wird nach den vorliegenden Daten, dass der kritische Druck im geprüften Tiefenbereich zwischen ca. 3 und 4 bar liegen wird, was besonders im Hinblick auf ggf. geplante Injektionsarbeiten äußerst ungünstig zu bewerten ist.

- c) Unter Berücksichtigung der vorliegenden Ergebnisse der WD-Versuche und der Aufschlussergebnisse sind folgende Bewertungen im Hinblick auf zwecks Untergrundabdichtung evtl. geplante Injektionsarbeiten abzuleiten:
- Entlang der geplanten Dammachse stehen im Untergrund unterschiedlich ausgeprägte Verwitterungsbildungen der unterlagernden Festgesteine an. Es sind Materialien zu berücksichtigen, die aufgrund niedriger kritischer Drücke bei gleichzeitig geringer Größe der zu injizierenden Porenkanäle als nicht injizierbar zu bewerten sind. Nach [19] sind für die zusätzliche Abdichtung enger Wasserwege bzw. die Reduzierung der Durchlässigkeit des relativ gering aufnahmefähigen Materials (Wassermengen im WD-Versuch von bis zu ca. 3 Lugeon) mittels Injektionen Injektionsdrücke von  $> 10$  bar erforderlich. Da für die betreffenden Bereiche von einer Größe kritischer Drücke auszugehen ist, die deutlich kleiner als 10 bar sind, ist eine nachträgliche Abdichtung dieser Materialien bzw. einer Reduzierung von deren Durchlässigkeit mittels Niederdruckinjektion als nicht möglich zu bewerten. Diese Einschätzung betrifft sowohl die im Untergrund anstehenden Verwitterungsersatzböden als auch die in BK 2 geprüften mäßig verwitterten Konglomerate. Einen weiteren Teil des relevanten Untergrundes bilden die stärker verwitterten Festgesteinsbereiche (Konglomerate und Grauwacke). Hier wäre eine Niederdruckinjektion zur Reduzierung der Untergrunddurchlässigkeit prinzipiell möglich, allerdings ist eine verbindliche Eingrenzung der entsprechend besser geeigneten Abschnitte auf der Grundlage lokaler Baugrundaufschlüsse nicht mit hinreichender Genauigkeit realisierbar.
  - Hochdruckinjektionen scheiden zur generellen Reduzierung der Untergrunddurchlässigkeit entlang der Dammachse bzw. unterhalb des Dichtungselementes aufgrund der vergleichsweise sehr großen Inhomogenität der relevanten Untergrundverhältnisse ebenfalls aus, da zunehmend stückig-steiniges Material bzw. lokale Bereiche höherer Festigkeit innerhalb der Verwitterungsbildungen mit diesem Verfahren nicht „verarbeitbar“ sind. Ein hinreichend homogenes Boden-



Bindemittelgemisch, wie es bei der Hochdruckinjektion in gewünschter Qualität entstehen soll, ist sowohl bei zunehmender Bindigkeit (insbesondere bestimmt durch den Feinkornanteil) als auch bei annehmendem Verwitterungsgrad des Gesteins (zunehmende Kies-/ Steinanteile) nicht mehr herstellbar. Im vorliegenden Fall ist einzuschätzen, dass die Inhomogenität der anstehenden Verwitterungsbildungen unterhalb der Dammachse zu groß und nicht hinreichend eingrenzbar ist, um eine zusätzliche Untergrundabdichtung mittels Hochdruckinjektion zu planen.

## 10.2 Pumpversuch

Zur Feststellung der Wasserdurchlässigkeit des quartär angelegten Grundwasserleiters wurde am 05.08.2016 ein auf 2,5 Std. angelegter Pumpversuch in der zur Grundwassermessstelle GWM 3 ausgebauten BK 4 durchgeführt. Die GWM 3 wurde zwischen 2 m und 4 m u. GOK im Talgrundwasserleiter verfiltert, wobei der wassererfüllte untere Teil des Flusskieses und der Verwitterungsersatz des Rotliegend mit 4"-Filterrohr ausgebaut wurden. Das Pumpversuchsprotokoll ist als Anlage A 9 im Anlagenteil zu finden.

Der aus dem einzelnen Pumpversuch für den quartär angelegten Talgrundwasserleiter abzuleitende Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  beträgt ca.  $2,5 \times 10^{-5}$  m/s (durchlässig i. S. der DIN 18 130). Die sonstigen Laborergebnisse und die ingenieurgeologische Ansprache des Materials sind in die weitere Bewertung der relevanten Materialdurchlässigkeit einzubeziehen.

## 11 Bodenkennwerte / Berechnungswerte

Für erdstatische Berechnungen können die in Tabelle 9 aufgeführten charakteristischen Materialkennwerte für die aufgeschlossenen Bodenschichten (vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes der angegebenen Schicht) angesetzt werden.

Ihre Festlegung beruht auf der visuellen Schichtansprache, den durchgeführten stichprobenartigen Labor- und Feldversuchen und Erfahrungswerten unter Berücksichtigung der in DIN 1055 angegebenen Richtwerte. Es werden die Kennwerte für die im maßgebenden baupraktischen Tiefenbereich angetroffenen Bodenschichten angegeben.



**Tabelle 9:** Charakteristische Berechnungskennwerte in Anlehnung an DIN 1055 für die im baupraktischen Tiefenbereich anstehenden Boden- und Gesteinsschichten.

Nr.	Schicht / Homogenbereich	Bodenkennwerte					
		Wichte	Wichte unter Auftrieb	wirksamer Reibungswinkel <sup>1)</sup>	wirksame Kohäsion	Steifezahl	Durchlässigkeitsbeiwert (Wertebereich)
		$\gamma$	$\gamma'$	$\varphi'$	$c'$	$E_s$	$k_f$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[ ° ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[m/s]
1	Oberboden	15	5	30	2	–	1*10 <sup>-6</sup> bis 1*10 <sup>-5</sup>
2	Lehmböden, mind. steif, UL /TL – TM	20	10	25	5	5	1*10 <sup>-8</sup> bis 1*10 <sup>-6</sup>
3a	HangsedimenteGU/GU* - SU/SU*	20	11	33	0	20	1*10 <sup>-6</sup> bis 5*10 <sup>-5</sup>
3b	Auesand SU-SU*	19	9	30	0	10	1*10 <sup>-6</sup> bis 5*10 <sup>-5</sup>
3c	Flusssies GU – GU*	21	11	35	0	35	1*10 <sup>-5</sup> bis 1*10 <sup>-4</sup>
4	Verwitterungszersatz GU/GU* - SU/SU* (VZ)	20	10	35	5	20 – 40 (mit der Tiefe zunehmend)	1*10 <sup>-7</sup> bis 1*10 <sup>-5</sup>
5a	Festgesteine, stark verwittert	23	13	35	15 <sup>2)</sup>	100	1*10 <sup>-7</sup> bis 1*10 <sup>-5</sup> , lokale Schwächezonen 5*10 <sup>-5</sup>
5b	Festgesteine, mäßig verwittert	24	14	40	20 <sup>2)</sup>	200	1*10 <sup>-7</sup> bis 2*10 <sup>-5</sup>

<sup>1)</sup> Die Maximalwerte, z. B. maßgebend für die Ermittlung von Geräteparametern (Bohrungen etc.), können um ca. 5° höher liegen

<sup>2)</sup> Modellannahme/Rechenwert Baugrundmodell, auf Klufflächen gilt für Einzelnachweise  $c' = 0$

Die angegebenen Steifezahlen gelten als mittlere Steifemoduln für die jeweilige Schicht und wurden für die Böden und den Verwitterungszersatz der Festgesteine aus den Schlagzahlen  $n_{10}$  der ausgeführten schweren Rammsondierungen abgeleitet.

Die in Tabelle 9 angegebenen charakteristische Bodenkenngößen repräsentieren mit Ausnahme der als Wertebereich angegebenen Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_f$  die Tragwiderstandsbedingung A i.S. von DIN 19 700, d.h. es handelt sich um gesicherte Kennwerte, die durch Versuchsergebnisse unter Einbeziehung von Abminderungsfaktoren untersetzt bzw. auf der Grundlage von Erfahrungswerten sicher abgeschätzt wurden.



<b>Geotechnischer Bericht</b>	<b>analytec-Projekt-Nr. M-014/2016</b>
-------------------------------	--

Basierend auf den Ergebnissen der durchgeführten Feld- und Laboruntersuchungen am Standort werden die maßgebenden Scherfestigkeitsparameter der relevanten Baugrundschichten für die maßgebenden Tragwiderstandsbedingungen A bis C als Grundlage des nach DIN 19 700 zu führenden Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweises folgendermaßen festgelegt:

**Tabelle 10:** Berechnungskennwerte der Scherfestigkeit der anstehenden Baugrundschichten für die verschiedenen Tragwiderstandsbedingungen i.S. der DIN 19700

<b>Schicht / Homogenbereich</b>	<b>Scherfestigkeitsparameter</b>					
	Tragwiderstandsbedingung A		Tragwiderstandsbedingung B		Tragwiderstandsbedingung C	
	wirksamer Reibungs winkel $\varphi'$	wirksame Kohäsion $c'$	wirksamer Reibungs - winkel $\varphi'$	wirksame Kohäsion $c'$	wirksamer Reibungs - winkel $\varphi'$	wirksame Kohäsion $c'$
	[ ° ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[ ° ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[ ° ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Oberboden	30	2	30	0	30	0
Lehmböden, mind. steif, UL /TL – TM	25	5	25	2	23	2
HangsedimenteGU/ GU* - SU/SU*	33	0	32	0	32	0
Auesand, SU–SU*	30	0	29	0	28	0
Flussskies, GU–GU*	35	0	33	0	32	0
Verwitterungs- zersatz GU/GU* - SU/SU* (VZ)	35	5	35	2	33	2
Festgesteine, stark verwittert	35	15	35	10	33	5
Festgesteine, mä- ßig verwittert	40	20	40	15	38	10

Eine Variation der Wichten der im Dammuntergrund anstehenden Baugrundschichten ist nicht erforderlich. Hier können die in Tabelle 9 angegebenen Berechnungskennwerte für alle Tragwiderstandsbedingungen (A bis C) in gleicher Höhe angesetzt werden.

Im Rahmen der Erstellung von Strömungsmodellen als Grundlage der Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN 19 700 sind unter Berücksichtigung der Festlegung der jeweiligen Modellrandbedingungen Variationen der Durchlässigkeitsparameter innerhalb der in Tabelle 9 angegebenen Wertebereiche für die verschiedenen Baugrundschichten vorzunehmen. Schwächezonen mit der angegebenen erhöhten Durchlässigkeit



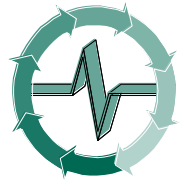
innerhalb der stark verwitterten Festgesteine können modelliert werden, wobei deren Schicht-/ Lagendicke nicht mehr als 2 m betragen sollte. Aus den Ergebnissen und einer entsprechenden Bewertung ist das der Bemessung der erforderlichen Einbindetiefe der Untergrundabdichtung abschließend vorauszusetzende Strömungsmodell abzuleiten.

## **12 Geotechnische Schlussfolgerungen**

### **12.1 Baugrundeignung, Dammbau**

Folgende Schlussfolgerungen für die Gründung und den Aufbau des geplanten Absperrdammes lassen sich aus den vorliegenden Unterlagen und Untersuchungsergebnissen ableiten:

- Die Baugrundverhältnisse am geplanten Dammstandort werden gekennzeichnet durch geringmächtige setzungsempfindliche Lehmböden über gut tragfähigen fluviatilen Sedimentböden (i.W. Flusskiese bzw. Hangsedimente) denen ebenfalls gut tragfähige Verwitterungsbildungen der standortrelevanten Festgesteine folgen. Mit der Tiefe kann eine tendenzielle, aber keine kontinuierliche Abnahme des Verwitterungsgrades der örtlich anstehenden Sedimentgesteine vorausgesetzt werden.
- Die vorliegenden Planungsunterlagen sehen einen Aufbau des Absperrdammes nach Abtrag der flächig vorhandenen Mutter-/Oberbodendeckschicht vor. Die Dammaufstandsfläche wird sich dann im Talbereich weitgehend im Bereich der dort vorhandenen lehmigen Deckschichten befinden. Diese sind unter der Voraussetzung einer mindestens steifen Konsistenz der Materialien für eine Überbauung mit einem Erddamm voraussichtlich hinreichend tragfähig. Voraussetzung ist, dass alle organisch durchsetzten, durchwurzelten oder evtl. weichen / aufgeweichten Bereiche der Lehmböden vor Beginn des Dammaufbaus vollständig ausgehoben und gegen geeignetes, verdichtungsfähiges Dammbaumaterial ersetzt werden. Die aus dieser Anforderung resultierende Mindest-Abtragsdicke ist im Bereich der Talauflage mit mindestens 50 cm bis ca. 1 m bezogen auf die aktuelle Geländeoberfläche abzuschätzen. In den beiderseitig angrenzenden Hangbereichen wird sich die Abtragssohle nach großzügigem Oberbodenabtrag meist bereits im Bereich von gut tragfähigen Hangsedimenten oder den Verwitterungseratzmaterialien der unterlagernden Festgesteine befinden. Beide Bodenarten sind ausreichend tragfähig für den geplanten Dammaufbau.
- Vor Einbaubeginn sind alle Abtrags-/Einbauflächen in geeigneter Weise nachzuverdichten. Um eine gute Anbindung des Dammes in den Hangbereichen zu



gewährleisten und auch in diesen Bereichen eine fachgerechte Verdichtung durchführen zu können, sollte dort ggf. eine abgetreppte Bauweise vorgesehen werden.

- Der geplante Absperrdamm ist nach den vorliegenden Planungsunterlagen als Zwei-Zonen-Damm mit wasserseitiger Dichtungszone aus bindigem Einbaumaterial geplant. Die Dichtungszone wird zu Frostschutzzwecken zudem mit einer mindestens 1 m dicken Abdeckschicht überbaut. Der landseitige Stützkörper soll aus Steinschüttmaterial oder sonstigen geeigneten Erdstoffen hergestellt werden. Die geplanten Einbaumaterialien sind im Rahmen der Erstellung des Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweises nach DIN 19 700 in ihren Eigenschaften und Einbauanforderungen hinreichend genau zu spezifizieren. Für den Einbau der Dichtungszone aus bindigen Bodenmaterialien empfiehlt sich die Verdichtung in Böschungfallrichtung, um horizontale Arbeitsfugen zu vermeiden. Ggf. sollte ein Über-Profil geschüttet und nachfolgend profiliert werden, was i.d.R. zu einer deutlich besseren Einbauhomogenität führt und daher für den Einbau des Dichtungskörpers im Bereich der wasserseitigen Dammböschung zu empfehlen ist.
- Unterhalb des Dichtungskörpers ist am wasserseitigen Dammfuß zur hinreichenden Verlängerung der Strömungswege die Anordnung eines vertikalen Dichtungselementes vorgesehen und unter Berücksichtigung der festgestellten Untergrunddurchlässigkeiten sowie vorbehaltlich des diesbezüglich noch aufzustellenden Gebrauchstauglichkeitsnachweises auch als notwendig einzuschätzen. Der Nachweis der erforderlichen Tiefenausdehnung des Dichtelementes bzw. der Untergrundabdichtung kann dabei ausschließlich auf die ausreichende hydraulische Sicherheit im Hinblick auf die max. zulässigen Dammunterströmung abgestellt werden, da für das als Trockenbecken geplante Hochwasserrückhaltebecken keine Begrenzung der Wasserverluste im Einstaufall erforderlich ist.
- Das Material im Untergrund des geplanten Dammbauwerks ist für Injektionsarbeiten nur sehr eingeschränkt geeignet. Entlang eines Teils der Dammgesamtlänge stehen Materialien an, die aufgrund ihrer relativ geringen Festigkeit bei gleichzeitig geringer Größe der zu verpressenden Porenkanäle (Bereiche geringerer Durchlässigkeit) aufgrund der notwendigen Injektionsdrücke keine hinreichende Eignung für Niederdruckinjektionen aufweisen. Andererseits sind Bereiche höherer Festigkeit bei gleichzeitig starker Klüftung zu berücksichtigen für die Niederdruckinjektionen theoretisch möglich wären. Ähnliches gilt nahezu umgekehrt für Hochdruckinjektionen. Insgesamt kommt die Herstellung des erforderlichen Dichtungselementes bzw. der Untergrundabdichtung mittels Injektionsverfahren (Injektionsschleier) daher eher nicht in Betracht. Keines der beiden Verfahren ist für die gesamte Bandbreite der Ausbildung und Zusammenset-





zung der im maßgeblichen Tiefenbereich anstehenden Verwitterungsbildungen der anstehenden Gesteine geeignet. Aus den punktuellen Baugrundaufschlüssen besteht zudem auch keine Möglichkeit der hinreichenden Eingrenzung einzelner Teilbereiche für den ggf. abschnittswisen Einsatz der einzelnen Verfahren. Es muss davon ausgegangen werden, dass bei der festgestellten Inhomogenität der Verwitterungsbildungen im Untergrund keine ausreichend gleichmäßigen Injektionskörpergeometrien mit hinreichend einheitlichen Eigenschaften entlang der gesamten Dammlänge hergestellt werden können, so dass ein Injektionsschleier als Untergrundabdichtung im vorliegenden Fall als nicht geeignet zu beurteilen ist.

- Die erforderliche Untergrundabdichtung kann daher vorzugsweise nur mittels Anordnung einer dichtenden, wandartigen Konstruktion realisiert werden. Diese ist zur Schaffung klarer Randbedingungen in geeigneter Weise in den Fußbereich des wasserseitigen Dichtungskörpers einzubinden. Hergestellt werden kann eine entsprechende Dichtwand im Untergrund z.B. mittels Durchführung überschnittener Bohrungen, die anschließend mit definiertem Dichtwandmaterial verfüllt werden. Auch die Ausführung als überschnittene Bohrpfahlwand ist denkbar und gut geeignet. Diese bietet außerdem noch genauer definierte Randbedingungen hinsichtlich ihrer geometrischen und Materialeigenschaften als die erwähnte verfüllte Dichtwandvariante. Ansonsten ggf. auch in Betracht kommende Spundwandlösungen sind im vorliegenden Fall u.a. aus Kostengründen weniger geeignet, da das hinreichend tiefe Einbringen einer Spundwand am geplanten Baustandort als Zusatzleistung durchgängig vorherige Bohrungen erfordern würde.
- Die Erfordernis der Weiterführung der geplanten Untergrundabdichtung auch unter dem Durchlassbauwerk ist mittels geeigneter Nachweisführung zu prüfen.
- Auf die unbedingte Notwendigkeit der geometrisch filterstabilen Ausführung aller Grenzflächen zwischen Untergrund und den Dammschüttmaterialien bzw. zwischen den verschiedenen Dammbaustoffen in den einzelnen Einbauzonen wird besonders hingewiesen. Alle verwendeten Dammbaustoffe sollten generell und nachweislich geometrisch suffosionssicher sein.
- Für Bereiche mit geplanten massiven Einbauten (hier: Durchlassbauwerk) ist unter der Voraussetzung einer fachgerechten Herstellung und besonders sorgfältigen Verdichtung der Erdstoffe im Grenzbereich zu den massiven Bauwerksteilen von einer ausreichenden hydraulischen bzw. Erosionssicherheit auszugehen. Rechnerisch hinreichend erfassen bzw. nachweisen kann man Wasserwegigkeiten im Bereich von Kontaktflächen zwischen Einbauten und Dammschüttmaterialien nicht. Neben einer konstruktiv günstigen Ausführungsvariante, auf die natürlich besonderes Augenmerk zu legen ist,



besteht in der Folge ausschließlich die Möglichkeit, durch Beobachtung beim Einstau ein diesbezügliches Gefährdungspotential rechtzeitig zu erkennen und bei Notwendigkeit zusätzliche konstruktive bzw. auch sofortige Maßnahmen zu ergreifen.

- Die Gründungssohle des geplanten Durchlassbauwerks wird nach aktuellem Planungsstand bei ca. 324,2 m NHN angeordnet. Sie befindet sich damit im Übergangsbereich zwischen den Verwitterungszeratzmaterialien und den unterlagernden verwitterten Festgesteinen und damit im Bereich gut tragfähiger Baugrundsichten. Im Rahmen der Baugrubenherstellung zur Errichtung des Durchlassbauwerks werden neben einer bauzeitlich verrohrten Vorbeiführung der Kleinen Striegis an der Baugrube umfangreichere bauzeitliche Grundwasserhaltungsmaßnahmen erforderlich. Mit zunehmender Aushubtiefe ist im Bereich der Baugrube für das Durchlassbauwerk von einem erhöhten Löseaufwand infolge zunehmender Materialfestigkeit mit der Tiefe bzw. des möglichen Vorhandenseins festerer Zwischenlagen im Verwitterungsersatz zu rechnen.
- Geeignete bauzeitliche Grundwasserhaltungs- und Hochwasserschutzmaßnahmen sind vorzusehen.

## 12.2 Gründung von Bauwerken

Die vorgesehene Flachgründung des geplanten Durchlassbauwerks kann im Verwitterungsersatz der anstehenden Sedimentgesteine erfolgen. Restmächtigkeiten von Flusskies und / oder umgelagertem Zersatzmaterial können unter der Voraussetzung einer fachgerechten Nachverdichtung der Gründungssohlen unter Voraussetzung der hinreichenden Wasserfreiheit des Verdichtungsbereichs bis 0,5 m unter Baugrubensohle vor Ort verbleiben. Nur lehmige, ggf. aufgeweichte Einlagerungen sind aus den Gründungssohlen vollständig zu entfernen und gegen geeignetes Austauschmaterial zu ersetzen. Erhöhte Aufwendungen sind im Rahmen des geplanten Bauvorhabens für die notwendigen Wasserhaltungsmaßnahmen, einen lokal ggf. erforderlichen begrenzten Bodenaustausch und eine erforderliche sorgfältige Nachverdichtung der Aushub-/ Gründungssohlen einzuplanen.

Die Notwendigkeit von Felslösearbeiten ist bei der geplanten Lage der Gründungssohle des Durchlassbauwerks (ca. 324,20 m NHN) nach gegenwärtigem Kenntnisstand nicht zu erwarten, für (kleinere) Teilbereiche / Zwischenlagen innerhalb der Zersatzprodukte des Festgesteins aber auch nicht endgültig auszuschließen.

Für Streifenfundamentgründungen im Bereich der gemischtkörnigen Verwitterungsersatzmaterialien mit einer mittleren halbfesten Konsistenz des feinkörnigen Bodenanteils können



in erster Näherung die Bemessungswerte  $\sigma_{R,d}$  des Sohlwiderstands der folgenden Tabelle 4 (nach Tabelle A 6.6 der DIN 1054:2010-12) in Ansatz gebracht werden.

**Tabelle 11:** Bemessungswerte  $\sigma_{R,d}$  des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf gemischtkörnigem Boden (Verwitterungszersatz) nach DIN 1054:2010-12

<b>kleinste Einbindetiefe des Fundaments (m)</b>	<b>Bemessungswerte <math>\sigma_{R,d}</math> des Sohlwiderstands in kN/m<sup>2</sup> bei Streifenfundamenten mit Breiten <math>b</math> bzw. <math>b'</math> von 0,5 bis 2 m</b>
0,5	310
1	390
1,5	460
2	520

Zwischenwerte können aus den oben angeführten Tabellenwerten geradlinig interpoliert werden. Die Werte der Tabellen gelten für lotrechte, mittige Belastung. Bei außermittigem Lastangriff ist die Fundamentfläche auf die Teilfläche  $A'$  zu verkleinern, deren Schwerpunkt der Lastangriffspunkt ist. Der Bemessungswert des Sohlwiderstands ist dann auf die kleinere der reduzierten Seitenlängen  $b'$  zu beziehen. Horizontallasten sind entsprechend DIN 1054 Pkt. A 6.10.2.4 zu berücksichtigen.

Erhöhungen der Bemessungswerte des Sohlwiderstands für Einzel- und Kreisfundamente in Abhängigkeit von der Fundamentgeometrie können entsprechend DIN 1054 Pkt. A 6.10.2.2 zusätzlich berücksichtigt werden.

Voraussetzung für die Anwendung der angegebenen Bemessungswerte des Sohlwiderstands ist generell eine sorgfältige Nachverdichtung der Aushub-/ Gründungssohlen und des Lasteinflussbereiches unter dem Fundament mit geeignetem Gerät unter Beachtung einer seitlichen Lastausbreitung von mind. 45°. Restmächtigkeiten von nicht endgültig ausschließenden lehmigen, u. U. aufgeweichten Einlagerungen sind aus den Gründungssohlen vollständig zu entfernen und gegen tragfähiges, hinreichend verdichtbares Material (ggf. auch Flussskies oder Felsersatz aus den Aushubbereichen) zu ersetzen.

Zur Herstellung einer ebenen, tragfähigen Gründungssohle und zum Schutz des Zersatzmaterials vor bauzeitlichen Witterungs-/Wasserbeeinflussungen ist unmittelbar nach Freilegung eine ca. 10 – 15 cm starke Sauberkeitsschicht aus Magerbeton auf die Aushub-/ Gründungssohle aufzubringen.



Bei voller Ausnutzung der angegebenen Bemessungswerte des Sohlwiderstands können abgeschätzt Setzungen bzw. Setzungsunterschiede von max. 2 cm auftreten. Die zu erwartenden Setzungen sollten bei Fertigstellung des Bauwerks größtenteils abgeklungen sein. Bei notwendigen Lastüberschreitungen oder in der Tabelle nicht enthaltenen geometrischen Abmessungen sind die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit durch Grundbruch- und Setzungsberechnungen nach DIN 4017 bzw. DIN 4019 mit Hilfe der in Tabelle 3 angegebenen charakteristischen Bodenkennwerte und Ansatz der Wichte unter Auftrieb im Bereich unterhalb des Bemessungswasserstandes nachzuweisen.

Für die Bemessung der Sohlplatte als plattenförmiges Gründungselement nach dem Bettungszifferverfahren kann bei einer Abmessung von ca. 40 m x 40 m und einer mittl. Sohlpressung bis max. ca. 200 kN/m<sup>2</sup> auf der Grundlage einer Überschlagsberechnung von einer mittleren Bettungszahl  $k_{s,m} = 10 \text{ MN/m}^3$  ausgegangen werden.

Aus der aktuellen Untersuchung zweier Wasserproben ist wegen der erhöhten Gehalte an kalklösender Kohlensäure eine erhöhte Betonaggressivität des anstehenden Grundwassers abzuleiten (Expositionsklasse XA 2 nach DIN EN 206-1, siehe Anlagen A 5/1 und A 5/2)

## **12.3 Hinweise zur Bauausführung**

### **12.3.1 Baugrubengestaltung und Wasserhaltung**

Bei der Herstellung von Baugruben und Böschungen sind die Festlegungen der DIN 4124 und ggf. 4123 (Aushubgrenzen) zu beachten. Benachbarte bauliche Anlagen (auch Maste, Leitungen) sind zu sichern bzw. umzuverlegen.

In den am Standort im Aushubbereich dominierenden Böden (geringmächtige lehmige Deckschichten, Auesande und Flusskiese, gemischtkörnige Hangsedimente und Verwitterungszersatzmaterialien) können Böschungen mit max. 45° Neigung hergestellt werden. Der angegebene zulässige Böschungswinkel gilt nur für trockene Böschungen mit Höhen < 5 m, kurzzeitiger Standdauer und einem lastfreien Streifen an der Böschungsoberkante von mindestens 1 m bei leichten Baufahrzeugen und 2 m bei schwerem Gerät. Eine freie Böschungsgestaltung dürfte unter den gegebenen örtlichen Verhältnissen weitgehend möglich sein.

Falls in Teilbereichen (z.B. für die Baugrube des Durchlassbauwerks) Sicherungs- bzw. Verbaumaßnahmen notwendig bzw. geplant werden, sind am Standort sowohl



Trägerbohlwand- als auch Spundwandverbau – in Abhängigkeit von der Baugrubentiefe bemessungsabhängig ggf. ausgesteift oder rückverankert – möglich. Zu beachten sind bei der Planung von Verbaumaßnahmen die erschwerten Bedingungen beim Einbringen von Verbauelementen aufgrund der mit der Tiefe zunehmenden Festigkeit der im baupraktischen Tiefenbereich unterhalb von ca. 3 bis 5 m unter Aufschlussniveau anstehenden wechselnd stark verwitterten Festgesteine. Es sind ab diesem Tiefenbereich in jedem Fall Einbringhilfen für Verbauelemente erforderlich (Bohrungen, je nach Tiefe und Verbauart ggf. auch verrohrte oder Austauschbohrungen). Der gewählte Verbau ist generell auf die geplanten Maßnahmen zur bauzeitlichen Grundwasserhaltung abzustimmen.

Die Baumaßnahme befindet sich im Einflussbereich der lokalen Grundwasserführung im Umfeld der Kleinen Striegis. Der örtliche Grundwasserstand wurde in der Baugrundaufschlüssen jeweils oberflächennah, d.h. bei häufig etwa 1 m unter GOK festgestellt. Der bauzeitliche Bemessungswasserstand ist prinzipiell den maßgebenden Wasserständen des Vorfluters / Bachlaufes gleichzusetzen und sollte mind. ca. 0,5 m über den aktuell gemessenen Wasserständen angesetzt werden.

Alle Baugrubensohlen und der Verdichtungseinflussbereich bis 0,5 m unter Baugrubensohle sind für eine einwandfreie Nachverdichtung der Gründungssohlen wasserfrei zu halten. Bis zu erforderlichen Absenkbeträgen von etwa 1 m kann die Grundwasserhaltung unter der Voraussetzung einer gleichzeitig verrohrten Vorbeiführung des örtlichen Vorfluters an der Baustelle durch eine ausreichend dimensionierte offene Wasserhaltung inkl. erforderlicher Drainagen in den Baugrubensohlen als beherrschbar eingeschätzt werden.

Größere Absenktiefen erfordern umfangreichere offene oder geschlossene Grundwasserhaltungsmaßnahmen. Wegen der geringen Tiefenausdehnung des lokalen Grundwasserleiters ist für geschlossene Grundwasserhaltungsanlagen zu berücksichtigen, dass diese für alle Baugruben, deren Sohlen sich in der Nähe zur bzw. unterhalb der UK des Grundwasserleiters befinden, in jedem Fall durch offene Grundwasserhaltungen in den Baugruben ergänzt werden müssen. Daher sind wahrscheinlich größer dimensionierte offene Wasserhaltungen mit einer ausreichenden Anzahl von ausgebauten Pumpensümpfen und Grabendränagen in der Baugrubensohle das besser geeignete Wasserhaltungsverfahren, um die max. erforderlichen Absenkbeträge von bis zu 2...3 m zu realisieren. Ggf. kann in Anstromrichtung vor der Baugrube für das Durchlassbauwerk mittels Anordnung einer tieferen Grabendränage bereits eine Vorabsenkung realisiert werden.

Für offenen Grundwasserhaltungen sind generell der zusätzliche Platzbedarf, eine hohe Sorgfaltspflicht beim Aushub und erhöhte Aufwendungen für die erforderliche filterstabile



Ausführung der Anlagenteile sowie Aushubbehinderungen infolge Anlage der Pumpensümpfe, Gräben, Dränagen einzuplanen.

Alternativ könnte für die Baugrube zur Errichtung des Durchlassbauwerks ein  $\pm$  wasserdichter Baugrubenverbau mit Spundwänden gewählt werden. Dabei muss besonders beachtet werden, dass nach dem Ziehen der Verbauelemente keine bleibenden Auflockerungen und damit Durchlässigkeitserhöhungen in diesbezüglich relevanten Bereichen unterhalb des Bauwerks verbleiben. Bei Notwendigkeit ist der Verbau im Untergrund zu belassen. Besonders Augenmerk ist darauf zu legen, dass alle Grundwasserhaltungsanlagen vor einer Überbauung mit dem Damm in geeigneter Weise zurückgebaut / verfüllt werden. Den Damm bzw. die Dammachse querende Dränagestränge sind generell auszuschließen. Zufließende Oberflächen- und Niederschlagswässer sind außerhalb von Baugruben zu fassen und abzuleiten. Ein Hochwasserschutzkonzept für die Bauzeit ist aufzustellen und zu berücksichtigen.

### **12.3.2 Bautechnische Verwendbarkeit des Aushubes / Wiedereinbau**

Am Standort stehen Böden mit unterschiedlichen bautechnischen Eigenschaften an. Die meist nur geringmächtig aufgeschlossenen Lehmböden sind vergleichsweise inhomogen ausgebildet und nur unter der Voraussetzung einer mindestens steifen Konsistenz mit geringen Verdichtungsanforderungen wieder einbaubar. Vergleichbares gilt für die lokal im Aushubbereich zu erwartenden Auesande. Eine Verwendung der Lehmböden zum Einbau in der geplanten Dammdichtung ist nicht möglich. Dort ist definiertes hinreichend homogenes Liefermaterial zu verwenden.

Die meist gemischtkörnigen Flusskiese und Verwitterungsersatzmaterialien sind in Abhängigkeit von der lokalen Kornzusammensetzung, d.h. insbesondere abhängig vom Feinkorngehalt mäßig bis gut verdichtbar und können als Einbaumaterial mit Verdichtungsanforderungen wiederverwendet werden. Eine Verwendung im Rahmen der geplanten Baumaßnahme ist z.B. als Austausch-/ Aufbaumaterial in der Dammaufstandsfläche nach Abtrag des Mutterbodens und der oberen Teile der lehmigen Deckschichten unterhalb des geplanten Stützkörpers denkbar. Hinreichend homogene Materialien, die eine Verwendung als definierte Dammbaustoffe zulassen, werden bei Aushub nicht anfallen.

Verschlechterungen der bautechnischen Eigenschaften der stärker feinkornhaltigen Teile der gemischtkörnigen Aushubmaterialien (i. Z. der Baumaßnahme durch Wasser- und Frosteinwirkung) sind in geeigneter Weise zu verhindern. Aufgeweichte bzw. gefrorene Materialien sind nicht einbaubar.



## **13 Abfalltechnische Untersuchungen**

### **13.1 Gesetzliche Grundlagen**

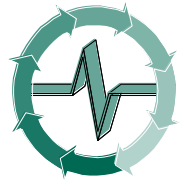
Die Empfehlungen der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) legen Güteanforderungen hinsichtlich Boden und Bauschutt für deren stoffliche Verwertung bzw. in Ausnahmefällen für deren Beseitigung fest. Bei Einhaltung dieser Mindestanforderungen werden bei der weiteren Verwendung (Verwertung, Ablagerung, evtl. weitere Behandlung belasteter Materialien) unvermeidbare Umweltbeeinträchtigungen ausgeschlossen. Bei den Zuordnungswerten aus handelt es sich um Vorsorgewerte, die vor allem aus der Sicht des Boden- und Grundwasserschutzes festgelegt wurden. Die Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Abfällen wurde in der LAGA-Mitteilung Nr. 20 (überarbeitete Endfassung vom 06.11.2003) in den Technischen Regeln – Allgemeiner Teil vorgegeben. Dort werden im Teil I unter Punkt 4 Anforderungen an die Verwertung von mineralischen Abfällen aufgelistet, für die verschiedene Fälle („Einbauklassen“) in Abhängigkeit von der Zuordnung der Materialien („Zuordnungskriterien“) unterschieden werden. Prinzipiell sind folgende Einbauarten für mineralische Abfälle möglich:

- Uneingeschränkter Einbau – Verwertung von Bodenmaterial in bodenähnlichen Anwendungen (**Einbauklasse 0**)
- Eingeschränkter offener Einbau (**Einbauklasse 1**)
- Eingeschränkter offener Einbau mit definierten technischen Sicherungsmaßnahmen (**Einbauklasse 2**)
- Einbau in geschlossenen Kreisläufen

Die **Zuordnungswerte (Z 1 - Z 2)** sind wie folgt definiert:

**Z 0:** Die Gehalte bis zum Zuordnungswert Z 0 kennzeichnen den natürlichen Boden. Bei der Unterschreitung der Zuordnungswerte Z 0 ist ein uneingeschränkter Einbau von Boden möglich. Eine Auskoffnung des Bodens bei Unterschreitung dieser Werte ist nicht erforderlich. In Gebieten in denen die natürliche Hintergrundbelastung einschließlich der allgemeinen vorhandenen anthropogenen Zusatzbelastung über den Z 0-Werten liegt, ist in der Regel die Verwertung des dort anfallenden Bodens bis zu diesen höheren Werten möglich.

**Z 1:** Die Zuordnungswerte bei Z 1 (Z 1.1 und Z 1.2) stellen die Obergrenze für den offenen Einbau unter Berücksichtigung bestimmter Nutzungseinschränkungen dar. Grundsätzlich gelten die Z 1.1 Werte. Bei Einhaltung dieser Werte ist selbst unter ungünstigsten hydrogeologischen Voraussetzungen davon auszugehen, dass keine nachteiligen Veränderungen des Grundwassers auftreten. Die Verwendung der Z 1.2 Werte als Obergrenze der



Stoffinhalte erfordern das Vorhandensein eines mindestens 2 m mächtigen Grundwasserstauers unter dem Einbaugebiet.

Bei Überschreitung der Zuordnungswerte Z 1.1 ist bis zur Obergrenze Z 1.2 ein offener Einbau auf unempfindlichen Flächen wie Industrie-, Gewerbe- und Lagerflächen mit entsprechendem Erosionsschutz (z.B. Oberflächenabdeckung/-abdichtung) möglich.

**Z 2:** Die Zuordnungswerte Z 2 stellen die Obergrenze für den Einbau von Boden mit definierten technischen Sicherungsmaßnahmen dar. Ein Einbau von Boden dieser Klasse ist nur als Tragschicht unter wasserundurchlässigen Deckschichten (Beton, Asphalt) möglich. Der Abstand zwischen Schüttkörperbasis und dem höchsten zu erwartenden Grundwasserstand soll mindestens 1 m betragen.

Innerhalb der Einbauklasse 1 wird nochmals in einen Einbau bei ungünstigen hydrogeologischen Standortbedingungen (**Einbauklasse 1.1**) sowie bei günstigen hydrogeologischen Standortbedingungen (**Einbauklasse 1.2**) differenziert. Beim uneingeschränkten Einbau, d. h. der Verwertung von Bodenmaterial in bodenähnlichen Anwendungen, wird beim Zuordnungskriterium Z 0 bodenartspezifisch für die Bodenarten Sand, Lehm/Schluff und Ton in einen Einbau bei Baumaßnahmen (Z 0) sowie bei einer Verfüllung von Abgrabungen (Z 0\*) unterschieden. Werden die Zuordnungskriterien Z 2 der Einbauklasse 2 für mindestens einen der prüfenden Parameter überschritten, ist ein Einbau von Abfällen mit definierten technischen Sicherungsmaßnahmen in Rahmen geeigneter Baumaßnahmen nicht mehr möglich und es verbleibt nur noch eine Verwertung als Ablagerung in einer Deponie mit den Zuordnungskriterien Z 3 bis Z 5, der Einbau in geschlossenen Kreisläufen oder der Einsatz in Produkten. Im Regelfall wird bei der Verwertung von natürlich anstehenden Böden der Einbau innerhalb einer der Einbauklassen unterhalb des Zuordnungskriteriums Z 2 angestrebt. Weitere Details zu den Einbauklassen können der TR Boden entnommen werden.

Die Tabelle 9 auf der Folgeseite gibt eine Übersicht über die Zuordnungswerte Z 0 bis Z 2 für die Feststoffgehalte im Bodenmaterial gemäß der Mitteilung der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) 20 Anforderungen an die stoffliche Verwertung von Abfällen, Teil II: Technische Regeln für die Verwertung im Abschnitt 1.2 Bodenmaterial (TR Boden) in der Fassung vom 05.11.2004.





**Tabelle 12:** Zuordnungswerte zur Bewertung der Feststoffgehalte in Bodenproben gemäß der LAGA-Empfehlung 20 (Tab. II.1.2.2 und II.1.2.4, Stand 05.11.2004)

<b>Feststoffgehalte im Bodenmaterial</b>							
<b>Parameter</b>	<b>Dim.</b>	<b>Sand Z 0</b>	<b>Lehm Z 0</b>	<b>Ton Z 0</b>	<b>Z 0*</b>	<b>Z 1</b>	<b>Z 2</b>
Arsen	mg/kg	10	15	20	15	45	150
Blei	mg/kg	40	70	100	140	210	700
Cadmium	mg/kg	0,4	1	1,5	1	3	10
Chrom (gesamt)	mg/kg	30	60	100	120	180	600
Kupfer	mg/kg	20	40	60	80	120	400
Nickel	mg/kg	15	50	70	100	150	500
Thallium	mg/kg	0,4	0,7	1	0,7	2,1	7
Quecksilber	mg/kg	0,1	0,5	1	1	1,5	5
Zink	mg/kg	60	150	200	300	450	1500
TOC	(Ma.-%)	0,5 (1)	0,5 (1)	0,5 (1)	0,5 (1)	1,5	5
EOX	mg/kg	1	1	1	1	3 <sup>1)</sup>	10
Kohlenwasserstoffe	mg/kg	100	100	100	200	300 <sup>2)</sup>	1000 <sup>2)</sup>
BTEX	mg/kg	1	1	1	1	1	1
LHKW	mg/kg	1	1	1	1	1	1
PCB <sub>6</sub>	mg/kg	0,05	0,05	0,05	0,1	0,15	0,5
PAK <sub>16</sub> (n. EPA)	mg/kg	3 <sup>3)</sup>	3 <sup>3)</sup>	3 <sup>3)</sup>	3 <sup>3)</sup>	3 <sup>3)</sup>	30
Benzo(a)pyren	mg/kg	0,3	0,3	0,3	0,6	0,9	3

- 1) - Bei Überschreitung ist die Ursache zu prüfen
- 2) - Gilt für Kohlenwasserstoffverbindungen mit einer Kettenlänge von C<sub>10</sub> bis C<sub>22</sub>. Der Gesamtgehalt für C<sub>10</sub> bis C<sub>40</sub> darf das Doppelte der angegebenen Werte nicht überschreiten.
- 3) - Bodenmaterial mit PAK-Gehalten zwischen 3 mg/kg und 9 mg/kg TS darf nur in Gebieten mit hydrogeologisch günstigen Deckschichten eingebaut werden.

Die nachfolgende Tabelle 13 enthält die Zuordnungswerte für die Eluatkonzentrationen der verschiedenen Einbauklassen.



**Tabelle 13:** Zuordnungswerte zur Bewertung der Eluatkonzentrationen in Bodenproben gemäß der LAGA-Empfehlung 20 (Tab. II.1.2.3 und II.1.2.5, Stand 05.11.2004)

<b>Eluatkonzentrationen im Bodenmaterial</b>					
<b>Parameter</b>	<b>Dim.</b>	<b>Z 0/ Z 0*</b>	<b>Z 1.1</b>	<b>Z 1.2</b>	<b>Z 2</b>
pH-Wert	---	6,5 – 9,5	6,5 – 9,5	6 - 12	5,5 - 12
elektr. Leitfähigkeit	µS/cm	250	250	1500	2000
Chlorid	mg/l	30	30	50	100 <sup>1)</sup>
Sulfat	mg/l	20	20	50	200
Cyanid	µg/l	5	5	10	20
Arsen	µg/l	14	14	20	60 <sup>2)</sup>
Blei	µg/l	40	40	80	200
Cadmium	µg/l	1,5	1,5	3	6
Chrom (gesamt)	µg/l	12,5	12,5	25	60
Kupfer	µg/l	20	20	60	100
Nickel	µg/l	15	15	20	70
Quecksilber	µg/l	< 0,5	< 0,5	1	2
Zink	µg/l	150	150	200	600
Phenolindex	µg/l	20	20	40	100

1) - bei natürlichen Böden in Ausnahmefällen bis 300 mg/l für Chlorid zulässig

2) - bei natürlichen Böden in Ausnahmefällen bis 120 µg/l für Arsen zulässig

Erläuterung der Abkürzungen in den Tabelle 12 und 13:

- Z 0 - uneingeschränkter Einbau möglich
- Z 0\* - offener eingeschränkter Einbau möglich
- Z 1.1 - offener eingeschränkter Einbau bei ungünstigen Standortbedingungen möglich
- Z 1.2 - offener eingeschränkter bei günstigen Standortbedingungen Einbau möglich
- Z 2 - eingeschränkter Einbau mit definierten technischen Sicherungsmaßnahmen möglich

## 13.2 Untersuchungsergebnisse

Im Zuge der getätigten Baugrundaufschlüsse ergaben sich bei der Kernaufnahme keine organoleptischen bzw. visuellen Auffälligkeiten, welche auf mögliche Schadstoffanreicherungen im Untergrund des geplanten Baufeldes hindeuten. Zur Feststellung möglicher Schad-



stoffbelastungen in den innerhalb der perspektivischen Aushubbereiche anstehenden Hauptbodenarten wurden in Analogie zur Baugrundvoruntersuchung nochmals Stichproben aus den anstehenden Lehmböden, dem Flussskies und den gemischtkörnigen Zersatzmaterialien entnommen und nachfolgend laboranalytisch untersucht.

**Lößlehm/Auelehm** Probe MP 1 aus BS 8/16, Tiefenbereich 0,50 m – 1,20 m

**Flussskies** Probe MP 1 aus BS 5/16, Tiefenbereich 1,00 m – 1,90 m

**Verwitterungszersatz** Probe MP 1 aus BS 7/16, Tiefenbereich 1,00 m – 1,70 m

Mit den deklarationsanalytischen Untersuchungen wurde die Zwickauer Umweltlabor und Analytik GmbH beauftragt. Die Resultate der Laboruntersuchungen sind im Prüfbericht Nr. 474/15 vom 02.06.2015 (Anlage A 10) zusammengestellt.

In den Tabellen 14 und 15 sind die Ergebnisse für die drei untersuchten Einzelmischproben aufgelistet. Der ausgeführte Analysenumfang entspricht dem Mindestuntersuchungsumfang für Böden bei unspezifischem Verdacht gemäß TR Boden / LAGA-Empfehlung Nr. M 20. Analysenwerte, die im Z 1-Bereich liegen, sind in den nachfolgenden Tabellen vom Schriftbild her *kursiv* und jene im Z 2-Bereich **fett** dargestellt. Überschreiten Analysewerte das Z 2-Zuordnungskriterium, erfolgt zusätzlich ein Unterstreichen des jeweiligen Wertes und ein **Schattieren** der Tabellenfelder.

**Tabelle 14:** Analytikergebnisse für die schadstoffanalytisch untersuchten Bodenproben – **Untersuchungen in der Festsubstanz**

Parameter	Einheit	Lößlehm/Auelehm BS 8/16, MP 1	Flussskies BS 5/16, MP 1	Verwitterungszers. BS 7/16, MP 1
Arsen	mg/kg	0,99	3,45	< 0,01
Blei	mg/kg	3,75	9,14	1,66
Cadmium	mg/kg	0,18	0,53	0,17
Chrom, ges.	mg/kg	7,11	8,59	4,78
Kupfer	mg/kg	3,72	7,47	2,55
Nickel	mg/kg	2,20	9,85	4,58
Quecksilber	mg/kg	< 0,03	< 0,03	< 0,03
Zink	mg/kg	11,1	39,2	9,44
PAK (Summe n. EPA)	mg/kg	0,08	0,02	0,07
Benzo(a)pyren	mg/kg	< 0,01	< 0,01	< 0,01
EOX	mg/kg	0,43	< 0,02	0,11
Kohlenwasserstoffe	mg/kg	< 50	< 50	< 50
TOC	Gew.-%	0,40	0,36	< 0,10



<b>Geotechnischer Bericht</b>	<b>analytec-Projekt-Nr. M-014/2016</b>
-------------------------------	--

**Tabelle 15:** Analytikergebnisse für die schadstoffanalytisch untersuchten Bodenproben - **Eluatuntersuchungen**

Parameter	Einheit	Lösslehm/Auelehm BS 8/16, MP 1	Flusskies BS 5/16, MP 1	Verwitterungszers. BS 7/16, MP 1
pH-Wert	---	7,1	7,0	7,2
elektr. Leitfähigkeit	µS/cm	54	58	43
Chlorid	mg/l	1	2	1
Sulfat	mg/l	6	4	7
Arsen	µg/l	< 1	< 1	< 1
Blei	µg/l	10	22	9
Cadmium	µg/l	< 0,03	< 0,03	< 0,03
Chrom, ges.	µg/l	1	4	< 1
Kupfer	µg/l	8	5	< 1
Nickel	µg/l	< 1	6	8
Quecksilber	µg/l	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Zink	µg/l	< 10	26	13
<b>Einbauklasse n. LAGA (TR Boden)</b>		<b>Z 0</b>	<b>Z 1.1</b>	<b>Z 0</b>

Anm.: n. b. steht für „Parameter im Eluat nicht bestimmt“.

Die laboranalytisch nach den LAGA-Kriterien, TR Boden untersuchten Stichproben aus den anstehenden Lehmböden und den Verwitterungszersatzmaterialien weisen keine erhöhten Schadstoffgehalte auf, sind demnach in die Einbauklasse Z 0 nach TR LAGA Boden einzuordnen und können demnach uneingeschränkt einer geeigneten Verwertung zugeführt werden. Die Stichprobe aus dem Flusskies weist (evtl. geogen bedingt) leicht erhöhte Werte beim Schwermetall Cadmium in der Originalsubstanz auf und ist damit in die Einbauklasse 1.1 nach den LAGA-Kriterien einzustufen und bei Notwendigkeit entsprechend dieser Einstufung zu verwerten.

Bei der abfallrechtlichen Einstufung der beim Bodenabtrag perspektivisch anfallenden Aushubmaterialien ist die Verordnung zur Umsetzung des Europäischen Abfallverzeichnis (Abfallverzeichnis-Verordnung - AVV), vom 10.12.2001, zuletzt geändert am 24.07.2002, zu berücksichtigen. Im vorliegenden Fall handelt es sich beim anfallenden Erdaushub (natürlich anstehende Lehmböden und grob – bis gemischtkörnige Flussablagerungen und



Zersatzböden) um einen Abfall mit der Abfallschlüsselnummer 17 05 04 nach AVV (Böden und Steine, die keine gefährlichen Stoffe enthalten).

Es ist auf die punktuelle Aufschlussmethode im Untersuchungsgebiet und den stichpunktartigen Charakter der bisher durchgeführten schadstoffanalytischen Untersuchungen hinzuweisen, aus der sich eine flächenhafte Schadstofffreiheit der anstehenden Böden im geplanten Baubereich nicht ableiten lässt. Es besteht generell und explizit auch an Standorten mit einer landwirtschaftlichen Vornutzung generell die Möglichkeit des Vorhandenseins von lokalen Bodenkontaminationen bzw. lokal erhöhten Schadstoffgehalten in den anstehenden Böden. Sollten im Rahmen der Ausführung der Baumaßnahmen Hinweise auf lokal bzw. bereichsweise erhöhte Schadstoffgehalte festgestellt werden, sind in Abstimmung mit dem Bauherren geeignete Maßnahmen zu ergreifen.

## **14 Zusammenfassung und Schlussbemerkungen**

Nach der vorgenommenen Baugrundvoruntersuchung wurde der nördliche der beiden betrachteten Standorte für den Absperrdamm des geplanten Hochwasserrückhaltebeckens im Tal der Kleinen Striegis südlich von Berthelsdorf favorisiert. Dieser Standort wurde daher im Frühjahr und Sommer 2016 einer geotechnischen Hauptuntersuchung unterzogen. Beginnend erfolgten geophysikalische Untersuchungen (widerstandsgeoelektrischer und refraktionsseismischer Messungen), um die Ansatzpunkte der direkten Baugrundaufschlüsse optimal zu positionieren. Im Rahmen der Planung wurde der Dammstandort zwischenzeitlich zweimalig verlegt, so dass die geophysikalischen Messungen z. T. zweimal wiederholt werden. Sowohl die widerstandsgeoelektrischen und z. T. auch die refraktionsseismischen Profilermessungen erfolgten damit bei Fluss-km 14+545, bei Fluss-km 14+610 und nochmals bei Fluss-km 14+695.

Nach dem Datenprozessing und der Interpretation der geophysikalischen Messdaten war zu konstatieren, dass die Achse des Absperrdamms letztlich auf eine Fläche verschoben wurde, innerhalb derer mit mehreren geologischen Störungsbereichen im präquartären Untergrund zu rechnen ist. Die im Baubereich anschließend ausgeführten geotechnischen Aufschlüsse (6 Rotationskernbohrungen, 11 Kleinrammbohrungen und 6 schwere Rammsondierungen) bestätigten die Existenz von geologischen Störungszonen im Baufeld des Damms, die sich durch tiefreichend verwitterte und / oder tektonisch beeinflusste Festgesteine auszeichnen. Im geplanten Baubereich grenzen sowohl talparallel in SSW-NNO ausgerichtete Störungen wie auch eine etwa bei Fluss-km 14+610 verlaufende Querstörung und damit un-



terschiedliche Festgesteine kleinräumig aneinander. Scheinbar werden mehrere Blöcke von relativ massiv ausgebildeten Sandsteinen, Konglomeraten, Brekzien, Grauwacken und mglw. auch Gneisen durch die erwähnten Störungszonen voneinander getrennt. Die Unterkante des Verwitterungsersatzes verläuft im Bereich von relativen Felshochlagen nur in 4 bis 5 m Tiefe unter der GOK, während bereits 50 m davon entfernt der Übergang von Verwitterungsersatz zum verwitterten Fels erst in 10 m Tiefe oder noch deutlich tiefer erfolgt. Unterhalb der zwischen ca. 2 und 4 m mächtigen quartären Tal- und Hangsedimentation ist im geplanten Baubereich daher von kleinräumig rasch wechselnden Verwitterungsgraden und Festigkeitseigenschaften der unterlagernden Sandsteine, Konglomerate, Brekzien und Grauwacken auszugehen.

Die Inhomogenität des anstehenden Festgesteinsuntergrundes dokumentiert sich auch in den ermittelten deutlich variierenden Durchlässigkeitsbeiwerten für die wechselnd stark verwitterten Festgesteine zwischen ca.  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s und weniger als  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s.

Auf der Grundlage der vorliegenden Untersuchungsergebnisse ist zwecks Gewährleistung einer ausreichenden Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks von der Notwendigkeit einer zusätzlichen Untergrundabdichtung unter dem Dammbauwerk auszugehen. Da diese auf der Grundlage der ermittelten Eigenschaften und Kennwerte des relevanten Festgesteinsuntergrundes nicht mittels Anordnung eines Injektionsschleiers realisierbar sein wird, muss eine andere Art der Untergrundabdichtung gewählt werden. So kann als Alternative zur Untergrundinjektion die Anordnung eines vertikalen, in den Dichtungskörper des Absperrdammes einbindenden, wandartigen Dichtelements in Betracht gezogen und empfohlen werden. Die Ausführungsart der Wandkonstruktion ist abhängig von verschiedenen ausführungstechnischen und auch kommerziellen Randbedingungen und im Rahmen der weiteren Planungen abschließend festzulegen. Die erforderliche Dichtwandtiefe ist vorab mittels hydraulischem bzw. Gebrauchstauglichkeitsnachweis unter Berücksichtigung der im Zuge der Baugrunderkundung ermittelten geotechnischen und geohydraulischen Kennwerte und Randbedingungen zu ermitteln und wird abgeschätzt zwischen etwa 5 und 10 m betragen.

Der im geplanten Dammbereich bei Fluss-km 14+680 anstehende Untergrund ist für das geplanten Erdbauwerk, einschl. der Massivbauteile ausreichend geeignet und tragfähig. Erhöhte Aufwendungen werden vor allem im Zusammenhang mit örtlichen notwendigen Bodenaustauschmaßnahmen im Bereich der Dammaufstandfläche, den bauzeitlichen Oberflächenwasser- und Grundwasserhaltungen, den Bohrarbeiten zur Herstellung der Untergrundabdichtung, lokal nicht endgültig auszuschließenden Felslösearbeiten beim Aushub für das



Durchlassbauwerk und ggf. Verbaumaßnahmen für die Baugrube zur Errichtung des Durchlassbauwerks erforderlich.

Die in den perspektivischen Aushubbereichen anfallenden Bodenmaterialien sind für eine Verwendung als planmäßiges Dammbaumaterial wegen ihrer jeweils zu großen Inhomogenität weitgehend ungeeignet. Die beim Aushub der Baugrube für das Durchlassbauwerk anfallenden, meist recht gut verdichtbaren Flusskiese und Verwitterungszersatzmaterialien könnten aber in den Aushub-/ Abtragsbereichen für die Dammaufstandsfläche unterhalb des regulären Stützkörpers als Austausch-/Auffüllmaterial wieder eingebaut werden.

Die an je einer Stichprobe der Lehmböden, des Flusskieses und der Verwitterungszersatzböden vorgenommenen deklarationsanalytischen Laboruntersuchungen nach den Kriterien der LAGA TR Boden 2004 ergaben Einstufungen in die Kategorien Z 0 (Lehmböden und Verwitterungszersatz) bzw. Z 1.1 (Flusskies). Aus umweltrelevanten Gründen und vorbehaltlich der bautechnischen Eignung der genannten Materialien ist damit ein Wiedereinbau im Zuge der geplanten Baumaßnahme voraussichtlich (nur stichprobenartig geprüft) uneingeschränkt möglich.

Es wird auf den bei Baugrunduntersuchungen generell punktuellen Aufschlusscharakter hingewiesen.

Für Fragen im Zusammenhang mit Baugrundbegutachtung und Gründungsempfehlungen bzw. für die zu empfehlende geotechnische Baubegleitung stehen wir jederzeit gern zur Verfügung.

---

Dr. rer. nat. D. Steinhau  
- Dipl.-Geophysiker -