

**Bergwerksee (Tagebaurestloch VII)
des ehemaligen Braunkohlentagebaus der PREAG
zwischen Weckesheim und Dorn-Assenheim**

**Orientierende Bewertung
der Standsicherheit
der vorhandenen Böschungsflanken**

Auftraggeber: Stadt Reichelsheim
Magistrat
Zum Rathaus 1
61203 Reichelsheim/ Wetterau

Auftragnehmer: TABERG Ingenieure GmbH
Zum Pier 77
44536 Lünen

Tel.: 0231 / 98 70 73 - 0
Fax: 0231 / 98 70 73 - 17
E-Mail: info@taberg.de

Projekt-Nr.: 15-947

Sachverständiger: Dr.-Ing. Scherbeck

Mitarbeiter: M.Sc. M. Jendryczko
T. Kraffczyk, R. Ramza
R. Benning

Datum: 17. Juli 2015

Umfang: 40 Seiten und 9 Anlagen

INHALTSVERZEICHNIS		Seite
I	Inhaltsverzeichnis	2
II	Anlagenverzeichnis	3
III	Verwendete Unterlagen	4
1	Vorgang und Aufgabenstellung	5
2	Ausgangssituation	6
2.1	Untersuchungsgebiet	6
2.2	Regionalgeologie und Hydrogeologie	8
2.3	Ehemaliger Tagebau	9
2.4	Alter Tiefbau	11
2.5	Böschungen	11
2.5.1	Unterwasserböschungen	11
2.5.2	Böschungsrutschung am Südufer	13
2.5.3	Bodenschüttungen am Westufer	14
2.5.4	Alte Rutschung am Westufer	15
2.5.5	Potenzieller Badebereich in Nordostecke	16
2.5.6	Wühltieraktivitäten	17
2.6	Planung	17
3	Baugrunderkundung	18
3.1	Bewertete Situationen	18
3.2	Durchgeführte Untersuchungen	19
3.2.1	Geländearbeiten	19
3.2.2	Bodenmechanische Laboranalysen	21
3.3	Beschreibung der angetroffenen Bodensituation	22
3.3.1	Kennzeichnung der Schicht 1	22
3.3.2	Kennzeichnung der Schicht 2	25
3.4	Grundwasserverhältnisse	26
3.5	Bodenkennwerte und Klassifizierung	27
4	Standsicherheitsberechnungen	28
4.1	Sicherheitskonzept	28
4.2	Randbedingungen Maßgebende Lastfälle und Kennwerte	28
4.3	Einschränkungen	30

4.4	Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen	31
4.4.1	Querprofil QP 1	31
4.4.2	Querprofil QP 2	32
4.4.3	Querprofil QP 3	33
5	Rutschungsursachen	34
6	Bewertung der Ergebnisse	35
7	Verbesserungsmaßnahmen	37
8	Zusammenfassung	39
9	Weiteres Vorgehen	40

II Anlagenverzeichnis

- Anlage 1: Lageplan mit Ansatzpunkten der Erkundungen
- Anlage 2: Schichtenverzeichnisse und Bohrprofile
 - Anlage 2.1: Schichtenverzeichnisse
 - Anlage 2.2: Bohrprofile
- Anlage 3: Geotechnische Schnittführungen
 - Anlage 3.1: Querprofil 1 (Bergwerksee Nordwest)
 - Anlage 3.2: Querprofil 2 (Bergwerksee Nordost)
 - Anlage 3.3: Querprofil 3 (Bergwerksee Süd)
- Anlage 4: Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche
- Anlage 5: Prüfberichte der bodenmechanischen Laborversuche
- Anlage 6: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen
 - Anlage 6.1: Querprofil 1 (Bergwerksee Nordwest)
 - Anlage 6.2: Querprofil 2 (Bergwerksee Nordost)
 - Anlage 6.3: Querprofil 3 (Bergwerksee Süd)
- Anlage 7: Fotodokumentation zur Erkundung
- Anlage 8: Ost-West-Schnitt der Unterwasserböschungen im südlichen Seedrittel
- Anlage 9: Lageplan mit orientierender Einstufung der Böschungsabschnitte

III Verwendete Unterlagen

- /1/ Stadt Reichelheim (ohne Datum): Verschiedene Unterlagen wie Lagepläne (Wasserstände/ Tiefenlinienplan Bergwerksee), Stichtagsmessungen zum Wasserstand in verschiedenen Seen der Umgebung und verschiedene Fotos. Im Frühjahr 2015 erhalten.
- /2/ PREAG - Preußische Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, Abteilung Wölfersheim (1982): Gestaltungs- und Rekultivierungsbetriebsplan für die Braunkohlentagebaue VI und VII. Unterlage für das Bergamt Weilburg vom 25.06.1981 in Auszügen: S. 14 und S. 15.
- /3/ PREAG - PreussenElektra Aktiengesellschaft, Kraftwerk und Bergbau Wölfersheim (1989): Ablagerung in der Gemarkung Reichelsheim. Schreiben an das Regierungspräsidium Darmstadt vom 14.11.1989.
- /4/ PREAG - PreussenElektra Aktiengesellschaft, Bergbau Wölfersheim (1990): Abschlussbetriebsplan Tagebau VI/VII, Betriebsbereich Tagebau VII. Eingang beim Bergamt Weilburg am 02.07.1990.
- /5/ E.ON AG, Köln (1998): Bericht über die Durchführung der Maßnahmen zur Wiedernutzbarmachung des Betriebsgeländes der Tagebaue VI/VII. Betriebsbereich Tagebau VII. Unterlage vom 15.04.1998 mit 5 Seiten.
- /6/ PreussenElektra, Bergbau Wölfersheim (1996): Braunkohlenbergwerk Heuchelheim, Tagebau VII. Gewinnungsriß 12/1996 als Anlage 1, 1 : 2000.
- /7/ PreussenElektra, Bergbau Wölfersheim (1998): Braunkohlenbergwerk Heuchelheim Tagebau VII. Tagebau nach Auskohlung aus Februar 1998 als Anlage 2, 1 : 2000.
- /8/ Planungsgruppe für Natur und Landschaft, Hungen (2011): Integriertes Nutzungskonzept für den Bergwerksee zwischen Weckesheim und Dorn-Assenheim. Bestandsaufnahme und Zielsetzung. Unterlage aus September 2011 erstellt im Auftrag der Stadt Reichelsheim.
- /9/ HBG - Hippenstiel Beratender Geologe, Pohlheim (2014): Stellungnahme zur Entwicklung des Wasserstandes am Bergwerksee Dorn-Assenheim. Unterlage vom 10.11.2014 für die Stadt Reichelsheim.
- /10/ Labor für Fluss- und Seenkunde Dr. Fürst, Biberach (2013). Tiefenkartierung des Dorn-Assenheimer Sees im Auftrag des Hessischen Landesamtes für Umwelt und Geologie. Unterlage vom 03.11.2013.
- /11/ Wetterauer Zeitung (1994): Mit vereinten 700 PS ans rettende Ufer gezogen. Artikel vom 11.08.1994 zu einer Rutschung in einem Baggersee bei Heuchelheim.
- /12/ Homepage: www.alexanderhitz.de. Letzter Aufruf im Juni 2015.

1 Vorgang und Aufgabenstellung

Als Hinterlassenschaft des ehemaligen Braunkohlenbergbaus in der Wetterau befinden sich in der Gemeinde Reichelsheim zahlreiche Tagebaurestlöcher, die sich seit der Aufgabe des Bergbaus zu Beginn der 1990er Jahre mit Wasser füllen. Die weiteren Ausführungen betreffen das Restloch des ehemaligen Tagebaus Nr. VII der PREAG (Preussen Elektra), der auf einer ehemaligen Betriebsfläche zwischen den Ortslagen Weckesheim und Dorn-Assenheim liegt. Dieses wassergefüllte Tagebaurestloch Nr. VII wird lokal als Bergwerksee bezeichnet.

Es war ursprünglich geplant, dass sich das Restloch in einem Zeitraum von rund 30 Jahren wieder mit Wasser auffüllt. Der Wasserstand im Tagebaurestloch nahm im Laufe der Zeit durch Oberflächenzufluss auch stetig zu (1996: bei +115 mNN), jedoch ist derzeit absehbar, dass das ursprünglich erwartete Endniveau von +132,5 mNN aufgrund eines bereits vorliegenden Gleichgewichtes zwischen Verdunstung und Neubildung durch Niederschlag nicht erreicht wird. Im April 2015 lag der freie Wasserspiegel bei +125 mNN und damit rund 7,5 m unter dem Aufstauziel. Es wird angenommen, dass der Wasserspiegel nicht mehr wesentlich ansteigen wird.

Seit dem Jahre 2004 bestehen bereits Überlegungen zu einer ausgewogenen Nutzung des ehemaligen Bergwerksee als Freizeit- und Naturschutzgebiet in ausgewogener Weise /3/. Hierzu zählt insbesondere die Einrichtung einer Badestelle im nordöstlichen Uferbereich.

Seit einiger Zeit wurden an der Südseite des Bergwerksees Böschungsrutschungen festgestellt, deren Ursachen im Rahmen dieses Gutachtens zu ergründen und zu bewerten sind. Zudem ist die Standsicherheit der Gewässerböschungen des Bergwerksees unter Berücksichtigung der angestrebten Nutzung als Naherholungsziel sowie teilweise Naturschutzgebiet zu bewerten. Die TABERG Ingenieure GmbH wurde daher seitens der Stadt Reichelsheim auf Grundlage des Angebotes vom 20.02.2015 mit der Ermittlung der Schadensursache für die aufgetretenen Rutschungen sowie der standsicherheitstechnischen Bewertung der Gewässerböschungen des Bergwerksees beauftragt.

2 Ausgangssituation

2.1 Untersuchungsgebiet

Das Restloch des ehemaligen Tagebaus Nr. VII der PREAG (Preussen Elektra) befindet sich rund 2 km südwestlich der Stadt Reichelsheim. Diese ehemalige Betriebsfläche (Größe rund 70 ha) liegt zwischen den Ortslagen Weckesheim im Norden und Dorn-Assenheim im Süden direkt westlich der Straße L 3187 (Wetteraustraße). Hierzu siehe Abbildung 1.

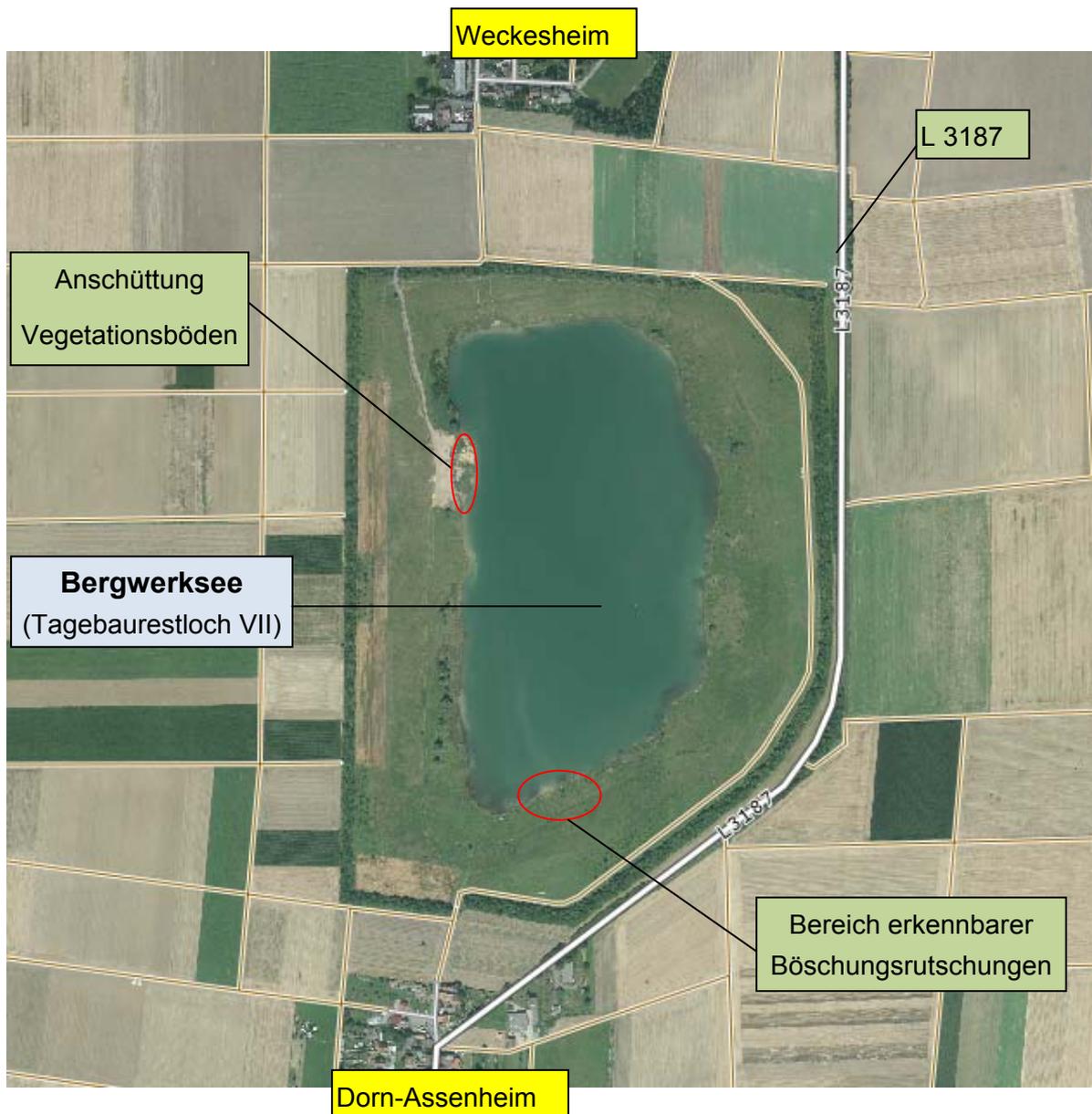


Abbildung 1: Lage des Untersuchungsgebietes (Kartengrundlage: Hessische Verwaltung für Bodenmanagement und Geoinformation, 2015)

Die mittleren Abmessungen des nahezu trapezförmigen Bergwerksees betragen rund 650 m in Nord-Süd-Richtung und 400 m in West-Ost-Richtung. Die Oberfläche des Bergwerksees umfasst derzeit eine Fläche von rund 27 ha.

Das bergbaulich unbeeinflusste Gelände am Bergwerkssee liegt im Osten bei rund +133 mNN und im Westen bei etwa +141 mNN und nimmt somit von Westen nach Osten (Richtung Vorfluter Horloffgraben) ab.

Das Untersuchungsgebiet für die weiteren Betrachtungen umfasst die Böschungen des in Abbildung 1 dargestellten Bergwerksees. Im Westen liegt die Geländehöhe im Bereich der Böschungskrone zwischen rund +139 bis ca. +141 mNN und im Osten bei etwa +132,5 mNN bis ca. +133,5 mNN. Umlaufend um den Bergwerksee verläuft auf einem Höhengniveau von rund +132 mNN eine etwa 5 m breite Berme, die im Weiteren als Bezugspunkt dient (siehe Abb. 2). Diese Berme liegt rund 7 m oberhalb des aktuellen Wasserstandes des Bergwerksees von +125,05 mNN (April/Mai 2015). Sie sollte ursprünglich den Flachwasserbereich des aufgefüllten Sees begrenzen (siehe Kapitel 2.5).

Weiterführende Anmerkungen zu den Böschungsbereichen am Bergwerksee sind in Kapitel 2.5 enthalten. Die aktuell erkennbaren Böschungsrutschungen befinden sich demnach am Südufer des Sees (Kapitel 2.5.2). Zudem bestehen Hinweise auf bereits in den 1990ern aufgetretene Böschungsrutschungen innerhalb des westlichen Böschungsbereiches /1/, die aufgrund des mittlerweile von etwa +110 mNN auf +125 mNN angestiegenen Wasserstandes derzeit nicht mehr zu erkennen sind.

Im Bereich der den Bergwerksee umfassenden Böschungen sind an mehreren Stellen rigolenartige Dränagen zur Ableitung von Oberflächenwässern zu erkennen, die stellenweise an der Oberfläche als grobe Kies- und Steinschüttungen ausgebildet sind (siehe beispielhaft Abb. 2).

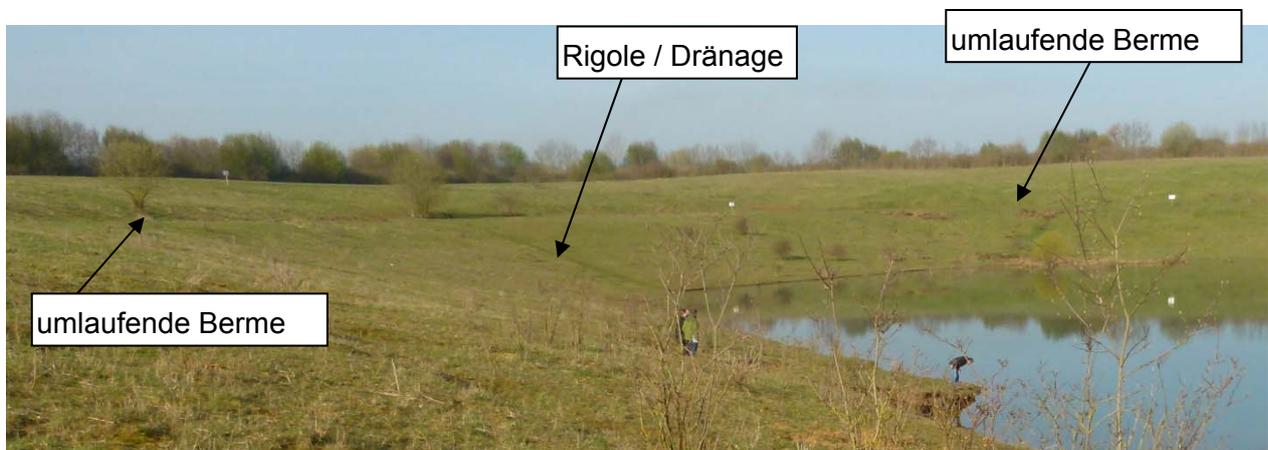


Abbildung 2: Dränagen zur Ableitung von Niederschlagswässern in den See, Blick auf die Südwestecke des Bergwerksees von Südosten aus

Diese Rigolen befinden sich umlaufend um den gesamten See in unregelmäßigen Abständen. Sie wurden im Rahmen der Umsetzung der Abschlussmaßnahmen (siehe /4/ und /5/) eingebracht. Insgesamt sind um den See rund 8 bis 10 (geschätzt) dieser böschungsparellen Rigolenstränge vorhanden. Ein Regelquerschnitt zum Aufbau der Dränagen liegt nicht vor.

In der südwestlichen Ecke wurden auf dem Höhenniveau der Bestandsberme im April 2015 auch Vernässungszonen angetroffen (siehe Abbildung 3), die unabhängig von den Rigolen ausgebildet sind. Anlage 1 zeigt orientierend den für das Untersuchungsgebiet bestehenden IST-Zustand des Sees inklusive des östlich gelegenen Fußweges und der um den See verlaufenden Berme sowie der angelegten Bewuchsflächen.



Abbildung 3: Aufgeweichte Vernässungszone im Bereich der südwestlichen Berme

2.2 Regionalgeologie und Hydrogeologie

Die Tagebaufläche wird bereits oberflächennah durch pliozäne graue Tone mit eingelagerten Braunkohlenflözen bestimmt. Darüber befindet sich eine unterschiedlich mächtige Deckschicht aus quartären Lößlehm bzw. sandigem Löss /4/. In diesem Zusammenhang zeigt nachfolgende Abb. 4 den Zustand der Tagebauböschungen im Tagebau VII während des Betriebs Anfang der 1990er Jahre. Hier ist eine sehr steile standfeste Böschungsflanke des grauen Tons mit Braunkohleneinlagerungen zu erkennen.



Abbildung 4: Tagebau VII während des Betriebs (Fotoquelle gemäß /12/)

Der großräumige Grundwasserstand liegt im Untersuchungsgebiet nachweislich unterhalb von +100 mNN (siehe /8/), so dass eine Flutung des Bergwerksees mit Grundwasser ausgeschlossen ist.

2.3 Ehemaliger Tagebau

Der Tagebau VII wurde zwischen September 1989 und Oktober 1991 von der PREAG betrieben (siehe Abb. 4). Abbildung 5 zeigt die Situation im Lageplan zum Ende des Abbaus im Februar 1998 gemäß /7/.

Aufgrund des durch den Abbau von über 1 Mio. m³ Braunkohle entstandenen Massendefizits wurde der ursprünglich rund 50 m tiefe Tagebau Nr. VII (Aushubtiefstes zwischen +87 mNN im Norden und +91 mNN im Süden) nur bis zu einer Teufe von rund 34 m unter Gelände und somit bis etwa +100 mNN wieder mit Boden aufgefüllt. Das überwiegende Verfüllvolumen wurde über Abraum aus den anliegenden Tagebauen bzw. den umgebenen Tagebaurestlöchern in Übereinstimmung mit dem Abschlussbetriebsplan /4/ generiert. Ein geringer Teil der Verfüllung stammt aus Steinresten (Natursteine, Ziegelsteine, Betonreste), die ursprünglich auf der Betriebsfläche lagerten (siehe /3/).

Der nunmehr oberhalb der Verfüllung vorhandene Leerraum sollte sich mit Oberflächenwasser füllen. Ursprünglich war angestrebt, dass der Wasserspiegel sich im sogenannten Bergwerksee bei +132,5 mNN einpegeln sollte. Es wurde in /4/ prognostiziert, dass in diesem Niveau der zutretende Niederschlag und die Verdunstung im Jahresmittel etwa im Gleichgewicht wären.

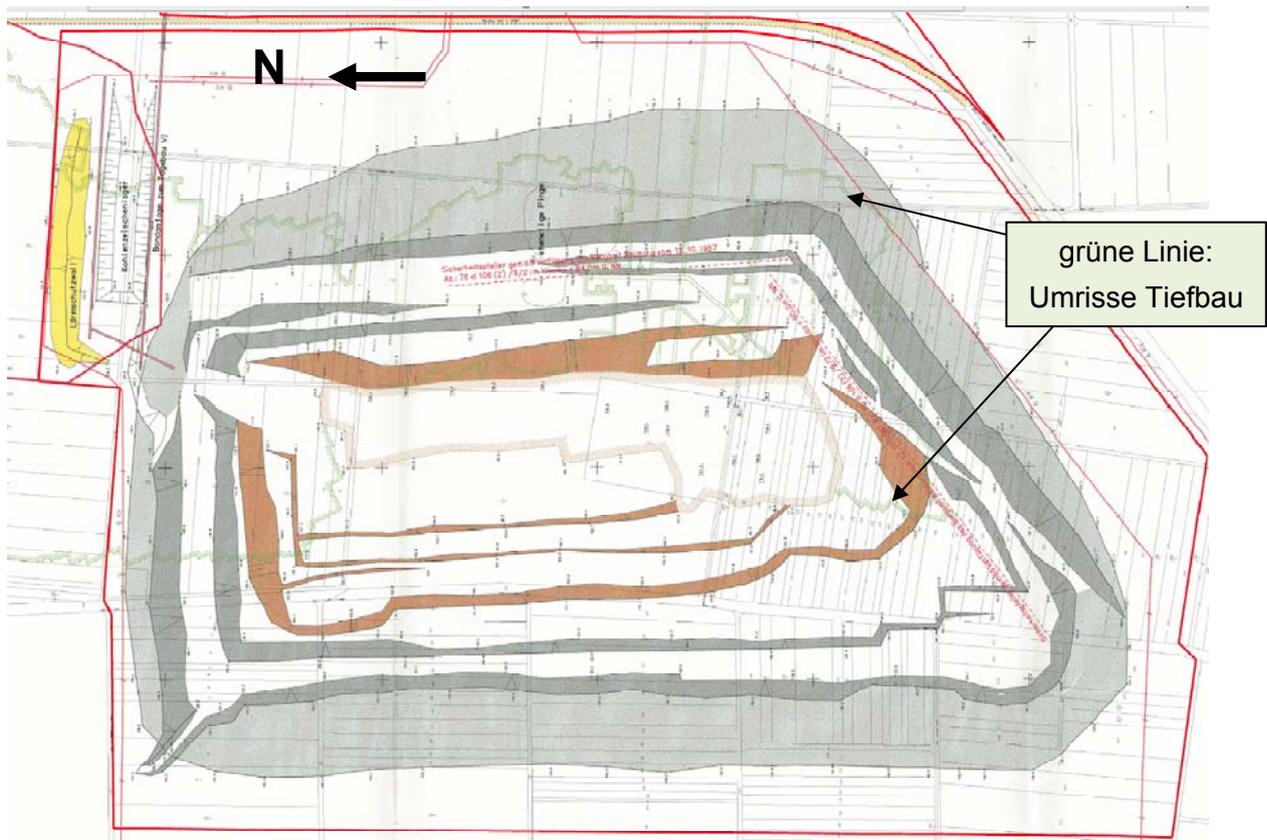


Abbildung 5: Situation im Tagebau gemäß /7/ aus Februar 1998

In Höhe dieses Zielwasserspiegels von +132,5 mNN wurde daher eine umlaufende Berme angeordnet, an die seeseitig eine Flachwasserzone (Böschungsneigung 1:4 bzw. 1:5 gemäß /5/) anschließt. Die bei der Profilierung der Böschungen anfallenden Massen wurden zur Sicherung des Böschungsfußes im Tagebautiefsten verwendet. Zur Durchführung der Maßnahmen zur Wiedernutzbarmachung des Betriebsgeländes am Tagebau VII liegt ein Bericht aus dem Jahre 1998 vor /5/, der die vorgenannten Fakten bestätigt.

Wird die Darstellung des Abbaus bei Betriebsende aus Abb. 5 mit der geplanten Seegestaltung (siehe /7/ bzw. Abbildung 6) überlagert, ergibt sich, dass die heute vorhandenen Böschungen im wesentlichen im natürlich anstehenden Ton angelegt wurden und lediglich oberflächennah zu Profilierungszwecken aufgefüllt bzw. überschüttet wurden. Hieraus erklärt sich die in den eigenen Erkundungen (siehe Kapitel 3) angetroffene, vergleichsweise geringe Auffüllungsmächtigkeit von kleiner 4 m (QP 1) bzw. kleiner 2 m (QP 1 und QP 2). Hierzu siehe insbesondere die Profildarstellungen in Anlage 3.

Der genaue erdbautechnische Umgang mit den aufgefüllten Böden beim Einbau ist in /5/ nicht näher beschrieben. Eine durchgehende lagenweise maschinelle Verdichtung mit einem geeigneten Verdichtungsgerät hat vermutlich nicht stattgefunden.

Die vorliegenden Unterlagen zum Abschlussbetriebsplanverfahren (siehe /5/ bis /7/) sind in Bezug auf Aussagen zur Standsicherheit im Detail nicht aussagekräftig. Das in /5/ diesbezüglich genannte Gutachten des Hessischen Landesamtes für Bodenforschung liegt nicht vor. Diesbezüglich hat auch die aktuelle Recherche der Stadt Reichelsheim bei dem zuständigen Regierungspräsidium Darmstadt zu keinen zusätzlichen Erkenntnissen geführt.

2.4 Alter Tiefbau

In Abbildung 6 sind die Umriss des alten Braunkohlentiefbaus "Weckesheim-Alt, Südfeld" am Standort zu erkennen, die Grubenräume auf den Bereich unter der östlichen Hälfte des Tagebaus (Böschungsbereich) sowie nördlich des Tagebaus beschränken. Die dort angelegten Grubenräume befinden sich in einem Niveau von etwa +82 mNN und liegen damit über 50 m unter der Geländeoberfläche.

Da in den entsprechenden Unterlagen zu den Abschlussmaßnahmen (siehe /4/) keinerlei Hinweise auf diesen Tiefbau vorhanden sind, ist davon auszugehen, dass eine Einwirkung auf die Tagesoberfläche zum damaligen Zeitpunkt - wo die Flutung des Tagebaus bereits geplant war - ausgeschlossen werden konnte. Weitergehende Standsicherheitsbetrachtungen zu diesem alten Tiefbau sind damit entbehrlich.

2.5 Böschungen

2.5.1 Unterwasserböschungen

Die Situation der Unterwasserböschungen wurde im November 2013 im Auftrag des Hessischen Landesamtes für Umwelt und Geologie aufgenommen. Hierzu zeigt Abb. 6 das Ergebnis dieser Kartierung gemäß /9/.

In Abb. 7 (siehe auch Anlage 8) wurde daraus ein eigener Schnitt in West-Ost-Richtung (Schnittlinie durch das Seetiefste, roter Punkt in Abb. 3) abgeleitet, der die Situation deutlich überhöht darstellt. Die Seetiefe beträgt demnach maximal rund 35 m und das Seetiefste liegt damit bei etwa +90 mNN im Niveau des ursprünglichen Tagesbautiefsten.

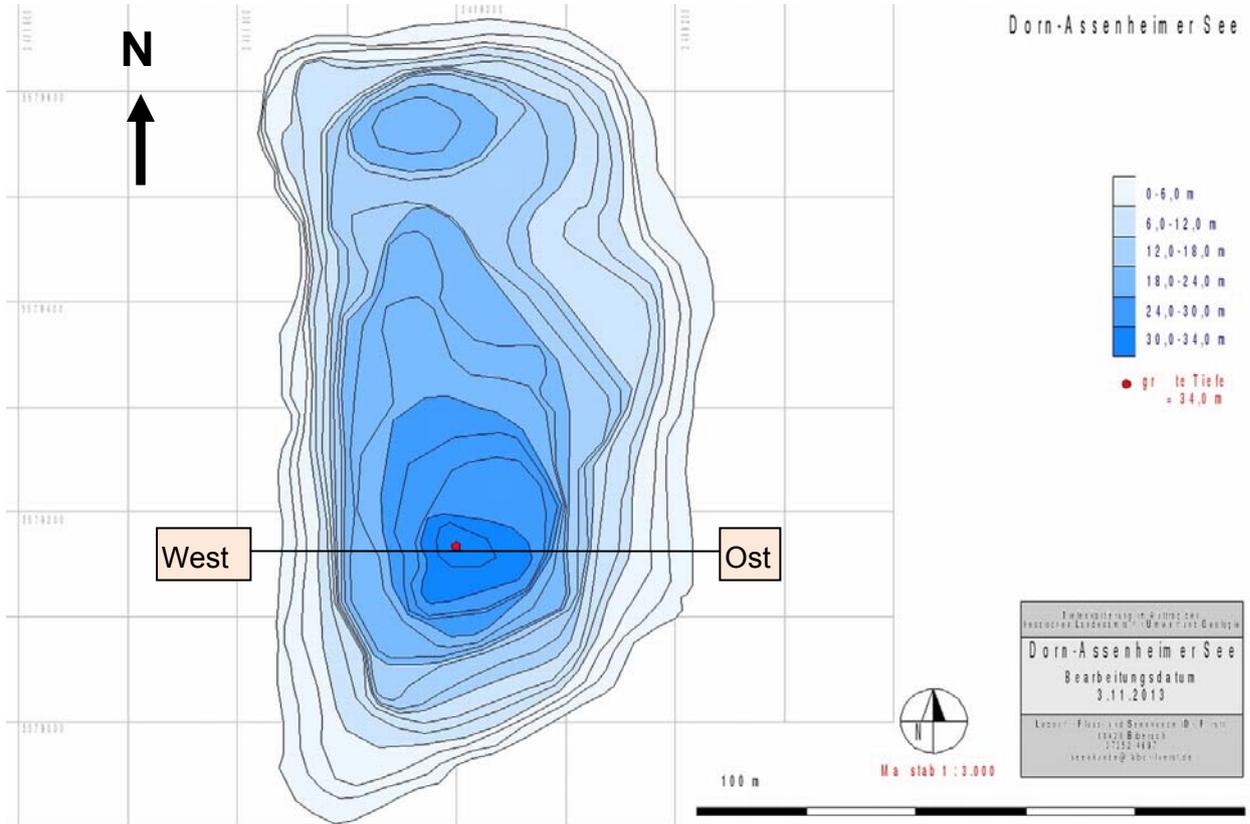


Abbildung 6: Kontur der Unterwasserböschungen des Bergwerksees aus November 2013 gemäß /9/ (roter Punkt = tiefste Seestelle)

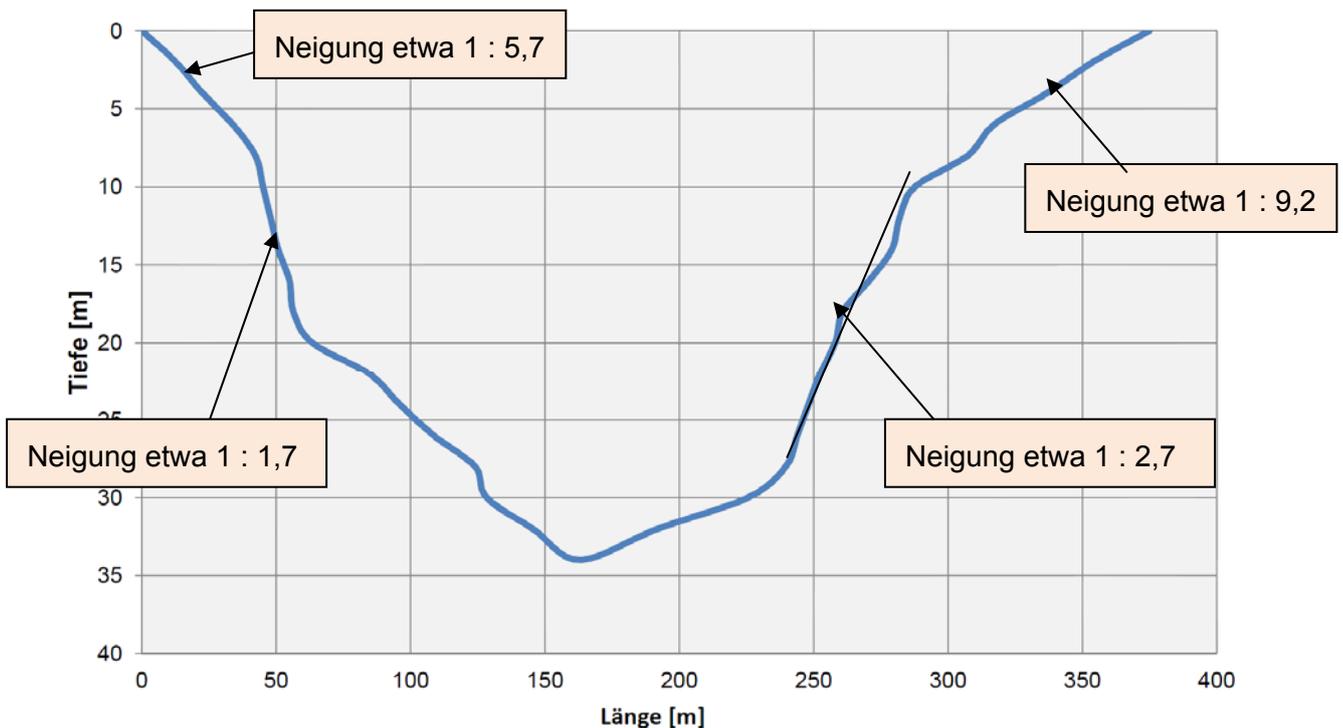


Abbildung 7: West-Ost-Schnitt (aus Abb. 6 abgeleitet)

In Abb. 7 ist gut erkennbar, dass an der Westseite ein steilerer Böschungsabschnitt mit einer Neigung von etwa 1 : 1,7 vorhanden ist. An der gegenüber liegenden Seite (Ostböschung) beträgt die steilste Neigung etwa 1 : 2,7.

Mit Bezug zu der Auswahl der Querprofile QP 1 bis QP 3 (siehe Kapitel 3.1) kann auch deren Böschungsneigung im Unterwasserbereich aus Abb. 6 entnommen werden. Im nördlichen Seebereich liegt die maßgebende Neigung der Tagesbauböschungen im Unterwasserbereich zwischen etwa 1 : 3,2 (Profil QP 1) und 1 : 5,0 (Profil QP 2) und im südlichen Seebereich bei ca. 1 : 5,4 (Profil QP 3). Damit ist der Unterwasserbereich im Bereich QP 1 im Vergleich der drei untersuchten Bereiche am steilsten ausgebildet. Die Neigung der Unterwasserböschung im West-Ost-Schnitt gemäß Abb. 7 bzw. Anlage 8 ist mit 1 : 1,7 (Westseite) bzw. 1 : 2,7 (Ostseite) jedoch noch wesentlich steiler ausgebildet.

2.5.2 Böschungsrutschung am Südufer

Die im Bereich der südlichen Böschung eingetretenen Rutschungen zeigen die Merkmale eines klassischen Böschungsbruchs mit steil stehenden und in Richtung Böschungsfuß abgerundeten Flanken (siehe Abb. 8 und 9). Der Bruchbereich erstreckt sich hier über eine Strecke von rund 50 m Uferlinie.



Abbildung 8: Böschungsbruch (untere Böschung) im Bereich des südlichen Bergwerksees

Aufgrund der in der Örtlichkeit beobachteten Geometrie ist davon auszugehen, dass die Rutschungen einen Tiefenbereich (Gleitkörper oben bis Gleitkörper unten) im unteren Böschungsbereich von insgesamt etwa 3 m bis maximal 4 m erfassen. Im Bereich der oberen Böschung (oberhalb und knapp unterhalb der Berme) konnten ebenfalls lokale Rutschungen identifiziert werden, die jedoch eine wesentlich flachere Ausbildung aufweisen und somit nur geringeren Tiefenbereich von etwa 0,5 bis maximal 1 m erfassen (siehe Abb. 9).

Die Oberflächen der Rutschungskörper sind seither wieder mit einer Vegetationsdecke (Grasnarbe) dicht bewuchert. In diesem Bereich wird der Berechnungsschnitt QP 3 gewählt (siehe Kapitel 3.1).



Abbildung 9: Oberflächennaher Böschungsbruch knapp unterhalb der Berme (Südseite)

2.5.3 Bodenschüttungen am Westufer

Im Bereich der westlichen Böschungsflanken erfolgte um 2011 ein lokaler Einbau von rund 70.000 m³ Vegetationsböden, die in einem mehr oder weniger kontrollierten Vorgang langsam in den See rutschen bzw. absacken. Hierzu zeigt Abb. 10 die derzeitige Situation. Der Einbaubereich ist auch in Abb. 11 markiert.

Diese Bereiche sind augenscheinlich - entsprechend der Planung - nicht standsicher, so dass sie auch nicht in künftige Nutzungsplanungen einbezogen werden sollen. Es ist daher davon auszugehen, dass dieser Bereich rutschungsgefährdet und damit nicht standsicher ist.



Abbildung 10: Einbaubereich von Böden am Westufer (Blick vom Nordufer nach Süden)

2.5.4 Alte Rutschung am Westufer

Im Bestandsplan aus Dezember 1996 /6/ ist eine Rutschung am westlichen Ufer eingetragen, die demnach zeitlich davor stattgefunden hat. Der abgerutschte halbkreisartige Böschungskörper erstreckt sich über eine Länge (Nord-Süd) von rund 170 m und eine Breite von 40 m (West-Ost). Die Gestalt dieses Rutschungskörpers ähnelt damit der aktuell erkennbaren Rutschung im Süden (siehe Kapitel 2.5.2).

Die Oberkante der Rutschung liegt bei etwa +125 mNN bis +126 mNN, so dass sie aktuell nicht mehr in der Örtlichkeit erkennbar ist. Abb. 11 zeigt einen Ausschnitt aus dem Plan gemäß /6/ mit dem eingetragenen Rutschungskörper. Hier ist auch zur besseren Orientierung der Bereich des Bodeneinbaus gemäß Kapitel 2.5.3 eingetragen.

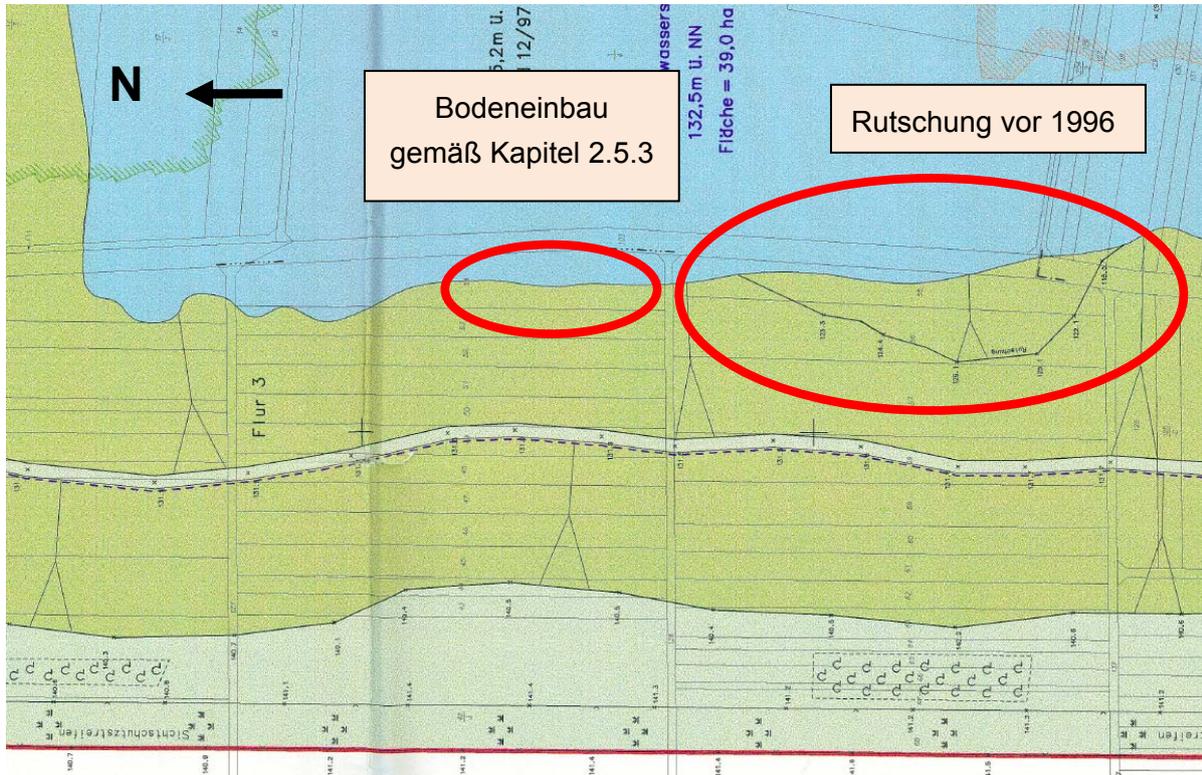


Abbildung 11: Westlicher Böschungsbereich mit Eintragung "Rutschung" gemäß /6/, Darstellung aus 1996

2.5.5 Potenzieller Badebereich in Nordostecke

Nach derzeitiger grober Planungsvorstellung ist vorgesehen, den nordöstlichen Bereich des Bergwerksees zur Nutzung als Badestelle freizugeben. Hierzu gibt Abb. 12 einen Eindruck zur Beschaffenheit der Böschung in diesem Bereich. In diesem Bereich wird der Berechnungsschnitt QP 2 gewählt (siehe Kapitel 3.1).



Abbildung 12: Blick auf den nordöstlichen Böschungsbereich (April 2015)

2.5.6 Wühltieraktivitäten

Die Böschungsbereiche um den Bergwerksee sind durch oberflächennahe Wühltiergänge (im Wesentlichen durch Wühlmäuse) durchzogen, die auf eine deutliche Erhöhung der Durchlässigkeit des Oberbodens in diesem Bereich rückschliessen lassen.

Beispielhaft ist in Abb. 13 der Zustand der Nordböschung dargestellt. Die Gänge sind mit hoher Wahrscheinlichkeit auf den oberflächennahen Bereich beschränkt (bis max. 0,5 m Tiefe).



Abbildung 13: Blick auf die Nordböschung nach Südost, Februar 2015 /1/

2.6 Planung

Seitens der Stadt Reichelsheim bestehen Planungen, die Folgenutzung des Bergwerksees im Rahmen einer sinnvollen Kombination aus Naturschutz und Freizeitnutzung auszulegen (siehe /1/ und /8/). Hieraus ergeben sich folgende mögliche Eckpunkte gemäß /8/ zur Umsetzung des Freizeitangebotes:

- Einrichtung einer Badestelle
- Angebot an Wassersportmöglichkeiten
- Einstiegsmöglichkeiten für Taucher
- Bereitstellung von Flächen zu freizeitsportlichen Aktivitäten im Uferbereich
- Rundweg für Fahrradfahrer, Spaziergänger und Wanderer

Neben dem Freizeitangebot sollen zudem abzugrenzende Bereich für die Maßnahmen des Naturschutzes ausgewiesen werden.

Detaillierte Planungen über das tatsächliche Freizeitangebot und eine Aufteilung der Flächen in Bereiche des Naturschutzes und zur Freizeitnutzung sowie mögliche bauliche Eingriffe in die Böschungen (bspw. Veränderung der Geometrie, kleinere Gebäude, etc.) des Bergwerksees liegen derzeit nicht vor. Nach Rücksprache mit der Stadt Reichelsheim besteht aktuell die Absicht, den See zumindestens in Teilbereichen als Badesee zu nutzen. Zur Gestaltung eines Badestrandes werden die vergleichsweise flachen Böschungen im nordöstlichen Bereich bevorzugt in Erwägung gezogen.

3 Baugrunderkundung

3.1 Bewertete Situationen

Die geotechnische Situation der Böschungen am Bergwerksee wird beispielhaft in drei Schnitten (siehe Schnittführungen in Anlage 1 dargestellt). Diese drei Querprofile (QP 1 bis QP 3) wurden aus verschiedenen Gesichtspunkten heraus gewählt:

- maßgebende geometrische Eigenschaften (größte Höhe und steilste Neigung)
- Berücksichtigung der bereits aufgetretenen Böschungsrutschung am Südufer
- Berücksichtigung der angedachte Folgenutzung (Badestelle in Nordostecke des Sees)

Es ist zu beachten, dass die Böschungsneigungen gemäß Planung (siehe /6/) nicht exakt mit der aktuell vorhandenen Situation in der Örtlichkeit übereinstimmen. Beispielhaft soll dies für die Neigung der Böschungsflanken im Schnitt QP 1 erläutert werden. Die durchgeführten einfachen höhen- und lagemäßigen Einmessung der Sondieransatzpunkte führen auf eine Neigung von etwa 1 : 5 (oberhalb der umlaufenden Berme bei +132 mNN) bzw. von 1 : 4 (unterhalb der umlaufenden Berme) hinaus. Gemäß den aus dem Lageplan /6/ zu entnehmenden Höhen /1/ ist für die untere Böschung (unterhalb der umlaufenden Berme) eine Neigung von lediglich 1 : 6 festzustellen. Somit sind die tatsächlich vorhandenen Böschungsneigungen (1 : 4) in diesem Bereich geringfügig steiler als ursprünglich geplant (1 : 6). Ein derartiger Unterschied zwischen Planung und Ausführung erscheint in Anbetracht des geringen Detaillierungsgrades der Planung und der notwendigen Anpassung bei der Ausführung normal.

Die Darstellung der Ausgangssituation in Anlage 3 beruht auf der Höhen- und Schichtssituation gemäß Angaben aus den vorhandenen Kartenwerken (siehe /1/ sowie /6/ und /7/).

Die Berechnungen der Standsicherheit wurden demgegenüber für leicht veränderte - und damit ungünstigere - Neigungsverhältnisse ausgeführt, die sich aus der aktuellen höhen- und lagemäßigen Aufmessung der Sondieransätze in der Örtlichkeit ergaben (siehe Darstellungen in Anlage 6).

Im Einzelnen lassen sich die gewählten Querprofile QP 1, QP 2 und QP 3 (siehe auch die Darstellungen in Anlage 3 mit Aufschlüssen sowie Anlage 6 mit Standsicherheitsberechnungen) wie folgt kennzeichnen:

Querprofil QP 1

Das Querprofil QP 1 befindet sich im nordwestlichen Bereich des Bergwerksees und erfasst hier einen augenscheinlich steilen Bereich. Im Vergleich der Böschungsneigungen um den See liegen hier zusammen mit der Südböschung (siehe QP 3) die höchsten Neigungen vor. Die Böschungshöhe zwischen der Böschungskrone (etwa +139 mNN) und dem freien Wasserspiegel (ca. +125 mNN, April 2015) beträgt insgesamt etwa 14 m.

Querprofil QP 2

Das Querprofil QP 2 wurde im nordöstlichen Bereich des Bergwerksees gewählt und kennzeichnet den gemäß Grobplanung der Stadt Reichelsheim vorgesehenen potentiellen Bade- bzw. Strandbereich. Die Höhe der gesamten Böschung bis zum freien Wasserspiegel liegt bei etwa +134 mNN - 125 mNN = 9 m und die tatsächliche Neigung (eigene Einmessung) bei etwa 1 : 7. Gemäß der Höhenangaben im Lageplan der Planung /6/ wären hier Neigungen von 1 : 9 bis 1 : 10 anzunehmen.

QP 3

Querprofil QP 3 befindet sich im unmittelbaren Bereich der Böschungsrutschung im südlichen Bereich des Bergwerksees. Die vorhandene Neigung beträgt ca. 1 : 3,8 (eigene Einmessung) und die Höhe zwischen Böschungskrone (etwa +136 mNN) und dem freiem Wasserspiegel ca. 11 m.

3.2 Durchgeführte Untersuchungen

3.2.1 Geländearbeiten

Die Baugrundbeschaffenheit (Bodenaufbau im Bereich der Böschungen) wurde im Hinblick der Schadensursachenermittlung (Böschungsrutschungen im Bereich der südlichen Böschungen, QP 3) als auch unter Berücksichtigung der maßgebenden geometrischen Randbedingungen (Höhe und Neigung, QP 1) sowie der geplanten Folgenutzung (bevorzugter Badestrand im nordöstlichen Bereich, QP 2) des Bergwerksee erkundet. In Anbetracht der vorgegebenen Aufgabenstellung wurde folgender Erkundungsumfang am 21.04. und 22.04.2015 durchgeführt:

- Kleinrammbohrungen (Rammkernsondierungen) gemäß DIN EN ISO 22475 mit einem Bohrdurchmesser von $d = 35$ bis 80 mm. Insgesamt 10 Ansatzstellen: RKS 1A bis 1C, RKS 2B bis 2D und RKS 3A bis 3D.
- Rammsondierungen nach DIN EN ISO 22476-2 als leichte Rammsondierung DPL (Ansatz DPL 1A) und 11 mittelschwere Rammsondierungen DPM (DPM 1B bis 1C, DPM 2A bis 2D und DPM 3A bis 3E).
- Handschürfe (insgesamt 6 Stück: S1B, S2C, S2D, S3D bis S3F) mit einer Tiefe von im Mittel ca. $0,5$ m zur Probenahme größerer Probenmengen (Eimer 10 l) sowie weitgehend ungestörter Bodenproben mittels Ausstechzylinder.

Die Ansatzpunkte wurden unter Beachtung einer gleichmäßigen Verteilung innerhalb der drei Querprofile gewählt. Zudem wurde im Bereich von QP 3 eine Verdichtung des Erkundungsumfanges aufgrund der Böschungsrutschungen angestrebt.

Die Bezeichnung der Ansätze berücksichtigt die Art der Erkundung sowie den Standort (z.B. RKS 2B: Kleinrammbohrung im QP 2, zweiter Aufschlusspunkt B).

Die Höheneinmessung der Aufschlusspunkte erfolgte lokal für die Erkundungen im Bereich QP 1 und QP 2 unter Bezug auf die Höhe des im nördlichen Uferbereich gelegenen Höhenpunktes ($+127,24$ mNN). Im Bereich QP 3 erfolgte die Höheneinmessung über den zuvor eingemessenen Wasserspiegel, der durch den nördlichen Höhenpunkt mit $+125,05$ mNN bestimmt werden konnte (Stichtagesmessung 21.04.2015).

In Tabelle 1 sind die durchgeführten Felderkundungen (Sondierungen und Schürfe) zusammenfassend dargestellt. Der Lageplan in Anlage 1 gibt eine Übersicht über die Standorte der Aufschlussstellen. Die zugehörigen Schichtenverzeichnisse, Bohrprofile und Rammdiagramme sind in den Anlagen 2.1 bis 2.2 zusammengestellt. Das erbohrte Bodenmaterial wurde vor Ort nach DIN 4023 angesprochen. Anlage 7 zeigt in einer Fotodokumentation die Situation am Bergwerksee während der Felderkundungen im April 2015.

Tabelle 1: Übersicht der ausgeführten Baugrunderkundungen

Bereich	Ansatzpunkt	RKS	DPM	Handschurf	Ansatzhöhe [mNN]	Tiefe	
						RKS [m u.GOK]	DPH [m u.GOK]
QP 1	1A	X	X (DPL)		138,60	4,0	4,0
	1B	X	X		132,29	4,2	4,4
	1C	X	X		128,87	2,5	3,0
	S1B			X	-	-	-
QP 2	2A		X		134,04	-	6,0
	2B	X	X		132,21	5,0	5,0
	2C	X	X		130,57	3,0	3,0
	2D	X	X		127,84	5,1	8,0
	S2C			X	130,57	-	-
	S2D			X	125,33	-	-
QP 3	3A	X	X		134,93	5,0	5,0
	3B	X	X		132,16	5,0	6,0
	3C	X	X		129,83	5,0	5,0
	3D	X	X		126,98	5,0	5,0
	3E		X		125,35	-	4,0
	S3D			X	126,98	-	-
	S3E			X	125,48	-	-
	S3F			X	129,03	-	-
Summe:						43,8 m	58,4 m

3.2.2 Bodenmechanische Laboranalysen

Aus den in April 2015 gewonnenen Bodenproben wurden von der TABERG Ingenieure GmbH insgesamt 40 Einzelproben auf maßgebende geotechnische bzw. bodenmechanische Kenngrößen untersucht. Die Versuche wurden teilweise durch die TABERG Ingenieure GmbH selbst (Dichtebestimmung) sowie durch die HINZ Ingenieure GmbH, Münster durchgeführt.

Die bodenmechanischen Untersuchungen dienen der eindeutigen Klassifizierung der anstehenden Böden sowie der Festlegung der charakteristischen Bodenkennwerte. Im Rahmen des vorliegenden Projektes konzentrierten sich die Untersuchungen auf folgende Bestimmungen:

- Korngrößenverteilung
- Zustandsgrenzen
- Wassergehalt

- Dichte
- Scherparameter

Eine tabellarische Übersicht zu den durchgeführten Untersuchungen und den dabei erzielten Ergebnissen ist der Anlage 4 zu entnehmen.

3.3 Beschreibung der angetroffenen Bodensituation

Die Ergebnisse der durchgeführten Felduntersuchungen (Rammkern- und Rammsondierungen) sind in Anlage 2 als Schichtenverzeichnisse und Bohrprofile zusammengestellt. Der Baugrund kann im Untersuchungsabschnitt wie folgt zusammenfassend beschrieben werden:

- Unterhalb der Geländeoberkante der Böschungen befindet sich zunächst eine bis zu 4 m mächtige Auffüllung, die sich als umgelagerter natürlicher Boden (Schluff mit variierenden Anteilen von Ton und (Fein-)Sand beschreiben lässt. Teilweise wurden Fremdbeimengungen von Basalt und Glas - und selten von Braunkohle - in der Korngröße von Kies angetroffen. Zudem wiesen die aufgefüllten Schichten teilweise auch Tonlinsen auf (Schicht 1).
- Die unterhalb der aufgefüllten Schichten lagernden Tonschichten sind gemäß der Ansprache im Feld als schluffige bis schwach schluffige Tonböden in zumeist steifer bzw. steifer bis halbfester Konsistenz zu beschreiben (Schicht 2). Hierbei handelt es sich um die natürlich anstehenden pliozänen Tone mit einbeschriebenen Braunkohlenflözen.

Ein sich durchziehender Grundwasserstand wurde in den abgeteuften Rammkernsondierungen nicht angetroffen.

Somit ergeben sich für die weiteren Betrachtungen zwei Hauptschichten (Schicht 1: Deckschichten) und Schicht 2 (natürliche pliozäne Tone), die im Folgenden näher gekennzeichnet werden.

3.3.1 Kennzeichnung der Schicht 1

Die Schicht 1 lässt sich zweigeteilt kennzeichnen:

Oberboden (Schicht 1a)

In den anthropogenen Anschüttungen hat sich eine durchwurzelte Oberbodenschicht entwickelt, die aus umgelagerten natürlichen Boden (Schluff mit variierenden Anteilen von Ton und (Fein-)Sand, tlw. kiesig) besteht. Teilweise enthalten die Oberbodenschichten Fremdbeimengungen von Basalt (Schurf S1B). Die Mächtigkeit des anthropogenen Oberbodens liegt zwischen ca. 5 cm bis ca. 15 cm, im Mittel bei ca. 15 cm.

Auffüllungen (Schicht 1b)

Zur Wiederauffüllung und Böschungsprofilierung wurden vermutlich die regionaltypisch anstehenden Löss- bzw. Lösslehmböden verwendet. Die angetroffenen Anschüttungen bestehen hauptsächlich aus umgelagerten natürlichen Böden (Schluff mit variierenden Anteilen von Ton und Sand). Teilweise wurde in den Auffüllungen Fremdbeimengungen von Basaltstücken und selten von Glas und Braunkohle vorgefunden (Schurf S1B, RKS 3A). Gemäß der Ansprache im Feld liegen die Auffüllungen in vorwiegend steifer und vorzugsweise im Bereich von QP 3 in steifer sowie teilweise auch weicher Konsistenz vor.

Die ermittelten bodenmechanischen Kenngrößen der Auffüllungen sind in folgender Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Laboruntersuchungen Auffüllungen

Ent-nahme-stelle	Ent-nahme-teufe [m]	Wassergehalte [%]			Kon-sis-tenz-zahl I_c [-]	Plasti-zitäts-zahl I_p [%] = w_L - w_P	Körnungslinie [Gew.%]			
		natür-lich w_n	Fließ-grenze w_L	Aus-roll-grenze w_P			Ton	Schluff	Sand	Kies
RKS 1A	1,0-2,5	22,2	34,4	17,0	0,70	17,4	-	-	-	-
RKS 1B	0,0-1,0	18,6	37,8	16,8	0,91	20,9	-	-	-	-
RKS 1B	1,0-2,4	17,0	-	-	-	-	33	93	100	100
RKS 2B	1,0-2,3	38,6	-	-	-	-	44	77	98	100
S2C	0,1-0,4	21,6	51,3	22,6	1,04	28,7	31	66	85	100
RKS 3C	1,0-2,0	22,4	-	-	-	-	23	95	100	100
RKS 3D	0,5-1,6	21,0	36,6	17,7	0,82	18,9	-	-	-	-
S3D Tonlinse	0,15-0,5	41,7	82,1	27,9	0,76	54,1	49	94	100	100

Die Auffüllungen sind gemäß DIN 18196 im Bereich QP 1 (Nordwesten) als leicht- bis mittelplastischer Ton, im Bereich von QP 2 (Nordosten) als ausgeprägt- bis mittelplastischer Ton und im Bereich QP 3 (Böschungsrutschungen im Süden) als mittel- bis leicht plastischer Ton bzw. ausgeprägt plastischer Ton zu klassifizieren, so dass eine Zuordnung als umgelagerter Lösslehm grundsätzlich zutrifft.

Die vorhandenen Wassergehalte w_n der Auffüllungen liegen im Bereich von QP 1 und QP 2 zwischen einheitlich ca. 17 % und ca. 22 %; im Bereich von QP 3 werden in der Spitze erhöhte Wassergehalte bis zu 26 % erreicht (vgl. Anlage 5).

Ausreisser der Wassergehalte der Auffüllungen wurden im Bereich der Rammkernsondierung 2B mit Werten zwischen ca. 35 % bis ca. 39 % festgestellt. Im Bereich von RKS 3A weisen die Auffüllungen einen Wassergehalt von etwa 38 % auf. Die im Bereich von QP 2 und QP 3 teilweise festgestellten erhöhten Wassergehalte können auf möglicherweise erhöhte Feinanteile in der Korngrößenzusammensetzung zurückgeführt werden. Zudem zeigen die erhöhten Wassergehalte einen lokal erhöhten Sickerwasserzutritt bzw. ein lokales Schichtenwasser an.

Die Auffüllungen schwanken in ihrer Zusammensetzung (Feinkornanteile von 66 Gew. % bis 95 Gew. %, siehe Tabelle 2), was sich auch in dem Schwankungsbereich der plastischen Eigenschaften (TL bis TA) zeigt. Dies ist vermutlich auf die Einlagerung von Tonlinsen bzw. erhöhter toniger Anteile innerhalb der Auffüllungen zurückzuführen.

Aus den durchgeführten mittelschweren Rammsondierungen (DPM) und leichten Rammsondierung (DPL) lässt sich für die Auffüllungen eine überwiegend weiche Konsistenz ableiten (z.B. DPM 2B mit im Mittel $N_{10} = 4$ Schläge). Diese Schlagzahlen weisen auf eine vergleichsweise geringe Verdichtungsenergie bzw. Verdichtungsleistung während der Böschungsprofilierung hin.

Stellenweise wurden im unteren Schichtbereich auch Bereiche mit einer steifen Konsistenz angetroffen (z.B. DPL 1A, mit im Mittel $N_{10} > 15$ Schläge). Im Bereich DPM 1B und DPM 3D (unterer Gleitkreis) bestehen zudem Schwächezonen mit einer breiigen Konsistenz ($N_{10} =$ im Mittel ca. 1 bis 2 Schläge).

Die anhand der Wassergehalte an der Fließ- und Ausrollgrenze berechneten Konsistenzzahlen I_c erreichen Werte zwischen rund 0,7 und 1,0 und kennzeichnen damit ebenfalls den Übergang zwischen einer weichen ($I_c < 0,75$) und einer steifen ($I_c < 1,0$) Zustandsform.

Aus den im Bereich der oberflächennahen Auffüllungen ($t = \max. 0,5$ m) entnommenen weitgehend ungestörten Proben (Ausstechzylinder) wurde die Trockendichte der Auffüllungen auf Werte von $\rho_d = 1,61$ g/cm³ (QP 1), $\rho_d = 1,58$ g/cm³ (QP 2) und $\rho_d = 1,42$ bis 1,62 g/cm³ (QP 3) bestimmt (vgl. Anlage 4).

Zudem erfolgte die Bestimmung der Scherparameter der Auffüllungen aus den Proben aus Schurf S2C. Dieses gestörte Probenmaterial wurde mit einfacher Proctorenergie (Einbaudich-

te $\rho_d = 1,61 \text{ g/cm}^3$ und einem Wassergehalt $w = 22 \%$) in das Rahmenschergerät eingebaut. Die Scherparameter der Auffüllungen wurden hierüber mit $\varphi' = 23,2^\circ$ sowie $c' = 21 \text{ kN/m}^2$ bestimmt. Für kleine Normalspannungszustände sind die Scherparameter gegenüber den Angaben in Anlage 5 noch abzumindern, sodass als dränierte Versuchswerte ein Reibungswinkel von $\varphi' = 22,5^\circ$ und eine Kohäsion von $c' = 5 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden sollte.

3.3.2 Kennzeichnung der Schicht 2

Pliozäner Ton (Schicht 2)

Der zumeist unterhalb der Auffüllungen anstehende natürliche Tonboden ist gemäß der Ansprache im Feld als schwach schluffiger bis schluffiger Ton zu beschreiben. Teilweise wurden Einlagerungen von Braunkohlestücken vorgefunden (bspw. RKS 3D). Gemäß der Ansprache im Feld liegt der Ton in vorwiegend steifer Konsistenz und teilweise in steifer bis halbfester Konsistenz vor (RKS 1C).

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Laboruntersuchungen an dem gewachsenen Ton sind in Tabelle 3 in einer Übersicht zusammengestellt.

Tabelle 3: Laboruntersuchungen am pliozänen Ton

Ent-nahme-stelle	Ent-nahme-teufe [m]	Wassergehalte [%]			Kon-sistenz-zahl I_C [-]	Plastizi-tätszahl I_P [%] = $w_L - w_P$	Körnungslinie [Gew.%]			
		natür-lich w_n	Fließ-grenze w_L	Aus-roll-grenze w_P			Ton	Schluff	Sand	Kies
RKS 1B	3,0-4,2	19,0	-	-	-	-	47	95	100	100
RKS 1C	0,0-1,0	17,3	36,4	15,9	0,93	20,5	-	-	-	-
RKS 2C	1,0-3,0	23,6	-	-	-	-	36	69	85	100
RKS 2D	2,0-4,0	17,3	51,1	16,9	0,99	34,1	-	-	-	-
RKS 3C	2,0-3,1	30,8	-	-	-	-	66	100	100	100
RKS 3D	1,9-3,0	30,1	55,4	26,8	0,88	28,6	-	-	-	-

Der Tonboden ist gemäß DIN 18196 im Bereich QP 1 (Nordwesten) als mittelplastischer bis leichtplastischer Ton (TM bis TL), im Bereich von QP 2 (Nordosten) als ausgeprägt- bis mittelplastischer Ton (TM bis TA) und im Bereich QP 3 (Böschungsrutschungen im Süden) als ausgeprägt plastischer Ton (TA) zu klassifizieren.

Die vorhandenen Wassergehalte des Tonbodens liegen im Bereich von QP 1 zwischen etwa 16 % und 19 % (vgl. Anlage 5). Im Bereich von QP 2 werden Werte bis 24 % und im Bereich von QP 3 bis etwa 26 % erreicht. Im Bereich der Ansätze von RKS 3B, 3C und 3D wies der Tonboden einen Wassergehalt von etwa 30 % bis ca. 46 % auf. Die im Bereich von QP 3 teilweise festgestellten erhöhten Wassergehalte sind damit als Hinweise eines (erhöhten) Sickerwasserzutrittes bzw. lokalen Schichtenwassers zu werten.

Der Tonboden schwankt in seiner Zusammensetzung (Feinkornanteile von 69 Gew. % bis 100 Gew. %, siehe Tabelle 3), was sich auch im Schwankungsbereich der plastischen Eigenschaften (Kennzeichnung als TL bis TA) widerspiegelt.

Anhand der durchgeführten mittelschweren Rammsondierungen DPM und leichten Rammsondierung DPL ist eine variierende Lagerungsdichte bzw. Konsistenz des Tonbodens festzustellen. So zeigen die Schlagzahlen (z.B. DPM 1C, $N_{10} = 3$ bis 5) bevorzugt im oberen Schichtbereich eine überwiegend weiche Konsistenz, die in die Tiefe gehend mit zunehmender Schlagzahl (z.B. DPM 1C, $N_{10} > 10$) in eine steife Konsistenz wechselt. Stellenweise wurden auch Schwächezonen (z.B. DPM 2D) angetroffen, die eine Zuordnung in eine weiche bzw. breiige Konsistenz zulassen (Hinweis auf Wasserzutritt) Die Bestimmung der Konsistenzzahlen gibt diese Tendenz nicht wieder, da hier durchweg steife Zustandsformen ermittelt wurden.

3.4 Grundwasserverhältnisse

Freies Grundwasser konnte in keiner der aktuell durchgeführten Sondierungen aufgeschlossen werden.

Lediglich im Uferbereich von QP 2 konnte ein Wasserstand bei ca. 1 m u. GOK (DPM 2D) bzw. 0,3 m u. GOK (Schurf S2D) ermittelt werden. Hierbei handelt es sich jedoch vermutlich um Sickerwasser aus dem See (S2D) bzw. um lokales Schichtenwasser im Bereich der zum Sondieransatzpunkt (DPM 2D) nahgelegenen Dränagen bzw. Rigolen.

Ausweislich der Angaben nach /9/ befindet sich das Grundwasser auf einem Höhenniveau unterhalb +100 mNN innerhalb der sandig-kiesigen Sedimente bzw. in den Schichten des unterlagernden Basalts.

3.5 Bodenkennwerte und Klassifizierung

Ausgehend von den Ergebnissen der hier dokumentierten Felduntersuchungen lassen sich die Bodenkennwerte der in den bautechnischen relevanten Untergrundbereichen angetroffenen Schichten angeben, die an allgemeine Angaben z.B. aus DIN 1055 bzw. regionalen Erfahrungen angepasst werden.

Die Bodenkennwerte sind als charakteristische Werte in der nachfolgenden Tabelle 4 aufgeführt. Die erdbautechnischen Kennwerte der anstehenden Bodenschichten ergeben sich aus der Klassifizierung nach DIN 18196, DIN 18300 sowie ZTVE und sind in der Tabelle 5 für die erkundeten Schichten zusammengefasst.

Tabelle 4: Charakteristische Kennwerte der Schichten (Schwankungsbreiten ergeben sich in Abhängigkeit der Lagerungsdichten und Zusammensetzung)

Kennwert	Quartär		
	Oberboden U, fs, t, g'	Auffüllungen Schluff, t, fs', g'	Pliozäner Ton T, u
	Schicht 1a	Schicht 1b	Schicht 2
Wichte γ / γ' [kN/m ³]	17 bis-20 / 7 bis 10	18 bis 21 / 8 bis 11	18 bis 21 / 8 bis 11
Reibungswinkel φ' [°]	27,5	20 bis 25	20 bis 25
Kohäsion c' [kN/m ²]	5 bis 10	2 bis 7,5	2 bis 15
Steifemodul E _s [MN/m ²]	k.A.	5 bis 15	10 bis 20
Durchlässigkeit k [m/s]	k.A.	10 ⁻⁶ bis 10 ⁻⁸	10 ⁻⁸ bis 10 ⁻¹⁰

k.A.: keine Angabe

Tabelle 5: Einstufung in Bodenklassen und Bodengruppen

Kennwerte	Auffüllungen	Pliozäner Ton
Boden- bzw. Felsart (DIN 4023)	A (U, t, tlw. fs, tlw. g)	T, u
Boden-/ Felsgruppe (DIN 18196, FSGV)	TL/TM/TA	TL/TM/TA
Boden-/ Felsklasse (DIN 18300)	4* und 5*	4* und 5*
Bohrklasse (DIN 18301)	BB1 bis BB3	BB1 bis BB4
Frostempfindlichkeit ZTVE	F2, F3	F2, F3

* unter Wassereinfluss können die Merkmale der Bodenklasse 2 auftreten

4 Standsicherheitsberechnungen

4.1 Sicherheitskonzept

Die durchgeführten Berechnungen werden nach dem Teilsicherheitskonzept der DIN 1054 durchgeführt. Gemäß DIN 1054 ist eine ausreichende Sicherheit dann gegeben, wenn die (mit den Teilsicherheitsbeiwerten des jeweiligen Grenzzustandes multiplizierten) Einwirkungen kleiner sind als die Widerstände (R_d), die das System diesen Einwirkungen (E_d) entgegen bringt ($E_d \leq R_d$). Der Quotient aus Einwirkung (E) und Widerstand ($R = \text{Resistance}$) wird auch als Ausnutzungsgrad μ bezeichnet und muss bei standsicheren Böschungen ≤ 1 sein:

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d/R_d = \text{Ausnutzungsgrad } \mu \leq 1$$

Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Widerstände (R_d) werden die charakteristischen Werte der Scherparameter $\tan \varphi'_k$ und c'_k durch die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte γ_φ und γ_c für den jeweiligen Grenzzustand abgemindert. Analog wird für die Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkungen (E_d) verfahren.

4.2 Randbedingungen Maßgebende Lastfälle und Kennwerte

Unter Berücksichtigung der Anforderungen aus der Planung und der DIN 1054 können die zu berücksichtigenden Einwirkungen wie folgt detailliert werden:

- Gemäß /9/ ist kein wesentlicher Anstieg des Wasserstandes abzusehen, sodass als Bemessungswasser des Bergwerksees der im April 2015 gemessene Wasserstand bei ca. +125 mNN gewählt wird.
- Als Verkehrslasten (z.B. Betriebsfahrzeuge) werden im Bereich der umlaufenden Berme jeweils Flächenlasten von 16,7 kN/m² angesetzt, die der Ersatzflächenlast eines Bemessungs-Lkw entspricht (SLW 30) und damit weit auf der sicheren Seite liegt. Ein sonstiger bzw. weiterer Lastansatz (z.B. zur Erfassung von Mannlasten aus einem Badebetrieb) ist in Anbetracht der absolut geringen Lastwirkung entbehrlich.
- Die Sickerlinie (Porenwasserdrucklinie) im Bereich des Böschungskörpers wird in einem ersten Ansatz (Variante A) als schnell abfallende Sickerlinie in Richtung Landseite (Grundwasserniveau unterhalb +100 mNN) abgebildet.

In einem zweiten Ansatz wird im Bereich der wasserseitigen Böschungsoberfläche oberflächennahes Drän-, Schichten- bzw. Sickerwasser simuliert (Variante B). Auf diesem Wege soll die Belastung der Porenwasserdruckdifferenzen zwischen freiem Wasser und Sickerwasser innerhalb der Böschungen bei hoch liegendem Schichten- oder Dränwasser simuliert werden.

- Im oberflächennahen Bereich des unterhalb des freien Wasserspiegels liegenden Böschungskörpers wird - auf der sicheren Seite liegend - eine Aufweichungszone von etwa 1 m bis 2 m Dicke angesetzt, so dass die Kohäsion c' der jeweils vorliegenden Böden auf 0 kN/m² gesetzt wird.
- Die in den Standsicherheitsberechnungen angesetzten Böschungsgeometrien resultieren aus der im April 2015 eigens durchgeführten einfachen lage- und höhenmäßigen Einmessung der Sondieransätze. Abweichend zu den in Anlage 3.1 und 3.2 aus dem vorhandenen Lageplan abgegriffen Höhen und Neigungen (QP 1 mit 1 : 6 und QP 2 mit 1 : 9) ergeben sich etwas steilere Neigungen. Vor Ort konnte eine Böschungsneigung von rund 1 : 4 (QP 1 und QP 3) bzw. rund 1 : 7 (QP 2) ausgemessen werden.
- In den Standsicherheitsnachweisen wird jeweils oberflächlich eine 15 cm starke Wurzelzone angesetzt (Kennwerte für Grasnarbe $\varphi' = 25^\circ$ und $c' = 7$ kPa).

Als maßgeblicher Lastfall werden die Berechnungen unter Zuordnung in die Bemessungssituation BS-P (ständige Bemessungssituation) durchgeführt. Der Ansatz der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte im rechnerischen Nachweis ergibt sich dabei jeweils aus DIN 1054. Hierzu siehe Tabelle 6.

Tabelle 6: Angesetzte Teilsicherheitsbeiwerte gemäß Lastfall BS-P (DIN 1054)

Bereich		Teilsicherheit γ [-]
Widerstand	Reibungswinkel ($\tan \varphi'$)	1,25
	Kohäsion c'	1,25
Einwirkung	nicht ständige Lasten	1,30
	ständige Lasten	1,00
	Wichten (Boden)	1,00

Die in den Standsicherheitsberechnungen angesetzten charakteristischen Bodenkennwerte (Reibungswinkel, Kohäsion und Wichte) sind in Tabelle 7 zusammengefasst. In Tabelle 8 sind die angesetzten Böschungsneigungen in den berechneten Querprofilen aufgeführt.

Tabelle 7: Charakteristische Bodenkennwerte für Standsicherheitsberechnungen

Kennwert	Auffüllungen				Pliozäner Ton		
	Auf-füllung	ge-schwächte Auffüllung	aufge-weichte Auffüllung	durch-wurzelte Oberfläche	Ton	ge-schwächter Ton	aufge-weichter Ton
Reibungs-winkel φ'	22,5	22,5	22,5	25	22,5	22,5	22,5
Kohäsion c'	5	2	0	7	10	2	0
Wichte γ	19	19	19	17	20	19	20

Tabelle 8: Böschungsneigungen in den untersuchten Querprofilen

Böschung	QP 1	QP 2	QP 3
unter Wasser (+125 mNN)	1 : 3,2	1 : 5	1 : 5,4
oberhalb Berme + 132 mNN	1 : 5	1 : 2,2	1 : 2,1
unterhalb Berme + 132 mNN	1 : 4	1 : 7	1 : 4

4.3 Einschränkungen

Es wird bereits an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die vorliegenden Standsicherheitsberechnungen auf Grundlage des aktuellen IST-Zustand der Böschungen im Bereich QP 1 bis QP 3 durchgeführt werden. Exakte Vermessungsdaten zur Böschungskontur in den gewählten Querprofilen liegen nicht vor, sodass die maßgebenden geometrischen Eigenschaften (Höhe und Neigung) anhand der eigens durchgeführten einfachen Einmessungen der Sondierungen nachvollzogen werden.

Des Weiteren liegen zur planerischen Ausbildung der geplanten Freizeit- sowie auch Naturschutzbereiche des Bergwerksees keine detaillierten Planungsangaben vor. Mögliche Veränderungen der Böschungsgeometrie (Abflachung/ Aufsteilung) als auch andere bauliche Eingriffe in die Böschungen (bspw. gepflasterte Flächen, bevorzugte Liegebereiche, Bau von Gebäuden etc.) und die entsprechenden Belastungen oder auch Entlastungen auf die Böschungen konnten nicht in den durchgeführten Standsicherheitsberechnungen berücksichtigt werden.

Die vorliegenden Standsicherheitsberechnungen dienen ausschließlich einer orientierenden Bewertung der Tragsicherheit der Gewässerböschungen im IST-Zustand. Bei vorliegen konkreter Planungsdetails werden ggf. weitere Untersuchungen als auch Standsicherheitsberechnungen (Planzustand) im Bereich der Böschungen des Bergwerksees erforderlich. Die hier benannten Aussagen zur Tragsicherheit sind in diesem Zuge zu überprüfen und ggf. anzupassen, wobei Abweichungen in den Berechnungen des Ausnutzungsgrades generell nach unten als auch nach oben möglich sind.

4.4 Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen

Der Standsicherheitsnachweis der Böschungsbruchsicherheit nach DIN 4084 (Teilsicherheitsbeiwerte) erfolgt mit dem Lamellenverfahren nach *Bishop* für kreisförmige Gleitkörper. Die Ausnutzungsgrade im Böschungssystem werden mit Hilfe des Programms STABILITY der Firma GGU mbH, Braunschweig, ermittelt.

4.4.1 Querprofil QP 1

Die Ergebnisse der durchgeführten Tragsicherheitsnachweise sind grafisch in Anlage 6.1 sowie tabellarisch in Tabelle 9 zusammengestellt. Die Darstellungen in Anlage 6 beinhalten gleichzeitig die Dokumentation des jeweils aus dem geotechnischen Querprofil abgeleiteten bodenmechanischen Modells.

Tabelle 9: Ausnutzungsgrade μ [-] für die Böschung QP 1

Lastfall	Ausnutzungsgrad vorh. μ [-]*	zul μ [-]	Beurteilung	Anlage	Ansatz Sickerlinie
QP 1 (wasserseitiger Böschungsbruch)					
BS-P	0,68	1,0	standsicher	6.1.1	tiefliegend (Variante A)
	0,68		standsicher	6.1.2	
	0,87		standsicher	6.1.3	
	0,87		standsicher	6.1.4	Böschungsoberfläche (Variante B)
	0,99		standsicher	6.1.5	
	0,96		standsicher	6.1.6	

Die untersuchte wasserseitige Böschung im Bereich QP 1 weist ausreichende Sicherheiten auf. Gegenüber dem Auftreten eines großmaßstäblichen Böschungsbruches sind ausreichen-

de Sicherheiten generell gewährleistet. Für die in den Nachweisen angesetzten Parameter liegen die ermittelten Ausnutzungsgrade μ bei 0,68 bis 0,87.

Der ermittelte Ausnutzungsgrad μ liegt zwischen $\mu = 0,68$ bis 0,99. Hinsichtlich der lokalen Standsicherheit (oberflächennaher Böschungsbruchkörper) ist darauf hinzuweisen, dass teilweise somit nur sehr geringe Sicherheitsreserven bestehen.

Die maßgebenden Bruchkörper vergleichsweise hoher Ausnutzung treten alle unter Ansatz eines hoch im Bereich der Böschungsoberfläche liegenden Porenwasserdruckes, das heißt unter Simulation nahezu an der Böschungsoberfläche verlaufenden Schicht- bzw. Sickerwasser auf.

Für die Böschung im Bereich QP 1 sind die nach DIN 1054 bzw. 4084 erforderlichen Standsicherheiten nachweisbar.

4.4.2 Querprofil QP 2

Die Ergebnisse der durchgeführten Tragsicherheitsnachweise sind grafisch in Anlage 6.2 sowie tabellarisch in Tabelle 10 zusammengestellt. Die Darstellungen in Anlage 6 beinhalten gleichzeitig die Dokumentation des jeweils aus dem geotechnischen Querprofil abgeleiteten bodenmechanischen Modells.

Tabelle 10: Ausnutzungsgrade μ [-] für die Böschung QP 2

Lastfall	Ausnutzungsgrad vorh. μ [-]*	zul μ [-]	Beurteilung	Anlage	Ansatz Sickerlinie
QP 1 (wasserseitiger Böschungsbruch)					
BS-P	0,45	1,0	standsicher	6.1	tiefliegend (Variante A)
	0,60		standsicher	6.2	
	0,67		standsicher	6.3	Böschungsoberfläche (Variante B)
	0,84		standsicher	6.4	

Die untersuchte wasserseitige Böschung im Bereich QP 2 weist ausreichende Sicherheiten auf. Gegenüber dem Auftreten eines großmaßstäblichen sowie auch lokalen oberflächennahen Böschungsbruches sind ausreichende Sicherheiten generell gewährleistet. Für die in den Nachweisen angesetzten Parameter liegen die ermittelten Ausnutzungsgrade μ [-] bei 0,45 bis 0,84.

Die maßgebenden Bruchkörper vergleichsweise hoher Ausnutzung treten alle bei Ansatz einer hochliegenden Sickerlinie auf. Diese wurde im Bereich der Böschungsoberfläche liegend angesetzt.

Für die Böschung im Bereich QP 2 sind die nach DIN 1054 bzw. 4084 erforderlichen Standsicherheiten nachweisbar.

4.4.3 Querprofil QP 3

Die Ergebnisse der durchgeführten Tragsicherheitsnachweise sind grafisch in Anlage 6.3 sowie tabellarisch in Tabelle 11 zusammengestellt. Die Darstellungen in Anlage 6 beinhalten gleichzeitig die Dokumentation des jeweils aus dem geotechnischen Querprofil abgeleiteten bodenmechanischen Modells.

Tabelle 11: Ausnutzungsgrade μ [-] für die Böschung QP 3

Lastfall	Ausnutzungsgrad vorh. μ [-]*	zul μ [-]	Beurteilung	Anlage	Ansatz Sickerlinie
QP 1 (wasserseitiger Böschungsbruch)					
BS-P	0,60	1,0	standsicher	6.3.1	tiefliegend (Variante A)
	0,74		standsicher	6.3.2	
	0,91		standsicher	6.3.3	Böschungsoberfläche (Variante B)
	1,13		nicht ausreichend	6.3.4	
	1,03		nicht ausreichend	6.3.5	
	0,99		standsicher	6.3.6	

Demnach ist aus gutachterlicher Sicht grundsätzlich eine ausreichende globale Standsicherheit nachweisbar. Für die in den Nachweisen angesetzten Parameter liegen die ermittelten Ausnutzungsgrade bei 0,60 bis 0,91.

Allerdings wurde bzgl. der lokalen Standsicherheit eine teilweise erhebliche Überschreitung des zulässigen Ausnutzungsgrades ($\mu \leq 1,0$) festgestellt. Für die in den Nachweisen angesetzten Parameter liegen die ermittelten Ausnutzungsgrade μ [-] bei 0,74 bis 1,13. Die maßgebenden Bruchkörper mit Überschreitung der zulässigen Ausnutzung treten alle bei Ansatz einer hochliegenden Sickerlinie auf.

Für die Böschung im Bereich QP 1 sind die nach DIN 1054 bzw. 4084 erforderlichen Standsicherheiten bzgl. der lokalen Standsicherheit somit nicht nachweisbar. Der Nachweis zur globalen Standsicherheit weist in den Berechnungen hingegen ausreichende Sicherheiten auf.

Es ist darauf hinzuweisen, dass im Sinne eines progressiven lokalen Böschungsbruchversagens die Gefährdung der globalen Standsicherheit nicht mit abschließender Sicherheit auszuschließen ist. Aufgrund der zumeist schon in geringer Tiefe vorliegenden mindestens steifen Tonböden ist die Wahrscheinlichkeit eines die globale Standsicherheit beeinflussenden progressiven lokalen Böschungsbruches jedoch als vergleichsweise gering einzustufen. Dies bestätigen ebenfalls die Beobachtungen vor Ort. Die Böschungsoberfläche im Bereich der Bruchkörper ist bereits wieder mit einer Grasnarbe bewuchert. Eine Reihe schnell aufeinander folgender lokaler Böschungsbrüche kann nicht bestätigt werden.

5 Rutschungsursachen

Bislang bekannte Rutschungen wurden im Bereich des südlichen Bergwerksees (Querprofil QP 3, siehe Kapitel 2.5.2) festgestellt. Zudem besteht ein Hinweis auf eine bereits vor längerer Zeit vorgefallene Rutschung im westlichen Bereich des Sees (siehe Kapitel 2.4.4). Damit ist eine latente Gefährdung der Böschungsstabilität (im Sinne der DIN 1054) bzw. ein Verlust der Tragsicherheit (Definition nach DIN 19712 - Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern) bereits in der Örtlichkeit eingetreten.

Gemäß den durchgeführten Rammsondierungen DPM ist festzustellen, dass die Auffüllungen (tonig-feinsandiger, teilweise kiesiger Schluff) zumeist in nur geringer Lagerungsdichte bzw. weicher und teilweise breiiger Konsistenz anstehen. Lehmige Böden weisen erfahrungsgemäß eine besondere Empfindlichkeit gegenüber Wassergehaltsänderungen auf, da sie bei Wasserzutritt entfestigen. Bei in der Örtlichkeit nachgewiesenen Plastizitätszahlen zwischen 17 % und 21 % ist dieses Bestreben jedoch nicht extrem ausgebildet.

Im Bereich der Querprofile QP 2 und QP 3 wurden teilweise Wassergehalte im Bereich der Auffüllungen festgestellt, die den vorliegenden Durchschnittswert um den Faktor 2 überschreiten. Hier liegen somit sehr deutliche Hinweise auf vernässte Bereiche vor, die aufgrund von lokalen Schichtwasserführungen oder auch von Sickerwasseraustritten im Bereich der bestehenden Dränagen hervorgerufen sein können. Denkbar ist auch ein externer Wasserzutritt (siehe z.B. Bilder 25 bis 26 in Anlage 7).

Gemäß der durchgeführten Kleinrammbohrungen RKS im Bereich der Böschungsbrüche (siehe QP 3) ist festzustellen, dass die Rutschungen ausschließlich den Tiefenbereich der angetroffenen Auffüllungen betreffen und der maßgebende Bruchkörper bzw. Gleitkreis nicht in die anstehenden Tonschichten eingreift (vgl. Anlage 3.3). Der natürlich anstehende Tonboden weist zumeist im oberen Schichtbereich eine noch vorwiegend weiche Konsistenz auf, die jedoch in die Tiefe gehend schnell in eine steife Konsistenz übergeht. Eine tiefgreifende Rutschung ist damit auszuschließen. Jedoch ist darauf hinzuweisen, dass im Bereich der Tonschichten ebenfalls Schwächezonen geringer Lagerungsdichte bzw. bis zu breiiger Konsistenz vorgefunden wurden.

In den durchgeführten Standsicherheitsberechnungen konnte eine Überschreitung des zulässigen Ausnutzungsgrades von $\mu [-] = 1,0$ nur im Bereich von QP 3 und hier nur bei Ansatz einer nahezu an der Böschungsoberfläche verlaufenden Sickerlinie nachgewiesen werden.

Anhand der durchgeführten Untersuchungen ist von einem Böschungsbruchversagen auszugehen, das durch einen landseitigen, oberflächennahen Wasserzutritt hervorgerufen wird. Aufgrund der teilweise in nur geringer Lagerungsdichte bzw. Konsistenz und somit geringer Scherfestigkeit vorliegenden wasserempfindlichen lehmigen Auffüllungen kommt es bei entsprechender Höhe und Neigung der Böschungen zu einem Böschungsbruchversagen.

Der Wasserzutritt kann auf starke Niederschlagsereignisse (Regenwasser infiltriert und fließt böschungsparell dem See zu) in Verbindung mit einer unzureichenden Entwässerungswirkung der vorhandenen Dränagen zurück geführt werden. Zudem bestehen möglicherweise Entwässerungszuleitungen aus den umgebenden landwirtschaftlich genutzten Flächen.

Aufgrund der teilweise nur weichen und bereichsweise sogar als breiig einzustufenden Zustandsform der Tonschichten ist die Möglichkeit des Auftretens eines tieferliegenden Gleitkörpers bis in die Tonschichten nicht mit abschließender Sicherheit auszuschließen. Hinweise hierfür sind beispielsweise in den Berechnungen der Anlagen 6.1.5 und 6.3.6 erkennbar. Die Möglichkeit eines solchen Versagens wird jedoch als äußerst gering eingestuft.

6 Bewertung der Ergebnisse

Die vorhergehenden Betrachtungen haben ergeben, dass die Böschungsruutschungen aufgrund der in weicher bis breiiger Konsistenz vorliegenden Auffüllungsböden in Verbindung mit einem erhöhten oberflächennahen Wasserzutritt aufgetreten sind.

Böschungsruutschungen nach diesem Schema wurden bisher ausschließlich im Bereich der vergleichsweise steilen südlichen Böschungen des Bergwerksees (Neigung ca. 1 : 3,8) angetroffen. Hier wurden auch benachbart oberflächennahe Vernässungen im Bereich der umlaufenden Berme beobachtet (siehe Anlage 7 Bilder 23 bis 26). Für QP 3 konnten die bestehenden Böschungsruutschungen unter Ansatz einer hoch liegenden Sickerlinie auch rechnerisch bestätigt werden (zulässige Ausnutzung um ca. 13 % überschritten, siehe Anlage 6).

Gemäß der durchgeführten Standsicherheitsberechnungen kann für die Querprofile QP 1 und QP 2 eine ausreichende Standsicherheit gegenüber dem Auftreten eines großmaßstäblichen als auch lokalen oberflächennahen Böschungsbruches nachgewiesen werden. Für QP 1 wurde die lokale Standsicherheit für den Bereich der Berme und unteren Böschung jedoch nur knapp ($\mu = 0,99$) nachgewiesen. Aufgrund der nur geringen Böschungsneigung und -höhe im Bereich von QP 2 sind hier vergleichsweise große Sicherheitsreserven gegenüber dem Auftreten globaler als auch lokaler Böschungsbrüche festzustellen.

Aus gutachterlicher Sicht kann demnach anhand der vorliegenden Unterlagen (siehe Kapitel 2) sowie der durchgeführten Untersuchungen (Felderkundungen und bodenmechanische Laborversuche) als auch der Standsicherheitsberechnungen im Bereich der Profile QP 1 bis QP 3 eine Untergliederung des Bergwerksees wie folgt vorgenommen werden:

- Für die vergleichsweise steilen Böschungen im südlichen Bereich des Bergwerksees können die Tragsicherheitsanforderungen nach DIN 1054 und DIN 4084 aufgrund der bereits eingetretenen Böschungsruutschungen als auch der Überschreitung des zulässigen Ausnutzungsgrades in den Standsicherheitsberechnungen des QP 3 nicht nachgewiesen werden. Das Auftreten weiterer Böschungsruutschungen im südlichen Bereich des Bergwerksees ist als grundsätzlich möglich einzustufen und kann ohne das Ergreifen fachgerechter Sicherungsmaßnahmen (siehe Kapitel 7) nicht ausgeschlossen werden.
- Im Bereich der westlich gelegenen Böschungsflanken wird aufgrund der vergleichsweise hohen Böschungen sowie unter Berücksichtigung der bereits dokumentierten Rutschungen (siehe Kapitel 2.5.4) von einer ebenfalls nicht ausreichenden Tragsicherheit gemäß DIN 1054 und DIN 4084 ausgegangen. Eine weitere Eingrenzung des als nicht tragsicher einzuschätzenden Böschungsabschnittes im Bereich der westlichen Böschungen kann ggf. durch weitere Felderkundungen erfolgen.
- Der Bereich der Erdablagerungen an der Westseite des Sees ist vom Grundsatz her und damit ohne weiteren Nachweis als standsicherheitsgefährdet anzusehen.
- Für die nördlichen Böschungen konnte eine ausreichende Tragsicherheit - wenn auch nur mit sehr geringen Sicherheitsreserven - gemäß DIN 1054 und DIN 4084 nachgewiesen werden (siehe QP 1). Es ist von einer standsicheren Ausbildung der nördlichen Böschungen auszugehen.
- Für die flachen nordöstlichen und östlichen Böschungen mit vergleichsweise geringer Höhe wurde eine ausreichende Tragsicherheit gemäß DIN 1054 und DIN 4084 nachgewiesen (siehe QP 2). Es ist daher von einer standsicheren Ausbildung der östlichen Böschungen auszugehen. In diesen Bereichen kann beispielsweise die vorgesehene Planung als Badestelle ohne Bedenken umgesetzt werden.

Eine Einteilung der gemäß DIN 1054 und DIN 4084 als ausreichend tragsicher bzw. nicht tragsicher einzustufenden Böschungen am Bergwerksee wurde im Lageplan der Anlage 9 vorgenommen.

Aufgrund der nur geringen Sicherheitsreserven im Bereich von QP 1 (Lastfall hohe Sickerlinie $\mu = 0,99$) wurde der Böschungsbereich QP 1 im Lageplan der Anlage 9 - auf der sicheren Seite liegend - als Übergangsbereich der als tragsicher bzw. nicht tragsicher einzuschätzen Böschungen markiert.

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die gemäß Anlage 6 dokumentierten Standsicherheitsberechnungen und die daraus resultierenden orientierenden Einschätzungen zur Tragsicherheit der Böschungen des Bergwerksees ausschließlich auf dem IST-Zustand der Böschungen, abgeleitet aus den eigens durchgeführten einfachen Einmessungen (Höhe und Lage) der Sondierungen basieren.

Bei Vorliegen konkreter Planungsdetails zu den Böschungsfanken der geplanten Naturschutz- und Freizeitbereiche werden ggf. weitere Untersuchungen sowie die Anpassung der hier beschriebenen Standsicherheitsberechnungen erforderlich. Die getroffenen Aussagen zur Tragsicherheit sind ggf. anzupassen bzw. zu korrigieren.

Bei derzeitig noch nicht absehbaren Veränderungen des Seewasserstandes (z.B. weiterer Anstieg um wenige Meter) sind die Aussagen zur Tragsicherheit der Böschungen weiterhin gültig, da ein höherer Einstau die Böschungsstandsicherheit nicht nennenswert beeinflusst.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Tragsicherheit der Gewässerböschungen ausschließlich unter Betrachtung der oberflächennah auftretenden Randbedingungen (Böschungsgeometrie, Bodenverhältnisse, Sickerwasser) untersucht wurde. Mögliche Einwirkungen (Setzungen, Tagesbrüche) aufgrund ehemaliger Untertagebauten auf die Standsicherheit der Böschungsfanken (siehe Kapitel 2.4) sind nicht Bestandteil des vorliegenden Gutachtens und wären gesondert zu bewerten.

7 Verbesserungsmaßnahmen

Die vorhergehenden Betrachtungen haben ergeben, dass die aufgetretenen Böschungsrutschungen durch verstärkte Wasserzutritte in Verbindung mit den an der Oberfläche anstehenden, aufgefüllten Schluffschichten in geringer Lagerungsdichte bzw. Festigkeit aufgetreten sind.

Vor diesem Hintergrund sind Verbesserungsmaßnahmen zielführend, die das Sickerwasser der Böschungen kontrolliert ableiten und/oder die als wasserempfindlich einzustufenden Auffüllungen entsprechend verbessern.

Die Abführung der Sickerwassermengen können hierbei nicht nur die Tragsicherheit der anstehenden Böschungen maßgeblich verbessern, sondern ebenfalls zur Vermeidung bzw. Verminderung vernässter Bereiche der Böschungsoberflächen genutzt werden.

Tabelle 12 gibt eine Übersicht zu entsprechenden Verbesserungsmaßnahmen. Die hier aufgeführten Maßnahmen können grundsätzlich einzeln oder in Kombination ausgeführt werden. Planerisch bedingte Einschränkungen (z.B. Vermeidung von bleibenden Einbauten in die Böschungsfanken) sowie die Wirtschaftlichkeit der Sanierungsmaßnahme sind zu beachten.

Tabelle 12: Konzeptionelle Ansätze für die Verbesserungsmaßnahmen

Nr.	Maßnahme	Ausführungsmöglichkeiten	Hinweis
1	Kontrollierte Ableitung des Sickerwassers	Lösen des Wassers durch geneigten Einbau von böschungsp parallelen Dränagen (z.B. Stechlanzen, Pappdräns, etc.) sowie Fassen und Ableiten des anfallenden Dränagewassers	effektive Maßnahme, ggfs. vorhandene Dränagen sind auf ihre Funktionstüchtigkeit zu überprüfen
2	Verbesserung des eingebauten Lehms	Verfestigung durch Zugabe von Kalk bzw. eines Kombinationsbindemittels (z.B. Dorosol)	nachträgliches Einfräsen bautechnisch nicht umsetzbar, nur Zwangsmischung
3		Injektion zur Verfestigung des Lehms (Baustoffinjektion auf Zementbasis)	lokal machbar, erfordert umfassende Vorerkundung
4		Rückbau der Lehme der Böschungsflanken und Einbau eines Ersatzbodens	bautechnisch sehr aufwendig, ist auf unmittelbar betroffene Bereiche zu begrenzen, erfordert umfassende Vorerkundung
5	Verbesserung der Scherfestigkeit in den Flanken	flächige Bodenvernagelung mit einer Lastverteilung über Geokunststoffe	sehr aufwändig
5		Einbau von schmalen Stützscheiben (Grabenaushub) mit Grobschlagfüllung im Abstand von z.B. 5 m	bei oberflächennahen Rutschungen nicht besonders wirksam
6		Gezielte Auswahl des Bewuchses der Böschungsflanken durch tiefwurzelnde Sträucher und Gehölze.	planerische Auswirkung auf Gesamtsystem ist zu beachten; Wirksamkeit ist erst mittelfristig erreichbar

Zur Konkretisierung der hier benannten bzw. empfohlenen Verbesserungsmaßnahmen ist die planerische Auslegung (Freizeitbereich/ Naturschutzgebiet) des Bergwerksees inklusive der geplanten Eingriffe in die Böschungen zu berücksichtigen.

Auf weitere Ausführungen bezüglich der technischen Machbarkeit als auch zur konkreten Ausführung (vorbereitende/ nachbereitende Maßnahmen, etc.) wird daher zunächst verzichtet.

8 Zusammenfassung

Das Restloch des Tagebaus Nr. VII der PREAG (Preussen Elektra) befindet sich auf der rund 70 ha großen ehemaligen Betriebsfläche zwischen den Ortslagen Weckesheim und Dorn-Assenheim. Im April 2015 lag der freie Wasserspiegel des Bergwerkssees bei +125 mNN und damit rund 7,5 m unter dem ursprünglichen Aufstauziel. Es wird derzeit angenommen, dass der Wasserspiegel nicht mehr wesentlich ansteigen wird. Im südlichen Böschungsbereich des Sees wurden Rutschungen innerhalb der aufgefüllten Schluffschichten festgestellt. Zudem bestehen Hinweise auf ältere Rutschungen im Bereich der westlichen Böschungslanken.

Die durchgeführten Untersuchungen im Feld (Kleinrammbohrungen Rammsondierungen und Handschürfe) betrafen hauptsächlich die in den Böschungslanken eingebauten Auffüllungen (Schluff, tonig, feinsandig, teilweise mit Fremd Beimengungen) sowie den oberen Schichtbereich der darunter anstehenden pliozänen Tonschichten. Hierbei zeigte sich, dass vorwiegend die aufgefüllten Schluffschichten und zum Teil auch die oberflächennahen Schichtbereiche der Tonschichten teilweise in nur sehr geringer Lagerungsdichte bzw. Festigkeit (weiche bis breiige Konsistenz) anstehen. Zudem wurden vor Ort auch teilweise stark vernässte Abschnitte im Bereich der Böschungsoberflächen festgestellt (siehe Abb. 3).

In den anschließend durchgeführten Standsicherheitsberechnungen konnten im Bereich des Querprofils QP 3 Überschreitungen des zulässigen Ausnutzungsgrades bei Ansatz einer hoch liegenden (Böschungsoberfläche) Sickerlinie festgestellt werden.

Auf Grundlage der Felduntersuchungen, der sonstigen Angaben zum Standort (siehe Kapitel 2) sowie der durchgeführten Standsicherheitsberechnungen erfolgte eine orientierende Untergliederung des Bergwerksees in Bereiche mit als tragsicher (nördlicher sowie östlicher Böschungsbereich) sowie als nicht tragsicher geltenden Böschungen. Nicht tragsicher sind insbesondere die hohen sowie vergleichsweise steilen Böschungen im südlichen sowie westlichen Bereich des Bergwerksees.

Neben Verbesserungsmaßnahmen zur kontrollierten Ableitung des Sickerwassers innerhalb der Böschungen (Verbesserung der Tragsicherheit, Vermeidung vernässter Bereiche) besteht zudem die Möglichkeit, den aufgefüllten Schluffboden zu stabilisieren bzw. die Scherfestigkeit im Bereich der Böschungen zu erhöhen. Die Konkretisierung der Verbesserungsmaßnahmen (siehe Kapitel 7) sollte anhand der weitergehenden Planungen des Nutzungskonzeptes erfolgen.

Sollte der Nordostbereich des Sees zum Badebetrieb freigegeben werden, wären hiermit keinerlei Einschränkungen der Standsicherheit bzw. der Tragsicherheit der hier vorhandenen Böschungen verbunden. Gegen eine solche Nutzung bestehen aus geotechnischer Sicht keine Bedenken.

9 Weiteres Vorgehen

Im Zuge einer künftigen Bauausführung von Verbesserungsmaßnahmen ist die Übereinstimmung der flächigen Baugrundverhältnisse mit den aus der vorliegenden stichprobenhaften Baugrunderkundung vorausgesetzten Eigenschaften zu kontrollieren (EN 1997-1/4.3 (1) u. (7) sowie EN 1997-2/2.5 (2)). Das Ergebnis der Überprüfung ist dann als Bestandteil der Geotechnischen Erkundung und Bewertung zu den Bauakten zu nehmen (EN 1997-1/4.2.2).

Die vorstehenden Berechnungen und Einschätzungen zur Tragsicherheit der Böschungen des Bergwerksees beziehen sich auf den IST-Zustand der Böschungen im Bereich von QP 1 bis 3. Die Böschungsgeometrien wurden anhand der einfachen lage- sowie höhenmäßigen Einmessung abgeleitet. Nach planerischer Festlegung der Bereiche zur Freizeitnutzung und des Naturschutzes sowie nach Festlegung der geplanten Eingriffe in die Böschungen (bspw. Versiegelung, Eingriff in die Geometrie, Errichtung von baulichen Anlagen) sind die hier genannten Einschätzungen zur Tragsicherheit zu überprüfen und ggf. zu korrigieren. Hierzu können weitere Erkundungsmaßnahmen erforderlich werden. Die Auslegung sowie der Umfang der Verbesserungsmaßnahmen ist je nach Folgenutzung sowie der dortig vorliegenden Böschungsverhältnisse zu treffen.

Lünen, den 17.07.2015

TABERG Ingenieure GmbH

Dr.-Ing. Scherbeck



i.A. M.Sc. Jendryczko