

# **PSKW – Happurg: Antrag auf Planfeststellung der Sanierungsmaßnahmen**

Dok.-Nr.:  
**HAP-OB-B-000**

Rev:  
**00**

Dateiname:  
HAP-OB-B-000

Uniper Kraftwerke GmbH

HAP/OB: Planfeststellung

Autor  
DI. Sanja Krstic Peric  
DI. Corina Seidl  
DI. Fabian Moosbrugger

Datum  
22/12/2022

Mobil  
+436648287611

Projekt ID  
119001685-001

E-mail  
sanja.krstic@afry.com

Kunde  
Uniper Kraftwerke GmbH

## Inhaltsverzeichnis

1	Vorhabensträger.....	6
2	Planfeststellungsunterlagen.....	7
2.1	Bericht (Anlage 1).....	7
2.2	Planunterlagen (Anlage 2).....	7
2.3	Ergänzende Unterlagen (Anlage 3) .....	8
3	Zweck des Vorhabens .....	10
3.1	Veranlassung .....	10
3.2	Umfang des Genehmigungsantrages .....	10
4	Bestand .....	11
4.1	Lage des Vorhabens .....	11
4.2	Allgemeine technische Angaben des Oberbeckens .....	11
4.3	Beschreibung wesentlicher Anlageteile .....	12
4.3.1	Grober geologischer Aufbau .....	12
4.3.2	Ringdamm .....	13
4.3.3	Beckensohle .....	14
4.3.4	Einlaufbauwerk .....	16
4.3.5	Erschließung.....	16
4.4	Geotechnische Grundlagen .....	17
4.4.1	Schadensursache .....	17
4.4.2	Schlussfolgerungen.....	18
5	Art und Umfang des Sanierungsvorhabens .....	19
5.1	Sanierungsziel und Randbedingungen .....	19
5.2	Untergrundsanie rung.....	21
5.2.1	Bereich Beckensohle .....	21
5.2.2	Bereich Ringdamm – zusätzliche Aufschlüsse.....	22
5.3	Kontrollgang .....	22
5.4	Dichtungssystem .....	23
5.4.1	Dichtungsaufbau .....	23
5.4.2	Bestandteile der Dichtsysteme .....	24
5.4.3	Drainage und Sicherwasserkontrollsystem.....	25
5.5	Sanierung Einlaufbauwerk.....	29
5.6	Überwachungseinrichtungen am Oberbecken .....	29
5.6.1	Sickerwasser- und Grundwassermessungen .....	29
5.6.2	Deformationsmessungen Damm .....	29
5.6.3	Kontrollgang.....	29
5.7	Massenmanagement.....	29
6	Auswirkungen des Vorhabens .....	31
6.1	Verkehr und Öffentliche Sicherheit.....	31
6.1.1	Verkehr .....	31
6.1.2	Geräuschimmissionen .....	31

6.2	Natur und Umwelt.....	31
6.3	Grundwasser und Grundwasserleiter .....	32
6.4	Bauwasserhaltung.....	32
6.5	Anlieger und Grundstücke .....	33
7	Rechtsverhältnisse.....	34
7.1	Unterhaltungspflicht und Betrieb der Anlage.....	34
7.2	Privatrechtliche Verhältnisse berührter Grundstücke und Rechte .....	34
8	Durchführung des Vorhabens .....	35
8.1	Qualitätsmanagement / Qualitätssicherungsplan.....	35
8.2	Bauablauf .....	35
8.3	Kostenzusammenstellung.....	36
9	Zusammenfassung .....	37

## Abbildungs- und Tabellenverzeichnis

Abbildung 1: Lageplan Oberbecken PSW Happurg (Google, 2022) .....	11
Abbildung 2: Geologischer Schnitt, Blickrichtung Norden (3D Untergrundmodell).....	13
Abbildung 3: Schnitt PSW Happurg .....	13
Abbildung 4: Regelaufbau Ringdamm Oberbecken – Bestand km 0+875 (Planfeststellung 2015).....	14
Abbildung 5: Sedimentablagerungen im Oberbecken (Planfeststellung 2015) .....	16
Abbildung 6: Möglicher Schadensmechanismus – Prinzipskizze (Planfeststellung 2015) ....	17
Abbildung 7: Im April 2011 eingetretener Einbruchtrichter ET 17 (Planfeststellung 2015) .	18
Abbildung 8: Sanierungsbereich (Pink umrandet) [P9].....	19
Abbildung 9: Speicherinhaltslinie (nach Sanierung) .....	20
Abbildung 10: Bewehrte Tragschicht (Ausschnitt aus Plan [P11]) .....	22
Abbildung 11: Regelquerschnitt Kontrollgang (Ausschnitt aus Plan [P18]).....	23
Abbildung 12: Regelaufbau Dichtsysteme Beckenboden (Ausschnitt aus Plan [P15][P15] , Detail E-3).....	24
Abbildung 13: Regelaufbau Dichtsysteme Dammböschungen, Bestand hellblau, Planausschnitt [P14]. .....	24
Tabelle 1: Kennwerte Oberbecken (Bestand, aus Planfeststellung 2015) .....	12
Tabelle 2: Kennwerte Oberbecken (nach Sanierung) .....	20
Tabelle 3: Mögliche Sickerwassermengen (Beckensohle).....	28
Tabelle 4: Mögliche Sickerwassermengen (Dammböschung).....	28
Tabelle 5: Mögliche Sickerwassermengen (gesamt).....	28
Tabelle 6: Hauptmassen Baumaßnahmen .....	30

## Versionsverlauf

Ver.	Anmerkung	Erstellt	Datum	Geprüft	Datum
00	Erstausgabe	KrS, SeC, MoF	15.12.22	SmM, VeM	22.12.22

# 1 Vorhabensträger

Vorhabensträger:

Uniper Kraftwerke GmbH

Luitpoldstraße 27

84034 Landshut

Entwurfsverfasser:

AFRY Austria GmbH

Kranichberggasse 4, J2

1120 Wien

Naturschutzrechtliche Antragsunterlagen:

Dr. Schober

Gesellschaft für Landschaftsplanung mbH

Obere Hauptstraße 45

85354 Freising

## 2 Planfeststellungsunterlagen

### 2.1 Bericht (Anlage 1)

Verweis Nr.	Berichtnummer	Inhalt
[B1]	HAP-OB-B-001	Geologisch, geotechnischer Untersuchungsbericht, AFRY 22.12.2022
[B2]	HAP-OB-B-002	Geotechnischer Entwurfsbericht – Ringdamm, AFRY 22.12.2022
[B3]	HAP-OB-B-003	Geotechnischer Entwurfsbericht – Untergrundverbesserung, AFRY 22.12.2022
[B4]	HAP-OB-B-004	Statik Kontrollgang, AFRY 22.12.2022

### 2.2 Planunterlagen (Anlage 2)

Verweis Nr.	Plannummer	Inhalt
[P1]	HAP-OB-001	Übersichtslageplan PSW Happurg, AFRY 22.12.2022
[P2]	HAP-OB-002	Lageplan - Bestand, AFRY 22.12.2022
[P3]	HAP-OB-010	Lageplan - Übersicht Sanierung, AFRY 22.12.2022
[P4]	HAP-OB-020	Lageplan – Felsoberfläche (ISO-Linien) aus 3D Untergrundmodell und Erkundungsbohrungen, AFRY 22.12.2022
[P5]	HAP-OB-021	Geologischer Schnitt 0+360, AFRY 22.12.2022
[P6]	HAP-OB-022	Geologischer Schnitt 0+800, AFRY 22.12.2022
[P7]	HAP-OB-023	Geologischer Schnitt 1+1450, AFRY 22.12.2022
[P8]	HAP-OB-024	Geologischer Längsschnitt, AFRY 22.12.2022
[P9]	HAP-OB-030	Lageplan und Regeldetails - Baugrundverbesserung, AFRY 22.12.2022
[P10]	HAP-OB-031	Schnitt Baugrundverbesserung I, AFRY 22.12.2022
[P11]	HAP-OB-032	Schnitte Baugrundverbesserung II und Regeldetails, AFRY 22.12.2022
[P12]	HAP-OB-040	Dammschnitt Km 0+360, AFRY 22.12.2022
[P13]	HAP-OB-041	Dammschnitt Km 0+800, Dammkrone, AFRY 22.12.2022
[P14]	HAP-OB-042	Dammschnitt km 1+1450, AFRY 22.12.2022
[P15]	HAP-OB-045	Lageplan - Primärdichtung, Regeldetails, AFRY 22.12.2022
[P16]	HAP-OB-046	Lageplan - Sekundärdichtung Regeldetails, AFRY 22.12.2022
[P17]	HAP-OB-047	Schnitt 2-2, Anschlussdetails - Dichtungssystem, AFRY 22.12.2022
[P18]	HAP-OB-050	Lageplan und Regeldetail - Kontrollgang, AFRY 22.12.2022
[P19]	HAP-OB-051	Längsschnitt und Regeldetail - Kontrollgang, AFRY 22.12.2022
[P20]	HAP-OB-053	Lageplan - Drainagesystem, AFRY 22.12.2022
[P21]	HAP-OB-054	Regeldetails Drainagesystem I, AFRY 22.12.2022



[P22]	HAP-OB-055	Regeldetails Drainagesystem II, AFRY 22.12.2022
[P23]	HAP-OB-056	Regeldetails Drainagesystem III, AFRY 22.12.2022
[P24]	HAP-OB-060	Dammdurchquerung Schnitte AFRY 22.12.2022
[P25]	HAP-OB-065	Längsschnitt Einlaufbauwerk und Details Anschluss Vorboden an Sekundärtrichter, AFRY 22.12.2022
[P26]	HAP-OB-070	Lageplan und Regelschnitt – Mess- und Kontrolleinrichtungen, AFRY 22.12.2022
[P27]	HAP-OB-071	Längsschnitt Damm- Mess- und Kontrolleinrichtungen, AFRY 22.12.2022
[P28]	HAP-OB-080	Lageplan und Querschnitte, Dammschüttung luftseitig zur permanenten Lagerung, AFRY 22.12.2022
[P29]	HAP-OB-090	Lageplan - Flurstücke und Baustelleneinrichtung, AFRY 22.12.2022

### 2.3 Ergänzende Unterlagen (Anlage 3)

Verweis Nr.	Inhalt
[A1]	Untersuchung von teilentwässerten, zwischengelagerten Sedimenten zur Verwertungszuordnung, LGA, Gutachten IUA2011202, 15.07.2011
[A2]	Beurteilung der Sedimentuntersuchungen, Amt für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten, 18.07.2011
[A3]	Pumpspeicherkraftwerk Happurg Sanierung Oberbecken Untergrundsanierung im Bereich der verfüllten Versturzzone, Baugrund und Sanierungsgutachten, Professor Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, 31.1.2012
[A4]	Ergebnisbericht geophysikalische Erkundung im Bereich der Störzone, Geophysik GGD, September 2011
[A5]	Ergebnisbericht geophysikalische Erkundung Nachtrag - 2. Erkundungsphase, Geophysik GGD, Dezember 2011
[A6]	Stellungnahme zu den ergänzenden Erkundungen 2022 – Boley Geotechnik GmbH 2022
[A7]	Erkundungsphase 6 - Rasterförmige Erkundung von Verdachtsflächen außerhalb der Versturzzone in der Beckensohle mittels Vollbohrungen. 4. Ergänzung zum Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.01.2012. Prof. Moormann, 15.09.2014.
[A8]	Ergänzende Kernbohrungen außerhalb der Versturzzone im Februar 2012, Prof Moormann, 16.3.2013
[A9]	Ergänzende Erkundung und Untergrundsanierung außerhalb der Versturzzone- Ergänzung des Baugrund- und Gründungsgutachtens vom 31.01.2012, Prof. Moormann, 18.6.2022
[A10]	Erkundungsphase 4 - Ergänzende Erkundung der Aufstandsfläche des Ringdammes außerhalb der Versturzzone. 2. Ergänzung zum Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.01.2012. Prof. Moormann, 01.03.2013
[A11]	Gutachten über den Untergrund unter dem Oberbecken des PSW Happurg – Bayrisches geologisches Landesamt (Seiten 16 - 18), 1962
[A12]	Dokumentation der geodätischen Kontrollmessungen – Eon Wasserkraft 2010/11

[A13]	Seismologisches Gutachten PSW Happurg, Dr. A. Studer, November 2010
[A14]	Gutachterliche Stellungnahme zur Geosynthetischen Tondichtungsbahn (GTD) bei der Sanierung des Oberbeckens des PSW Happurg der E.ON Wasserkraft, Prof. Strobl, 12.01.2012
[A15]	Hydrologisches Gutachten Zuflusssituation des Pumpspeichers Happurg, WWA Nürnberg, November 2010
[A16]	Evaluierung Grundwassersituation im Bereich des Oberbeckens – AFRY 2022
[A17]	Grundwasserstandsmessungen im Jahr 2012 - Dokumentation und Bewertung, Prof. Moormann, 10.05.2013
[A18]	HAP-Oberbecken PSW Happurg, Schalltechnische Stellungnahme zum Antrag vom 20.12.2012, S&P 18.02.2013
[A19]	Antrag auf Planfeststellung der Sanierungsmaßnahme am Oberbecken PSW Happurg – Schallschutz, S&P 14.05.2012
[A20]	HAP-Grundstücksverzeichnis, AFRY 22.12.2022
[A21]	Umweltverträglichkeitsbericht (UVP-B) mit Herleitung der Ausgleichserfordernisse (Eingriffs- und Ausgleichsbilanzierung), Dr. H. M. Schober, 2023.
[A22]	Artenschutzbericht (ASB), Dr. H.M. Schober, 2023.
[A23]	Landschaftspflegerischer Begleitplan (LBP), Dr. H. M. Schober, 2023.
[A24]	Sanierung von Karsthohlräumen (Auszug aus der Ausschreibungsplanung)
[A25]	Ringdamm Nachweis Sohlschub am Dammfuß

## 3 Zweck des Vorhabens

### 3.1 Veranlassung

Das Pumpspeicherkraftwerk (PSW) Happurg wurde in den Jahren 1954 bis 1957 errichtet. 1958 ging das PSW mit 80 MW Leistung in Betrieb. Der Vollausbau auf 160 MW erfolgte 1963 auf Grundlage des Bescheides vom 20.12.1957. Im Januar 2011 kam es zu Schäden (11 Einbruchtrichter in der Beckensohle) im Bereich der Oberbeckensohle. Daraufhin wurden zur Evaluierung der Schadensursache umfangreiche Erkundungsmaßnahmen ausgeführt. Auf Grundlage der Erkundungsergebnisse wurde ein entsprechendes Sanierungskonzept für den Untergrund sowie eine entsprechende Beckenabdichtung inklusive Dammüberwachungskonzept geplant.

### 3.2 Umfang des Genehmigungsantrages

Mit den vorliegenden Unterlagen wird die Sanierungsplanung für das Oberbecken am PSW Happurg zur Genehmigung eingereicht. Die folgende Auflistung gibt einen Überblick über die geplanten Sanierungsmaßnahmen:

- Dauerhafte Untergrundsanie rung im Bereich der Versturzzone mittels Rüttelstopfsäulen (RSS) und darüber liegender bewehrter (2 Lagen Geogitter) und unbewehrter Tragschicht.
- Ersatz der vorhandenen mineralischen Dichtung durch ein zweischaliges Oberflächendichtsystem mit zwischenliegendem Sickerwasserkontrollsystem. Für die Primärdichtung ist eine einlagige Asphaltoberflächendichtung (bestehend aus Asphalt-dichtschicht und darunterliegendem Asphaltbinderschicht) und für die Sekundärdichtung eine PVC-Verbundstoffdichtung (mit darüber liegendem Schutzfließ) vorgesehen.
- Anschüttung des im Innenbereich des Oberbeckens ausgebauten Materials im Bereich der luftseitigen Dammböschungen. Somit ergeben sich durch den Baubetrieb temporäre Beeinträchtigungen der Dammböschungen.

Die in der weiteren Erläuterung aufgezeigten Lösungen bezüglich der Untergrundsanie rung als auch des Dichtungssystems werden im Rahmen der Ausführungsplanung fortgeschrieben. Dabei erfolgen die Planungen von weiteren Details nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik und in Abstimmung mit den Fachbehörden.

Der Antrag auf Planfeststellung baut auf den Planfeststellungsunterlagen 2015 bzw. dem am 20.08.2015 ergangenen Planfeststellungsbeschluss auf.

## 4 Bestand

### 4.1 Lage des Vorhabens

Das PSW Happurg liegt in der Gemeinde Happurg in unmittelbarer Nähe der Stadt Hersbruck im Regierungsbezirk Mittelfranken, ca. 30 km östlich von Nürnberg. Das Pumpspeicherwerk besteht aus einem Unterbecken mit Krafthaus und einem Oberbecken, die mit zwei Stahl-druckrohrleitungen (Durchmesser 3.700 mm) verbunden sind. Der Höhenunterschied zwischen beiden Becken beträgt zirka 200 m. Für die geplante Sanierungsmaßnahme ist das Oberbecken über die Kreisstraße LAU 7 zwischen Happurg und Deckersberg mit den davon abzweigenden Wirtschaftswegen erreichbar.

Abbildung 1 zeigt die Lage des Oberbeckens des PSW Happurg.

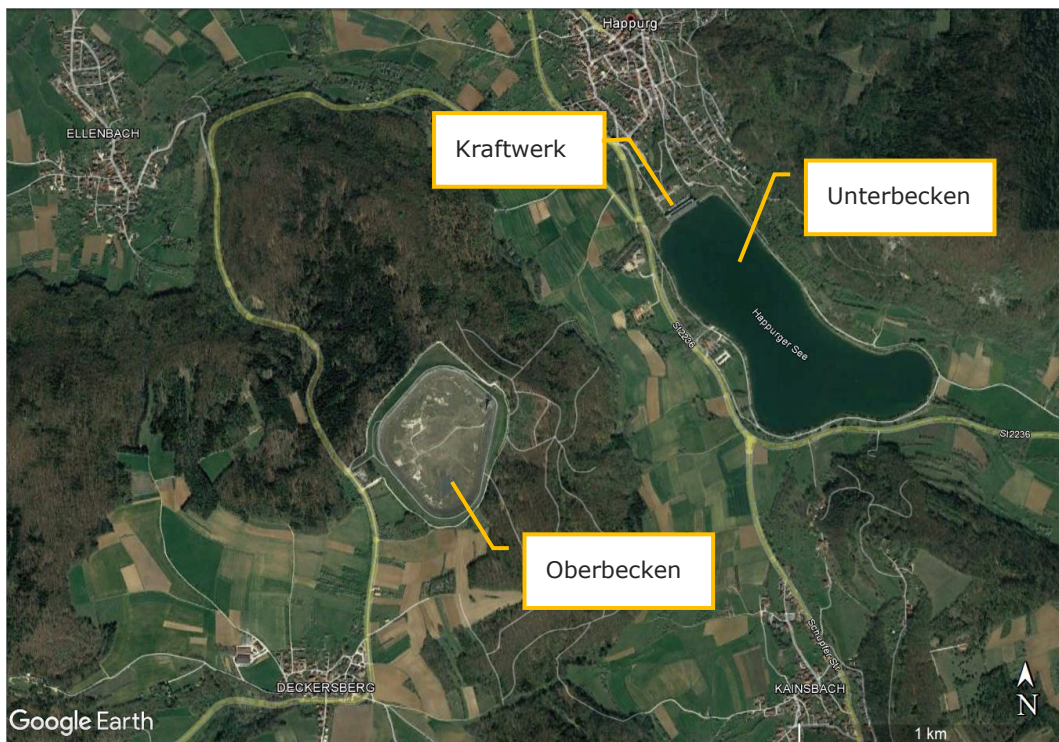


Abbildung 1: Lageplan Oberbecken PSW Happurg (Google, 2022)

### 4.2 Allgemeine technische Angaben des Oberbeckens

Das Oberbecken wird durch einen zirka 1,6 km langen Ringdamm gebildet. Der Bestandsdamm kann als Steinschüttdamm mit geneigter mineralischer Oberflächendichtung beschrieben werden. Die Dammkrone, die auf einer Höhe von 575,55 mNN liegt, weist eine Kronenbreite von 4,0 bis 4,6 m auf. Auf der Dammkrone läuft ein ca. 3,0 m breiter asphaltierter Kronenweg. Auf Grundlage der Topographie ergeben sich luftseitige Dammhöhen von 4 m bis 23,5 m wobei die größten Höhen von zirka 23,5 m im Bereich der „Kainbsacher“ Senke liegen. Die wasserseitige Dammhöhe ist dagegen mit etwa 15 m relativ gleichmäßig ausgebildet. Auch die Böschungsneigung des Ringdammes variiert. Luftseitig ist sie im Kronenbereich mit 1V:1,43H – 1V:1,54H am stärksten geneigt und läuft zum Böschungsfuß hin mit etwa 1V:1,75H flacher aus. Auf der Wasserseite liegt sie im Kronenbereich zwischen 1V:1,54H – 1V:1,8H und im Bereich unterhalb des Stauziels bei 1V:2,25H. Die Beckensohle besitzt eine Fläche von zirka 130.460 m<sup>2</sup> und liegt zwischen 560,70 mNN und 561,50 mNN. Für das Oberbecken ist ein Freibord von 2,0 m vorgegeben, womit das Stauziel auf 573,55 mNN liegt. Damit steht ein Speichervolumen von ca. 1,8 Mio. m<sup>3</sup> zur Verfügung. Tabelle 1 zeigt die Kennwerte des Oberbeckens.

Tabelle 1: Kennwerte Oberbecken (Bestand, aus Planfeststellung 2015)

<b>Hydrologie</b>		
Jährlicher Niederschlag	970,3	mm (DWD, Pommelsbrunn)
Zufluss	Nur durch Pumpbetrieb über Druckleitung max. 4 x 14,1	m <sup>3</sup> /s
Abfluss	Nur durch Druckleitung max. 4 x 21,4	m <sup>3</sup> /s
<b>Oberbecken</b>		
Nutzbare Speicherkapazität	1,8	Mio. m <sup>3</sup>
Stauziel	573,55	mNN
Minimaler Wasserstand im Betrieb	561,70	mNN
Beckensohle gemäß Bestandsplan	560,70 – 561,50	mNN
Sohlfläche	130.460	m <sup>2</sup>
Böschungsfäche, wasserseitig	50.100	m <sup>2</sup>
<b>Damm</b>		
Dammkronenlänge gemäß Bestandsplan	575,55	mNN
Dammkronenlänge	1.570	m
Kronenwegbreite	3	m
Dammhöhe, wasserseitig	13,80 – 14,80	m
Dammhöhe, luftseitig	4,00 – 23,00	m
Böschungsneigung, wasserseitig unterhalb Stauziel	1: 2,25	
Böschungsneigung, wasserseitig oberhalb Stauziel	1: 1,8 bis 1,54	
Böschungsneigung, luftseitig im Kronenbereich	1: 1,54 bis 1,43	
Böschungsneigung, luftseitig im Bereich Böschungsfuß	1: 1,75	

## 4.3 Beschreibung wesentlicher Anlageteile

### 4.3.1 Grober geologischer Aufbau

Das Oberbecken wurde durch teilweisen Abtrag der Bergkuppe des Deckersbergs geschaffen und liegt auf Kalkstein des oberen Jura. Eine Erosionsrinne bzw. Störung durchzieht das Becken in Nord-Süd-Richtung. Infolge der Erkenntnisse aus den Erkundungsmaßnahmen wird diese im Folgenden als „Versturzzone“ bezeichnet. Der Jurakalkstein baut wiederum auf einer ca. 10 m starken Schicht Ornatenton auf. Abbildung 2 zeigt einen geologischen Schnitt durch das Oberbecken (Blickrichtung Norden). Ein Längsschnitt durch das PSW ist in Abbildung 3 dargestellt.

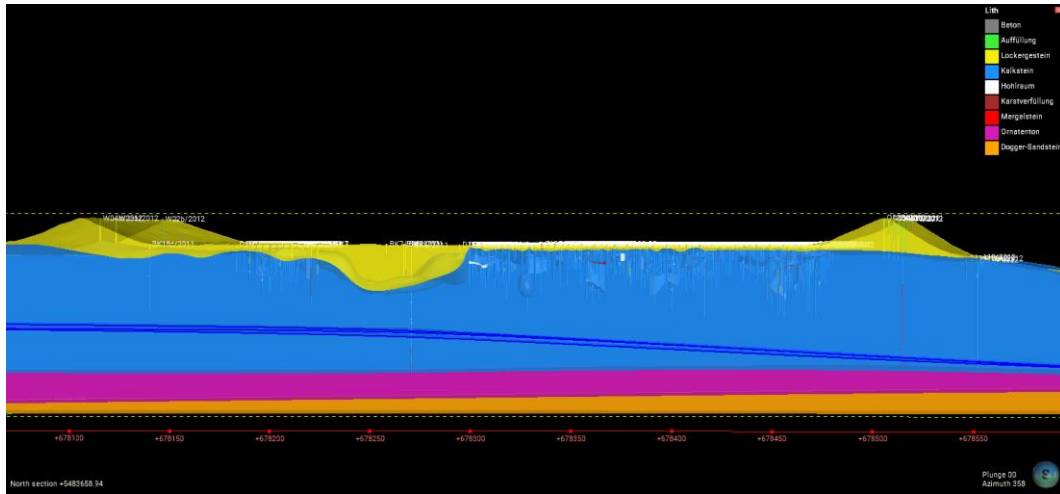


Abbildung 2: Geologischer Schnitt, Blickrichtung Norden (3D Untergrundmodell)

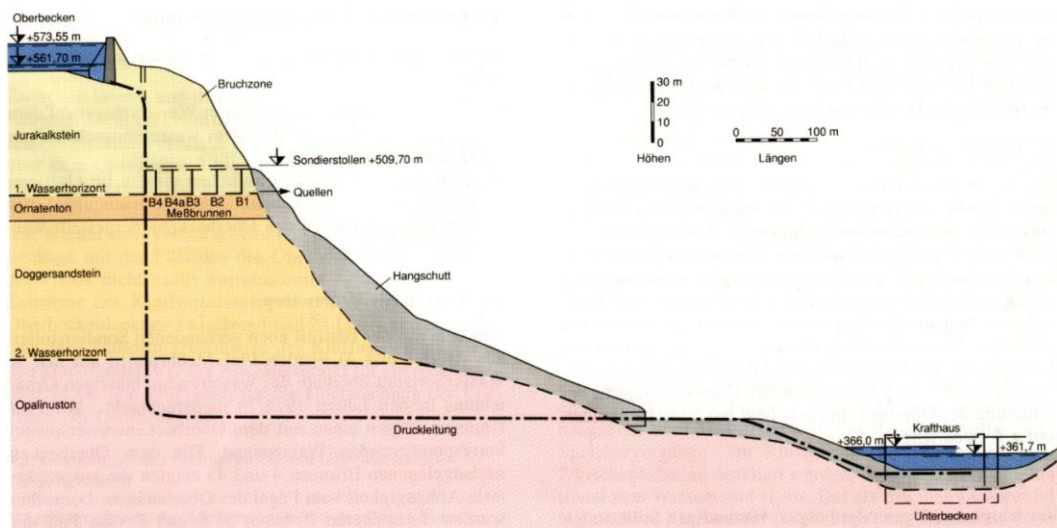


Abbildung 3: Schnitt PSW Happurg

## 4.3.2 Ringdamm

### 4.3.2.1 Regelaufbau Ringdamm

Abbildung 4 zeigt den Regelaufbau des Damms gemäß den Bestandsunterlagen. Es wird der Dammkörper im Bereich des südwestlichen Beckens gezeigt. Die wasserseitige Böschung besitzt laut Planfeststellung 2015 folgenden Regelaufbau:

- Steinwurf / Steinsatz  $d = 0,65$  bis  $0,80$  m;
- Talschotter mit variierender Schichtdicke, im Mittel  $0,75$  m;
- Sandschicht  $d = 0,10$  bis  $0,35$  m;
- Tonbeton  $d = 0,50$  bis  $2,0$  m;
- Lehmiger Talschotter ca.  $1,0$  m;
- Steinschüttung lehmhaltig  $d=1,0$  bis  $3,0$  m;
- Steinschüttung mit wenig Lehm (Stützkörper)

Der Stützkörper des Ringdamms besteht aus grobblockigem, kantigem Schüttmaterial, welches beim Bau des Oberbeckens gewonnen wurde.

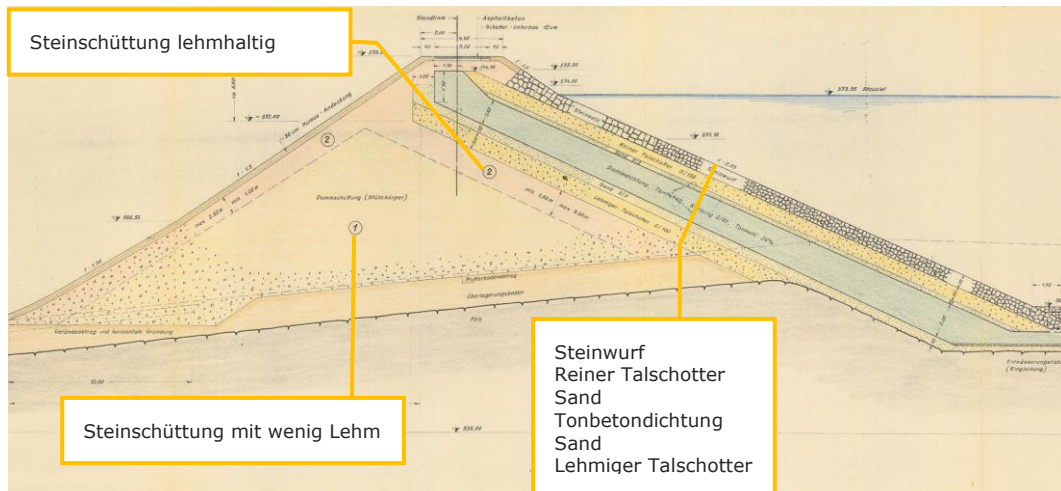


Abbildung 4: Regelaufbau Ringdamm Oberbecken – Bestand km 0+875 (Planfeststellung 2015)

#### 4.3.2.2 Bewuchs luftseitig

Die luftseitigen Böschungen des Oberbeckens ist mit Gräsern und niedrigem Strauchwerk bewachsen. Aus Dammüberwachungsgründen ist kein verstärkter Bewuchs geplant bzw. zugelassen.

#### 4.3.2.3 Steinwurf / Steinsatz wasserseitig

Ein Steinsatz bildet im oberen Beckendrittel die oberste Lage des Dammaufbaus. Im unteren Beckenbereich ist ein Steinwurf eingebaut. Die Schichtstärke beträgt zwischen 0,65 m und 0,80 m. Unter der Annahme einer mittleren Schichtstärke von 0,75 m und einer Fläche von 50.100 m<sup>2</sup> ergibt sich ein Volumen der Steinschüttung von ca. 38.000 m<sup>3</sup>. Nachfolgend wird vereinfachend der Begriff „Steinwurf“ für die oberste Lage des Dammaufbaus verwendet.

#### 4.3.2.4 Talschotter

Die Schichtstärke des Talschotters variiert und wurde in den Schürfen vom April 2010 mit Werten von 50 cm bis 110 cm erkundet. Bei angenommener mittlerer Schichtdicke von 0,75 m hat der Talschotter ein Volumen von ca. 38.000 m<sup>3</sup>. Gemäß den vorangegangenen Untersuchungen handelt es sich um eine Steinschicht aus Mittel- bis Grobkies mit einem geringen Anteil an Schluff und Sand.

#### 4.3.2.5 Sandschicht oberhalb Tonbeton

Der Drainagesand wurde in Schichten zwischen 0,10 m und 0,35 m nachgewiesen. Es handelt sich um Mittelsand mit Anteilen an Grobsand. Bei einer mittleren Schichtstärke von 0,23 m ergibt sich ein Volumen von 11.500 m<sup>3</sup>.

#### 4.3.2.6 Tonbetondichtung

In den Jahren 2005 und 2010 wurde die Tonbetondichtung durch Kernbohrungen und Schürfe umfangreich erkundet. Es wurde festgestellt, dass die Schichtstärke zwischen 0,50 m und 2,00 m variiert. Die gewonnenen Proben wiesen Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen  $2,0 \times 10^{-9}$  m/s und  $7,0 \times 10^{-11}$  m/s auf.

### 4.3.3 Beckensohle

#### 4.3.3.1 Regelaufbau Beckensohle

Beim Bau des Beckens wurde eine Lehmdichtung zur Abdichtung des Beckens eingebaut. In den vorangegangenen Studien wurden umfangreiche Erkundungen durchgeführt [A3]. Die Beckensohle wurde systematisch durch Rammsondierungen und Baggerschürfen mit ergänzenden Laborauswertungen der vorgefundenen Baustoffe untersucht. Basierend auf diesen

und weiteren Untersuchungen (2007 und 2010) sind die Verhältnisse nachfolgend kurz zusammengefasst.

Regelaufbau Beckensohle laut (Planfeststellung 2015):

- Schutzschicht  $d = 0,35$  bis  $0,82$  m;
- Tondichtung  $d = 0,60$  bis  $1,20$  m;
- Drainagesand  $d = 0,20$ ;
- Auffüllung (stark variierend).

#### 4.3.3.2 Schutzschicht

Die Schutzschicht besteht aus lehmigem Schotter. Bei einer Schichtstärke von  $0,35$  m bis  $0,82$  m wurde ein Volumen des Schotters von ca.  $73.700 \text{ m}^3$  ermittelt. In der Mitte des Oberbeckens wurde 1991 das sogenannte Mittelbecken mit ca.  $12.800 \text{ m}^3$  Kalkschotter auf einer Vliesunterlage aufgefüllt. Daher ist insgesamt von einem Gesamtvolumen der Schutzschicht von  $86.500 \text{ m}^3$  auszugehen.

#### 4.3.3.3 Lehmdichtung

Die Lehmdichtung besteht aus einem schluffigen, teilweise feinsandigen Ton bzw. einem tonigen, kiesigen Schluff. Bei einer erkundeten Schichtstärke zwischen  $0,60$  m und  $1,20$  m und einer Fläche von  $130.460 \text{ m}^2$  ergibt sich ein Gesamtvolumen von ca.  $102.000 \text{ m}^3$ . Die in Laborversuchen 2005, 2007 und 2010 ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte betragen zwischen  $2,0 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  und  $8,6 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ . Eine Veränderung der Materialeigenschaften der Lehmdichtung während der letzten 50 Jahre konnte nicht nachgewiesen werden. Die Lehmdichtung muss insgesamt wegen der in der Vergangenheit aufgetretenen Schäden und den danach durchgeführten Hohlraumverpressungen als inhomogen und als nicht mehr im ursprünglichen Zustand angesehen werden.

#### 4.3.3.4 Sedimentablagerungen

Im Oberbecken wurde seit Inbetriebnahme keine Sedimenträumung durchgeführt. Im Rahmen der Erkundungen der Oberbeckensohle durch die LGA 2007 wurden Sedimentablagerungen bis  $> 0,7$  m gemessen. Untersuchungen der Sedimentproben ergaben folgende Einstufung gemäß der Klassifizierung der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA):

- Z 0, 4 Proben
- Z 1.1, 3 Proben
- Z 1.2, 3 Proben

Die Eluat-Parameter waren nicht belastet. Von der LGA wurde gemäß [A1] daher die Möglichkeit einer landwirtschaftlichen Verwertung freigegeben. Abbildung 5 zeigt die Ablagerungshöhen im Oberbecken.



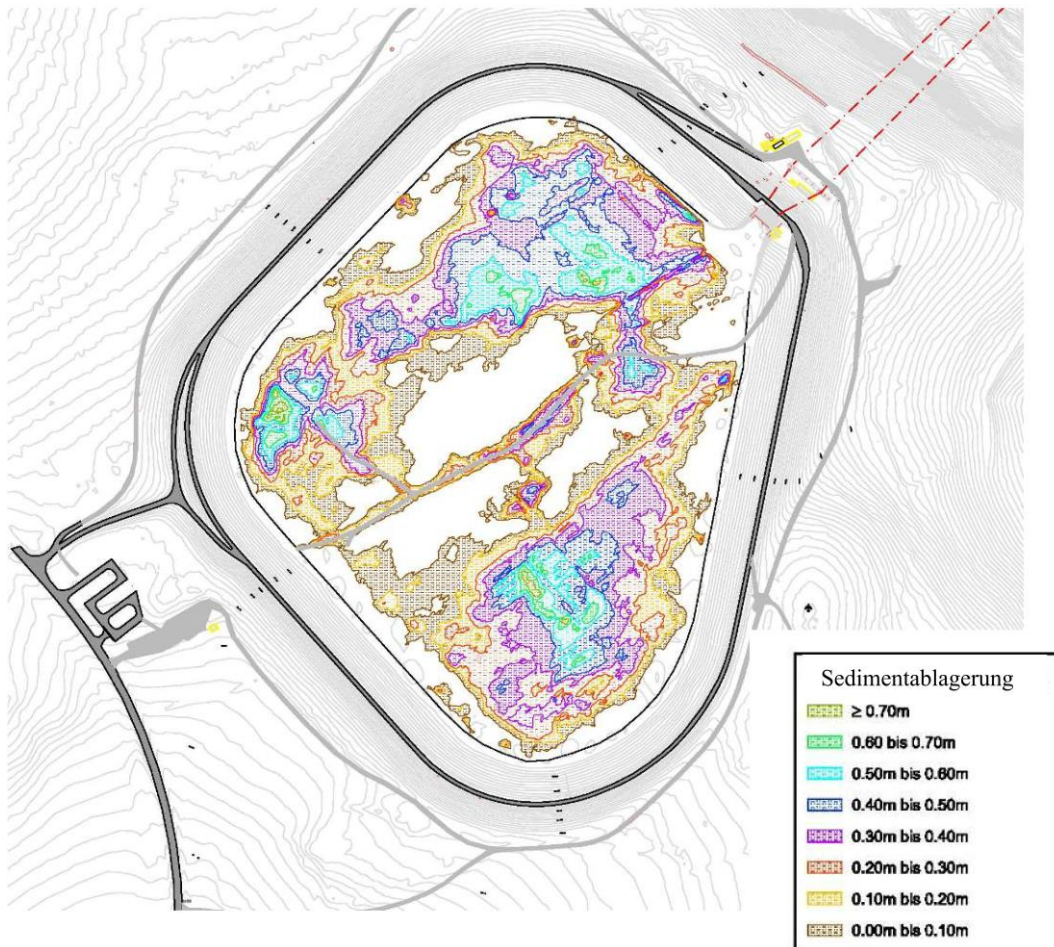


Abbildung 5: Sedimentablagerungen im Oberbecken (Planfeststellung 2015)

Nach dem Abstau des Beckens im Januar 2011 konnten die Sedimente entwässern. Sie wurden von der LGA erneut beprobt und als für Bodenverbesserungen in der Landwirtschaft als gut geeignet eingestuft. Dies wurde durch das Amt für Landwirtschaft bestätigt (siehe [A2]). Als Sedimentvolumen wurden ca. 19.000 m<sup>3</sup> ermittelt.

Die Sedimentberäumung wurde in Abstimmung mit den Behörden im September 2011 begonnen und im Oktober 2011 abgeschlossen. Die Sedimente wurden komplett zur Bodenverbesserung in landwirtschaftlichen Flächen genutzt.

#### 4.3.4 Einlaufbauwerk

Das Einlaufbauwerk des Oberbeckens ist ein Stahlbetonbauwerk, das direkt im Jurakalk gegründet und in den Ringdamm integriert ist. Die zwei Einläufe verfügen über je einen Feinrechen und je eine redundante Absperrvorrichtung, an die die beiden Druckrohrleitungen anschließen. Der Zulauf zu den beiden Einläufen erfolgt über einen Einlauf, der durch zwei Flügelmauern begrenzt wird. Die Einlaufplatte besteht aus 30 cm Ortbetonplatten auf 80 cm Erdbeton mit darunterliegender 20 cm starker Filterschicht, die auf dem Jurakalk aufliegt.

#### 4.3.5 Erschließung

Die Zufahrt zum Oberbecken erfolgt über einen Wirtschaftsweg von der Kreisstraße LAU 7 zwischen Happurg und Deckersberg. Die Dammkrone ist umlaufend befahrbar und besitzt im Westen eine Auf- und Abfahrtsrampe zum dortigen Wirtschaftsweg und im Norden eine Abfahrtsrampe zum Dammfußweg.

## 4.4 Geotechnische Grundlagen

Die geotechnischen Grundlagen sind dem geotechnischen Untersuchungsbericht [B1] zu entnehmen.

### 4.4.1 Schadensursache

- Mit hoher Wahrscheinlichkeit ist anzunehmen, dass über eine oder mehrere Leckagen (Primärschadensmechanismus) in der mineralischen Dichtung Sickerwasser in den Untergrund eingeleitet wurde und Erosionsprozesse (Sekundärschadensmechanismus) im Untergrund ausgelöst hat.
- Dafür spricht die bei den Einbruchtrichtern 1, 3 und 17 festgestellte Durchnässung des Versturzzone materials unmittelbar unter dem Zentrum des Einbruchtrichters über rund 18 m bis zum unterlagernden Kalkstein.

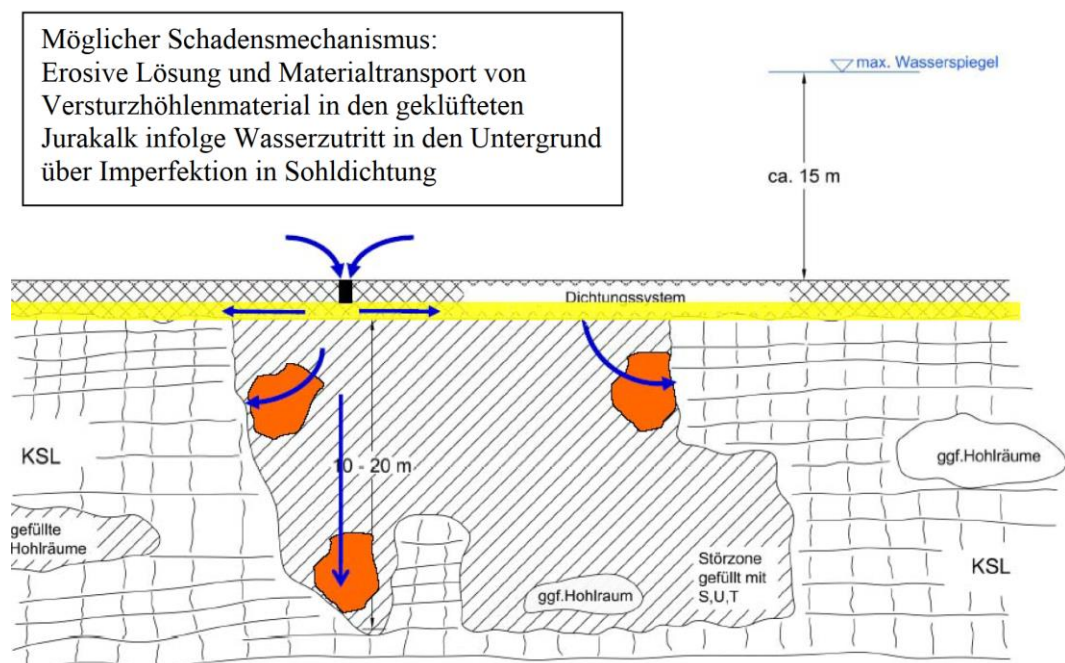


Abbildung 6: Möglicher Schadensmechanismus – Prinzipskizze (Planfeststellung 2015)

- Erosionsprozesse in der Versturzzone haben zu einem Materialaustrag in den Klufkörper des Jurakalkes geführt. Auch wenn bisher kein Materialeintrag in den Klufkörper des Jurakalkes faktisch nachgewiesen werden konnte, so bringt der Jurakalk mit seiner engen Schar vertikal orientierter, meist offener Klüfte, lokaler Hohlräume und hohen Systemdurchlässigkeit die Voraussetzungen für eine Massenkompensation aus der vertikal darüber anstehenden bzw. der lateral benachbarten Versturzzonefüllung mit.
- Für eine solche Wechselwirkung zwischen Versturzzonefüllung und geklüftetem Kalkstein spricht, dass die überwiegende Anzahl der im Januar 2011 eingetretenen und durch Großschürfe freigelegten Schadstellen sich in der unmittelbaren Kontaktzone zwischen vertikalen, geklüfteten Kalksteinwänden/-blöcken entwickelt haben.
- Über die zeitliche Entwicklung des Eintritts der Einbrüche liegen keine gesicherten Erkenntnisse vor. Im April 2011 ist im entleerten Becken der Einbruchtrichter 17 neu aufgetreten, dessen Einbruch allerdings nicht lückenlos beobachtet werden konnte. Abbildung 7 zeigt die anfänglich beobachtete Ausbildung des Einbruches, der sich in den Folgetagen sukzessive horizontal ausdehnte und mit 3-4 cm/Tag weiter einsank.



Abbildung 7: Im April 2011 eingetretener Einbruchtrichter ET 17 (Planfeststellung 2015)

#### 4.4.2 Schlussfolgerungen

Folgend den geologisch, geotechnischen Evaluierungen und Überlegungen (siehe [B1], [B2] und [B3]) sind folgende Schlussfolgerungen zu ziehen.

- Es besteht die Möglichkeit, dass sich in der Versturzonenfüllung noch latente Hohlräume befinden, die sich noch nicht in Form von Einbrüchen an der Beckensohle mitgeteilt haben. Mit zunehmender Hohlraumgröße nimmt die Wahrscheinlichkeit aber ab (siehe auch [B3]).
- Es besteht nach derzeitigem Kenntnisstand keine technische Möglichkeit, diese Hohlräume mit ausreichender Genauigkeit zu orten. Nach übereinstimmender Einschätzung von Geophysik-Experten liegt die Auflösung geeigneter geophysikalischer Verfahren bestenfalls bei - hier nicht gegebenen - homogenen Baugrundverhältnissen bei 1 : 2 bis 1 : 3, d.h. in 2 m bzw. in 3 m Tiefe können Hohlräume mit  $\geq 1 \text{ m}^3$  Volumen gerade noch erkannt werden, in 4 m bzw. in 6 m Tiefe Hohlräume mit  $\geq 2 \text{ m}^3$  Volumen etc.
- Es besteht das Restrisiko, dass latent vorhandene Hohlräume ohne Sanierungsmaßnahmen im Untergrund weiter in Richtung Beckensohle wandern und schließlich zu Einbrüchen in der Beckensohle führen können.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass auf Grund der Erkenntnisse eine Beckensohlsanierung im Versturzonenbereich auszuführen ist. Der Dam wies bisher keine erkennbaren Schäden im Bereich der Versturzonen auf, ein mögliches Schadenspotential durch bisher nicht erkannte Hohlräume unter dem Ringdam ist aber nicht auszuschließen. Somit ist diesbezüglich eine geeignete Erkundung vorzusehen.



## 5 Art und Umfang des Sanierungsvorhabens

### 5.1 Sanierungsziel und Randbedingungen

Das Ziel der Planung besteht in der Ertüchtigung des Oberbeckens nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik für die Wiederaufnahme des Kraftwerksbetriebs unter Gewährleistung der zukünftigen Betriebssicherheit und Verfügbarkeit. Für die Umsetzung des Planungsziels ist es erforderlich, ein möglichst uneingeschränkt funktionales System zu entwerfen, mit dem die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Beckens während der gesamten Nutzungs- und Betriebsdauer gewährleistet ist, ohne dass im Falle noch latent vorhandener Hohlräume im Untergrund Nutzungseinschränkungen auftreten.

Für die planerische Zielsetzung sind folgende Hauptleistungen der Sanierungsmaßnahmen vorgesehen:

- Untergrundsanie rung in Teilbereichen der Beckensohle (Bereich Versturzone, siehe Abbildung 8).

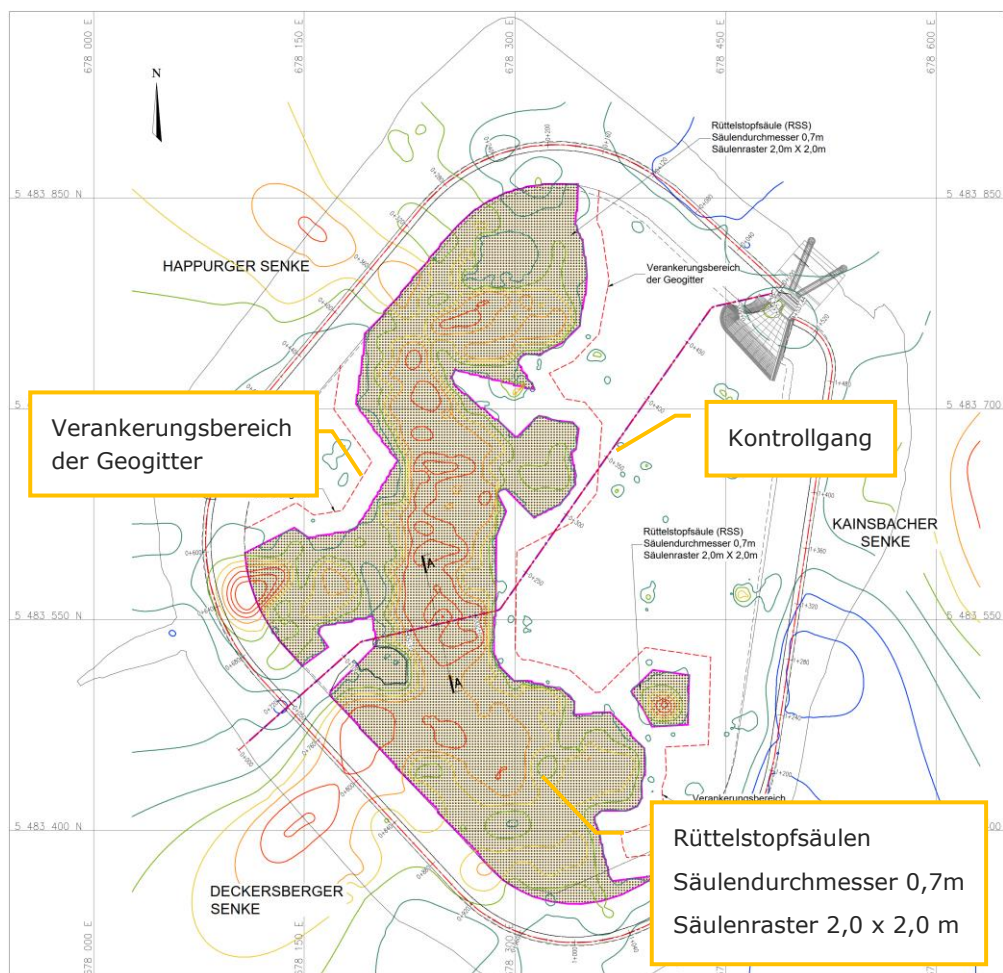


Abbildung 8: Sanierungsbereich (Pink umrandet) [P9].

- Neubau eines zweischichtigen Dichtungssystems auf der gesamten Beckensohle und den Dammböschungen mit dazwischen liegendem Sickerwasserkontrollsystem.
- Neubau eines Kontrollgangs unterhalb des zweischichtigen Dichtungssystems zur Sammlung, Messung und schadlosen Ableitung des anfallenden Sickerwassers.

Auf Grund der unterschiedlichen Anforderungen an die Untergrundsanierung und Dichtung von Damm und Sohle, auch entsprechend DIN 19700, Teil 14 Pumpspeicherbecken, - werden die Sanierungslösungen getrennt für den Bereich des Ringdammes und der Beckensohle betrachtet. Bei der Wahl des jeweiligen Dichtungssystems wurde die gegenseitige Beeinflussung zwischen Untergrundsanierung und Dichtungselementen berücksichtigt. Tabelle 2 zeigt die Kennwerte des Oberbeckens nach der geplanten Sanierung.

Tabelle 2: Kennwerte Oberbecken (nach Sanierung)

<b>Oberbecken</b>		
Nutzbarer Beckeninhalt	1,84	Mio. m <sup>3</sup>
Stauziel	573,55	mNN
Absenkziel	561,70	mNN
Beckensohlhöhe	variiert, siehe	mNN
Sohlfläche	138 100	m <sup>2</sup>
<b>Ringdamm</b>		
Dammkronenhöhe	575,55	mNN
Dammkronenlänge	1 600	m
Kronenbreite	4,5	m
Kronenwegbreite	3	m
Böschungsneigung wasserseitig	1,0:2,0	V:H
Böschungsneigung luftseitig	1,0:1,75	V:H
Böschungfläche wasserseitig	49 800	m <sup>2</sup>

Abbildung 9 zeigt die Speicherinhaltslinie sowie die benetzte Wasserfläche nach den Sanierungsmaßnahmen.

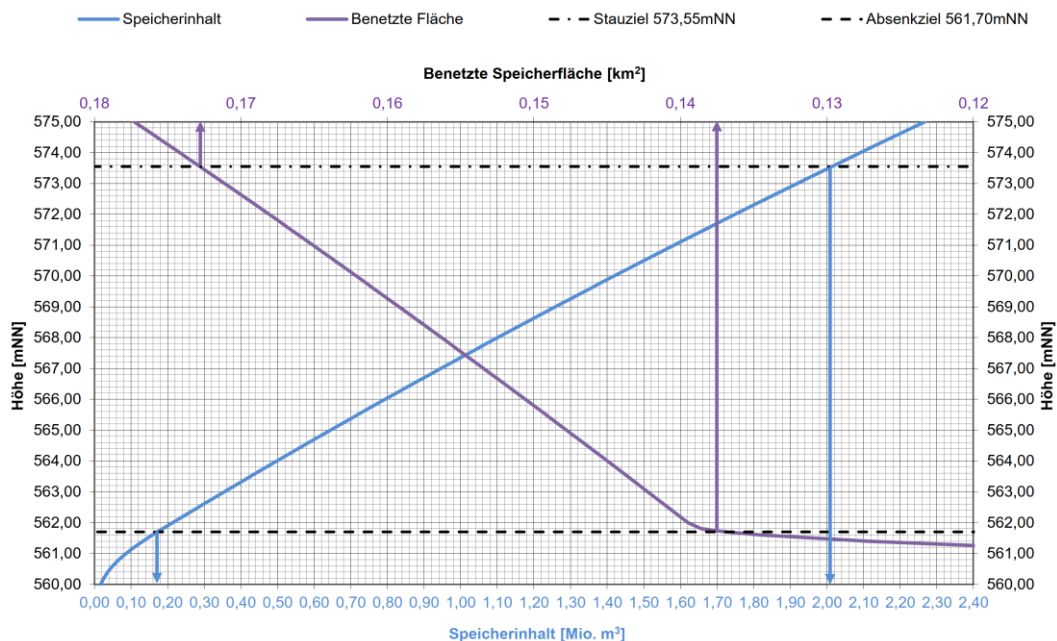


Abbildung 9: Speicherinhaltslinie (nach Sanierung)

## 5.2 Untergrundsanierung

### 5.2.1 Bereich Beckensohle

Als geeignete Lösung wird unter einer mit Geogittern bewehrten Tragschicht die Ertüchtigung (Bodenverbesserung) des Untergrundes mit Rüttelstopfsäulen (RSS) gewählt. Durch das gewählte Untergrundverbesserungssystem mit engem Raster werden mögliche latente Hohlräume verschlossen und eine homogenisierte Bodenschicht bis in eine Tiefe von 15 m unter Beckensohle hergestellt.

#### 5.2.1.1 Rüttelstopfsäulen

Nach den vorliegenden Erkundungsergebnissen ist davon auszugehen, dass sich die überwiegend mit Sanden und Schluffen gefüllte Versturzzone über eine Fläche von rund 75 000 m<sup>2</sup> erstreckt. Unter Berücksichtigung des RSS Rasters (ca. 2,0 x 2,0 m) ergeben sich somit zirka 16 500 Säulen. Außerhalb des Versturzzonenbereiches steht auf Basis der durchgeführten Erkundungen bis auf sehr kleine, lokale Lockergesteinsbereiche, Kalkstein direkt unter dem Dichtungssystem der Beckensohle an, so dass keine Veranlassung für flächige Untergrundverbesserungsmaßnahmen außerhalb des Versturzzonenbereiches besteht. Allgemein ist im Bereich der Versturzzone mit dem Antreffen von einzelnen Bohr- und Rammhindernissen in Form von Steinen und Blöcken sowie verstürzten bzw. verkippten Kalksteinblöcken zu rechnen, daher werden die RSS, wenn benötigt, mittels Vorbohren hergestellt.

Derzeit wird davon ausgegangen dass die RSS mittels Schleusenrüttler „Bottom Feed“ hergestellt werden. Nach Abschluss des Ausschreibungs- und Vergabeverfahrens können sich aber im Rahmen von Sondervorschlägen der Unternehmen noch andere Herstellungsverfahren als technisch gleichwertig und gegebenenfalls wirtschaftlicher erweisen. Auch das Raster beziehungsweise die Länge der RSS kann noch weiter optimiert werden.

#### 5.2.1.2 Bewehrte und unbewehrte Tragschicht

Ziel der Bemessung der bewehrten Tragschicht (siehe Abbildung 10) ist, diese möglichst duktil zu gestalten, d.h. plastisch verformbar. Die Bemessung erfolgt dabei so, dass sich durch die rechnerischen Verformungen auch im Havariefall (Hohlraumentwicklung aus dem Untergrund direkt unter der Tragschicht mit einem Durchmesser von bis zu 6m) keine zu großen Verformungen des Dichtungs- und Drainagesystem ergeben die die Systemdichtheit infrage stellen. Für die Bewehrung sind zwei Lagen eines hochfesten Geogitters vorgesehen. Die Ergebnisse der Vordimensionierung sind dem Bericht [B3] zu entnehmen. Die unbewehrte Tragschicht bildet die Bettung für die Sekundärdichtung und wird über der bewehrten Tragschicht hergestellt.

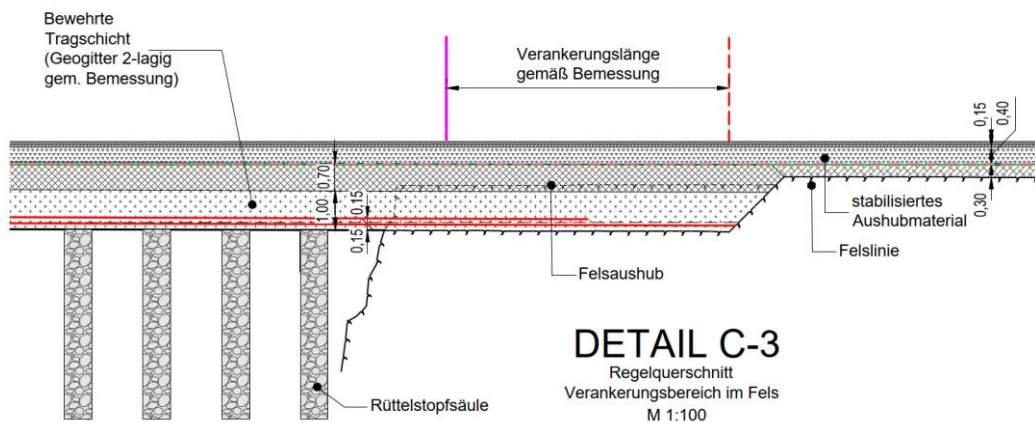


Abbildung 10: Bewehrte Tragschicht (Ausschnitt aus Plan [P11])

### 5.2.2 Bereich Ringdamm – zusätzliche Aufschlüsse

Die Erkundungsergebnisse zeigen, dass die Aufstandsfläche des umlaufenden Ringdamms des Oberbeckens teilweise im Bereich der Versturzzone liegt. Dies betrifft nach Auswertung der gesammelten Erkundungsergebnisse bzw. abgeleitet aus dem 3D-Untergrundmodell (siehe [B1]) die Dammabschnitte von km 0+200 – km 0+400, km 0+600 – km 0+700 und km 0+750 – km 0+1000. In diesen Abschnitten ist damit zu rechnen, dass mögliche latente Hohlräume, die als unwahrscheinlich betrachtet werden - aber nicht ausgeschlossen werden können - auftreten. Daher ist eine weitere Erkundung im Zuge der Bauausführung vorgesehen. Hierfür sollen im unteren Drittel der wasserseitigen Dammböschung im Abstand von je 10 m Bohrungen bis in maximal 20 m Tiefe bzw. maximal 5 m in den anstehenden Kalkstein niedergebracht werden. Sollten etwaige Hohlräume im Lockergestein/Versturzzonenbereich angetroffen werden, so sind diese mittels Injektionen zu verfüllen.

### 5.3 Kontrollgang

Vom Einlaufbauwerk Richtung Westen verlaufend wird ein Kontrollgang errichtet in den mögliche Sickerwässer aus dem Drainage- und Sickerwasserkontrollsystem entwässern. Abbildung 11 zeigt den Regelquerschnitt des Kontrollgangs. Die Abmessungen sind so gewählt, dass Equipment für die Kamerabefahrung sowie Spülung zu den jeweiligen Rohrleitungen gebracht werden kann. Details zum Kontrollgang sind im Bericht [B4] erläutert.

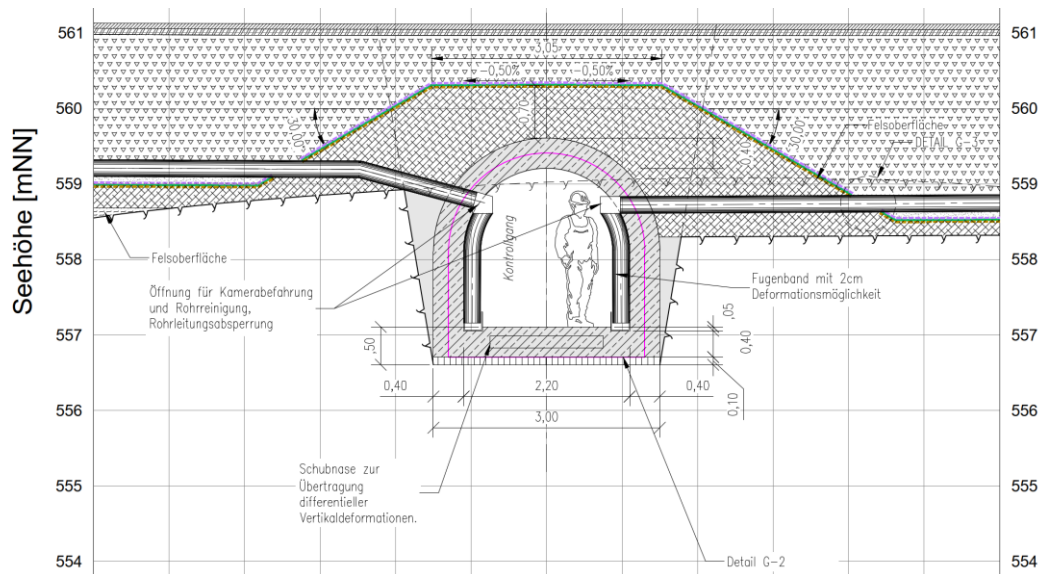


Abbildung 11: Regelquerschnitt Kontrollgang (Ausschnitt aus Plan [P18])

## 5.4 Dichtungssystem

### 5.4.1 Dichtungsaufbau

#### 5.4.1.1 Beckensohle

Im Beckensohlbereich ist ein zweischaliges Dichtungssystem (siehe Abbildung 12) mit dazwischenliegender Sickerwassermessung und Leckageortung vorgesehen. Als Primärdichtung ist eine Asphaltoberflächendichtung, als Sekundärdichtung eine PVC-Verbundstoffdichtung projektiert.

Die Primärdichtung weist folgenden Aufbau auf (von oben nach unten):

- 7cm Asphaltlichtschicht
- 8cm Asphaltbinderschicht
- 3cm Einstreubinder
- Bitumenemulsion (1,5-3,0 kg/m<sup>2</sup>)

Zwischen Primär- und Sekundärdichtung ist eine 40 cm starke Filterschicht (mineralischer Unterbau - 2(4)/32 mm) vorgesehen.

Die Sekundärdichtung ist folgendermaßen aufgebaut:

- 1000 g/m<sup>2</sup> Vlies
- PVC-Verbundstoff (2 mm PVC Membrane + 500 g/m<sup>2</sup> Vlies)



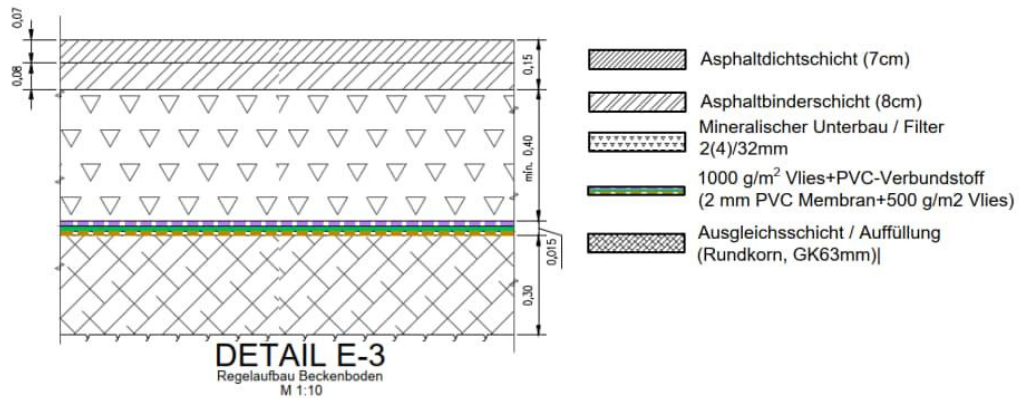


Abbildung 12: Regelaufbau Dichtsysteme Beckenboden (Ausschnitt aus Plan [P15][P15] , Detail E-3)

Im Bereich der Beckensohle sind die betrieblichen Vorteile der Asphaltbauweise wie Befahrbarkeit der gesamten Fläche und hohe Dauerhaftigkeit als entscheidungsrelevant zu nennen. Details wie der Anschluss an das Einlaufbauwerk und der Übergang von der Böschung zur Sohle sind auf den entsprechenden Plänen dargestellt und werden gegebenenfalls nach Abschluss des Ausschreibungs- und Vergabeverfahrens produktspezifisch nochmals präzisiert und mit den Fachbehörden abgestimmt.

5.4.1.2 Böschung

Das Primärdichtsystem in den Dammböschungen entspricht dem Primärdichtsystem der Beckensohle. Für das Sekundärdichtsystem wird abweichend zur Beckensohle eine geosynthetische Tondichtungsbahn (GTD) projektiert (siehe Abbildung 13). Der Dichtungssystemwechsel beruht auf den Anforderung hinsichtlich Böschungstabilität (übertragbare Reibungskräfte zwischen Kontaktfugen Dichtung und Schüttmaterial, siehe [B2]).

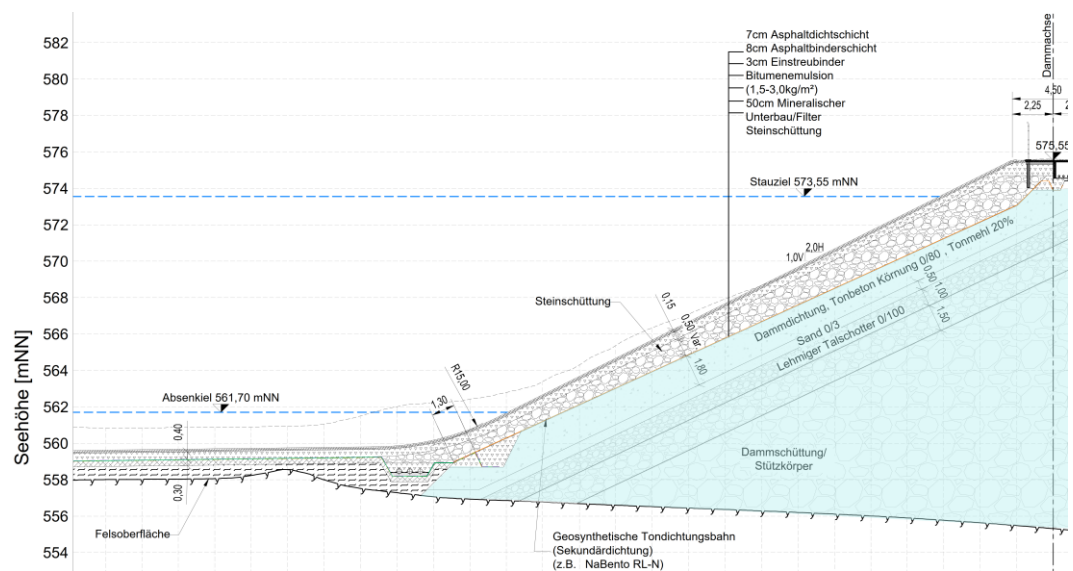


Abbildung 13: Regelaufbau Dichtsysteme Dammböschungen, Bestand hellblau, Planausschnitt [P14].

5.4.2 Bestandteile der Dichtsysteme

Nachfolgend werden die wichtigsten Bestandteile des Dichtungssystems und deren Eigenschaften erläutert.

#### 5.4.2.1 Geosynthetische Tondichtungsbahn (GTD)

Geosynthetische Tondichtungsbahnen (Bentonitmatten) bestehen aus einem Träger- und Deckgeotextil mit einer Füllung aus Bentonit in Granulat-Pulverform. Sie können auch in entsprechend geeigneten Böschungen eingesetzt werden.

Bentonit ist ein Tonmineral mit sehr hohem Quell- und Wasseraufnahmevermögen. Bei Befuchtung und entsprechender Auflast entfaltet Bentonit seine abdichtende Wirkung. Eine Überdeckung der GTD ist daher zwingend erforderlich. Es wird eine Mindestüberdeckung von 1,0 m vorgesehen, womit der Anforderung des Merkblattes DWA-M 512-1 (02/2012), von  $\geq 80$  cm Rechnung getragen wird. Die GTD wird überlappend verlegt wobei der Überlappungsbereich mit Bentonitpulver vorgestreut wird. Laut Vorbemessung ist für die Gewährleistung der Standsicherheit kein zusätzliches Geogitter erforderlich (siehe [B2]). Die Eignung der GTD als Sekundärdichtung in den Dammböschungen wurde auch mittels [A14] bestätigt.

#### 5.4.2.2 Kunststoffdichtungsbahn/ PVC-Verbundstoff

Die in der Beckensohle vorgesehene PVC-Verbundstoffdichtung wird im Werk vorgefertigt (2 mm PVC-Membrane verschweißt mit 500 g/m<sup>2</sup> Vlies) und in Rollen an den Verlegeort transportiert. Die Bahnen werden vor Ort an den Rändern miteinander verschweißt. Das Vlies (1000 g/m<sup>2</sup>) über der PVC-Membrane dient als Schutzschicht um die Durchstoßbeständigkeit zu gewährleisten.

#### 5.4.2.3 Asphaltoberflächendichtung

Für die Asphaltbetondichtung wird folgender Regelaufbau von oben nach unten vorgesehen:

- 7 cm Asphaltdichtschicht, GK 0/11 mm, Hohlraumgehalt  $\leq 3$  Vol. %
- 8 cm Asphaltbinderschicht, GK 0/22,4 mm, Hohlraumgehalt  $\leq 18$  Vol. %
- 3 cm Einstreubinder, GK 0/22,4 mm
- Bitumenemulsion (1,5-3,0 kg/m<sup>2</sup>)

Die herstellungsbedingten Tagesnähte werden mit Infrarotstrahlern erwärmt und nachverdichtet. Der Anschluss an Bauwerke erfolgt je nach zu überbrückenden Setzungsdifferenzen mit einfachen Pressfugen, Fugen mit Fugenverguss oder Anschlüssen mit Kunststoffdichtungsbändern. Im Anschlussbereich werden die Regelstärken wesentlich dicker schleppartig ausgeführt (vgl. Detail J-1, Plan [P25])

#### 5.4.2.4 Drainage/Filter Schicht

Zwischen der Primär- und Sekundärdichtung wird eine mindestens 40 cm mächtige Drainage-/ Filterschicht aus mineralischem Material angeordnet. Die Entwässerungsschicht aus gebrochenem, gewaschenem Material z. B. der Korngruppe 2(4)/32 mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_f \geq 1 \times 10^{-3}$  m/s liegt auf dem Schutzvlies der Sekundärdichtung (PVC-Verbundstoff) und bewirkt eine zuverlässige Ableitung des möglichen Sickerwassers ohne Einschränkungen im laufenden Betrieb (z.B. limitierte Absenkgeschwindigkeit). Sollten keine ausreichenden Standsicherheiten auf der Böschung erreicht werden, kann eine Stabilisierung mit Zement zum Einsatz kommen. Die Details sind während der Ausführungsplanung festzulegen.

### 5.4.3 Drainage und Sicherwasserkontrollsystem

#### 5.4.3.1 Allgemeines

Durch die in den vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Maßnahmen zur Ertüchtigung des Untergrundes im Bereich der Versturzone wird die Gebrauchstauglichkeit des neuen Dichtungssystems dauerhaft gewährleistet. Beschädigungen an den Dichtungen werden durch die Beschränkung der maximalen Verformung in Folge des gewählten RSS Rasterabstandes und der daraus folgenden Homogenisierung bzw. der auf die Untergrundverbesserung abgestimmten bewehrten Tragschicht ausgeschlossen.

Ungeachtet dessen weist der Betreiber aus Gründen der Sicherheit der Anlage und betrieblichen Belangen die Dichtigkeit des Beckens durch Sickerwassermessung nach und gewährleistet somit auch eine permanente Prüfbarkeit des Dichtungssystems.

Zu diesem Zweck wird zwischen dem zweischichtigen Dichtungssystem ein sektorales Sickerwasserkontrollsystem projektiert. Sollte die Primärdichtung Undichtigkeiten aufweisen, wird der auftretende, dann erhöhte Sickerwasseranfall auf der Sekundärdichtung gefasst und im zwischen Primär- und Sekundärdichtung liegenden Drainagesystem kontrolliert zum Kontrollgang abgeführt.

Ein eventueller Sickerwassereintrag aus der Primärdichtung stellt somit keinerlei Gefährdung für den Untergrund dar. Das redundante Dichtungssystem bildet neben der gewählten Untergrundsanierung eine zusätzliche Sicherheit zur Vermeidung zukünftiger Verformungen und Einbruchsszenarien.

Folgende Aspekte wurden bei der Planung des Systems berücksichtigt:

- Kontinuierliche, sektorale Kontrolle der Funktionstüchtigkeit der Primärdichtung durch getrennte Erfassung einzelner Drainagefelder
- Feldweise Messbarkeit des anfallenden Sickerwassers im Kontrollgang
- Angepasstes Verformungsverhalten an Primär- und Sekundärdichtung
- Ausreichende Belüftung zur Vermeidung von Unterdruckzuständen in der Drainageschicht
- Spülbarkeit der Leitungen
- Kamerabefahrbarkeit der Leitungen.

#### 5.4.3.2 Sohl- und Ringdrainage

Grundsätzlich wurde das Längsgefälle der Ringdrainageleitungen (0,5%) am Böschungsfuß in Richtung Einlaufbauwerk bzw. jenes der Felddrainageleitung (0,5%) in Richtung Kontrollgang gewählt. Sämtliche Drainageleitungen entwässern in den Kontrollgang. Das anfallende Sickerwasser im Kontrollgang wird am nordöstlichen Ende in einem Pumpensumpf gesammelt und über eine vertikale Rohrleitung mittels redundanten Pumpen zurück in das Becken gepumpt (Auslegung der Pumpen erfolgt in Detailplanung). Die Verbindung zwischen Kontrollgang und Einlaufbauwerk wird über eine wasser-/druckdichte Tür hergestellt. Sämtliche Drainageeinleitungen in den Kontrollgang werden mit einem manuell bedienbaren Verschlussventil ausgestattet. Die Spülbarkeit bzw. Kamerabefahrbarkeit ist durch die Begrenzung der Drainageleitungslänge bzw. durch Zugangspunkte (siehe Pläne [P20], [P23]) gewährleistet. Die hydraulische Leistungsfähigkeit der Drainagen liegen über den möglichen Sickerwassermengen (vergleiche Tabelle 3 bis Tabelle 5).

Für die Berechnung der möglichen Sickerwassermengen in den einzelnen Abschnitten (Drainagefeld) in der Beckensohle sowie an der Dammböschung, wurde vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend eine Durchlässigkeit der Asphaltlichtschicht von  $5 \times 10^{-10}$  m/s angesetzt.

Die Berechnung der Sickerwassermengen basiert auf folgenden Gleichungen:

- Sickerwassermenge [l/s]:  $Q = v \cdot A$   
 $v$  – Geschwindigkeit [m/s]  
 $A$  – dazugehörige Fläche des Drainagefelds
- Geschwindigkeit [m/s]:  $v = k_f \cdot i$   
 $k_f$  – Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]  
 $i$  – hydraulischer Gradient [-]

- Hydraulischer Gradient [-]:  $i = \Delta h / d$

$\Delta h$  – Druckhöhe [m]

$d$  – Stärke der Dichtschicht [m]

Unter Berücksichtigung der oben angeführten Gleichungen und den Eingangswerten, welche in Tabelle 3, Tabelle 4 und Tabelle 5 ersichtlich sind (Durchlässigkeitsbeiwert, Druckhöhe, Fläche Drainagefeld und Stärke der Asphalt-dichtschicht), ergeben sich die in Tabelle 3, Tabelle 4 und Tabelle 5 ermittelten Sickerwassermengen. Die Feldbezeichnungen sind dem Plan [P20] zu entnehmen.

Tabelle 3: Mögliche Sickerwassermengen (Beckensohle)

Feld	Druckhöhe $\Delta h$ [m]	Stärke Dichtschicht d [m]	Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ [m/s]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Hydraulischer Gradient i [-]	Sickerwassermenge Q [l/s]
Feld 1	14	0,07	5,0E-10	5744	200	0,6
Feld 2	14	0,07	5,0E-10	5547	200	0,6
Feld 3	14	0,07	5,0E-10	8570	200	0,9
Feld 4	14	0,07	5,0E-10	9481	200	0,9
Feld 5	14	0,07	5,0E-10	8819	200	0,9
Feld 6	14	0,07	5,0E-10	10884	200	1,1
Feld 7	14	0,07	5,0E-10	10623	200	1,1
Feld 8	14	0,07	5,0E-10	735	200	0,1
Feld 9	14	0,07	5,0E-10	3629	200	0,4
Feld 10	14	0,07	5,0E-10	8088	200	0,8
Feld 11	14	0,07	5,0E-10	4978	200	0,5
Feld 12	14	0,07	5,0E-10	4606	200	0,5
Feld 13	14	0,07	5,0E-10	6205	200	0,6
Feld 14	14	0,07	5,0E-10	10021	200	1,0
Feld 15	14	0,07	5,0E-10	7160	200	0,7
Feld 17	14	0,07	5,0E-10	7810	200	0,8
Feld 18	14	0,07	5,0E-10	2911	200	0,3
Feld 19	14	0,07	5,0E-10	8863	200	0,9
$\Sigma$				124674		12,5

Tabelle 4: Mögliche Sickerwassermengen (Dammböschung)

Feld	Druckhöhe $\Delta h$ [m]	Stärke Dichtschicht d [m]	Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ [m/s]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Hydraulischer Gradient i [-]	Sickerwassermenge Q [l/s]
Feld A	7	0,07	5,0E-10	3819	100	0,2
Feld B	7	0,07	5,0E-10	3401	100	0,2
Feld C	7	0,07	5,0E-10	3870	100	0,2
Feld D	7	0,07	5,0E-10	2659	100	0,1
Feld E	7	0,07	5,0E-10	4459	100	0,2
Feld F	7	0,07	5,0E-10	4206	100	0,2
Feld G	7	0,07	5,0E-10	1789	100	0,1
Feld H	7	0,07	5,0E-10	5746	100	0,3
Feld I	7	0,07	5,0E-10	3152	100	0,2
Feld J	7	0,07	5,0E-10	4117	100	0,2
Feld K	7	0,07	5,0E-10	3314	100	0,2
Feld L	7	0,07	5,0E-10	3222	100	0,2
Feld M	7	0,07	5,0E-10	2866	100	0,1
$\Sigma$				46620		2,3

Tabelle 5: Mögliche Sickerwassermengen (gesamt)

Feld	Druckhöhe $\Delta h$ [m]	Stärke Dichtschicht d [m]	Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ [m/s]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Hydraulischer Gradient i [-]	Sickerwassermenge Q [l/s]
Becken	14	0,07	5,0E-10	124674	200	12,5
Böschung	7	0,07	5,0E-10	46620	100	2,3
$\Sigma$				171294		14,8

#### 5.4.3.3 Sickerwasserkontrollsystem

An sämtlichen Drainageeinleitungspunkten ist eine automatisierte Sickerwassermessung mit entsprechender Alarmierung vorgesehen. Die Alarmierungsgrenzwerte werden im weiteren Planungsverlauf festgelegt. Details siehe Plan [P26].

#### 5.4.3.4 Unterhaltung und Wartung

Für die Inspektion der Drainageleitungen wird davon ausgegangen, dass die Kamerabefahrung immer gegen das Gefälle bzw. die Spülung mit dem Gefälle ausgeführt wird. Die Kamerabefahrung wird mittels Kamerarobotern, welche die Daten über ein Glasfaserkabel übertragen, durchgeführt. Die Spülung erfolgt einerseits von der Dammkrone bzw. aus dem Kontrollgang. Die Kontrollgangabmessungen wurden so gewählt, dass Spülschläuche und entsprechendes Gerät eingebracht werden können. Zu diesem Zweck wurde auch der westseitige Hauptzugang bzw. dessen Neigung mit 20% projektiert.

### 5.5 Sanierung Einlaufbauwerk

Im Bereich des Einlaufbauwerks wird die bestehende Einlaufplatte abgetragen und neu aus Stahlbeton errichtet. Die bestehenden Flügelmauern bleiben unverändert bzw. wird die neue Einlaufplatte an den Bestand wasserdicht angeschlossen. Durch die neuerrichtete Einlaufplatte werden die hydraulischen Verhältnisse im Vergleich zum Bestand nicht nachteilig verändert. Details siehe Plan [P25].

### 5.6 Überwachungseinrichtungen am Oberbecken

In diesem Abschnitt wird auf die Überwachungseinrichtungen im Oberbecken eingegangen. Die Lage und Anzahl der Überwachungseinrichtungen bzw. ob Daten manuell gemessen werden oder Fernübertragen kann den Plänen [P26] bzw. [P27] entnommen werden. Ein detailliertes Mess- und Überwachungsprogramm ist in der Detailplanung zu erarbeiten.

#### 5.6.1 Sickerwasser- und Grundwassermessungen

Neben den in Abschnitt 5.4.3 ausgeführten Sickerwasserkontrollsystem werden zusätzlich in den Dammschnitte km 0+290, km 0+320, km 0+360, km 0+400, km 0+640, km 0+790, km 0+840, km 0+890 Piezometer zur Kontrolle möglicher Sicker- und Grundwasserbewegungen versetzt. Entlang der wasserseitigen Dammböschungen werden auf drei Horizonte Glasfaserkabel (LWL) zur Sickerwasser- und Verformungsmessung ausgeführt. Weiters werden im Bereich der Beckensohle Glasfaserkabel (LWL) zur Sickerwassermessung ausgeführt. Die LWL werden als aktive Dauerüberwachung ausgeführt.

Der Grundwasserstand bzw. dessen Bewegungen werden durch die bestehenden Brunnen weiter überwacht.

#### 5.6.2 Deformationsmessungen Damm

Als Nachweis, dass es im Bereich der Versturzone im Dammkörper bzw. in der der Dammaufstandsfläche zu keinen schädlichen Verformungen kommt, werden in den Messquerschnitten Inklinometer ausgeführt. Weiters werden Verformungen durch die LWL (vgl. Abschnitt 5.6.1) entlang der wasserseitigen Dammböschung überwacht. Zusätzlich sind geodätische Messpunkte an der Dammkrone sowie an der luftseitigen Dammböschung angeordnet.

#### 5.6.3 Kontrollgang

Im Kontrollgang werden an allen Blockfugen die Verformungen mit 3D-Deformationsmess-einheiten automatisiert (Dauerüberwachung) gemessen.

### 5.7 Massenmanagement

Das grundsätzliche Anliegen des Massenmanagements ist die maximal mögliche Verwertung und Aufbereitung der Aushub- bzw. Überschussmassen durch Einbau im Baustellenbereich. Tabelle 6 zeigt die tentativen Hautmassen. Eine detaillierte Planung des Massenmanagement erfolgt in der Ausschreibungs- und Detailplanung.

Tabelle 6: Hauptmassen Baumaßnahmen

		<b>Beckenboden</b>	<b>Kontrollgang</b>	<b>Damm</b>	<b>Dammquerung</b>	<b>Summe</b>
Aushub	m <sup>3</sup>	360 000	8 500	111 900	30 100	510 500
Asphaltdichtschicht (7cm)	m <sup>2</sup>	138 000	0	49 800	0	187 800
Asphaltbinderschicht (8cm)	m <sup>2</sup>	138 100	0	49 800	0	187 800
Steinschüttung	m <sup>3</sup>	0	0	55 200	30 100	85 300
Mineralischer Unterbau/Filter	m <sup>3</sup>	55 200	0	36 400	0	91 600
PVC-Verbundstoffdichtung inkl. Vlies	m <sup>2</sup>	138 100	0	5 400	0	143 500
Ausgleichsschicht	m <sup>3</sup>	15 700	334	0	0	16 015
Unbewehrte Tragschicht	m <sup>3</sup>	52 200	0	0	0	52 200
Bewehrte Tragschicht	m <sup>3</sup>	89 300	973	0	0	90 273
Geogitter	m <sup>2</sup>	180 000	0	0	0	180 000
Stahlbeton	m <sup>3</sup>	415	2 000	0	0	2 415
Magerbeton	m <sup>3</sup>	0	3 400	0	0	3 400
Unterbeton	m <sup>3</sup>	0	159	0	0	159
Rüttelstopfsäule	Stück	16 500	0	0	0	16 500
GTD	m <sup>2</sup>	0	0	53 200	0	53 200
Drainagerohre	lfm	7500		1900		9400

\* ohne Krone und Drainagegräben

Es ist geplant die Aushubmassen des Damm und Kontrollgang (in Summe ca. 150 000 m<sup>3</sup>) sowie mögliche Anteile des Beckenbodenaushubes einerseits wieder zu verwenden und andererseits als Dammschüttung an der luftseitigen Böschung zu verwerten. Derzeit wird davon ausgegangen den Einbau auf die nördlichen, westlichen und südlichen Böschungsbereiche zu beschränken (siehe dazu [P28]). Die vorhandenen Drainageeinrichtungen (Rigolen) werden an die neue Dammschüttung angepasst. Eine Dammfußentwässerung der Anschüttung wird vorgesehen und vor Ausführung materialspezifisch mit der Fachbehörde abgestimmt.

## 6 Auswirkungen des Vorhabens

### 6.1 Verkehr und Öffentliche Sicherheit

#### 6.1.1 Verkehr

Durch die geplante Sanierung des Oberbeckens sind Auswirkungen auf den öffentlichen Verkehr zu erwarten. Im Bereich des Zufahrtswegs zum Oberbecken von Richtung Happurg auf der Kreisstraße LAU 7 ist bauzeitlich mit erhöhtem LKW Verkehr zu rechnen. Die Fahrzeugbelastung wird durch den teilweisen Einbau von Aushubmaterial im Baustellenbereich so weit wie möglich minimiert. Ohne die vorgesehene Verwendung der Aushubmaterialien vor Ort würde die Fahrzeugbelastung infolge der Massentransporte einschließlich der sonstigen Materialien ca. 26.000 LKW betragen. Durch den überwiegenden Einbau von Aushubmaterial vor Ort wird die Fahrzeugbelastung auf zirka 13.500 LKW bzw. auf durchschnittlich 40 Fahrzeuge pro Tag reduziert.

#### 6.1.2 Geräuschimmissionen

Es kommen Baumaschinen und Bauverfahren zum Einsatz, die im Hinblick auf die Geräuschentwicklung den allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechen. Die Arbeiten finden in einem Gebiet statt, in dem sich keine Wohnbebauung befindet. Der minimale Abstand vom Rand des Oberbeckens zum nächstgelegenen Siedlungsbereich in Deckersberg beträgt zirka 500 m. Die Abnahme des Schallpegels über diesen Abstand beträgt bei freier Schallausbreitung ca. 67 dB(A). Die Geräuschimmissionen, die im Siedlungsbereich auftreten können, sind abhängig von den Geräuschemissionen der Maschinen und Geräte sowie den geometrischen und meteorologischen Schallausbreitungsverhältnissen. Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass die Geräusche aus dem Oberbecken auf ihrem Ausbreitungsweg zum Siedlungsbereich durch den Beckenrand sehr gut abgeschirmt werden. Da aber auch Großgeräte mit hohen Geräuschemissionen zum Einsatz kommen, können hörbare Geräuschimmissionen im Siedlungsbereich nicht ausgeschlossen werden. Maßgebliche Immissionsrichtwerte werden jedoch mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht erreicht oder überschritten. Geräuschverursachende Tätigkeiten in der Nachtzeit werden soweit wie möglich vermieden. Zur Minimierung der Geräuschbelastung werden die Arbeiten außerhalb des Oberbeckens und insbesondere der Baustellenverkehr mit den Transporten zu und von der Baustelle auf den Zeitraum von 07:00 Uhr bis 20:00 Uhr beschränkt. Zur Geräuschminimierung sollen die Baumaßnahmen durch einen öffentlich bestellten und vereidigten Sachverständigen für Lärmimmissionsschutz beratend begleitet werden. Die für die Planfeststellung 2015 vorgesehenen lärmtechnischen Auflagen beziehungsweise Stellungnahmen sind in der damals erstellten schalltechnischen Stellungnahme in [A18] und [A19] zusammengestellt.

### 6.2 Natur und Umwelt

Die naturschutzfachlichen Auswirkungen des Vorhabens werden durch das Büro Dr. Schober Gesellschaft für Landschaftsplanung mbH untersucht. Hierfür wurde die Fläche des gesamten Projektumgriffs (ca. 94 ha) sowohl faunistisch, als auch im Hinblick auf Biotop und Nutzungstypen kartiert.

Die artenschutzrechtliche Betrachtung (Artenschutzbericht ASB, [A22]) nimmt die gewonnenen Ergebnisse der faunistischen Kartierungen auf, bewertet etwaige Eingriffe und legt die erforderlichen Ausgleichsmaßnahmen fest.

Der landschaftspflegerische Begleitplan (LBP, [A23]) integriert die Ergebnisse aus

- der faunistischen Kartierung und Biotop- und Nutzungstypenkartierung und dem technischen Projekt (= Bestands- und Konfliktplan des LBP),
- dem Artenschutzbericht und den daraus resultierenden Kompensationserfordernissen,



und ermittelt die Ausgleichserfordernisse bzw. stellt die hergeleiteten Ausgleichsmaßnahmen nach § 14 und §15 BNatSchG (= Maßnahmenplan des LBP) zusammen.

Die Ergebnisse aus den Fachgutachten, den Kartierungen sowie den übrigen naturschutzfachlichen Unterlagen fließen in den Umweltverträglichkeitsbericht (UVP-B, [A21]) ein, der im vorliegenden Verfahren auf freiwilliger Basis vom Vorhabenträger erstellt wird. In diesem werden die die Auswirkungen des Projekts auf Natur und Umwelt in ihrer Gesamtheit dargestellt und bewertet.

Auf die entsprechenden Anlagen wird an dieser Stelle verwiesen.

### 6.3 Grundwasser und Grundwasserleiter

Das Oberbecken liegt in verkarsteten Jurakalken, die im Projektgebiet eine Mächtigkeit von bis zu 60 m aufweisen. Die Kalke zeigen eine intensive Klüftung und Verkarstung, mit offenen, teilverfüllten und verfüllten Karststrukturen und sind nur teilweise gefüllt, sodass der Bereich oberhalb des Ornatentons insgesamt gesehen einen großen Kluftwasserkörper darstellt. In diese Kalke sind geringmächtige, mergelreiche Partien eingeschaltet, die nur lokal hinsichtlich ihrer Durchlässigkeit eine hemmende Wirkung zeigen können. Ein freier Grundwasserhorizont ist nur rund 45 m bis 50 m unter der Beckensohle an der Basis des Jurakalkes auf dem hier anstehenden Ornatenton zu beobachten. Der Ornatenton tritt im Bereich des Deckersberges als Hauptgrundwasserstauer für die überlagernden Malmkalke auf. Das Grundwassergefälle ist mit einem geringen Gradienten in Richtung Osten orientiert. Die Mächtigkeit des Aquifers liegt überwiegend zwischen 5 m und 15 m, schwankt aber infolge von Niederschlagsereignissen deutlich um 5 m und mehr innerhalb weniger Tage. Die Erneuerung des Dichtungssystems im kompletten Oberbecken mit einem zweilagigen Dichtungssystem verhindert vollständig den möglichen Eintrag von Sickerwasserverlusten aus dem Oberbecken in den Untergrund. Das Grundwasser wird durch die Sanierungsmaßnahmen vom Betriebssystem des Beckens somit nachhaltig und wirksam entkoppelt, sodass eine gegenseitige Beeinflussung zukünftig komplett auszuschließen ist. Die Arbeiten während der Bauphase finden oberhalb des Grundwasserleiters statt, sodass keine Auswirkungen auf das Grundwasser zu erwarten sind.

### 6.4 Bauwasserhaltung

Während der gesamten Baumaßnahme wird das Eindringen von Oberflächenwasser in die Lockergesteine der Versturzone minimiert. Das Entwässerungskonzept für die einzelnen Lose und Bauabschnitte während der Ausführungsphase wird dieser Forderung gerecht. Es wird z.B. sichergestellt, dass der Eintrag von Oberflächenwasser in die Lockergesteine der Versturzone auf ein unvermeidliches Minimum reduziert wird. Zu den Maßnahmen zählen das Freilegen des Planums in Teilflächen und das rasche Verschließen des Planums mit einem Arbeitsplanum, das eine möglichst geringe Oberflächendurchlässigkeit aufweist und über ein Gefälle in einen Randgraben entwässert. Das Niederschlagswasser innerhalb des Oberbeckens wird im Rahmen einer Wasserhaltung gefasst und nach Zwischenklärung in einem Absetzbecken über die Druckleitung des Pumpspeichers in das Unterbecken abgeführt. Trübungen im Zulauf zur Druckleitung werden minimiert, der Gehalt abfiltrierbarer Stoffe des Wassers wird auf 30 mg/l begrenzt. Der chemische Sauerstoffbedarf wird auf 80 mg/l und der pH-Wert auf einen Bereich zwischen 6,5 und 9,5 begrenzt. Die Einhaltung wird durch Probenahme und Analytik in noch festzulegenden Intervallen dokumentiert. Die Wasserhaltung bei Starkniederschlägen im Oberbecken wird auf ein Wiederkehrintervall von 20 Jahren ausgelegt. Bei starken Niederschlagsereignissen ist vorgesehen, die Baustelle kontrolliert zu fluten.

## 6.5 Anlieger und Grundstücke

Die bauzeitliche Inanspruchnahme von Privatgrundstücken für Baustelleneinrichtung und Lagerplätze wird bereits mit dem jeweiligen Eigentümer vorabgestimmt. Die dafür vorgesehenen Flächen sind dem Plan [P29] zu entnehmen. Die vorübergehenden und dauerhaft betroffenen Grundstücke sind im Grundstücksverzeichnis in [A20] zusammengestellt.

## 7 Rechtsverhältnisse

### 7.1 Unterhaltungspflicht und Betrieb der Anlage

Die Unterhaltungspflicht und der Betrieb des Pumpspeicherwerks Happurg liegen beim Eigentümer, der Uniper Kraftwerks GmbH.

### 7.2 Privatrechtliche Verhältnisse berührter Grundstücke und Rechte

Wie bereits in Abschnitt 6.5 erläutert wurde, sind von den Sanierungsmaßnahmen am Oberbecken des Pumpspeicherwerks Happurg private Grundstücke während der Bauphase betroffen. Die temporär genutzten Flächen sind in dem Plan [P29] ausgewiesen. Die Rechtsverhältnisse sowie Grundstücksflächen sind in [A20] aufgelistet.

## 8 Durchführung des Vorhabens

### 8.1 Qualitätsmanagement / Qualitätssicherungsplan

Die Sicherung der Qualität der Ausführung wird durch einen Qualitätssicherungsplan garantiert, der nach Abschluss des Ausschreibungs- und Vergabeverfahrens erstellt wird. Zur Umsetzung der anstehenden Maßnahmen kommt eine der Planungsphase und Bauphase begleitenden Qualitätssicherung die wichtige Aufgabe zu, die planmäßig angestrebten Eigenschaften und Funktionen der Trag- und Dichtungssysteme sicherzustellen und die erreichten Eigenschaftswerte durch Prüfungen nachzuweisen und zu dokumentieren. Dazu wird sowohl die Qualität der eingesetzten Materialien durch Eignungsnachweise und Eingangskontrollen als auch die Qualität der Ausführung durch ein Überwachungsprogramm belegt. Instrument des Qualitätssicherungsprogrammes ist der Qualitätssicherungsplan, der nach Entscheidung des zur Ausführung kommenden Systems erstellt und bei Bedarf fortgeschrieben wird. In ihm werden die projektbezogenen Qualitätssicherungselemente, die Zuständigkeiten, Sachmittel und Tätigkeiten sowie die erforderlichen Dokumentationen für alle Beteiligten festgelegt. Der Umfang der Eigen- und Fremdüberwachung wird mit den Fachbehörden vor Baubeginn abgestimmt.

### 8.2 Bauablauf

Nachfolgend sind die Reihenfolge und die Abwicklung der einzelnen Bauabläufe stichpunktartig erläutert. Je nach Konzept der ausführenden Firmen kann es zu Abweichungen von diesem aufgeführten Schema kommen.

- Baustelle einrichten, Einrichtung vorhalten und betreiben;
- Arbeitsflächen sichern;
- Zuwege und Baustraßen nach Erfordernisse der Baustelle herstellen;
- Dammkrone bzw. wasserseitige Böschungen abtragen;
- Wasserhaltung im und um das Oberbecken einrichten;
- Aushub Beckenboden, Abtrag wasserseitige Dammböschung und Aushub Dammschnitt für Kontrollgang folgend Planung, Herstellen Aufstandsflächen (für Bodenverbesserungsgeräte, Kontrollgang, etc.);
- Baugrund im Bereich der Versturzone mittels RSS verbessern;
- Magerbetonfundament für Kontrollgang sowie Kontrollgang inkl. Magerbetonkeile herstellen.
- Abtrag und Erneuerung Einlaufplatte.
- Mit Geogitter bewehrte Tragschicht bzw. andere Tragschichten laut Planung lagenweise herstellen.
- Herstellung unbewehrte Tragschicht;
- Lagenweiser Aufbau des Dammkörpers (in abgetragenen Bereichen);
- Überschusmaterial in den ausgewiesenen Bereichen einbauen;
- Herstellung Sekundärdichtung im Beckenboden bzw. an den Dammböschungen (inkl. Anschluss an Betonbauwerke).
- Herstellung Sicker- und Drainagesystem inkl. Überschüttung mittels mineralischem Filtermaterial
- Herstellung Primärdichtung im Beckenboden bzw. an den Dammböschungen (inkl. Anschluss an Betonbauwerke).

Die Überwachungseinrichtungen werden parallel zu den Bauarbeiten hergestellt.

### 8.3 Kostenzusammenstellung

Preisbasis der vorliegenden Kostenberechnung ist Dezember 2022. Die dargestellten Investitionskosten basieren auf aktuell erhobenen Einheitspreisen bei Lieferanten und Bauunternehmern sowie auf Kosten ähnlicher, bereits ausgeführter Projekte.

Die geschätzten Baukosten betragen demnach zirka 106 Millionen €.

## 9 Zusammenfassung

Die Uniper Kraftwerke GmbH plant das Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerkes Happing umfassend zu sanieren und als Teil des Kraftwerkes in Betrieb zu nehmen.

Für die Sanierungsmaßnahme ist im Wesentlichen eine Untergrundsanie rung im Bereich der Versturzzone (Beckensohle) sowie Herstellung eines Kontrollganges sowie zweischaligen kontrollierten Dichtsystems geplant.

Die Untergrundsanie rung in der Beckensohle erfolgt mittels Rüttelstopfsäulen mit darüber liegender mit Geogittern bewehrter Tragschicht.

Im Zuge der Bauausführung wird entlang der wasserseitigen Dammböschungen im Bereich der Versturzzone eine Erkundung mittels 20 m langen Bohrungen in einem Abstand von 10 m ausgeführt. Ziel ist die erweiterte Absicherung gegen latente Hohlräume unter den wasserseitigen Dammböschungen. Eventuell angetroffene Hohlräume in der Dammaufstandsfläche werden mittels Injektionen verfüllt.

Das kontrollierte Dichtungssystem ist als Kombination einer GTD bzw. PVC-Verbundstoffdichtung als Sekundärdichtung sowie einer Asphaltbetonoberflächendichtung als Primärdichtung geplant. Im Bereich des Einlaufbauwerkes wird die bestehende Einlaufplatte abgetragen und durch eine neue Stahlbetoneinlaufplatte, welche wasserdicht an die Dichtungssysteme bzw. den Bestand angeschlossen wird, ersetzt.

An den temporär beeinträchtigen luftseitigen Böschungen sind Anschüttungen mit Aushubmaterial zur Minimierung des Transportumfanges vorgesehen.

Der Entwurfsverfasser

Der Antragsteller

i.A.



AFRY Austria GmbH

i.A.



Uniper Kraftwerke GmbH