



Zur Sicherheit des Erddammes zwischen Sedlitzer See und geplantem Braunkohletagebau Welzow-Süd II

GREENPEACE

Die Studie wurde im Auftrag von Greenpeace durchgeführt von
Dr. habil. Ralf E. Krupp.

Vorwort

Der Energiekonzern Vattenfall plant, im Süden Brandenburgs den neuen Tagebau Welzow-Süd II zu eröffnen. Auf 1900 Hektar Fläche sollen hier rund 200 Millionen Tonnen Braunkohle abgebaut werden. Seit dem Jahr 2007 läuft daher ein entsprechendes Braunkohleplanverfahren.

Das kleine Dorf Lieske wäre von diesem Tagebau in besonderer Weise gefährdet: es würde auf einem schmalen Landstreifen zwischen dem südlich gelegenen Sedlitzer See und dem nördlich geplanten Tagebau eingeschlossen. Weil der verbleibende Landstreifen an seiner schmalsten Stelle bei Lieske nur ca. 600 Meter breit ist, machten sich in Lieske Zweifel an der Standsicherheit des Dorfes breit. Greenpeace nahm dies zum Anlass, die geotechnischen Gefahren des Tagebauvorhabens näher zu untersuchen.



Im August 2012 veröffentlichte Greenpeace ein Kurz-Gutachten des Geologen Dr. Ralf Krupp. Das erschreckende Ergebnis: bei Lieske könnte es zu einem katastrophalen Erdbeben kommen, ausgelöst durch den enormen Wasserdruck von über sechs Bar zwischen dem Sedlitzer See und dem 60 Meter tiefer liegenden Tagebau. Krupp zeigte auf, dass die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs von den Behörden nicht ausreichend untersucht wurde. Um den Grundwasserandrang in den Tagebau aufzuhalten, baut Vattenfall dort zwar gegenwärtig eine ca. 100 Meter tiefe und 10,6 Kilometer lange, unterirdische Dichtwand. Doch eine Unterspülung oder Lecks in der Dichtwand könnten zu einem fortschreitenden Erosionsprozess führen. Im schlimmsten Fall könnte der gesamte Erddamm zwischen Sedlitzer See und Tagebau brechen. Die Folge wäre eine Flutwelle in den Tagebau, die das Leben der Anwohner und der Belegschaft im Tagebau gefährden würde.

Im September 2012 präsentierte Dr. Ralf Krupp das Gutachten den Bürgern bei einer Greenpeace Informationsveranstaltung in Lieske. Vattenfall und das Landesbergamt Brandenburgs (LBGR) legten wenig später auf einer eigenen Infoveranstaltung dar, dass sie keinerlei Rutschungsgefahren bei Lieske sehen. Ende November 2012 veröffentlichte das LBGR eine kurze Stellungnahme mit demselben Tenor: Die unterirdische Dichtwand könne dem Wasserdruck standhalten. Doch die zentralen Kritikpunkte von Dr. Krupp – die Gefahr von Suffosionsprozessen und Zweifel an der unterirdischen Einbindung der Dichtwand – wurden durch diese Stellungnahme nicht entkräftet. Trotzdem nahm die Gemeinsame Landesplanung Berlin-Brandenburg die LBGR-Stellungnahme zur Grundlage für ihren zweiten Entwurf eines Braunkohleplans für den neuen Tagebau Welzow-Süd II.

Greenpeace beauftragte daher Dr. Krupp mit einer erneuten, vertieften Untersuchung der Standsicherheit des Erddammes zwischen Sedlitzer See und geplantem Tagebau. Dr. Krupp untersuchte die Standsicherheit des Erddammes und der Tagbauböschung bei Lieske auf Grundlage der Strömungs- und Druckverhältnisse mit einem hydrogeologischen Rechenmodell. Das neue Gutachten basiert auf einer verbesserten Datenbasis, denn der Gutachter konnte zuvor nicht verfügbare geologische Daten von Vattenfall und dem LBGR verwenden.

Um die Gefahrenlage besser abschätzen zu können, berechnete Dr. Krupp verschiedene Szenarien. In einem ersten Szenario untersuchte er die Situation, wenn die Dichtwand ohne jegliche Leckagen wie vorgesehen funktioniert. In diesem Fall bestehen, zumindest während der bis 2042 währenden Abbauphase, keine Rutschungsgefahren. Diese Situation ändert sich allerdings wenn an der über 100

Meter tiefen und 10,6 Kilometer langen Dichtwand kleine Leckagen auftreten. Für ein zweites Szenario simulierte Dr. Krupp daher unterschiedlich große Lecks an der Dichtwand. Diese besteht aus zwei 5-8 cm dicken Tonfilterkrusten, die auf beiden Seiten eines ca. 1 Meter breiten Schlitzes eingespült werden. Diese Tonkrusten können zum Beispiel bei der Entnahme von Proben, durch im Boden vorhandene Findlinge oder beim Einlassen von Betonplatten zur Verfüllung des Schlitzes beschädigt werden. Außerdem belegt eine Aufnahme von Vattenfall, dass die Tonkruste teilweise gerade einmal 3 cm dick ist. Lecks in der Dichtwand, die nicht mit Sicherheit auszuschließen sind, können sich durch den dortigen hohen Wasserdruck vergrößern. In diesem Fall droht ein fortschreitender Erosionsprozess, der in letzter Konsequenz zum Bruch des Erddammes zwischen Tagebau und Sedlitzer See führen kann. In einem dritten Szenario simulierte Dr. Krupp schließlich die Situation nach 2042, wenn die Sumpfungsb Brunnen am Tagebau eingestellt werden und das Restloch mit Wasser geflutet wird. Auch ohne ein Leck an der Dichtwand prognostiziert Krupp für diesen Fall einen Grundbruch bei der Flutung des Restlochsees.

Die von Dr. Krupp durchgeführten hydrogeologischen Berechnungen der Strömungs- und Druckverhältnisse bei Lieske belegen, dass die in seinem ersten Gutachten genannten Gefahren tatsächlich gegeben sind. Im zweiten Teil seines Gutachtens setzt sich Dr. Krupp daher auch mit der Stellungnahme des brandenburgischen Bergamts auseinander und zeigt auf, dass diese der Problematik nicht gerecht wird. Das LBGR hat in seiner Stellungnahme u.a. hydraulische Versagensszenarien nicht ausreichend berücksichtigt und unterschätzt daher die Erdrutschgefahr bei Lieske.

Die Zweifel an der Dichtwand und der Standsicherheit im Bereich des Dorfes Lieske bestehen also fort. Es ist vollkommen unverantwortlich, einen 60 Meter tiefen Tagebau so nahe an Lieske und den Sedlitzer See heranzuführen. Um nicht zukünftig das Leben der Anwohner und der Belegschaft im Tagebau durch Rutschungen und Überflutungen zu gefährden, sollten die zuständigen Behörden daher das Braunkohleplanverfahren Welzow-Süd II umgehend einstellen.

Zur Sicherheit des Erddammes zwischen Sedlitzer See und geplantem Braunkohletagebau Welzow-Süd II

Gutachten im Auftrag von Greenpeace e.V.



Burgdorf, 27. August 2013

Dr. habil. Ralf E. Krupp
(Dipl. - Geologe, Geochemiker)

Inhalt

Veranlassung	Seite	3
Kurzfassung	Seite	3
Einführung und Grundlagen	Seite	8
Untersuchungsgebiet und Ziel der vorliegenden Studie	Seite	8
Tertiäre Ablagerungen	Seite	9
Quartäre Ablagerungen	Seite	11
Gesetz von Darcy und kf-Wert	Seite	13
Hydrostratigraphie	Seite	13
Tektonik	Seite	15
Bergbau	Seite	15
Dichtwand und Sicherheitszone	Seite	19
Geotechnische Versagens-Szenarien	Seite	22
Hydrogeologische Modellierung	Seite	27
Geologisches Modell	Seite	27
Numerische Modellierung	Seite	27
Numerische Strömungs-Modelle (vertikal 2D)	Seite	29
Rechenfall 1 – Dichtwand ohne Leck	Seite	32
Rechenfall 2 – Dichtwand mit Leck bei +79m NHN, 1m^2 , $k_f = 10^{-5} \text{ m/s}$	Seite	34
Rechenfall 3 – Dichtwand mit Leck bei +79m NHN, 1m^2 , $k_f = 10^{-4} \text{ m/s}$	Seite	35
Rechenfälle 3a und 3b – Detailbereich, horizontal, 2D, ungespannt	Seite	36
Interpretation der Rechenfälle 2, 3, 3-a und 3-b	Seite	38
Rechenfall 4 – Dichtwand mit Leck bei +36m NHN (Höhe Tagebau-Sohle)	Seite	39
Rechenfall 5 – Dichtwand ohne Leck (instationär)	Seite	40
Replik auf die Stellungnahme des LBGR	Seite	43
Datenbestände beim LBGR	Seite	44
Einbindehorizonte und Dichtwand	Seite	44
Dammsicherheit I	Seite	48
Rechenfall A	Seite	49
Rechenfall B	Seite	50
Suffosion	Seite	51
Hydraulischer Grundbruch	Seite	53
Dammsicherheit II	Seite	53
Fazit	Seite	54
Schlussfolgerungen und Feststellungen	Seite	55
Wichtige Rahmenbedingungen	Seite	55
Dichtwand	Seite	55
Standicherheit	Seite	56
Grundwassermodelle	Seite	57
Zum LBGR Gegengutachten	Seite	58
Quellen	Seite	60

Veranlassung

Im Jahr 2012 wurde der Verfasser von Greenpeace e.V. beauftragt, in einem Kurzgutachten (Krupp, 2012) mögliche Risiken in Verbindung mit der geplanten Erweiterung des Braunkohletagebaus Welzow Süd (Teilabschnitt II) zu identifizieren. Als möglicherweise gefährdet wurde dabei insbesondere der Bereich der Ortslage Lieske eingeschätzt.

In einer Stellungnahme vom November 2012 (LBGR, 2012) hat jedoch das Brandenburgische Landesamt für Bergbau, Geologie und Rohstoffe (LBGR), Cottbus, die von Krupp (2012) aufgeworfenen Probleme cursorisch abgehandelt und kam zu dem Fazit, dass die aufgezeigten Szenarien fachlichen Betrachtungen nicht stand hielten.

Nach Prüfung dieser Stellungnahme hat Greenpeace den Verfasser mit vertiefenden Untersuchungen speziell zur Situation bei Lieske beauftragt, die anhand von numerischen Rechenmodellen unter Verwendung der recherchierten hydrogeologischen Datenbasis und relevanter Bohrprofile die hydraulischen Strömungs- und Druckverhältnisse in verschiedenen Stadien der geplanten Tagebauerweiterung untersuchen. Auf dieser Grundlage wurden für verschiedene kritische Szenarien quantitative Standsicherheitsanalysen unter Berücksichtigung hydraulischer Grundwasserdrücke vorgenommen. Ebenso erfolgte eine kritische Auseinandersetzung mit der Stellungnahme des LBGR. Diese Untersuchungen sind Gegenstand des hier vorliegenden Gutachtens.

Kurzfassung

Einführung und Grundlagen

Nach den Planungen des Energieversorgers Vattenfall sollen in der Lausitz noch auf Jahrzehnte hinaus die Förderung und Verstromung von Braunkohle weitergeführt werden. Teil dieser Planungen ist die Erweiterung des Tagebaus Welzow-Süd im Teilabschnitt II (TA II), der vor allem die Versorgung des Kraftwerks Schwarze Pumpe in der Zeit ab ca. 2025 bis 2040, mit einer projektierten Fördermenge von ca. 21 Mio. t/a sicherstellen soll.

Der Teilabschnitt II grenzt mit seiner Südflanke unmittelbar an die Bahnsdorf-Blunoer Rinne an. Diese eiszeitlich entstandene, überwiegend mit Sanden und Kiesen gefüllte Rinne schneidet tief bis in die tertiären Schichten ein und ist hydraulisch mit den angrenzenden Grundwasserleitern verbunden. Aufgrund der geringen Distanz zwischen der künftigen Südgrenze des Tagebaus TA II und den südwestlich gelegenen Restlochseen der Braunkohle-Tagebaue Sedlitz, Skado und Spreetal bestehen hydraulische Verbindungen, die ohne Gegenmaßnahmen zu einer gegenseitigen hydraulischen Beeinflussung führen. Um den Wasserandrang in den zu sumpfinden Teilabschnitt II zu vermindern, hat der Betreiber damit begonnen, eine Dichtwand mit einer Gesamtlänge von 10,6 Kilometern zwischen dem Tagebau Welzow-Süd und den benachbarten Restlochseen des „Lausitzer Seenlands“ herzustellen.

Die Art und Ausführung dieser Dichtwand ist von großer sicherheitlicher Bedeutung, zumal der Teilabschnitt II zum Teil bedenklich nahe an die bestehenden Restlochseen herangeführt werden soll, insbesondere im Bereich der Ortschaft Lieske und südlich Proschim. Dabei ist der Verlauf der Dichtwand innerhalb der Bahnsdorf-Blunoer Rinne, einem leistungsfähigen Grundwasserleiter mit guter hydraulischer Durchlässigkeit, von besonderer Bedeutung.

Im untersuchten Bereich des Tagebaus Welzow-Süd ist die ursprüngliche horizontale Lagerung der Schichtfolgen des Tertiärs und insbesondere der Braunkohleflöze generell erhalten geblieben. Die horizontal lagernden tertiären und altquartären Schichten wurden lokal durch das vorrückende Inlandeis stark gestört oder ausgeräumt. Das im Tagebau Welzow-Süd aufgeschlossene 2. Lausitzer Kohleflöz wird allseitig durch tief bis in sein Liegendes eingeschnittene eiszeitliche Rinnen der Elster-Kaltzeit umgrenzt. Im Süden ist dies insbesondere die Bahnsdorf-Blunoer Rinne. Auch die Saale-Vereisungsphasen haben deutliche Spuren in Form von Endmoränen und Sanderflächen hinterlassen.

Der Teilabschnitt II des Tagebaus Welzow-Süd soll ab 2025 in Abbau gehen und ist nach abbautechnischen Gesichtspunkten in das Teilfeld Proschim und das Flugplatz-Feld unterteilt. Während des Abbaus im TA II soll die Absenkung des Grundwassers bis auf +38m NHN erfolgen. Um den Wasserandrang aus den südlich der Bahnsdorfer Rinne gelegenen, bis auf +101m NHN gefluteten Braunkohle-Restlöchern zu begrenzen, wird die bis 120 m tiefe Dichtwand hergestellt. Der Abstand der Dichtwand zur Oberkante des 1. Abraum-Vorschnitts beträgt abschnittsweise unterschiedlich 100 m bzw. 150 m.

Zwischen dem ersten Erreichen der Südmarkscheide durch den Abbau TA II Anfang der 2030er Jahre und dem Ende der Flutung des TA II etwa 2070 soll eine ungestützte steile Restlochböschung entstehen, auf die von der Dichtwand her ein starker hydraulischer Druck in Richtung des offenen TA II-Restlochs lastet. Aufgrund des hohen Druckunterschieds im Grundwasser diesseits und jenseits der Dichtwand ergeben sich Risiken hinsichtlich der Standsicherheit der Südböschung des TA II, des Erddamms zwischen Sedlitzer See und TA II, sowie der Tagebausohle des TA II.

Nach der vollständigen Auskohlung des TA II, etwa 2042/2043, soll das Restloch, das einmal nur geringfügig kleiner als der TA II selbst sein soll, geflutet werden. Dabei soll der 16 km² große „Restsee Welzow“ entstehen, mit einem mittleren Seewasserspiegel von +104 m NHN, einem Volumen von 0,73 km³ und einer mittleren Wassertiefe von 46 Meter. Die Flutungsdauer des Restlochs ist abhängig von der im Hinblick auf konkurrierende Flutungsprojekte verfügbaren Menge an Flutungswasser und wird größenordnungsmäßig ein Viertel Jahrhundert dauern.

Aufgrund der zukünftig stark unterschiedlichen Grundwasserstände im gesümpften Tagebau TA II (+38m NHN) und dem Ufer des Selitzer Sees (+101m NHN) werden innerhalb der 1 m dicken Dichtwand Druckgradienten bis zu 6,3 bar/m auftreten.

Für die bestimmungsgemäße Funktion der Dichtwand wird an der Basis ein geeigneter Einbindehorizont benötigt, der ausreichend mächtig und hydraulisch undurchlässig sein muss. Grundwasserstauende tonige Schichten treten jedoch nur in der Spremberg-Formation und noch an der Basis der Unteren Brieske-Formation auf. Die restliche Untere und die Obere Brieske-Formation und die darüber folgende Rauno-Formation werden hingegen von sandigen Ablagerungen dominiert, mit untergeordnet schluffigen Zwischenlagen, sowie den beiden oberen Kohleflözen, die als mäßige Grundwasserleiter anzusehen sind. Der B1-Horizont (stark braunkohlehaltiger toniger Schluff) im untersten Abschnitt der Unter-Brieske Formation fungiert standardmäßig als Einbindehorizont für die Dichtwand. Bei Ausfall dieses Horizonts soll die Dichtwand in die oberen Schluffe der Spremberg-Formation einbinden. Für beide Einbindehorizonte muss aufgrund ihrer petrographischen Beschaffenheit angenommen werden, dass im Regelfall nicht die technisch erforderlichen kf-Werte $\leq 10^{-9}$ m/s erreicht werden, auch wenn ein Einzelwert einer „amtlichen Probe“ die geforderten Spezifikationen zu erfüllen scheint.

Entgegen den Angaben in vielen Beschreibungen ist auch die tatsächliche Dicke des als Abdichtung wirksamen Tonfilterkuchens an den Seitenflächen der Dichtwand teilweise nur 3 cm statt 5 bis 8 cm stark. Außerdem muss an Stellen der Probenahme aus dem Tonfilterkuchen, entlang eingefräster

Nuten zur Aufnahme verlorener Betonplatten, sowie an Ausbruchstellen von Findlingen aus der Seitenwand mit lokalen Fehlstellen gerechnet werden.

Standssicherheit, numerische Grundwassermodelle

Im Bereich des Tagebaus Welzow-Süd kam es infolge glazigener Stauchungen des tertiären Untergrundes zur Ausbildung bodenmechanisch relevanter, flach liegender Harnische (Gleitbahnen). Diese Lagerungsstörungen sind aus geotechnischer Sicht problematisch, weil tagebauseitig einfallende Gleitflächen die Standssicherheit von Böschungen mindern und Böschungsbrüche begünstigen. Innerhalb des Tagebaus Welzow-Süd gerieten am 06. Februar 1997 über 100.000 Kubikmeter Abraum, also gewachsener Boden, entlang von glazigen im Liegenden des 2. Miozän-Flözes angelegten Harnischen, in Bewegung.

Standssicherheits-Analysen seitens der Braunkohle-Industrie und der Bergbehörde beschränken sich, soweit bekannt, auf rein erdstatische Untersuchungen, die im Wesentlichen nur den maximal zulässigen Böschungswinkel in Abhängigkeit von Bodenparametern (Kohäsion und innerer Reibungswinkel), aber nicht in Abhängigkeit von hydraulischen Drücken durch Grundwasser, untersuchen. Innerhalb des Tagebaues werden instabile Böschungen in Gestalt von Abgrabungskanten sogar hingenommen. Es müssen jedoch auch Gefährdungen durch einen hydraulischen Grundbruch im Bereich der Tagebausohle berücksichtigt werden, und zwar für alle relevanten Bauzustände, insbesondere für die Flutungsphase. Auch Gefährdungen durch hydraulischen Erosions-Grundbruch wurden bisher offenbar nicht untersucht.

Numerische Grundwassermodelle in Gestalt von vertikalen zweidimensionalen Schnitten sind in Verbindung mit bodenmechanischen Beurteilungsmodellen zur Untersuchung hydraulischer Gefährdungen von Tagebau-Sohlen und -Böschungen, Dichtwänden und Naturdämmen gut geeignet, soweit rechentechnisch bedingte Einschränkungen berücksichtigt werden, z.B. durch ergänzende Horizontal-Modelle. Der hier vorliegend berechnete 2D-Modellschnitt enthält als wesentliche Elemente die horizontal lagernden tertiären Grundwasser-Leiter und -Hemmer, die Proschimer Störung, die pleistozäne Bahnsdorf-Blunoer Rinne, das sanierte Restloch Sedlitzer See, den Tagebau-Teilabschnitt Welzow-Süd TA II, sowie die Dichtwand. Die Modellränder wurden so festgelegt, dass der interessierende Teil in der Modellmitte von Modellrand-Problemen nicht betroffen ist.

Im Rechenfall 1 (TA II bei abgesenktem Grundwasser, Dichtwand ohne Leckagen), der den Idealfall darstellt, ergeben sich für die Tagebau-Sohle keine Hinweise für eine Gefährdung durch hydraulischen Grundbruch. Dies ändert sich jedoch dramatisch in den Rechenfällen 5-1 bis 5-4, die den Wiederanstieg des Grundwasserdrucks unter dem Tagebau simulieren. In dieser Phase wird unter den gegebenen Voraussetzungen, auch bei intakter Dichtwand, ein hydraulischer Grundbruch der Tagebausohle prognostiziert. Als Folge eines hydraulischen Grundbruchs der Tagebausohle könnte die Tagebauböschung ihr Widerlager einbüßen und selbst in Rutschung geraten.

In den Rechenfällen 2 und 3 wird ein unterschiedlich starkes Leck in der Dichtwand simuliert, und zwar in einer Position knapp oberhalb einer grundwasserstauenden Grundmoräne. Es entsteht tagebauseitig der Dichtwand ein schwebender Grundwasserkörper mit hohen hydraulischen Gradienten in Richtung der Tagebauböschung. Die berechneten Leckageraten sind mit 26 bzw. 46 m³/d punktuell sehr hoch, ebenso die Abstandsgeschwindigkeiten, mit denen das Sickerwasser die Tagebauböschung erreicht. Um die rechentechnisch bedingten Einschränkungen des gespannten vertikalen 2D-Modells zu kompensieren wurde ergänzend ein ungespanntes horizontales 2D-Modell des relevanten Böschungsbereichs erstellt (Rechenfälle 3a und 3b). Dieses Modell zeigt die Gestalt der freien Grundwasseroberfläche des schwebenden Grundwasserkörpers und die zu erwartenden Ausbreitungsbahnen der Sickerströme. Zur Visualisierung der Suffosionsprozesse an der Dichtwand

wurden auf Grundlage der Rechenfälle 3a und 3b Partikel-Konzentrationen simuliert, welche die Ausschwemmung der Tonpartikel aus der defekten Dichtwand in ein nicht filterwirksames Nebengebirge (Terzaghi-Filterregel verletzt) darstellen sollen. Mit einer Selbstversiegelung (Kolmation) ist demnach nicht zu rechnen.

Die Interpretation der Ergebnisse der Rechenfälle 2, 3, 3a und 3b vor dem Hintergrund der sonstigen Randbedingungen macht deutlich, dass die Voraussetzungen für einen hydraulischen Erosions-Grundbruch vorliegen. Demnach waren und sind die von Krupp (2012) in seinem Kurzgutachten geäußerten Bedenken angebracht und eine Berücksichtigung bei künftigen Planungen und Genehmigungen wird als erforderlich angesehen.

Auch bei einem Dichtwandleck in größerer Tiefe, beispielsweise auf dem Niveau der Tagebausoehle (Rechenfall 4) ergeben sich bedenkliche Druckverteilungen, insbesondere horizontale Druckgradienten, die schiebend auf den Böschungskörper zwischen Dichtwand und Tagebau TA II einwirken und daher destabilisierend auf die Tagebauböschung wirken. Diese hydraulischen Kräfte müssten ergänzend in die erdstatischen Berechnungen zur Standsicherheit der Tagebauböschung einbezogen werden.

Zum LBGR -Gegengutachten

Vom Landesamt für Bergbau, Geologie und Rohstoffe, Cottbus, wurde als Reaktion auf das vom Verfasser erstellte Erst-Gutachten (Krupp, 2012) ein Gegengutachten LBGR (2012) vorgelegt, in dem versucht wurde die vorgebrachte Kritik zu entkräften.

Bezüglich der Eignung der Einbindehorizonte für die Dichtwand bestehen seitens des Verfassers weiterhin Zweifel. Diese sind einerseits in der zu hohen Durchlässigkeit dieser Schluffe begründet, die aufgrund ihrer petrographischen Eigenschaften im Regelfall etwa eine Größenordnung höher sein sollte als die in der Literatur geforderten Mindestwerte von $k_f \leq 1.0E-09$ m/s. Andererseits bestehen bekannte Lücken (hydrogeologische Fenster) in dem oberen Einbindehorizont, die einen Rückgriff auf die nächst tiefer liegenden Schluffe erforderlich machen. Dadurch entstehen jedoch Situationen, in denen Umströmungen des tiefer reichenden Dichtwandabschnitts aus geometrischen Gründen nicht verhindert werden können. Schließlich bestehen auch im Bereich der Proschimer Störung, welche von der Dichtwand-Trasse spitzwinklig gekreuzt wird, vertikale Wegsamkeiten, welche die Wirkung des Dichtwand-Bauwerks kompromittieren können.

Die vom LBGR (2012) vorgenommene Standsicherheitsbetrachtung für den geplanten Naturdamm bei Lieske, zwischen TA II und Sedlitzer See, geht von einem falschen Kräfteansatz aus und ist daher unzutreffend. Bei korrekter Betrachtung wirkt der hydrostatische Grundwasserdruck auf die Dichtwand und nicht auf die Uferböschung des Sedlitzer Sees. In diesem Fall ergeben sich grenzwertige Standsicherheiten für die Tagebauböschung oder sogar unsichere Verhältnisse, je nach Ausbildung tagebauseitiger schwebender Grundwasserkörper und der Neigung angenommener Gleitflächen.

Die vom LBGR (2012) behauptete Nicht-Eignung der Filterregel von Terzaghi zur Einschätzung einer Suffosionsgefahr wird zurückgewiesen, weil die Filterregel genau für die Fragestellung der Feinkorn-Auswaschung quer zu einem Materialwechsel für das Dichtwandbauwerk relevant ist. Durch die beispielhafte Anwendung der Filterregel auf das Kornspektrum eine Sandprobe aus Lieske einerseits und auf den Dichtwand-Ton andererseits wird nachgewiesen, dass der geforderte Sicherheitswert bei weitem verfehlt wird.

Die vom LBGR (2012) im Zusammenhang mit der Dichtwand behauptete hydraulische Grundbruchsicherheit beruht auf einem falschen Verständnis, nämlich dass hier nur der unmittelbar angrenzende tagebauseitige Böschungsbereich zu betrachten sei. Betrachtet man jedoch den Bereich der Tagebausohe nach Einstellung der Grundwasserhaltung, so wird für die Phase des Wiederanstiegs des Grundwasserdrucks ein hydraulischer Grundbruch prognostiziert.

Die Ausführungen des LBGR (2012) zur Dammsicherheit negieren den Einfluss vorgegebener Gleitflächen, obwohl solche Gleitflächen nachweislich im Bereich des Tagebaus Welzow-Süd vorhanden sind und in der Vergangenheit bereits zu Rutschungen geführt haben. Auch diesbezügliche Hinweise der Gemeinsamen Landesplanung (2011 b) hat das LBGR nicht berücksichtigt.

Das vom LBGR (2012) in seinem Gegengutachten gezogene Fazit ist daher zurückzuweisen. Dem LBGR wird empfohlen, bei bodenmechanischen Sicherheitsanalysen weniger schematisch vorzugehen, nicht nur bestimmte, in Rechenvorschriften vorgegebene idealtypische Versagensfälle zu betrachten, sondern neben erdstatischen auch hydraulische Versagensszenarien zu berücksichtigen, ebenso die Konsequenzen eines Zusammenwirkens mehrerer Gefährdungsmomente.

Einführung und Grundlagen

Untersuchungsgebiet und Ziel der vorliegenden Studie

Das Untersuchungsgebiet (Abbildung 1) liegt im südlichen Brandenburg, zwischen den Städten Cottbus im Norden, Senftenberg im Westen, Hoyerswerda im Süden und Spremberg im Osten. Im Bereich der Ortslage Lieske umfasst es den Erddamm zwischen dem Sedlitzer See im Südwesten und dem geplanten Tagebau-Aufschluss im Teilabschnitt II (TA II) des Braunkohle-Tagebaus Welzow Süd im Nordosten.



Abbildung 1 – Lage des Untersuchungsgebietes bei Lieske. Die Rote Linie markiert den Profilschnitt des hydrogeologischen Modells. (Satellitenbild: Google Earth).

Während die erste Studie im Auftrag von Greenpeace (Krupp, 2012) der Identifizierung möglicher geotechnischer Risiken bei Verwirklichung des Teilabschnitts II, Tagebau Welzow-Süd, gewidmet war, soll das hier vorgelegte Gutachten nach einer Einführung und Erörterung der Grundlagen (Kapitel 1) im Kapitel 2 mit Hilfe von numerischen Modellrechnungen die aufgezeigten Risiken und weitere Versagensszenarien näher untersuchen und soweit möglich auch rechnerische Nachweise führen. Grundlage ist eine breite Datenbasis geologischer Bohrungen und Profile sowie hydrogeologischer Gesteinsparameter (Siehe nachfolgende Unterkapitel). Im dritten Kapitel werden seitens des LBGR (2012) vorgebrachte kritische Anmerkungen zu Krupp (2012) erörtert.

Tertiäre Ablagerungen

Für die hier vorliegende Studie sind hauptsächlich die miozänen Ablagerungen von Interesse, welche die vier Lausitzer Kohleflöze enthalten und für die hydrogeologischen und geotechnischen Fragestellungen von Bedeutung sind. Eine litho- und chronostratigraphische Tabelle der relevanten Profilabschnitte aus dem Bereich des benachbarten Ortes Proschim ist in Abbildung 2 wiedergegeben. Eine moderne sequenzstratigraphische Beschreibung der Einheiten findet sich in Göthel (2004).

Die sedimentäre Abfolge wird durch einen Wechsel von terrestrischen Schüttungen und regressiven und transgressiven Episoden im Bereich der damaligen südlichen Meeresküste der Paläo-Nordsee interpretiert, wobei die Küstenlinie letztendlich durch das tektonische Regime des Lausitzer Hauptabbruchs (s.u.) morphologisch angelegt war. Insbesondere der wirtschaftlich wichtige zweite Lausitzer Flözkomplex wurde in küstennahen Mooren im Bereich von Alluvial-Ebenen und Lagunen abgelagert (Göthel, 2004; Drebenstedt und Rascher, 1998).

Innerhalb des Untersuchungsgebietes sind die Tertiären Ablagerungen im Allgemeinen horizontal gelagert und unterliegen keinen stärkeren Mächtigkeitsschwankungen.

Bei Betrachtung der stratigraphischen Tabelle (Abbildung 2) fällt auf, dass grundwasserstauende tonige Schichten eigentlich nur in der Spremberg-Formation und noch an der Basis der Unteren Brieske-Formation auftreten. Die restliche Untere und die Obere Brieske-Formation und die darüber folgende Rauno-Formation werden hingegen von sandigen Ablagerungen dominiert, mit untergeordnet schluffigen Zwischenlagen, sowie den beiden oberen Kohleflözen, die als mäßige Grundwasserleiter anzusehen sind. Ausgeprägte Grundwasserstauer fehlen hingegen.

Aus geotechnischer Sicht sei hier auf den B1-Horizont, einen ca. 10 m mächtigen, stark braunkohlehaltigen tonigen Schluff (Göthel, 2004) im untersten Abschnitt der Unter-Brieske Formation hingewiesen (Abbildung 2), der als Einbindehorizont für die Dichtwand fungiert. Bei Ausfall dieses Horizonts soll die Dichtwand in die oberen Schluffe der Spremberg-Formation einbinden.

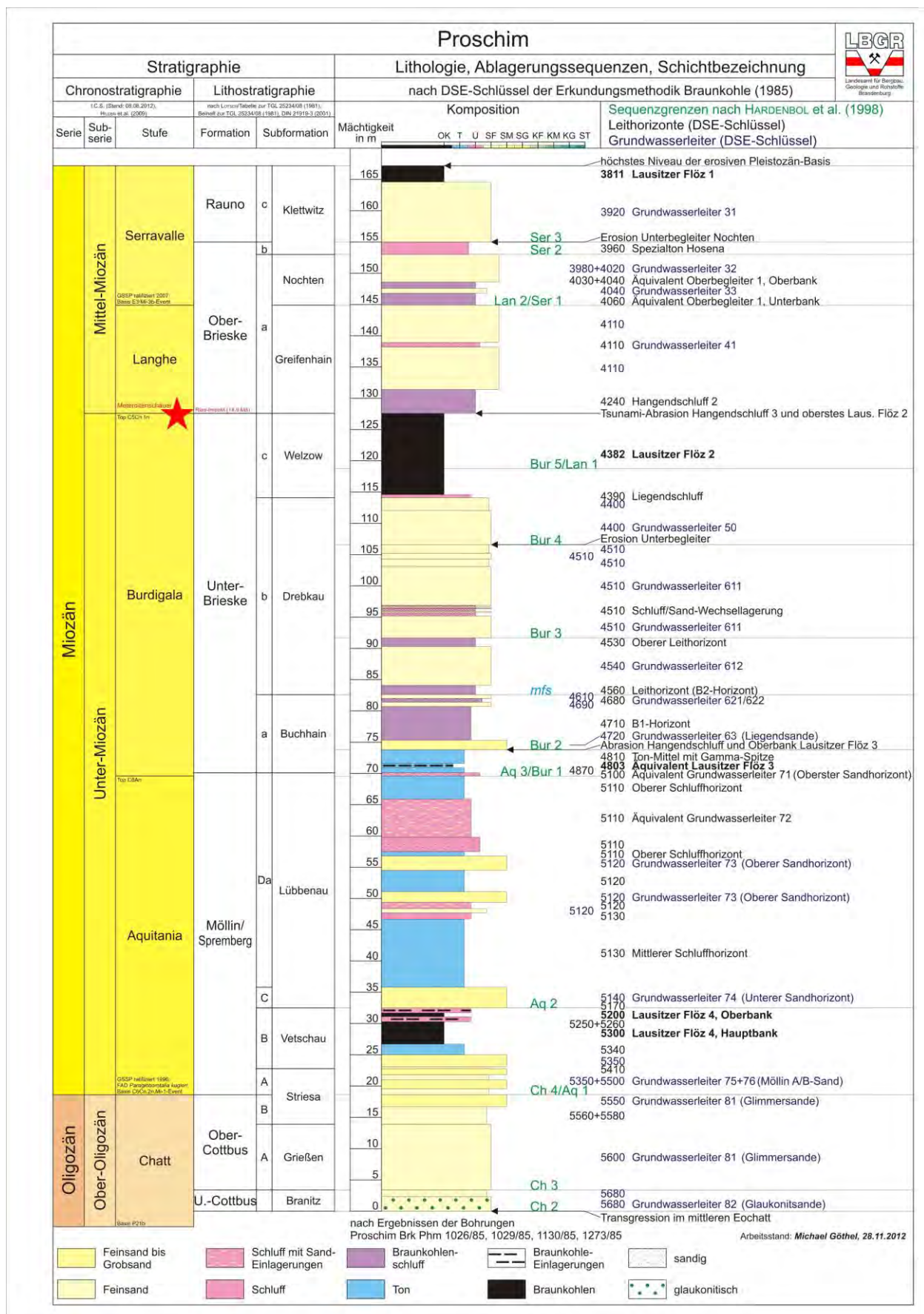
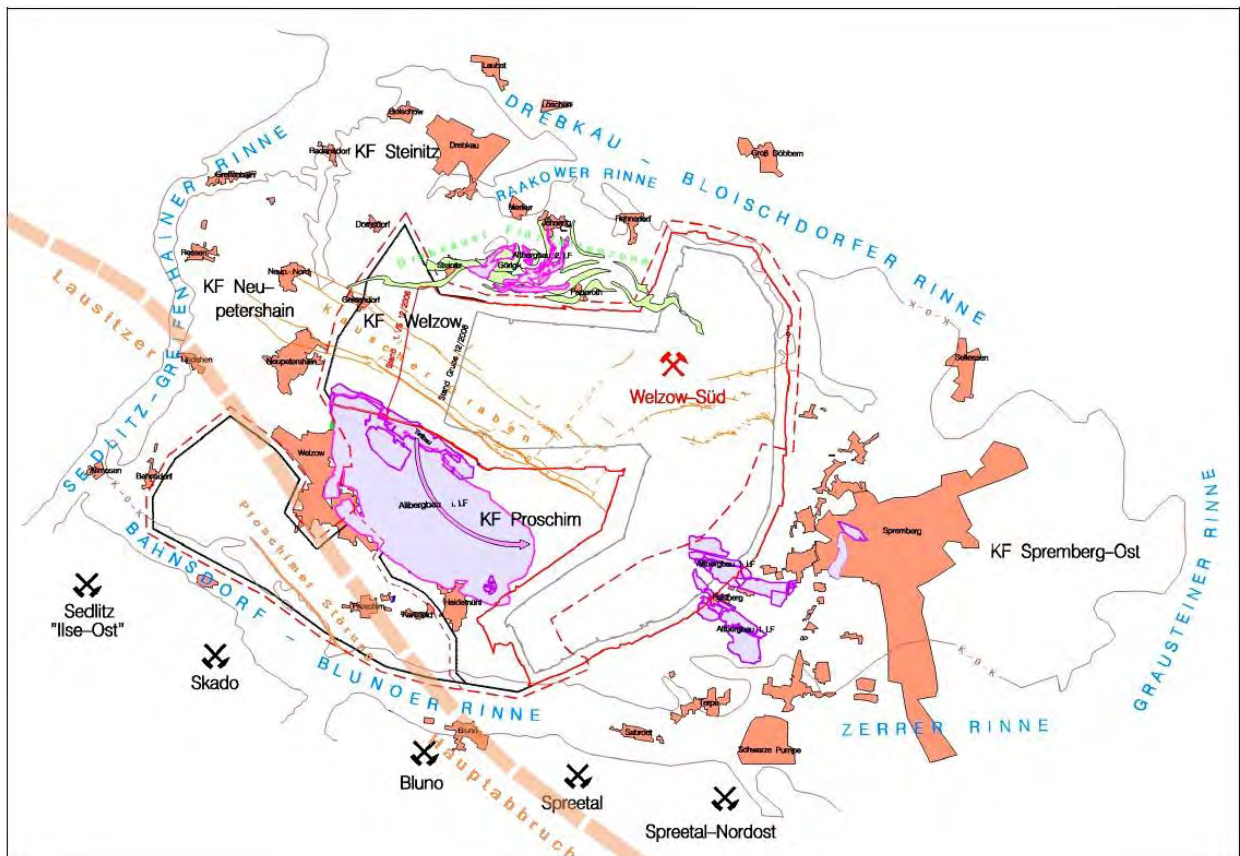


Abbildung 2 – Stratigraphische Tabelle des Braunkohle führenden Tertiärs (LBGR, 2012. Bearbeiter: M. Göthel)

Die geologische Situation im Lausitzer Braunkohlerevier und speziell im Raum Welzow Süd ist sehr stark durch eiszeitliche Prozesse und Bildungen geprägt, die auch das Braunkohle führende Tertiär durch Erosion und durch glazigene Stauchungen erfasst und verändert haben.

Das im Tagebau Welzow-Süd gewonnene 2. Lausitzer Kohleflöz wird allseitig durch tief bis in sein Liegendes eingeschnittene quartäre Rinnen umgrenzt. Dies sind hauptsächlich die Drebkau-Bloischdorfer Rinne im Norden, die Sedlitz-Greifenhainer Rinne im Westen, die Bahnsdorf-Blunoer Rinne im Süden und die Grausteiner Rinne im Osten (Abbildung 3).



Von besonderer Bedeutung (s.u.) in dieser Studie ist die Bahnsdorf-Blunoer Rinne (Abbildungen 3, 4), eine 800 bis 1500 m breite und bis ca. 100 m tief ausgeräumte, wahrscheinlich subglaziär gebildete Rinne, die während der beginnenden Zerfallsphase des ersten Elster-zeitlichen Eisvorstoßes entstanden ist. Bei Lieske liegt die Quartärbasis in der Rinnenachse bei etwa +10 m NHN, an anderen

Stellen bis -10m NHN. Stratigraphisch schneidet die Rinne bis in die Unter-Brieske Formation, teilweise auch bis in die Spremberg-Formation ein (LBGR, 2012; Franke, 2012; ZGI, 1980).

Die Rinnenfüllung besteht im unteren Teil größtenteils aus elsterzeitlichen Kiesen, Sanden und Schluffen, die im Bereich Lieske 50 bis 60 m mächtig sind und den Grundwasserleiter 180 darstellen. An der SW-Flanke der Rinne sind ältere Grundmoränen-Bildungen erhalten. An einigen Stellen sind auch ganze Schollen des Tertiären Nebengebirges in die Rinnen abgerutscht oder anderweitig verlagert worden (LBGR, 2012).

In mittlerer Höhe, etwa zwischen +50 und +80 m NHN, folgt ein Komplex aus einer Grundmoräne sowie schluffigen und sandigen Äquivalenten, die vermutlich dem 2. Vorstoß der Elster-Kaltzeit zuzuordnen sind (ZGI, 1980).

Darüber folgen 20 bis 30 m überwiegend kiesig-sandige Ablagerungen der Saale-Kaltzeit, die sich nach Nordosten über die eigentliche Rinne hinaus als Sanderflächen zum Niederlausitzer Grenzwall (s.o.) hin fortsetzen und dort während der Saale 3-Phase Aufstauhungen (Kendzia und Tölzer, 1999) erfahren haben. Diese sandig-kiesigen Sedimente bilden den Grundwasserleiter 160 („Haupt-Grundwasserleiter-Komplex“).

Über dieser kiesig-sandigen Schicht folgt ein weiterer, bis zu 10 m mächtiger Grundmoränen-Komplex der Saale-Kaltzeit, bestehend aus lokalen Geschiebemergeln und lateralen schluffig-sandigen Äquivalenten. Die Bildungen werden schließlich von mehreren Meter mächtigen, vermutlich weichselzeitlichen Dünenanden abgeschlossen.

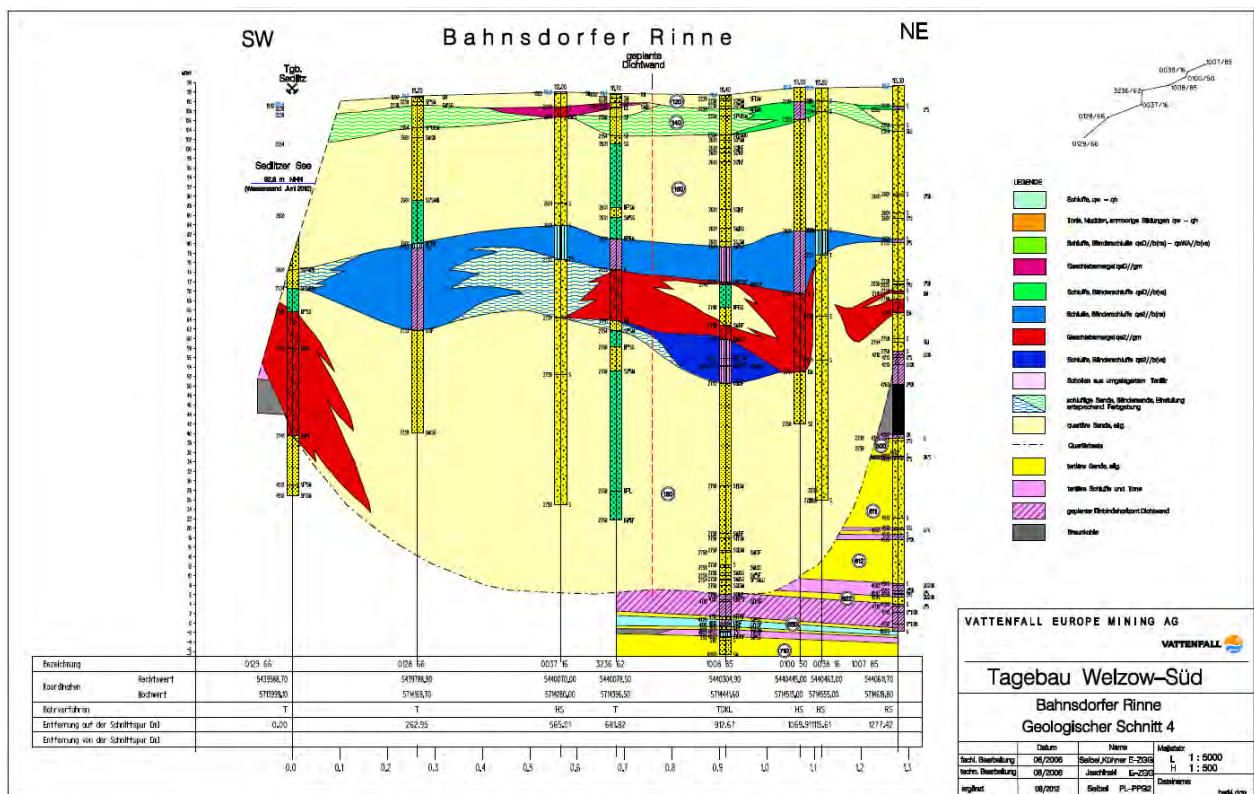


Abbildung 4 – Geologischer Schnitt durch die Bahnsdorfer Rinne beim Ort Lieske. (Vattenfall Europe Mining, 2012a)

Gesetz von Darcy und k_f -Wert

Für hydrogeologische Fragestellungen hat das Gesetz von Darcy grundlegende Bedeutung. Es stellt für poröse Grundwasserleiter eine Beziehung her zwischen einem Druckgefälle (örtliche Unterschiede zwischen Grundwasserspiegeln, bzw. Piezometerhöhen; $\text{grad}(h_{(x,y,z)})$), der Gesteinsdurchlässigkeit (k_f -Wert) und der Strömungsgeschwindigkeit (v_f , in Kubikmeter Wasser pro Quadratmeter Gesteinsquerschnitt pro Sekunde):

$$v_f = -k_f \text{grad}(h) \quad (\text{Gesetz von Darcy})$$

Die Einheiten für v_f und k_f sind $[\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s})]$ oder gekürzt: $[\text{m/s}]$. Der Proportionalitäts-Faktor k_f , häufig auch Durchlässigkeitsbeiwert genannt, hängt (bei konstanter Viskosität und Dichte des Fluids, hier Wasser) nur vom durchströmten Gestein ab, ist also ein „Gesteins-Parameter“ (an Probekörpern bestimmt) bzw. „Gebirgs-Parameter“ (durch in situ Tests bestimmt).

Typische Zahlenwerte für Durchlässigkeits-Beiwerte finden sich weiter unten in Abbildung 23. Die „Grenze“ zwischen durchlässigen und undurchlässigen Böden liegt etwa bei 10^{-6} m/s . Böden mit einem k_f -Wert $< 10^{-9} \text{ m/s}$ sind praktisch wasserundurchlässig. Neben den absoluten Durchlässigkeitsbeiwerten sind für die Grundwasserströmung auch die Kontraste dieser Werte für verschiedene Gesteinsschichten von Bedeutung.

Hydrostratigraphie

Zur Kurzbezeichnung der hydrostratigraphischen Einheiten haben sich verschiedene Schemata eingebürgert. Im Lausitzer Braunkohlebergbau gebräuchlich sind 3-stellige, vom Hangenden zum Liegenden größer werdende Zahlencodes für die Grundwasserleiter (z.B. GWL 100), die bei Bedarf, also beim Vorhandensein grundwasserhemmender oder grundwasserstauender Zwischenschichten, in weitere Grundwasser-Horizonte unterteilt werden können (z.B. GWL 180, 140, 120). (Gelegentlich wird auch die letzte Stelle weg gelassen, z.B. GWL 73 statt GWL 730.) Die Quartären Grundwasserhorizonte haben Zahlencodes kleiner 200, die Tertiären beginnen ab 200 und reichen bis über 800.

Die glaziofluvialen Rinnenfüllungen und die verbreiteten Sanderflächen mit ihren kiesig-sandigen Sedimenten bilden den Grundwasserleiter-Komplex 100, der durch lokal eingeschaltete saale- und elsterzeitliche Grundmoränen und deren schluffige Äquivalente hydraulisch in mehrere Horizonte aufgespalten sein kann. Dies gilt insbesondere für die Rinnenfüllungen (Abbildung 4). Im Allgemeinen kommunizieren die grobklastischen Grundwasserleiter aber vertikal untereinander, trotz dieser lateral begrenzten feinklastischen Einschaltungen. Ebenso sind die quartären Grundwasserleiter an den Rinnenflanken auch lateral an die angrenzenden tertiären Grundwasserhorizonte hydraulisch angeschlossen.

Die sandig-kiesigen Grundwasserleiter des Quartärs weisen im Allgemeinen k_f -Werte zwischen 10^{-3} m/s bis 10^{-4} m/s auf und sind somit gut grundwasserleitend. Die k_f -Werte der Grundmoränen (Geschiebemergel) und der schluffigen Sedimente sind sehr variabel, im Bereich von 10^{-9} m/s bis 10^{-5} m/s (Katzur und Böcker, 2010; Manhenke, 2002; VEB Kombinat Geologische Forschung und Erkundung Halle, 1983).

Die Bezeichnungen der hydrostratigraphischen Einheiten des Tertiärs sind in der stratigraphischen Tabelle (Abbildung 2) jeweils den lithostratigraphischen Einheiten zugeordnet. Eine Erörterung der

Einheiten, mit Angaben zu den typischen kf-Werten, findet sich in Katzur und Böcker (2010), ebenso in Winkler (1988).

Untersuchungen zu den anthropogenen Innenkippen-Massiven, insbesondere zu deren hydraulischen Eigenschaften, wurden von Oehmig (2003) durchgeführt, mit dem Ergebnis, dass die Durchlässigkeiten abhängig vom Substrat und der angewandten Ablagerungstechnik stark variieren können, aber im Allgemeinen deutlich geringer als die der tertiären Grundwasserleiter sind.

Auf Grundlage der recherchierten Literatur wurden für den Untersuchungsraum charakteristische Werte für die Mächtigkeiten und hydraulischen Leitfähigkeiten ermittelt und in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1 – Hydrostratigraphische Einheiten				
Formation/Epoche	GWL	Lithologie	kf-Werte (m/s)	Mächtigkeit (m)
Anthropogen		Innenkippen	5,0E-05	variabel
		Dichtwand	1,0E-09	1m (horizontal)
Pleistozän				
Weichsel	120	Dünensande	5,0E-04	variabel
Saale		Grundmoräne	1,0E-06	variabel
Saale	140	Schluffig-Sandige Äquivalente der Grundmoräne	2,5E-05	variabel
Saale	160	Schmelzwasserablagerungen	1,0E-04	variabel
Elster		Grundmoräne	1,0E-06	variabel
Elster		Schluffig-Sandige Äquivalente der Grundmoräne	2,5E-05	variabel
Elster	180	Schmelzwasserablagerungen	8,0E-04	variabel
Elster		Grundmoräne	2,0E-06	variabel
Tertiär				
Rauno Fm	310	Feinsande, 1. Miozänes Flöz (Braunkohle)	1,5E-04	9
Rauno Fm		„Spezialton Hosena“	1,0E-08	2
Ober-Brieske Fm	320	Fein- bis Mittelsande	1,5E-04	11
Ober-Brieske Fm	330	Oberbegleiter-Komplex		
Ober-Brieske Fm	410	Fein- bis Mittelsande	1,8E-04	15
Ober-Brieske Fm	420	Hangendschluff 2	1,0E-05	5
Unter-Brieske Fm	452	2. Miozänes Flöz (Braunkohle)	1,0E-06	13
Unter-Brieske Fm	500	Feinsand, Schlufflagen	1,4E-04	3
Unter-Brieske Fm		Schluff	1,0E-07	1
Unter-Brieske Fm	611	Feinsande	1,1E-04	18
Unter-Brieske Fm		Oberer Leithorizont	1,0E-07	2
Unter-Brieske Fm	612	Kohlenhaltige Schluffe	1,1E-04	7
Unter-Brieske Fm		B2 Leithorizont	1,0E-08	2
Unter-Brieske Fm	621	Schluffige Feinsande	1,5E-04	2
Unter-Brieske Fm	622	Schluffige Feinsande		
Unter-Brieske Fm		B1 Leithorizont (Einbindehorizont)	1,0E-08	4
Unter-Brieske Fm	630	Feinsande	1,05E-04	2
Unter-Brieske Fm		Äquivalent Flöz 3	1,0E-07	3
Spremberg Fm	710	Feinsande bis Grobsande	1,0E-04	5
Spremberg Fm		Oberer Schluffhorizont (Ersatz-Einbindehorizont)	1,0E-07	5
Spremberg Fm	720	Mittelsande bis Grobsande	1,0E-04	9
Spremberg Fm		Oberer Schluffhorizont	1,0E-07	2
Spremberg Fm	730	Oberer Sandhorizont	1,0E-04	2
Spremberg Fm		Mittlerer Schluff		

Tektonik

Ein auch überregional bedeutendes tektonisches Element im Untersuchungsgebiet ist der Lausitzer Hauptabbruch (Abbildung 3), eine NW-SE-streichende Störungszone, welche das Grundgebirge der Südwest-Scholle (Lausitzer Block) relativ zu den paläozoisch-mesozoischen Gesteinen der Nordost-Scholle (Niederlausitzer Senke) herausgehoben hat. Der Beanspruchungsplan an dem variszisch angelegten Lausitzer Hauptabbruch war bis ins Eozän kompressiv, wurde dann aber ab Oligozän und Miozän (Ära der Braunkohlebildungen) durch eine Dilatationsphase abgelöst, mit entsprechenden Grabenstrukturen, wozu auch der Kauscher Graben (Abbildung 3) zu rechnen ist (LBGR, 2004; Kühner, 2009).

Der bis ins Mittel-Pleistozän (Elster-und Saale-Kaltzeit) noch tektonisch aktive Hauptabbruch verläuft mit seinem Hauptast längs und unterhalb des Teilabschnitts II des Tagebaus Welzow-Süd, jedoch scheinen die miozänen braunkohleführenden Schichten entlang dieses Hauptastes nicht mehr versetzt worden zu sein. Demgegenüber wurden die Braunkohleflöze im Zeitraum Elster-Glazial bis Saale-Frühglazial durch die Störungen des 1800 m breiten Kauscher Grabens (Abbildung 3) um bis zu 38 m versetzt (Kühner, 2009; Genahl und Alexander, 2005), ebenso an der Proschim-Störung (Abbildung 3), mit Versetzungsbeträgen bis ca. 10 m (Geomontan, 2010; LBGR 2012).

Bergbau

Braunkohle wird im Raum Welzow bereits seit der Mitte des 19. Jahrhunderts gewonnen. Damals war das oberflächennah anstehende 1. Lausitzer Flöz im Bereich der Welzower Tertiär-Hochfläche Gegenstand einer untertägigen und übertägigen Gewinnung. Außerdem wurden damals bereits eizeitlich aufgestauchte Teile des 2. Lausitzer Flözes gewonnen (LMBV, 2010; Tschirner et al., 2000).

Südlich der Bahnsdorf-Blunoer Rinne liegen die ehemaligen Tagebaue Sedlitz (Ilse-Ost), Skado, Bluno und Spreetal, sowie etliche weitere Tagebaue (Abbildung 5), die heute Sanierungsgebiet sind und unter verschiedenen Bezeichnungen wie „Erweiterte Restlochkette“ oder „Lausitzer Seenkette“ laufen. Die Tagebaue wurden größtenteils durch Innenkippen verfüllt und die Restlöcher sind bereits oder werden noch bis zu ihren jeweiligen Zielmarken geflutet.

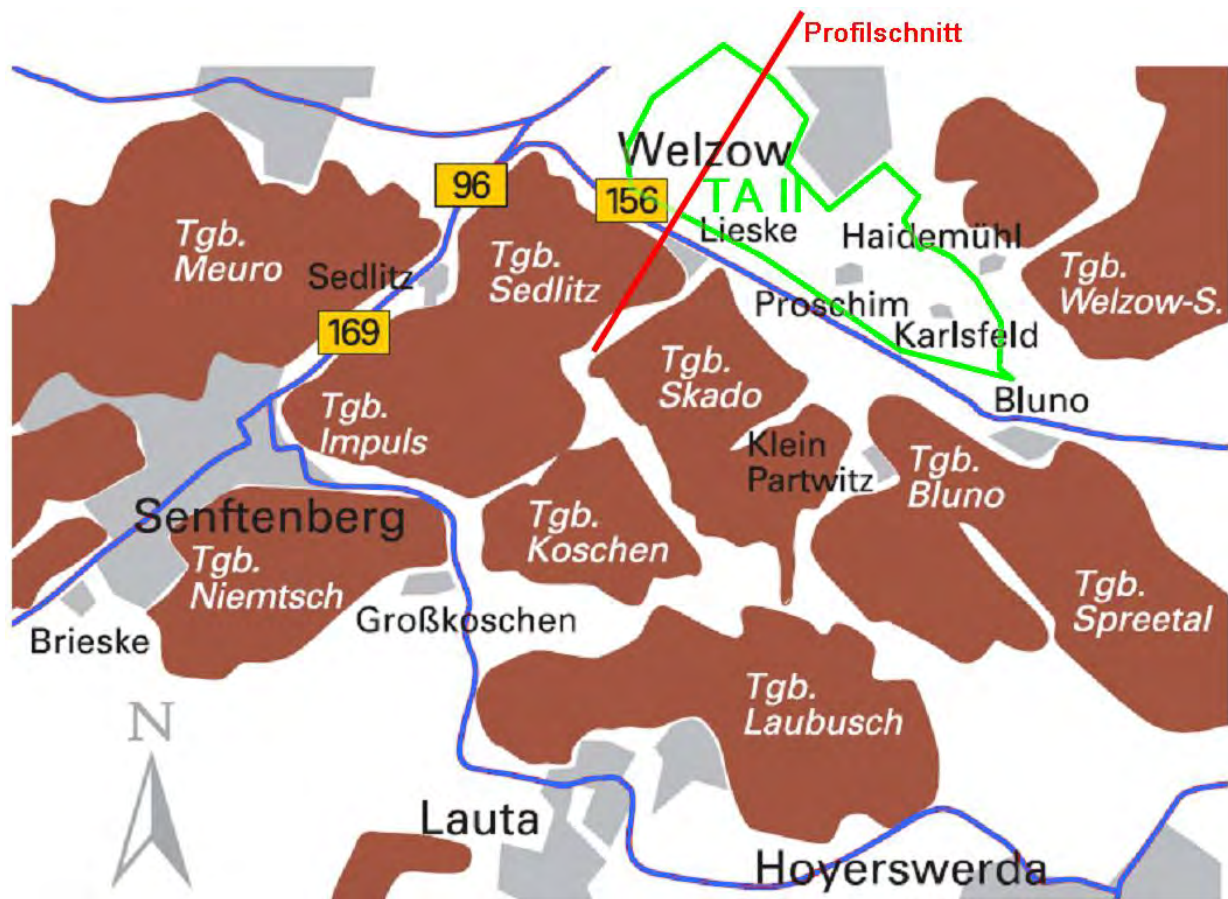


Abbildung 5 – Ehemalige Braunkohletagebaue in der Umgebung von Welzow und Lage des geplanten Teilabschnitts II des noch aktiven Tagebaus Welzow-Süd. Karte nach LMBV (2002), ergänzt vom Verfasser.

Der Tagebau Welzow-Süd wird seit 1959 betrieben und schließt das tiefer liegende und im Tagebau-Bereich weitgehend flach lagernde 2. Lausitzer Flöz auf. Dieses ca. 14 m mächtige Flöz ist im nördlichen Teilfeld Welzow von 100 bis 120 m Abraum, im südlichen Teilabschnitt II noch von 60 m Abraum überdeckt, der im Vorschnittbetrieb abgeräumt werden muss. Der Tagebau dient hauptsächlich der Versorgung des Kraftwerks Schwarze Pumpe (Tschirner et al., 2000).

Der Teilabschnitt TA II soll ab 2025 in Abbau gehen. Dazu soll der Abbau im Teilabschnitt I so gesteuert werden, dass sich ein nahtloser Übergang in den Teilabschnitt II ergibt, indem der südliche Randschlauch des TA I die Einsatz-Geometrie für die Abraum-Förderbrücke darstellt (Abbildung 6).

Der TA II ist nach abbautechnischen Gesichtspunkten im Wesentlichen in zwei Abschnitte unterteilt: Das östliche Teilfeld Proschim und das westliche Flugplatz-Feld.

Die Abraumförderbrücke (rote Markierungen in Abbildung 6) soll nur im Teilfeld Proschim eingesetzt werden. Im Flugplatz-Feld sollen nur Bandförderanlagen zum Einsatz kommen, die den Abraum hauptsächlich im Bereich des TA I sowie nahe Welzow verkippen.

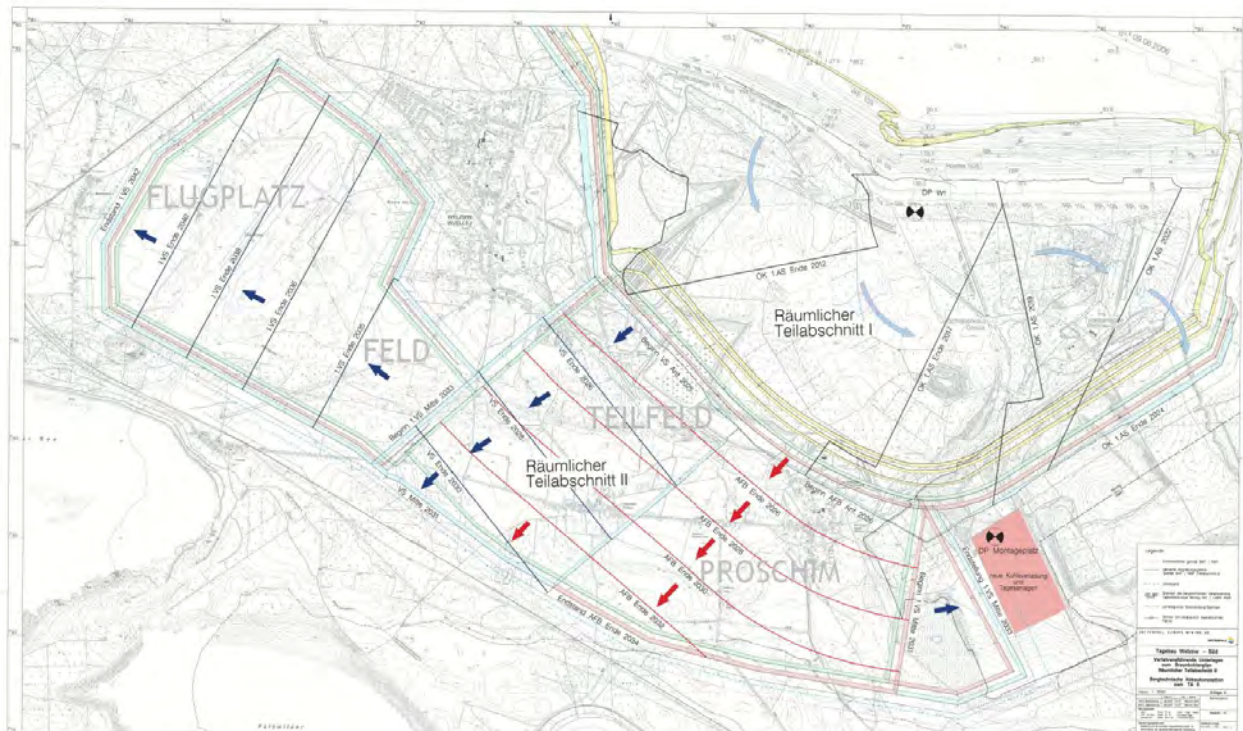


Abbildung 6 - Bergtechnische Abbaukonzeption, TA II (Vattenfall, 2007. Ortsbezeichnungen ergänzt vom Verfasser). Die blauen und roten Pfeile markieren die Richtung des Abraum-Vorschnitts, der in Abhängigkeit von der Abraum-Mächtigkeit in einer oder in zwei Stufen erfolgen soll.

Nach der vollständigen Auskohlung des TA II, die von Vattenfall (2007) für etwa 2042/2043 prognostiziert wird, soll das Restloch, das einmal nur geringfügig kleiner als der TA II selbst sein soll (Abbildung 7), geflutet werden. Dabei soll der 1600 Hektar (16 km²) große „Restsee Welzow“ entstehen, mit einem mittleren Seewasserspiegel von +104 m NHN, einem Volumen von 730 Millionen m³ (0,73 km³) und einer mittleren Wassertiefe von 46 Meter (Vattenfall, 2007). Die Flutungsdauer ist abhängig von der im Hinblick auf konkurrierende Flutungsprojekte verfügbaren Menge an Flutungswasser und wird größenordnungsmäßig ein Viertel Jahrhundert dauern (DHI-WASY, 2010).

Als Konsequenz aus der Abbauplanung und vorgesehenen Nachnutzung sind im TA II keine größeren Innenkippen vorgesehen, jedoch wird der Wasserkörper am Nordrand des Welzower Sees an größere Kippenmassive im Bereich des TA I angrenzen (Abbildung 7). Diese Planungen haben erhebliche Konsequenzen für die Standsicherheit des späteren gefluteten Restlochs (s.u.).

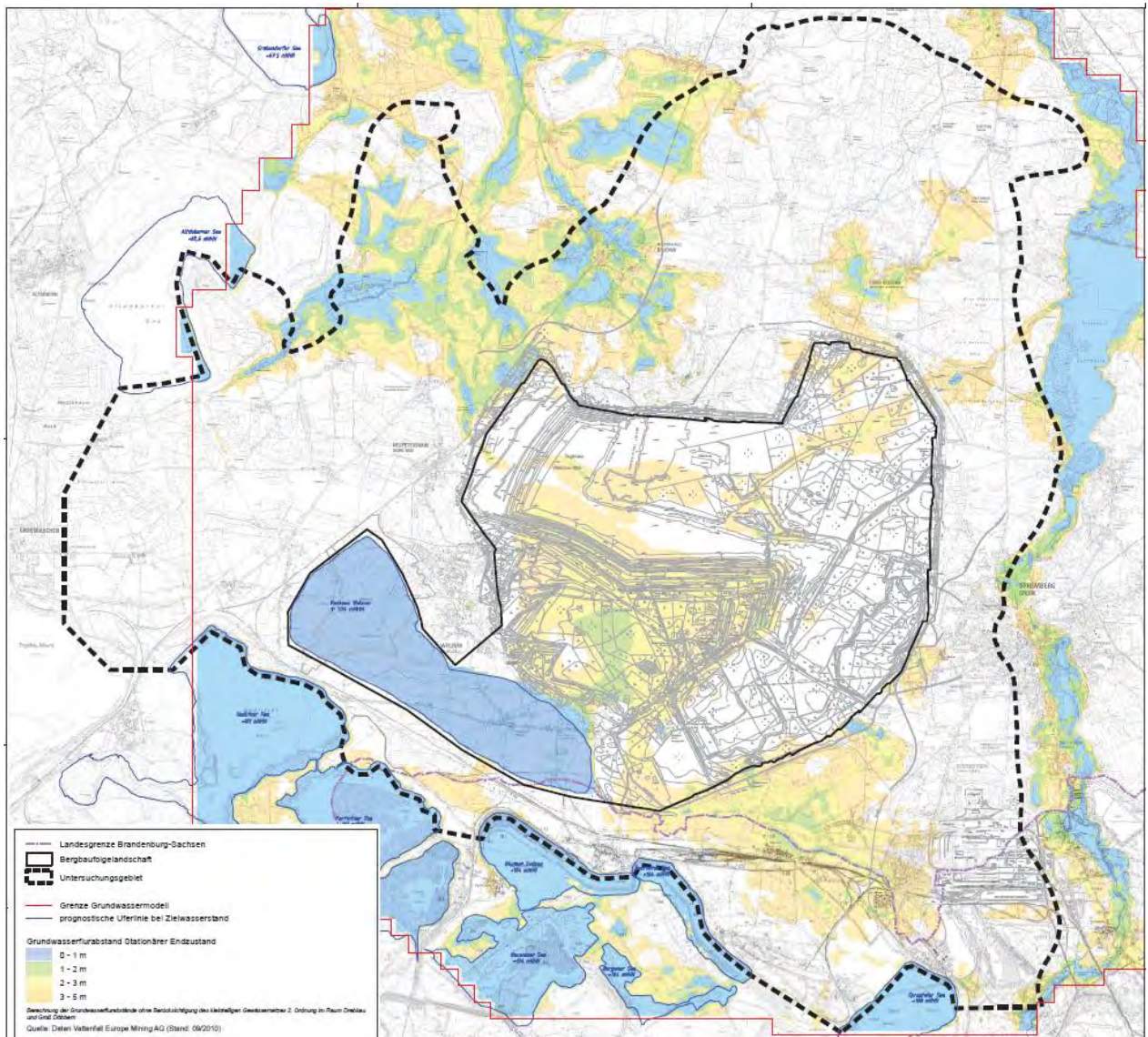


Abbildung 7 - Planungen für die Nachnutzung des Restlochs Welzow. Es soll ein 16 km² großer und im Mittel ca. 46 m tiefer See entstehen. Östlich der Stadt Welzow sind weitläufige Kippenflächen mit niedrigen Grundwasser-Flurabständen geplant. (Ausschnitt aus Karte 1.10, Gemeinsame Landesplanung, 2011 a).

Hieraus ergibt sich, dass zwischen dem ersten Erreichen der Südmarkscheide durch den Abbau, also dem Beginn der Entstehung der südlichen Tagebauböschung (Anfang der 2030er Jahre), und dem Ende der Flutung (ca. 2070), eine vollkommen ungestützte steile Restlochböschung akzeptiert werden soll, auf die zudem, wegen der bereits begonnenen Dichtwand, von der Seenkette her ein starker hydraulischer Druck in Richtung des offenen TA II-Restlochs lastet.

Dichtwand und Sicherheitszone

Entlang des SW-Randes des TA II, im Verlauf der Bahnsdorfer Rinne, wird seit einigen Jahren eine Dichtwand hergestellt, die den Abstrom von Seewasser aus der Seenkette in den später zu sumpfenden TA II limitieren soll (Vgl. Krupp, 2012). Aufgrund der hohen hydrostatischen Druckunterschiede zwischen Tagebau-Seite und See-Seite, mit Druckgradienten innerhalb der Dichtwand von bis zu 6,3 bar/m, hat Krupp (2012) auf mögliche Gefahren für die Sicherheit des Dammes zwischen dem Sedlitzer See und dem TA II, insbesondere im Bereich der Ortslage Lieske, aber auch am Nordwestrand des Bluno-Sees, hingewiesen.

Nach Angaben des Herstellers können Dichtwände heute bis in Tiefen von 130 m errichtet werden. Die Eigentliche Dichtwirkung wird hauptsächlich von einem wenige Zentimeter starken, aus der Tonspülung abgeschiedenen Filterkuchen auf beiden Seitenwänden der 1 m breiten Dichtwand bewirkt. Dabei kann Tonsuspension auch in das angrenzende Sediment infiltrieren (Abbildung 8).

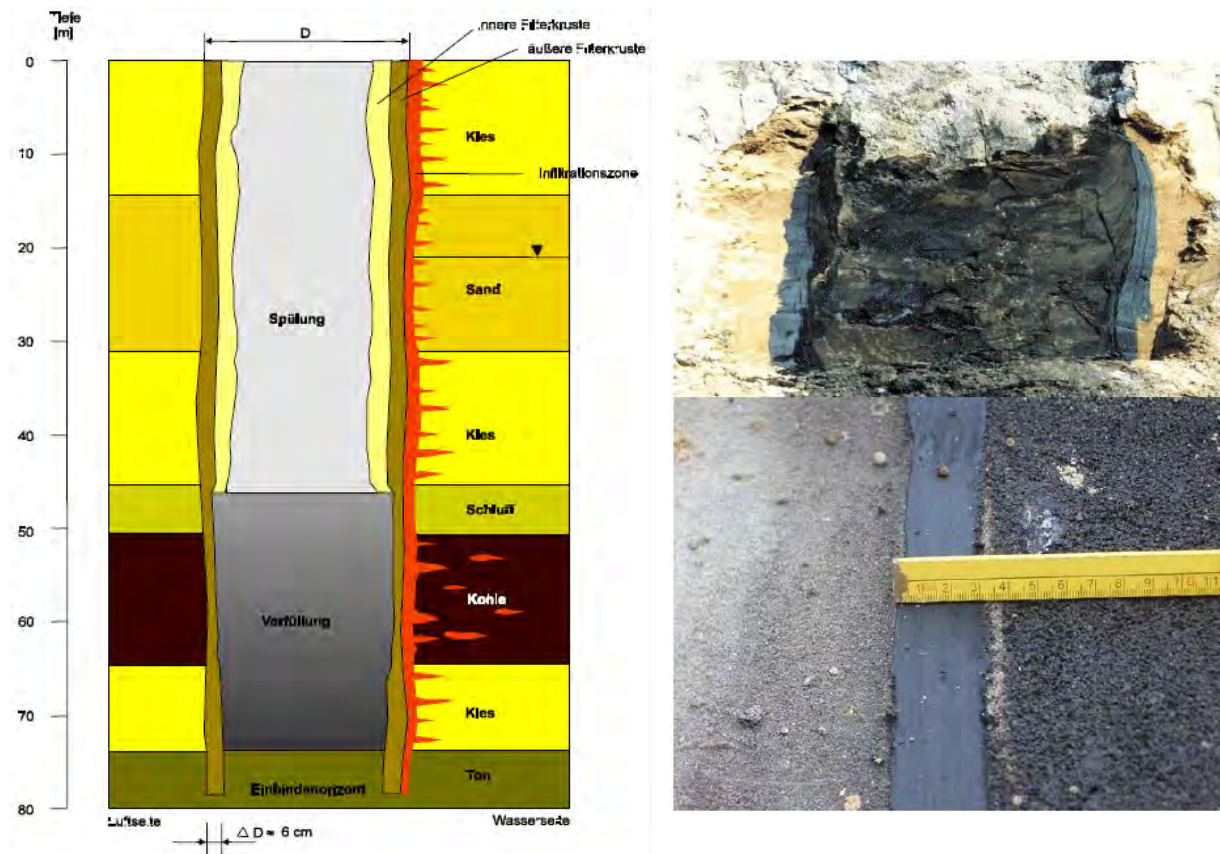


Abbildung 8 – Dichtwand-Aufbau. Links: Schemazeichnung mit Infiltrationszone ins Nebengebirge. Rechts: Photographien der Dichtwand (oben: Gesamtansicht, Unten Detail der linken Filterkruste). Entgegen den Angaben in vielen Beschreibungen ist die Dicke des Tonfilterkuchens hier (Abbildung rechts unten) offensichtlich nur 3 cm statt 5 bis 8 cm. (Alle Abbildungen aus Fisch, 2012).

Um die Sicherheit der Dichtwand gegenüber punktuellen (lokalen) Leckagen gewährleisten zu können, müssten also letztendlich die beiden seitlich abgesetzten, nur wenige Zentimeter starken

Ton-Filterkuchen der Druckdifferenz von bis zu 6,3 bar über viele Jahre standhalten. Dies ist aus mehreren Gründen nicht an allen Stellen zu erwarten:

- Zunächst sind die Ton-Filterkuchen nicht immer so dick wie in Publikationen und Stellungnahmen behauptet wird. So werden von Vattenfall (2010 a) „Krustendicken zwischen 5–8 cm je Seite“ angegeben. Fahle et al. (1998) schreiben: *“Ständige zur Qualitätssicherung vorgegebene Probenahmen mittels Stutzen (beidseitig aus unterschiedlichen Teufen) belegen Krustendicken zwischen 5–8 cm je Seite. Es kann daher mit ausreichender Sicherheit eine Krustenstärke von 6 cm je Seite angenommen werden”*. – Ausweislich Abbildung 8 unten rechts (aus Fisch, 2012) ist die Filterkuchenschicht in diesem Fall aber gerade einmal 3 cm dick. Es ist nicht auszuschließen, dass an anderen Stellen der Filterkuchen auch noch dünner sein kann.
- Aus der eben zitierten Passage aus Fahle et al. (1998) geht weiter hervor, dass zwecks Qualitätssicherung Probenahmen an der Filterkruste mittels Stutzen erfolgen. Dabei wird mittels eines kurzen Rohres (Stutzen) ein Teil des Filterkuchens für Untersuchungszwecke ausgestanzt, wodurch die Filterkruste punktuell perforiert wird.
- Die Herstellung einer Dichtwand im kontinuierlichen Schlitzfräs-Verfahren erfordert eine abschnittsweise Verfüllung des Erdschlitzes, weshalb in gewissen Abständen Absperrwände aus „verlorenen“ Betonplatten entlang ausgefräster Nuten in den Schlitz eingelassen werden (Vattenfall Europe Mining (2010); Fahle et al., 1998) (Details siehe Krupp (2012) oder Fahle et al. (1998)). Entlang dieser Schlitzte wird die Filterkruste wieder zerstört, wodurch lokale Fehlstellen entstehen können.
- Das Nebengebirge der Schlitzwand besteht fast ausschließlich aus der quartären Rinnenfüllung der Bahnsdorf-Blunoer Rinne und ist mit Findlingssteinen durchsetzt. Solche Findlinge können aus der Wand des Schlitzes ausbrechen und in den offen stehenden Schlitz oder in die noch nicht verfestigte Schlitzfüllung hinein fallen. Auch dadurch können Fehlstellen entstehen.

An derartigen Fehlstellen wird es unter der hohen Druckdifferenz zu Sickerströmungen durch die Dichtwand hindurch kommen, die durch Ausschwemmung von Ton-Partikeln (Suffosion, Erosion) die Leckagestelle weiter vergrößern und schließlich einen hydraulischen Erosions-Grundbruch (s.u.) bewirken können. Dass es zu Verlagerung von Tonpartikeln kommt ist bereits aus Abbildung 8 (links) zu schlussfolgern, wonach offenbar Hinweise für eine Infiltration von Ton-Suspension ins Nebengebirge vorliegen. Demnach darf auch dessen Suffosions-Anfälligkeit bereits als erwiesen gelten. Zum gleichen Ergebnis gelangt man aber auch durch Anwendung der Filterregel von Terzaghi auf die Kornspektren der angrenzenden quartären Sande (s.u.).

Es liegen also eine Reihe unterschiedlicher Gründe vor, die der Machbarkeit einer vollkommen fehlstellenfreien Dichtwand entgegen stehen. Es sei nochmals betont, dass diese Fehlstellen zwar die integrale Dichtwirkung des Dichtwandbauwerks insgesamt nicht wesentlich mindern, aber punktuell Ansatzpunkte für initiale Sickerströmungen darstellen, die infolge fortschreitender Verlagerungen auswaschbarer Partikel stark zunehmen und letztlich zu einem Erosionsgrundbruch („piping“) führen können (s.u.).

Sicherheit gegenüber der Gefahr eines Erosionsgrundbruchs könnte nur durch eine erhebliche Abminderung des hydraulischen Gradienten erzielt werden, beispielsweise durch eine, in größerem Abstand parallel verlaufende zweite Dichtwand und durch eine erheblich verbreiterte Sicherheitszone, die annähernd ähnliche Grundwasserstände auf beiden Seiten der Dichtwand ermöglichen würde. Der derzeit geplante Verlauf der Sicherheitslinie südlich der Dichtwand-Trasse (Abbildung 9) muss daher als ungeeignet gelten. Ein Verlauf der Sicherheitslinie mehrere hundert Meter weit nördlich der Dichtwand würde hingegen die gewinnbaren Braunkohle-Vorräte deutlich beschneiden.

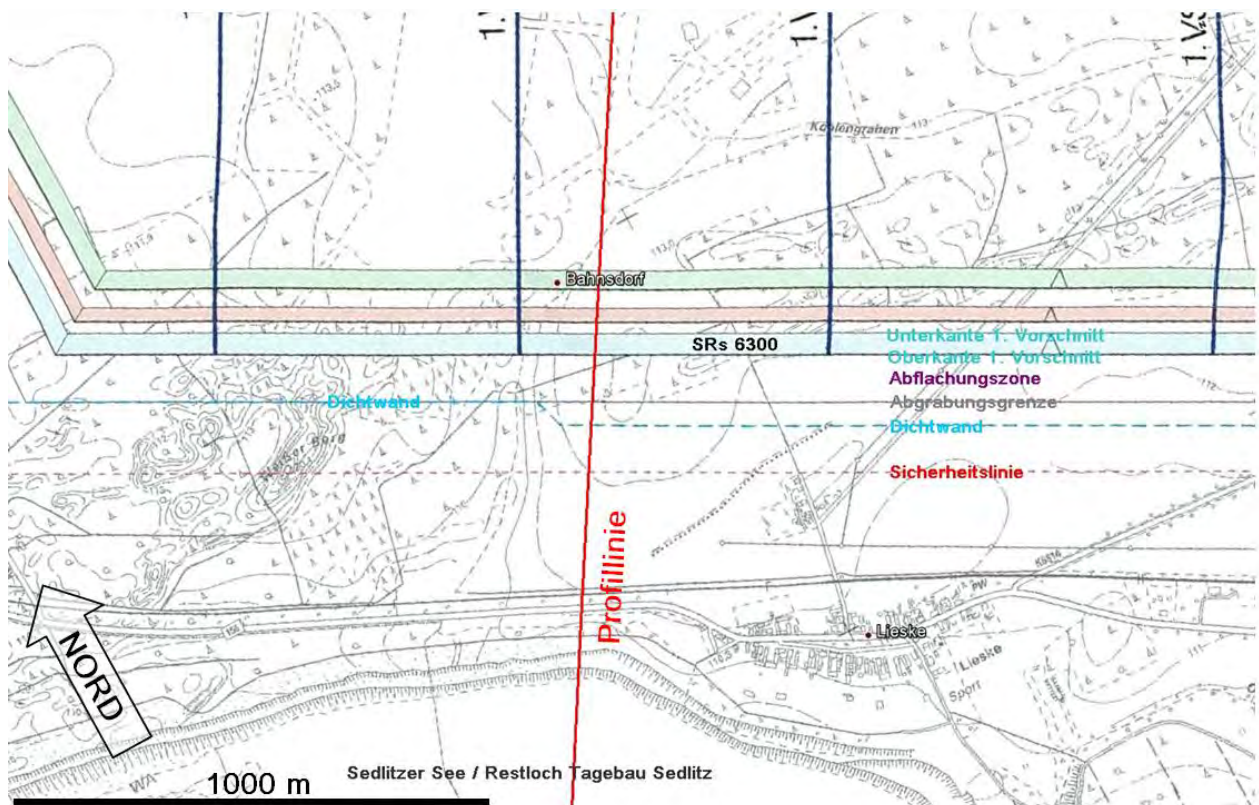


Abbildung 9 – Geplante Verläufe und Abstände der Sicherheitslinie, der Dichtwand, der Abgrabungsgrenze und der Tagebau-Böschung im Bereich der Ortschaft Lieske. Die Abgrabungsgrenze ist der Außenrand der Abflachungszone des später zu gestaltenden Uferbereichs. Der Abstand der Dichtwand zur Oberkante des 1. Vorschnitts beträgt 100 m bzw. 150 m. Die Profilinie gibt innerhalb des Kartenausschnitts den Verlauf des hydrogeologischen Modellschnitts (s.u.) an. (Ergänzter Ausschnitt aus Anlage 4, Vattenfall, 2007)

Geotechnische Versagens-Szenarien

Die in den öffentlichen Antragsunterlagen (Vattenfall (2009), Geomontan (2010)) enthaltenen Standsicherheits-Analysen beschränken sich auf rein erdstatistische Untersuchungen im Hinblick auf die Böschungssicherheit, wobei innerhalb des Tagebaus grundsätzlich auch instabile Böschungen in Gestalt von Abgrabungskanten hingenommen werden (Kendzia und Tölzer, 1999).

Folgende Fälle werden in den nächsten Kapiteln näher betrachtet:

Statischer Dammbruch: Vom LBGR (2012) wurde ein neuer Versagensfall ins Spiel gebracht: Der Dammbruch infolge der schiebenden Kräfte des Wasserkörpers entlang einer Gleitfläche an der Basis des Dammkörpers. Hierzu wird weiter unten Stellung genommen.

Hydraulischer Grundbruch:

Ein von Krupp (2012) angeführter möglicher Schadensfall wäre der hydraulische Grundbruch auf der Tagebau-Sohle im TA II. Auch dieser Fall wird näher untersucht, insbesondere für die Phase während des Grundwasser-Wiederanstiegs bei der Tagebau-Flutung.

Das Prinzip des hydraulischen Grundbruchs ist aus Abbildung 10 zu erkennen:

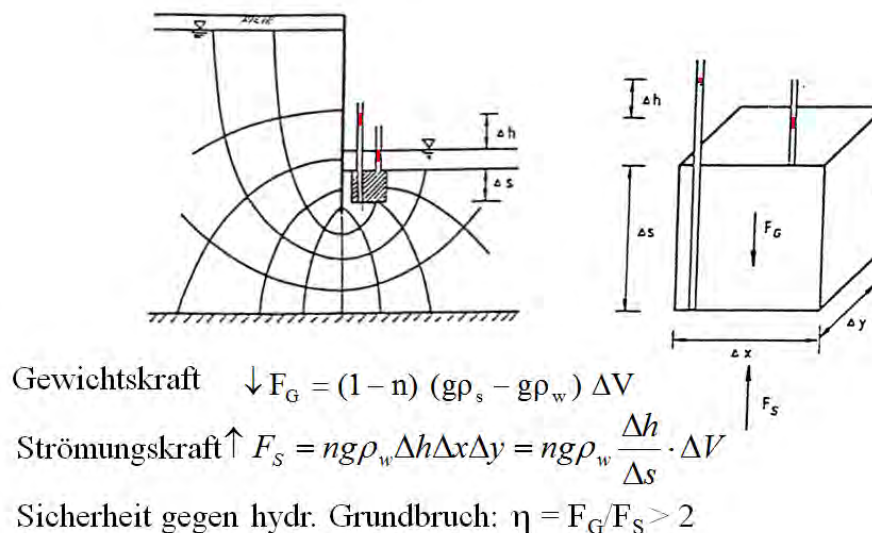


Abbildung 10 – Kraftwirkungen beim hydraulischen Grundbruch (nach Kinzelbach, 2011).

Linkes Bild: Senkrechter Schnitt durch eine Dichtwand, mit Potential- und Strom-Linien, sowie dem betrachteten Teilvolumen (ΔV).

Rechtes Bild: Teilvolumen (ΔV) mit der nach unten wirkenden Gewichtskraft F_G und der entgegengesetzt wirkenden Strömungskraft F_S .

In Situationen, in denen die Differenz der Piezometerhöhen (Δh) zwischen der Unterseite und der Oberseite des Teilvolumens ein gegebenes Verhältnis zur Höhe desselben Teilvolumens (Δs) übersteigt, findet ein Grundbruch statt. Weitere, jedoch von Natur aus feststehende Einfluss-Faktoren sind der Porenanteil (n), die Dichten des Gesteins (ρ_s) und des Wassers (ρ_w), sowie die Erdbeschleunigung (g).

Eine empfehlenswerte Videoaufnahme eines Experiments zum hydraulischen Grundbruch findet sich bei Quarks & Co (2009).

Hydraulischer Erosions-Grundbruch: Der ebenfalls von Krupp (2012) angeführte hydraulische Erosions-Grundbruch unterscheidet sich vom hydraulischen Grundbruch u.a. dadurch, dass die Gewichtskräfte nicht in entgegengesetzter Richtung zu den Strömungskräften wirken, sondern mehr oder weniger senkrecht dazu und daher keine Gegenkraft darstellen. Der Begriff des Erosions-Grundbruchs hebt somit die stärkere Bedeutung der suffosiven und erosiven Prozesse am Schadensverlauf hervor. Im Unterschied zu den bisher aufgeführten, einfachen Versagens-Fällen ist der hydraulische Erosionsgrundbruch auf ein sich zeitlich entwickelndes, aber im Detail nicht prognostizierbares, komplexes Ineinandergreifen von hydraulischen Strömungskräften (Suffosion, Erosion, Transport, ...) und erdstatistischen Gewichtskräften (Erdfall, Brückenbildung, Böschungsbruch, ...) zurück zu führen. Er entzieht sich daher einer einfachen ingenieurmäßigen Berechnung.

In dokumentierten Fällen haben beispielsweise Sickerwasserströme rückschreitende Erosionsprozesse ausgelöst, die zunächst mehr oder weniger horizontale, tunnelartige Röhren (pipes) ausgebildet haben, die auf der „Luft-Seite“ des Bauwerks zu Quellaustritten und Auswaschungen, und in deren Folge zu Erdfällen geführt haben. Nachdem sich die Erdfälle bis zur Dammkrone erweitert haben ist eine durchgängige Bresche bis ins Oberwasser entstanden, die dann einen direkten Abfluss des Seewasserkörpers, verbunden mit massiven Erosionsprozessen, eingeleitet haben. Eine empfehlenswerte Animation zu diesem Versagens-Mechanismus ist auf der Homepage der *Association of State Dam Safety Officials* (2013) abrufbar:

<http://www.damsafety.org/media/Documents/Images-Animations/Dam%20Animations/Piping.wmv>

Eine anschauliche Sequenz aus 8 Bildern vom Versagen des insgesamt 93 m hohen und 823 m breiten Teton-Staudamms in Ost-Idaho durch hydraulischen Erosionsgrundbruch (piping) ist in Rodgers (2013) zu finden und wird nachfolgend beispielhaft wiedergegeben. Die Kapazität des Teton-Staudamms wird mit 355.550.000 m³ angegeben, die Schadenssumme durch den Dammbruch auf rund 1 Milliarde (Wert 1976) US Dollar.



Abbildung 11 – Teton Dammbruch,
(nach Rodgers, 2013) Bilder 1 bis 4

Mitte Mai 1976.
Teton Staudamm bei Beginn der
Flutung



10:45 Uhr, 5. Juli 1976.
Eine Leckage wurde gegen 7:00 Uhr
morgens am 5. Juli entdeckt. Das Bild
wurde am selben Tag gegen 10:45 Uhr
aufgenommen.



11:20 Uhr.
Durch Erdfälle erweitert sich das Loch
in Richtung Dammkrone. Das
ausströmende Wasser ist jetzt stark
Sediment-beladen („schlammig“).



11:30 Uhr.
Eine massive Ausspülung entwickelt
sich in der Dammböschung.

Fortsetzung nächste Seite ...



Abbildung 11 (Fortsetzung) – Teton
Dammbruch, (nach Rodgers, 2013)
Bilder 5 bis 8

11:50 Uhr.
Das Loch wird immer größer und hat
fast die Dammkrone erreicht.



11:55 Uhr.
Die Dammkrone bricht und die
abfließenden Wassermassen
nehmen sprunghaft zu.



Kurz nach 12:00 Uhr.
Phase der maximalen Überströmung
durch eine breite Bresche in der
Dammkrone.



Endstadium des Dammbruchs
(Hubschrauber-Aufnahme)

Rutschungen entlang vorgeprägter Gleitflächen: Schließlich hat die Gemeinsame Landesplanung auf ein mögliches viertes Schadensszenario hingewiesen (Gemeinsame Landesplanung, 2011 b, S. 26/27):

„Die ursprünglich horizontal abgelagerten Schichten wurden durch bruchtektonische Prozesse und eiszeitlich durch das Inlandeis und fließendes Wasser stark gestört. Diese Lagerungsstörungen sind potenziell gefährlich, da es auf tagebauseitig einfallenden tonigen Schichten sowie Überschiebungen und Schuppen zur Bildung von Gleitflächen und damit zur Gefährdung der Standsicherheit von Böschungen und Tagebaugroßgeräten kommen kann.“

Kendzia und Tölzer (1999) haben über eine solche Rutschung im Tagebau Welzow-Süd berichtet. Dabei gerieten am 06. Februar 1997 über 100.000 Kubikmeter Abraum, also gewachsener Boden, entlang von glazigen angelegten Harnischen (durch Stauchungsprozesse „polierte“ Bewegungsfugen) im Liegenden des 2. Miozänflözes in Bewegung und verschütteten Teile der Baggerfahrwerke.

Ein Sonderfall einer vorgegebenen Gleitfläche ist die Dichtwand selbst, denn bei ihrer Herstellung wird das kohärente Gefüge des gewachsenen Bodens systematisch und großflächig durchtrennt und der hergestellte Schlitz wird mit einem tonigen Material aufgefüllt. Insbesondere die beiden tonigen Filterkuchen an den ehemaligen Schlitzwänden sind hierbei als potentielle Gleitfugen anzusehen.

Setzungsfließen der Kippenmassive: Nicht Gegenstand dieses Gutachtens sind sonstige geotechnische Gefahren, beispielsweise die des Setzungsfließens der Kippenmassive am späteren Nordost-Ufer des geplanten Welzow-Sees während und nach der Tagebau-Flutung. Hiervon ist potentiell der gesamte Bereich des Teilabschnitts I betroffen, wo großflächige Vernässungen erwartet werden (Abbildung 7. Vgl. auch Gemeinsame Landesplanung, 2011 b: Karte 8.3).

Hydrogeologische Modellierung

Geologisches Modell

Der erste Schritt bestand darin, auf Grundlage verfügbarer geologischer Informationen einen geologischen Vertikalschnitt zu konstruieren und diesen zu parametrisieren. Die notwendigen Daten wurden aus bereits interpretierten Bohrprofilen, Schnitten und stratigraphischen Tabellen aus der engeren Umgebung extrahiert, die im Wesentlichen auf Vattenfall, das LBGR und das ZGI zurück gehen, sowie aus einer Reihe von speziellen Publikationen entnommen wurden. Dies waren insbesondere:

Genahl und Alexander (2005), Geomontan (2010), Göthel (2004), Katzur und Böcker L (2010), Kendzia und Tölzer (1999), Ketzmer et al. (1995), Kühner (2009), LBGR (2012), Manhenke (2002), Nowel et al. (1989), Oehmig (2003), Tölzer und Meinig (2002), Tschirner et al. (2000), Vattenfall Europe Mining (2009, 2010, 2010a, 2012), Winkler (1988), ZGI (1980).

Die hydraulischen Leitfähigkeiten und Schichtmächtigkeiten wurden bereits in Tabelle 1 dargestellt. Dabei sind insbesondere die in der Literatur verfügbaren kf-Werte für die Grundwasserleiter recht konsistent und plausibel. Für die Grundwasser-Hemmer und -Geringleiter sind hingegen kaum spezifische Werte zu finden, und diese wurden daher auf Grundlage der Lithologie abgeschätzt. Die Auswirkungen der kf-Werte der Geringleiter auf die Modellierung der Strömung sind nur schwach, weil die Grundwasserströmung im Wesentlichen in den gut Grundwasser leitenden Schichten stattfindet. Für die Berechnung und Auslegung geotechnischer Dichtbauwerke (nicht Aufgabe dieses Gutachtens), werden im Einzelfall jedoch genaue kf-Werte benötigt.

Für die Gesteinsporositäten waren kaum empirisch ermittelte Werte verfügbar. In den regionalen Grundwassermodellen der Braunkohle-Industrie werden die effektiven Porositäten häufig aus den kf-Werten auf Grundlage einer empirischen Korrelation geschätzt (Vattenfall Europe Mining, 2010a). Für die hier durchgeführten Modellrechnungen wurde für alle Sedimente eine mittlere Porosität von 0,15 (15%) angesetzt. Im Unterschied zu kf-Werten, die über 7 und mehr Größenordnungen variieren können, sind Porositäten aus gesteinsphysikalischen Gründen auf einen engen Wertebereich eingeschränkt. Genaue Porositätswerte wären nur für spezielle Fragestellungen relevant (z.B. Speichervermögen, Abstandsgeschwindigkeiten bei Stofftransport) und spielen für die hier durchgeführten Untersuchungen keine wesentliche Rolle.

Numerische Modellierung

Die numerischen Berechnungen wurden mit dem Rechenprogramm ASMWIN 6.0 (Chiang, Kinzelbach und Rausch, 1998) durchgeführt. Der zuvor erstellte geologische Vertikalschnitt mit den Abmessungen 150m x 7.100m wurde in Form eines vertikalen 2D-Finite-Differenzen-Netzes mit 150 x 150 Zellen implementiert (Abbildung 12). Die vertikale Zellenhöhe wurde einheitlich mit 1m festgelegt, die horizontale Zellenbreite variiert von 500m am südwestlichen Modellrand bis auf 1m im Bereich der 1m dicken Dichtwand. Der Schnitt hat eine Einheitsdicke von 1m senkrecht zur Schnittebene und entspricht damit eigentlich eher einer seitlich undurchlässigen Scheibe, die als gespannter Aquifer berechnet wird.

Ein solcher 2-dimensionaler Vertikalschnitt durch den Damm zwischen dem Sedlitzer See und dem Tagebau des TA II wird als grundsätzlich geeignet erachtet um die Strömungsverhältnisse quer zu diesem Damm und durch die Dichtwand hindurch zu untersuchen. Durch die 2D-Geometrie wird jedoch impliziert, dass sich die hydrogeologisch relevanten Strukturen senkrecht zur 2D-Ebene hinreichend weit und unverändert fortsetzen und dass in dieser Richtung keine Strömung stattfindet. Dies ist bei der Interpretation der Ergebnisse zu berücksichtigen. Eine weitere Einschränkung ergibt

sich dadurch, dass vertikale 2D-Schnitte aus rechentechnischen Gründen nur als gespannter Aquifer modellierbar sind. Das heißt, dass die freie Grundwasseroberfläche nicht darstellbar ist und die Hydroisohypsen bis zur Modellgrenze (hier Geländeoberfläche) „durchgerechnet“ werden.

Um den Einfluss der beiden genannten Einschränkungen zu kompensieren wurden zusätzlich horizontale Detailmodelle berechnet.

Im Fall des hydraulischen Grundbruchs im Bereich der Tagebau-Sohle ergeben sich aus der 2D-Geometrie keinerlei Einschränkungen.

Im Fall eines mehr oder weniger punktuellen Lecks in der Dichtwand ist eine linienartige Fortsetzung des Lecks senkrecht zur 2D-Ebene jedoch nicht gegeben. Doch kommt es bei dem hier relevanten Versagensmechanismus (hydraulischer Erosionsbruch), insbesondere in einem fortgeschrittenen Stadium, typischerweise zur Ausbildung von bevorzugten Sickerkanälen und tunnelartigen Erosionsröhren (pipes) quer zur Dichtwand, die im Modell innerhalb der 2D-Ebene (Scheibe) verlaufen würden. Insoweit ist die Strömungskomponente in der dritten Dimension dann tatsächlich untergeordnet und die vertikalen 2D-Modelle können in erster Näherung brauchbare Ergebnisse liefern. Um die seitliche Ausbreitung der Sickerwässer näher zu betrachten wurden ergänzend horizontal ebene 2D-Modelle für ungespannte Verhältnisse berechnet, aus denen auch die Lage der freien Grundwasseroberfläche hervorgeht.

Die untersuchten stationären Strömungsmodelle beziehen sich auf einen Zeitraum in dem

- die Dichtwand fertig gestellt sein wird,
- der Tagebau TA II die Südmarkscheide erreicht hat und eine Tagebauböschung besteht, und
- der Sedlitzer See sein geplantes Flutungsziel (+101m NHN) erreicht haben wird.

Die instationären Rechenfälle betreffen speziell die Zeit nach Einstellung der Sumpfungsb Brunnen (Flutungsbeginn), also während des Wiederanstiegs des hydrostatischen Drucks und der piezometrischen Pegelstände im Untergrund des Tagebaus TA II.

Zur Erläuterung: „Stationäre Modelle“ untersuchen einen zeitunabhängigen dynamischen Gleichgewichtszustand, bei dem genauso viel Wasser in den Modellraum einströmt (z.B. über den Seeboden infiltriert) wie an anderer Stelle ausströmt (z.B. Brunnen). „Instationäre Modelle“ betrachten zeitabhängige „transiente“ Übergangszustände in denen kein dynamischer Gleichgewichtszustand vorliegt.

Obwohl es heute grundsätzlich möglich ist auch 3-dimensionale Strömungsmodelle zu berechnen, ist hierzu ein sehr hoher Aufwand notwendig, der bei vielen Fragestellungen nicht gerechtfertigt bzw. nicht zu leisten ist. Dieser hohe Aufwand ist bedingt durch

- die erforderliche 3-dimensionale Spezifizierung aller geologischen Strukturen und Parameter. Es müssen für jede einzelne Zelle des 3-dimensionalen Rechnernetzes alle relevanten Parameter ermittelt und in digitaler Form eingegeben werden.
- die benötigten enormen Rechenleistungen zur Lösung der 3-dimensionalen numerischen Probleme. Beispielsweise betrugen die Rechenzeiten für die **2D**-Programmdurchläufe der hier berechneten instationären Fälle und der Transportberechnungen jeweils bereits ca. 2 Stunden. 3-dimensionale Grundwassermodelle erfordern Rechenleistungen, wie sie nur von modernen Hochleistungsrechnern zur Verfügung gestellt werden

Numerisches Strömungs-Modell (vertikal 2D)

Abbildung 12 zeigt die geometrische Aufteilung des Profilschnittes Sedlitzer See – TA II (Schnittlage siehe Abbildung 1) in Finite Differenzen-Zellen. Außerdem sind die Randbedingungen symbolisch dargestellt:

Im Bereich des Sedlitzer Sees wurde ein Festpotenzialrand mit +101m Piezometerhöhe definiert, der sich innerhalb der Bahnsdorfer Rinne noch bis zur Dichtwand fortsetzt, um die Kontrolle des Grundwasserspiegels durch den Sedlitzer See zu berücksichtigen.

Ein zweiter Festpotentialrand mit +38m Piezometerhöhe wurde für die Tagebausohle im TA II definiert, weil zum interessierenden Zeitpunkt der Grundwasserspiegel auf +38m NHN abgesenkt und gehalten werden soll.

Die restlichen Modellränder sind inaktiv (undurchlässig). Für den unteren Modellrand entspricht dies den geologischen Verhältnissen insoweit, als dort in der Tiefe Grundwasser stauende und horizontal lagernde Schichten der Spremberg-Formation (Vgl. Abbildung 2) anstehen. Für den Südwestrand (linker Rand) ist die Annahme eines dichten Modellrandes insoweit nicht erheblich, weil dort die Verhältnisse durch den Sedlitzer See und die restlichen Seen der Seenkette (Festpotential) kontrolliert werden. Der Nordostrand (rechter Rand) ist zwar aufgrund der zeitlich variablen Grundwasserverhältnisse im Post-Tagebaubereich modellmäßig schlecht definierbar, aber andererseits weit genug von dem hier interessierenden Bereich entfernt. Er hat daher keine signifikanten Einflüsse auf den südwestlichen Teil des TA II.

Die Profilierung der Tagebau-Böschungen wurde aus Vattenfall (2009) und Geomontan (2010) entnommen.

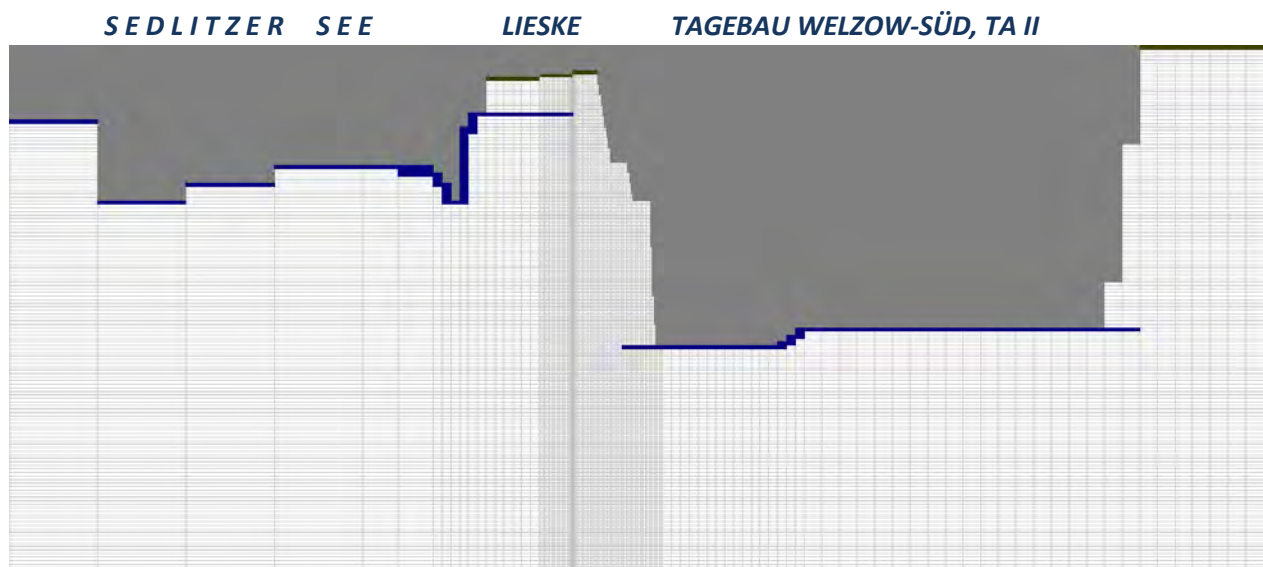


Abbildung 12 – Struktur des Finite Differenzen Netzes mit 150 x 150 Zellen. (20-fach überhöhte Darstellung). Grau: Inaktive Zellen. Blau: Festpotenzial-Zellen. Schwarz: Zellen mit Grundwasserneubildung.

In Abbildung 13 ist die Verteilung der zugewiesenen kf-Werte dargestellt, abgestuft in ganzen Zehner-Potenzen. Die genauen und im numerischen Modell verwendeten kf-Werte sind für jeden Horizont aus Tabelle 1 ersichtlich. Deutlich sind die im Wesentlichen horizontal lagernden tertiären Schichtfolgen und die eingeschnittenen und darüber lagernden eiszeitlichen Bildungen unterscheidbar.

Für die Proschimer Störung wurde in Anlehnung an die Befunde für die Störungen des Kauscher Grabens (Genahl und Alexander, 2005) eine leicht grundwasserhemmende Wirkung angenommen, wegen der wahrscheinlich über die Störungsfläche ausgeschmierten schluffig-tonigen Sedimente.

Die Dichtwand wurde im Modell bis in den zweiten Einbindehorizont zwischen den Grundwasserleitern GWL 710 und GWL 720 angenommen.

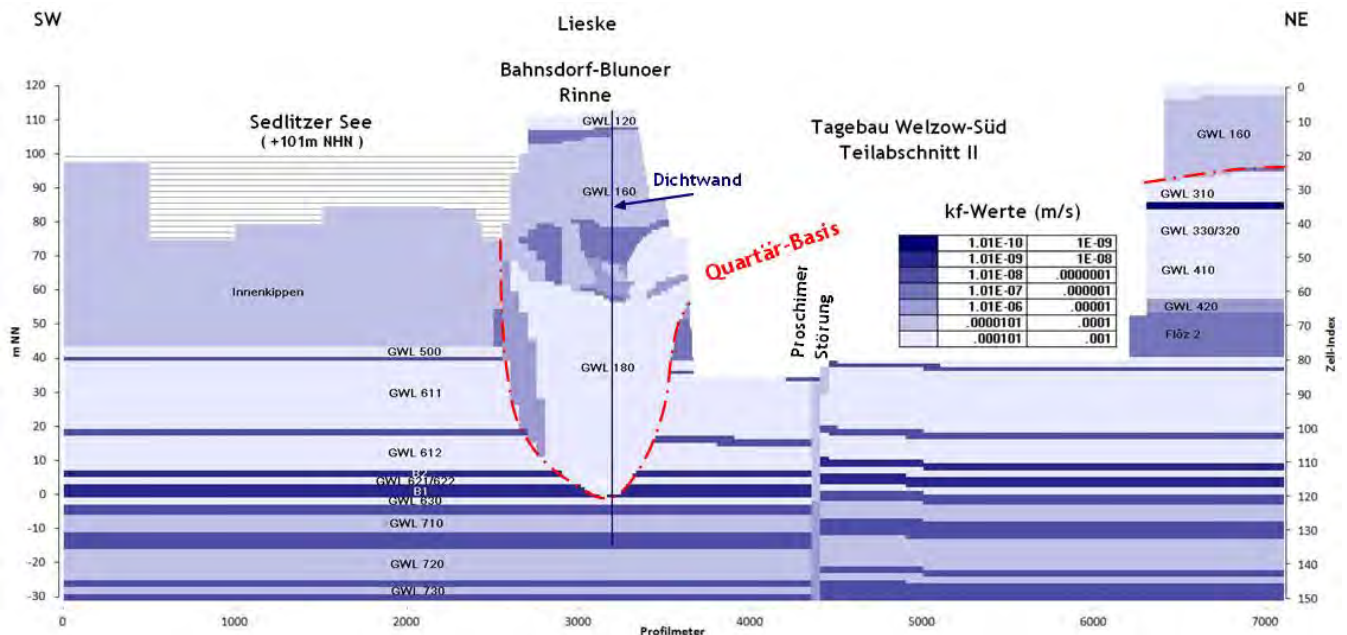


Abbildung 13 – Verteilung der kf-Werte im numerischen Rechenmodell (2D, vertikal). (20-fach überhöhte Darstellung)

In Tabelle 2 ist eine Übersicht über die verschiedenen untersuchten Rechenfälle gegeben, die im Folgenden näher beschrieben werden. In der Tabelle 2 sind auch bereits Ergebnisse in Form von Wasserbilanzen zusammen gestellt: Die Zone 1 entspricht hier der Dichtwand (zwischen +112m und -15m NHN), jedoch mit Ausnahme der Leakage-Zelle selbst. Die Leakage-Zelle selbst entspricht der Zone 3. Zone 2 ist die Zellen-Spalte zwischen dem unteren Ende der Dichtwand und dem unteren Modellrand. Die Wasserbilanzen geben Auskunft über die Durchströmungsraten in den jeweiligen Zonen.

Tabelle 2 – Stationäre Rechenfälle (Dichtwand: Dicke 1m, $k_f=10^{-9}$ m/s)				
Rechenfall	Beschreibung	Zonen *) (Zell-Indices) **)	Wasserbilanzen (m³/s)	Wasserbilanzen (m³/d)
1	ohne Leck	Zone 1: I = 47; J = 8 – 135 (+112m ... -15m NN) Zone 2: I = 47; J = 136-150 Zone 3: I = 47; J = 41	7.279153E-06 6.875622E-05 6.269516E-08	0,627 5,94 0,003
2	Leck oberhalb Elster 2 Grundmoräne: 1 m², $k_f=10^{-5}$ m/s	Zone 1: I = 47; J = 8 – 135; J ≠ 41 Zone 2: I = 47; J = 136 – 150 Zone 3: I = 47; J = 41	6.407696E-06 6.828223E-05 3.022091E-04	0,554 5,90 26,1
3	Leck oberhalb Elster 2 Grundmoräne: 1 m², $k_f=10^{-4}$ m/s	Zone 1: I = 47; J = 8 – 135; J ≠ 41 Zone 2: I = 47; J = 136 – 150 Zone 3: I = 47; J = 41	5.739777E-06 6.791999E-05 5.337924E-04	0,496 5,87 46,1
3-a (Detail) horizontal	Leck wie in 3, keine Kanalbildung Definierter Zufluss	Zone 3: M = 75; N = 5	5.337924E-04	46,1
3-b (Detail) horizontal	Leck wie in 3, Kanalbildung Definierter Zufluss	Zone 3: M = 75; N = 5	5.337924E-04	46,1
4	Leck in Höhe Tagebau- Sohle: 1 m², $k_f=8 \cdot 10^{-4}$ m/s	Zone 1: I = 47; J = 8 – 135; J ≠ 84 Zone 2: I = 47; J = 136 – 150 Zone 3: I = 47; J = 84	3.347389E-06 4.017771E-05 2.678573E-03	0,289 3,47 231,5
*) Zone 1 entspricht der Dichtwand, mit Ausnahme der Leakage-Zelle selbst. Zone 2 entspricht der Spalte unterhalb der Dichtwand bis zum unteren Modellrand. Zone 3 entspricht dem Leck (der Leakage-Zelle) in der Dichtwand. Zone 4 entspricht der Austritts-Zelle an der Tagebau-Böschung **) Zeilen-Index I verläuft von links nach rechts, Spalten-Index J von oben nach unten. ***) Dichtwandhöhe (Ausschnitt) 100m, Dichtwanddicke 2m.				

Rechenfall 1 – Dichtwand ohne Leck

Dieser Rechenfall (Abbildungen 14 und 15) entspricht dem angestrebten Idealfall, nämlich dass die Dichtwand vollständig intakt ist und perfekt in den Zielhorizont eingebunden ist.

Die Hydroisohypsen (Linien gleicher Piezometerhöhen bzw. Grundwasserspiegelstände) verlaufen im oberen Teil der Dichtwand vertikal und so dicht gedrängt, dass sie in der Abbildung 14 fast nicht erkennbar sind. Im Unteren Abschnitt ist eine systematische Abnahme der Piezometerhöhen Richtung TA II, also ein zunehmender Druckabfall im Grundwasser, zu erkennen, der eine Unterströmung der Dichtwand hervorruft, deren Ausmaß durch die Wasserbilanz des Modells erfassbar ist und sich auf ca. 6 m³/d und pro laufenden Meter Dichtwand berechnet. Durch die Dichtwand selbst strömen 0,63 m³/d und pro laufenden Meter. Diese Mengen sind verglichen mit den im Braunkohlebergbau üblichen Förderraten vergleichsweise gering. Insoweit darf man für das Dichtwandbauwerk – bei Vorliegen idealer Verhältnisse – eine deutliche Rückhaltewirkung erwarten.

Am rechten oberen Modellrand ist ein schwebender Grundwasserkörper im Hangenden der Grundwasser stauenden Tonschicht („Spezialton Hosena“) entstanden.

Die unterhalb und rechts der Dichtwand abfallenden Grundwasserdrücke sind die Folge der Sumpfung des TA II bis auf +38m NHN.

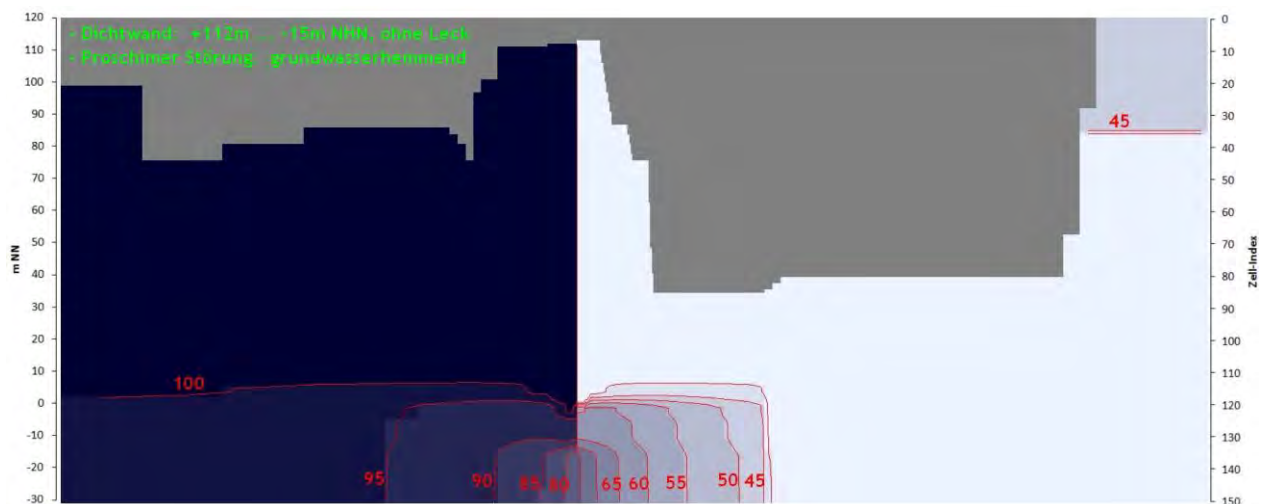


Abbildung 14 – Rechenfall 1: Piezometerhöhen (in m NHN).

Um die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs auf der Tagebausohle abzuschätzen, kann ein Rechenansatz gemäß Abbildung 10 gemacht werden.

Als Beispiel wird ein Sedimentpaket der Dicke $\Delta s = 24\text{m}$ zwischen dem geringleitenden „oberen Leithorizont“ (Vgl. Abbildungen 2 und 13) und der Tagebausohle betrachtet, mit einer drainierten Dichte $\rho_s = 2000 \text{ kg/m}^3$ und einem Porenanteil von 0,15 (Porosität = 15%). (Δx und Δy werden hier der Einfachheit halber gleich 1 m gesetzt.) Die Piezometerhöhe h auf der Tagebausohle ist +38m NHN (vorgegebenes Absenkungsziel), die errechnete Piezometerhöhe unterhalb des „oberen Leithorizonts“ ist +40m NHN (Vgl. Abbildung 14).

Gewichtskraft (unter Auftrieb), in Newton

$$F_G = (1 - n) (g\rho_s - g\rho_w) \Delta V = (1 - 0,15) (9,81 \cdot 2000 - 9,81 \cdot 1000) \cdot 24 = 200.124$$

$$F_G = 200.124 \text{ N} \approx 200 \text{ kN}$$

Strömungskraft, in Newton

$$F_S = g\rho_w (\Delta h / \Delta s) \Delta V = 9,81 \cdot 1000 \cdot ((38 - 40) / 24) \cdot 24 = -19.620$$

$$F_S = -19.620 \text{ N} \approx -19,6 \text{ kN}$$

Sicherheit

$$\eta = 200 / 19,6 = 10,2 > 2$$

Somit ist der Sicherheitsfaktor η (für genau diesen Berechnungsfall bzw. Bauzustand) deutlich größer als der geforderte Sicherheitsfaktor 2. Die Grundwasserdrücke unterhalb des TA II sind **in dieser Phase, also bei laufender Wasserhaltung**, nicht ausreichend hoch um einen Grundbruch auf der Tagebausohle zu bewirken. (Vgl. jedoch Rechenfall 5!)

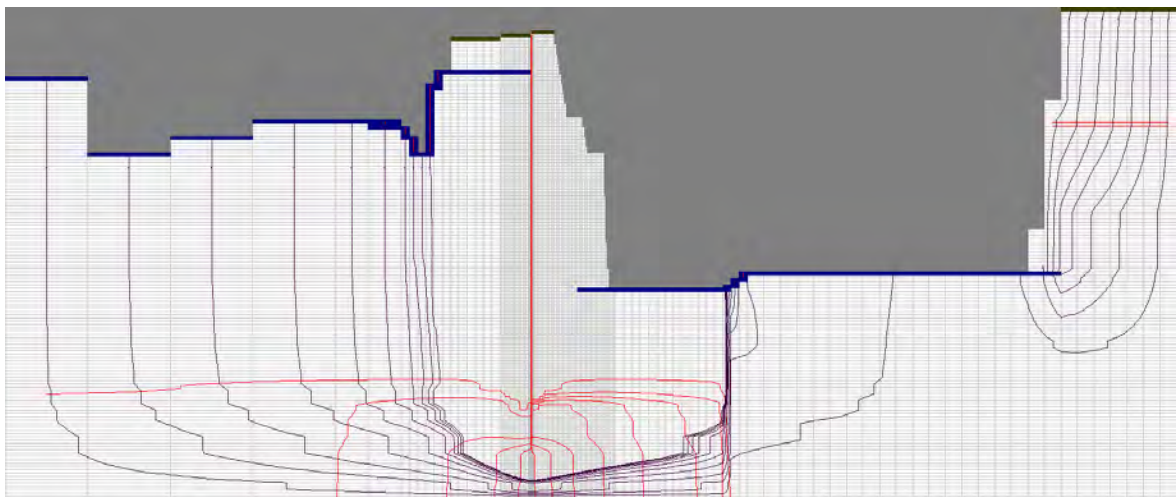


Abbildung 15 – Rechenfall 1: Bahnlinien.

Piezometerhöhen (rot) wie in Abbildung 14.

Ausgewählte Bahnlinien (schwarz).

Unterhalb der Dichtwand findet eine relativ geringe (s.o.) Unterströmung statt (Abbildung 15). Die Proschimer Störung hat unter den angenommenen Bedingungen eine stauende Wirkung. Ebenso werden im Bereich zwischen Dichtwand und Proschimer Störung die Hydroisohypsen unterhalb des gering durchlässigen „oberen Leithorizonts“ in der Vertikalen zusammen gedrängt.

Rechenfall 2 – Dichtwand mit Leck bei +79m NHN, 1m^2 , $k_f = 10^{-5} \text{ m/s}$

Der Rechenfall 2 (Abbildung 16) soll die Wirkung eines hypothetischen Dichtwand-Lecks oberhalb der gering durchlässigen Elster 2 Grundmoräne in der Bahnsdorfer Rinne simulieren. Im Vergleich zu Rechenfall 1 lässt sich links (SW) des Lecks in der Dichtwand ein geringer Druckabfall verzeichnen, während rechts der Dichtwand, im Hangenden der Grundmoräne, ein schwebender Grundwasserkörper entsteht in dem sich gegenüber Rechenfall 1 ein hoher Druckgradient in Richtung Tagebau-Böschung aufbaut. (Die freie Grundwasseroberfläche wird hier nicht abgebildet.)

Die berechneten Wasserbilanzen (Tabelle 2) zeigen, dass durch das als 1m^2 groß angenommene Leck, bei einem lokalen k_f -Wert von 10^{-5} m/s , mit einer Filtergeschwindigkeit von $3,02\text{E-}04 \text{ m/s}$, entsprechend $26,1 \text{ m}^3$ pro m^2 und pro Tag durchströmen. Durch den gesamten Rest der Dichtwand-Scheibe sickern nur $0,554 \text{ m}^3/\text{d}$ hindurch. Die Unterströmung der Dichtwand liegt bei $5,9 \text{ m}^3/\text{d}$, jeweils pro laufenden Dichtwand-Meter.

Die errechneten hydraulischen Drücke, die seitlich auf die Tagebauböschung wirken sind signifikant und die Sickerwasser-Raten durch die Leckagestelle sind bereits sehr hoch. Auf ihre Relevanz für die Standsicherheit der Böschung und des Erddamms wird weiter unten im interpretierenden Teil eingegangen.

Auf die Darstellung von Bahnlinien wird hier verzichtet, weil sich im Bereich des Lecks (aufgrund der 2D-Geometrie des Modells und der Überhöhung) kein aussagekräftiges Bild ergeben würde, während die Bahnlinien im Rest des Schnittes ähnlich wie im Rechenfall 1 verlaufen. (Siehe jedoch Rechenfälle 3-a bis 3-c).

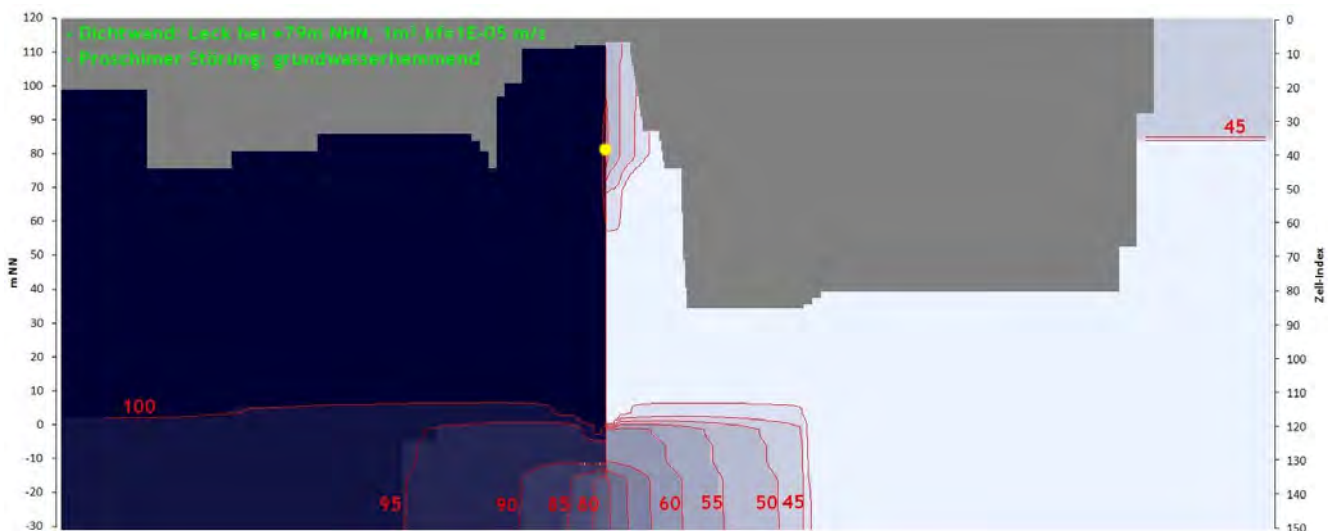


Abbildung 16 – Rechenfall 2. Piezometerhöhen (in m NHN). Gelber Punkt: Position des Lecks. Man erkennt den Druckaufbau in einem vom Leck gespeisten schwebenden Grundwasserkörper oberhalb der Grundmoräne.

Rechenfall 3 – Dichtwand mit Leck bei +79m NHN, 1m^2 , $k_f = 10^{-4} \text{ m/s}$

Der Rechenfall 3 entspricht dem Rechenfall 2, jedoch wurde die Durchlässigkeit im Bereich des Lecks hier hoch gesetzt auf einen k_f -Wert von 10^{-4} m/s , entsprechend der Durchlässigkeit des angrenzenden Nebengebirges. Das heißt, die Dichtwand hat nun auf 1m^2 Fläche überhaupt keine hemmende Wirkung mehr.

Durch die höhere Durchlässigkeit des Lecks vergrößert sich der schwebende Grundwasserkörper und der hydraulische Druck rechts der Dichtwand nimmt zu. Die initiale Leakage-Rate liegt jetzt bei $46,1 \text{ m}^3/\text{d}$. (Interpretation der Befunde weiter unten.)

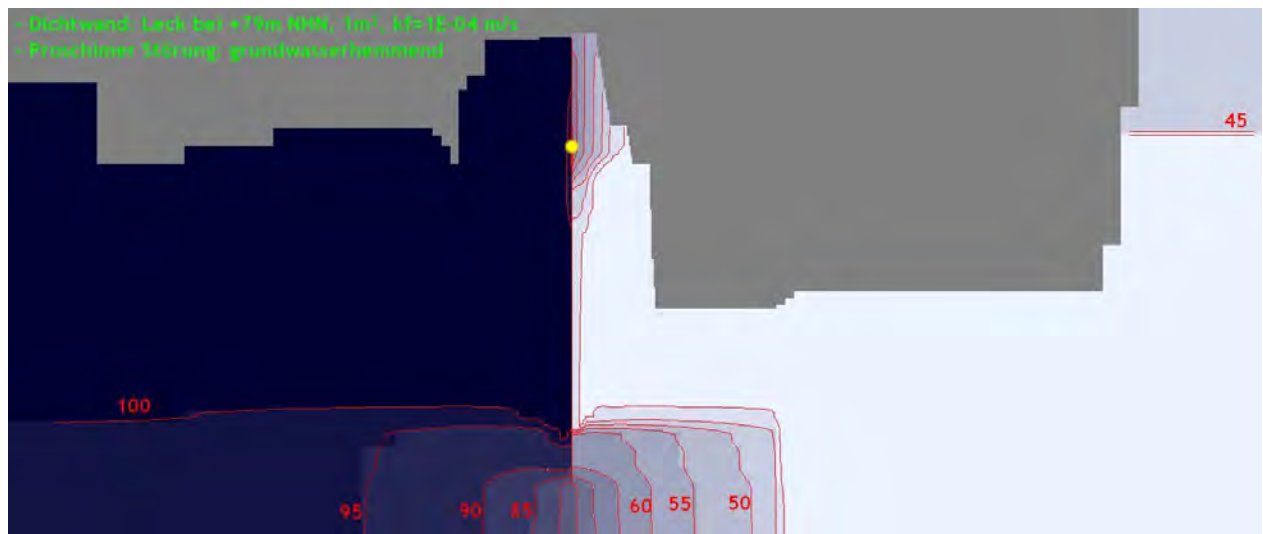


Abbildung 17 – Rechenfall 3. Piezometerhöhen (in m NHN). Gelber Punkt: Position des Lecks.

Rechenfälle 3a und 3b – Detailbereich, horizontal, 2D, ungespannt

Um die oben angesprochenen Defizite von vertikalen 2D-Modellen auszugleichen, wurden für das angenommene Leck (Rechenfall 3) zwei weitere Detailberechnungen (Rechenfälle 3-a und 3-b) anhand eines horizontalen, ungespannten 2D-Modells mit 150 mal 150 Zellen durchgeführt, wobei die Zellen in x-Richtung (senkrecht zur Dichtwand) 1m, in y-Richtung zwischen 0,5m und 10m breit sind (Abbildung 18).

Die Hangendgrenze der gering durchlässigen Grundmoräne wurde als Aquiferbasis des GWL 160 definiert und der Aquifertop wurde auf +101 m NHN, bzw. auf die topographische Höhe der Tagebauböschung gelegt. Der linke (südwestliche) Modellrand wurde 5 Meter links der Dichtwand gewählt und als Festpotentialrand mit $h = +101\text{m}$ NHN definiert. Der rechte Modellrand entspricht der Ausbisslinie der Aquiferbasis an der Tagebauböschung, mit einem Festpotential entsprechend der Ortshöhe von +83m NHN. Die Leckagestelle wurde hier als definierter Zufluss mit einer Rate von $5,34\text{E-}04 \text{ m}^3/\text{s}$ spezifiziert, entsprechend der rechnerisch ermittelten Leckagerate im Rechenfall 3.

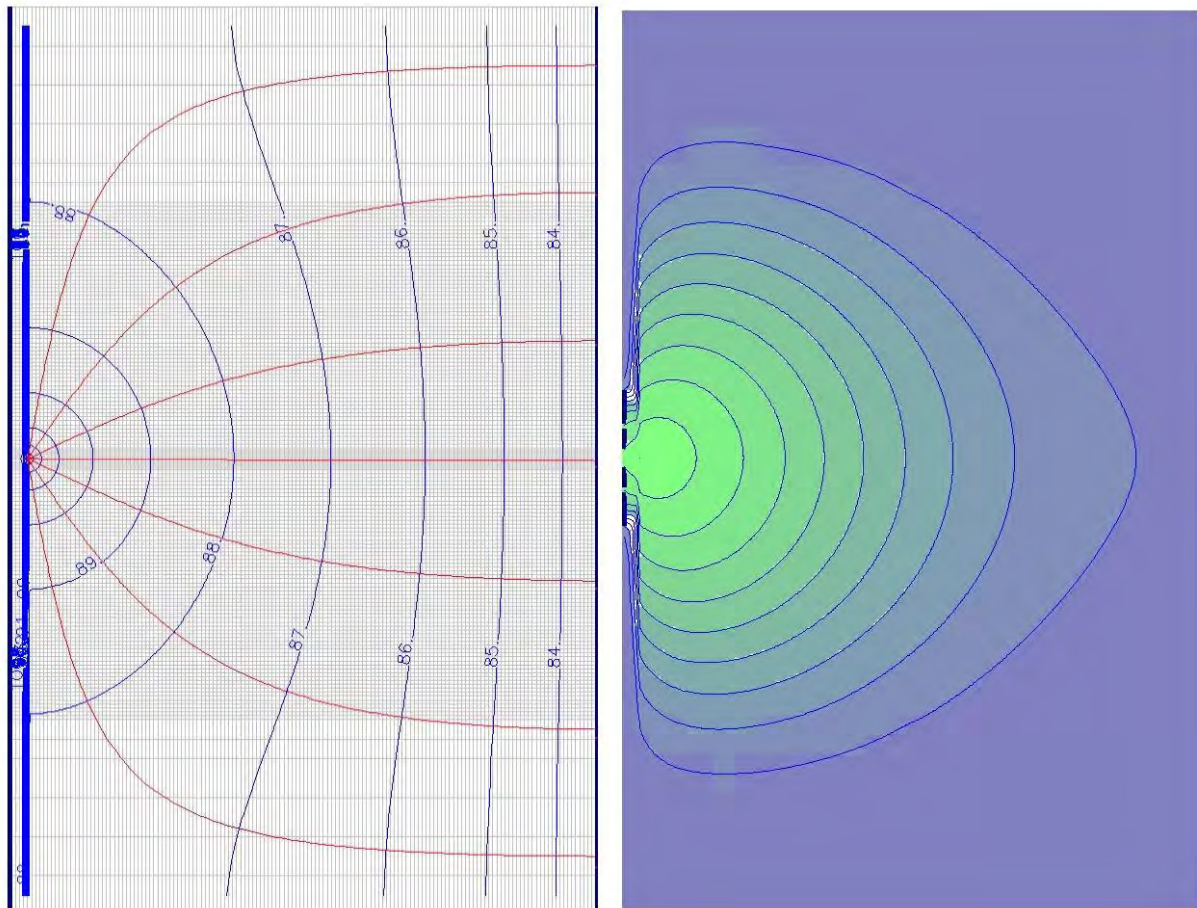


Abbildung 18 – Rechenfall 3-a: Horizontal ebenes Modell eines ungespannten Aquifers.

Links: Piezometerhöhen (Hydroisohypsen) des freien Grundwasserspiegels (blau), in m NHN, sowie einige Beispiele für Bahnlinien (rot).

Rechts: Transportberechnung für die advektive Verlagerung von fiktiven Tonpartikeln. Die Partikelkonzentration im Sickerwasser ist an der Leckagestelle mit einem Index von 100 % angesetzt (hellgrün) und die Farbabstufungen entsprechen jeweils 10%-Schritten.

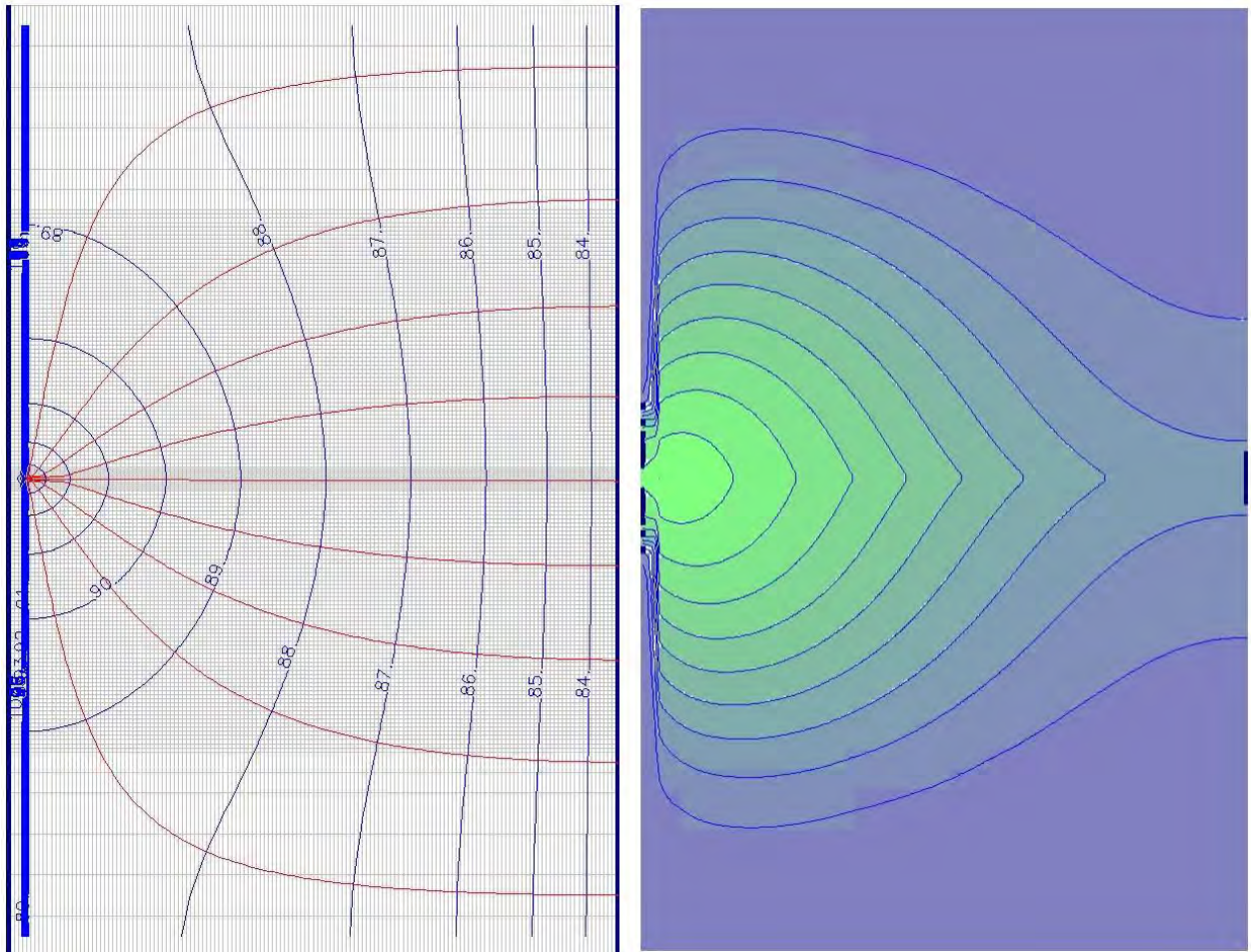


Abbildung 19 – Rechenfall 3-b: Wie Abbildung 18, jedoch mit Einfluss einer erhöhten Durchlässigkeit entlang eines zentralen 1,5m breiten „Sickerkanals“ mit erhöhten k_f -Werten ($k_f = 5,0E-4$ m/s).

Die in den Rechenfällen 3-a und 3-b erhaltenen Hydroisohypsen beschreiben hier den zu erwartenden Grundwasserspiegel des schwebenden Grundwasserkörpers. Der Grundwasserspiegel liegt unmittelbar an der Leckagestelle etwa 10 m oberhalb des Lecks und fällt bis zum Tagebaurand bis etwa auf die Aquiferbasis (+83m NHN) ab. Der Grundwasserspiegel fällt besonders in Nähe der Dichtwand auch seitlich ab, wodurch der Sickerwasserstrom sich zunächst auch seitlich ausbreitet um dann linienhaft an der ausbeißenden Aquifer-Liegendgrenze an der Tagebauböschung auszutreten. Ein kleiner Teilstrom wird auch nach unten in die geringdurchlässige (aber nicht völlig dichte) Grundmoräne abfließen. Wegen der diffusen Natur der Austritte wird es anfangs auch schwer sein eine Leckage an der Dichtwand überhaupt zu erkennen.

Die in den Abbildungen 18 und 19 rechts dargestellten Verteilungsmuster zeigen, dass die Tonpartikel der Dichtwand auf ein großes Volumen des angrenzenden Sediments verteilt werden können und auch aus diesem Grund Kolmationseffekte (quasi eine Selbstabdichtung) nicht zu erwarten sind.

Interpretation der Rechenfälle 2,3, 3-a und 3-b

Im Falle eines Lecks in der Dichtwand von 1m^2 ergeben sich in der Initialphase ($k_f=10^{-5}\text{ m/s}$) mittlere Filtergeschwindigkeiten von $26,1\text{ m}^3$ pro Tag und somit bei einer angenommenen Porosität von 15 % Abstandsgeschwindigkeiten (zurückgelegte lineare Wegstrecke eines Wasserteilchen pro Zeiteinheit) von 176 m/d , und bei fortgeschrittener Suffosion ($k_f=10^{-4}\text{ m/s}$) solche von 307 m/d . Das heißt, nach Bildung des Lecks kann das durchgebrochene Wasser bereits innerhalb weniger Tage (wenn nicht innerhalb von Stunden) die Tagebauböschung erreichen und dort Erosionsprozesse auslösen. Die Suffosions- und nachfolgend Erosions-Prozesse können sich im weiteren Verlauf rückschreitend in Richtung auf das Leck in der Dichtwand zubewegen, in Form einer tunnelförmigen Röhre (piping) und/oder in Form einer Erosionsrinne (s.o.).

Wenn in einer zweiten Phase die rückschreitende Erosionsfront die Dichtwand erreicht, werden eine rasche Vergrößerung des Lecks und lokal ein zunehmender Verlust der Dichtwirkung eintreten. Nachfolgend wird durch die nun ungehinderte Grundwasserströmung aus dem angezapften seeseitigen Grundwasserleiter eine massive Erosion des Erddamms einsetzen.

In der nun beginnenden dritten Phase massiver Erosion würde sich durch Strömungskräfte und nachrutschendes Erdreich eine Bresche in der Dammkrone bilden, die sich schließlich bis in den Sedlitzer See hinein fortsetzen kann.

In der finalen vierten Phase würde der Seewasserkörper selbst angezapft, d.h. der Damm wäre vollständig gebrochen und das Seewasser würde in einer reißenden Flutwelle ungehindert in den Tagebau TA II abströmen.

Das Problem der Erosion auf der Tagebau-Seite wird dadurch verschärft, dass die relativ steilen Tagebauböschungen keine großen Standsicherheitsreserven haben, teilweise sogar die erforderliche Sicherheit ($S_i > 1,3$) nicht nachgewiesen werden kann (Vattenfall Europe Mining, 2009). Die oben beschriebene Erosion kann daher durch Unterminierung auch zu einem statischen Versagen der Böschung und damit zum Böschungsbruch führen. Außerdem bewirken der tagesbauseitig der Dichtwand aufgebaute Porenwasserdruck sowie die nun im schwebenden Grundwasserkörper auch wirkenden Auftriebskräfte destabilisierend.

Das heißt, drei selbständig wirkende Schad-Mechanismen – Suffosion und Erosion, drückendes Grundwasser und statischer Böschungsbruch – können sich hier kooperativ gegenseitig verstärken.

Rechenfall 4 – Dichtwand mit Leck bei +36m NHN (Höhe Tagebau-Sohle), 1 m^2 , $k_f = 8 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$

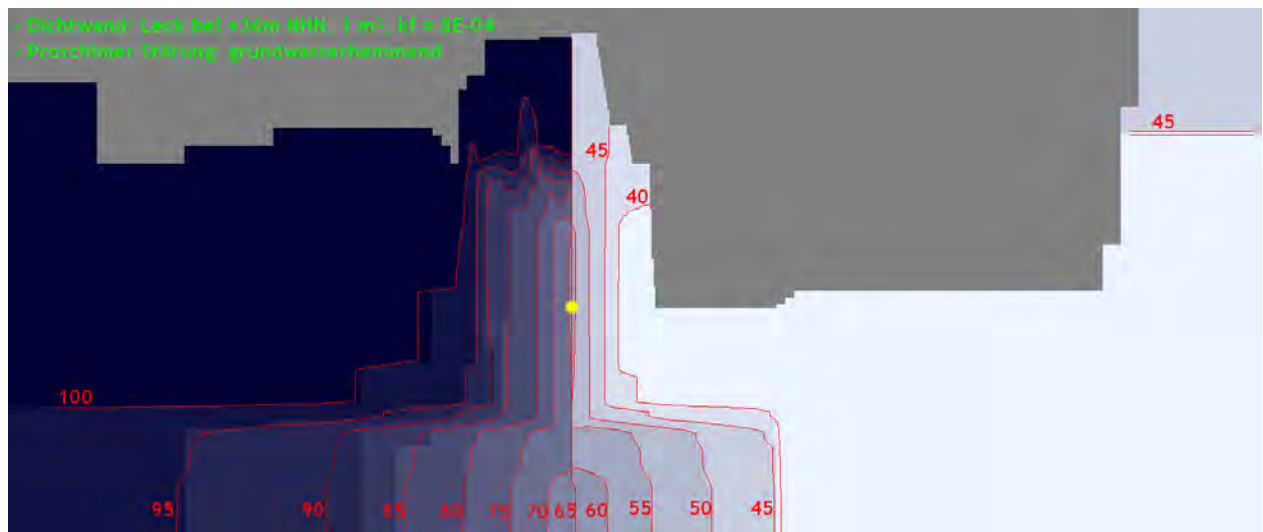


Abbildung 18 – Rechenfall 4. Piezometerhöhen (in m NHN). Gelber Punkt: Position des Lecks.

Im Rechenfall 4 wird ein hypothetisches Dichtwand-Leck von 1 m^2 Größe auf dem Niveau der Tagebausohle des TA II betrachtet. Gegenüber dem Rechenfall 1 (Idealfall) deutet sich auf der See-Seite (links der Dichtwand) ein deutlicher Druckabbau an, während die Hydroisohypsen auf der Tagebauseite (rechts der Dichtwand) einen tagebauwärts gerichteten Grundwasserdruck anzeigen, der grundsätzlich destabilisierend auf die Tagebauböschung wirkt und daher bei Standsicherheitsberechnungen für die Tagebauböschung in Betracht zu ziehen wäre, aber bei rein erdstatischen Berechnungen zur Auslegung von Böschungswinkeln nicht berücksichtigt wird.

Rechenfall 5 – Dichtwand ohne Leck (instationär)

Als Ausgangspunkt für die instationären Berechnungen für die Flutungsphase des Tagebaus (ab ca. 2042) dient der stationäre Rechenfall 1 (s.o.), in welchem die Tagebausohle der Einfachheit halber (und um Rechenzeit zu sparen) als Festpotentialfläche definiert war. Die Kennwerte der Rechenfälle 1 (zum Vergleich) und 5-1 bis 5-4 sind in Tabelle 3 zusammengefasst:

Tabelle 3 – Instationäre Rechenfälle (Dichtwand: Dicke 1m, $k_f=10^{-9}$ m/s, ohne Leck)				
Rechenfall	Beschreibung	Zonen / Brunnen (Zell-Indices I, J)	Wasserbilanzen (m ³ /s)	Wasserbilanzen (m ³ /d)
1	Zum Vergleich: Stationärer Ausgangszustand, Festpotentiale	Zone 11: I = 86 - 124; J = 86 - 81 Zone 12: I = 124 - 143; J = 81	7.363895E-05 6.408015E-06	6,362 0,554
5-1	Instationärer Fall Tagebausohe mit 3 Brunnen in Betrieb	Brunnen 1: I = 105; J = 86 Brunnen 2: I = 123; J = 83 Brunnen 3: I = 141; J = 81	-3.705E-05 -3.705E-05 -6.410E-06	3,201 3,201 0,554
5-2	Instationärer Fall Tagebausohe mit 3 Brunnen 7 Tage nach Einstellung des Pumpbetriebs	Brunnen 1: I = 105; J = 86 Brunnen 2: I = 123; J = 83 Brunnen 3: I = 141; J = 81	0 0 0	0 0 0
5-3	Instationärer Fall Tagebausohe mit 3 Brunnen 14 Tage nach Einstellung des Pumpbetriebs	Brunnen 1: I = 105; J = 86 Brunnen 2: I = 123; J = 83 Brunnen 3: I = 141; J = 81	0 0 0	0 0 0
5-4	Instationärer Fall Tagebausohe mit 3 Brunnen 30 Tage nach Einstellung des Pumpbetriebs	Brunnen 1: I = 105; J = 86 Brunnen 2: I = 123; J = 83 Brunnen 3: I = 141; J = 81	0 0 0	0 0 0

In einem ersten Schritt (Rechenfall 5-1) wurde die Festpotential-Randbedingung für die Tagebausohe aufgehoben und stattdessen wurden 3 Brunnen über die Tagebausohe verteilt, welche zusammen die gleiche Pumpleistung erbringen wie zuvor (Tabelle 2, Rechenfall 1) aus der Wasserbilanz für die Tagebausohe ermittelt worden war. Das Ergebnis ist in Abbildung 19 dargestellt und entspricht in ausreichender Näherung dem Ergebnis des Rechenfalls 1 (Abbildung 14).

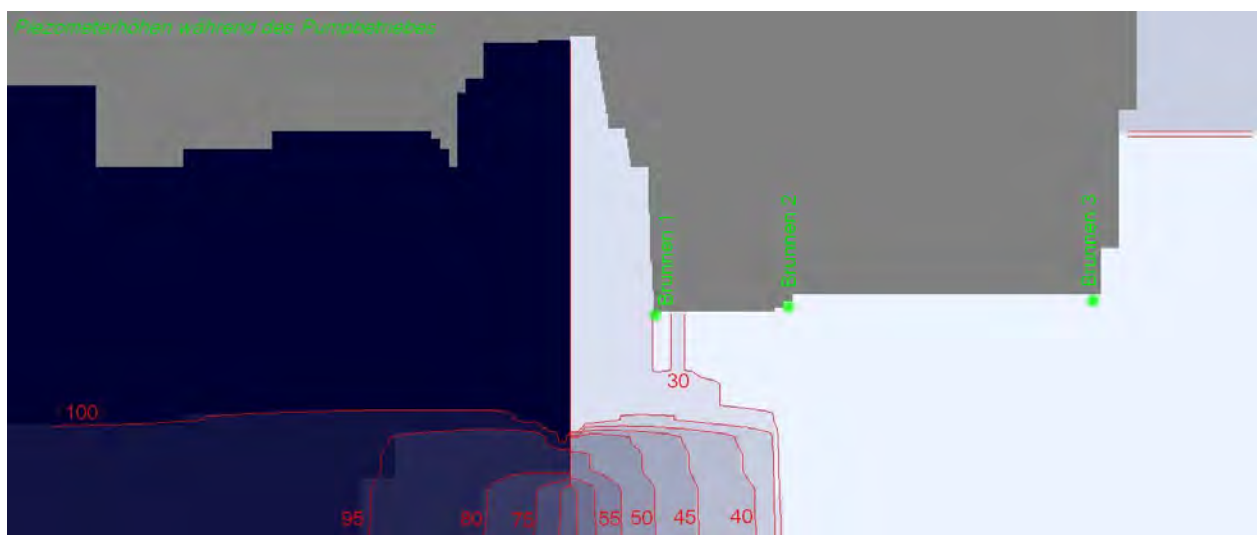


Abbildung 19 – Rechenfall 5-1: Piezometerhöhen (in m NHN) während des laufenden Pumpbetriebs.

In den folgenden Schritten (Rechenfälle 5-2 bis 5-4) wurden die Förderraten der Brunnen auf null gesetzt und die Entwicklung der Piezometerhöhen nach 7, 14 und 30 Tagen berechnet. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 20 bis 22 dargestellt.

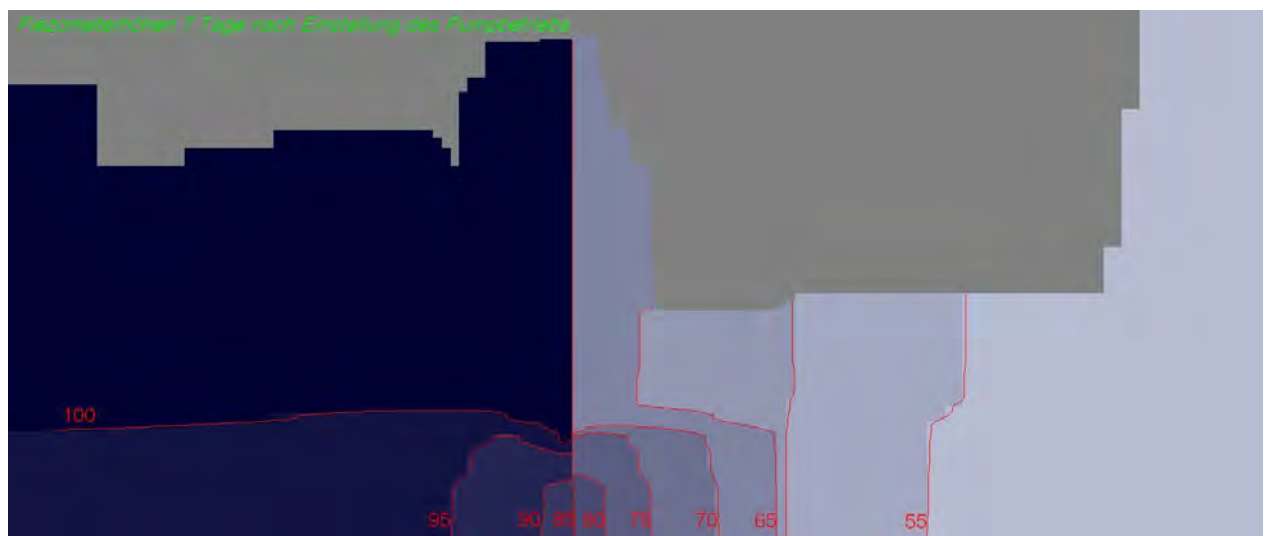


Abbildung 20 – Rechenfall 5-2: Piezometerhöhen 7 Tage nach Einstellung des Pumpbetriebs.

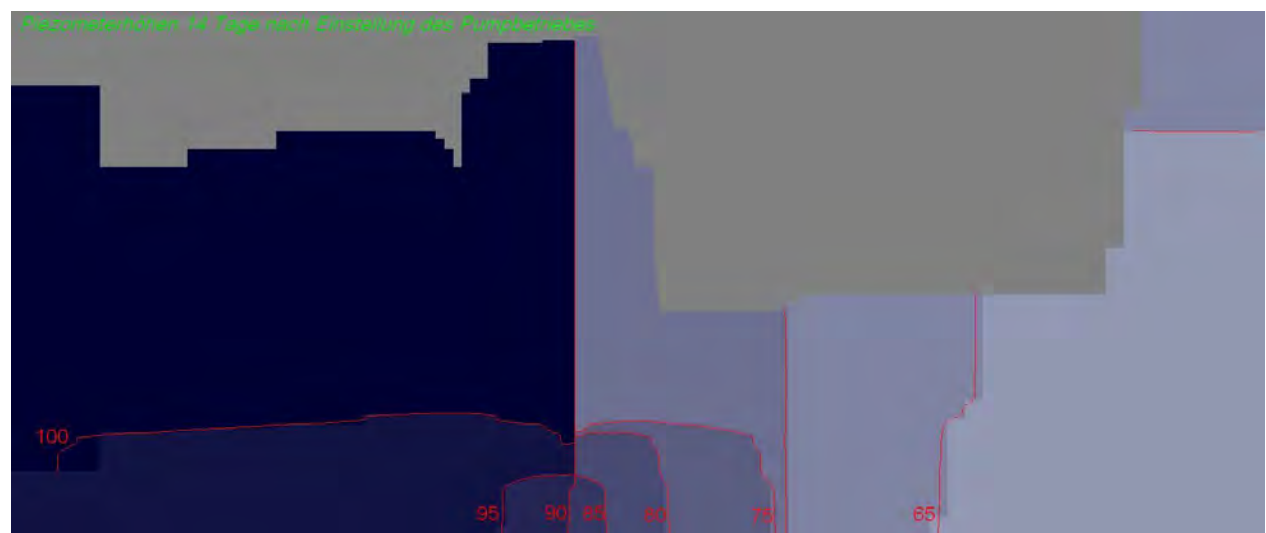


Abbildung 21 – Rechenfall 5-3: Piezometerhöhen 14 Tage nach Einstellung des Pumpbetriebs.

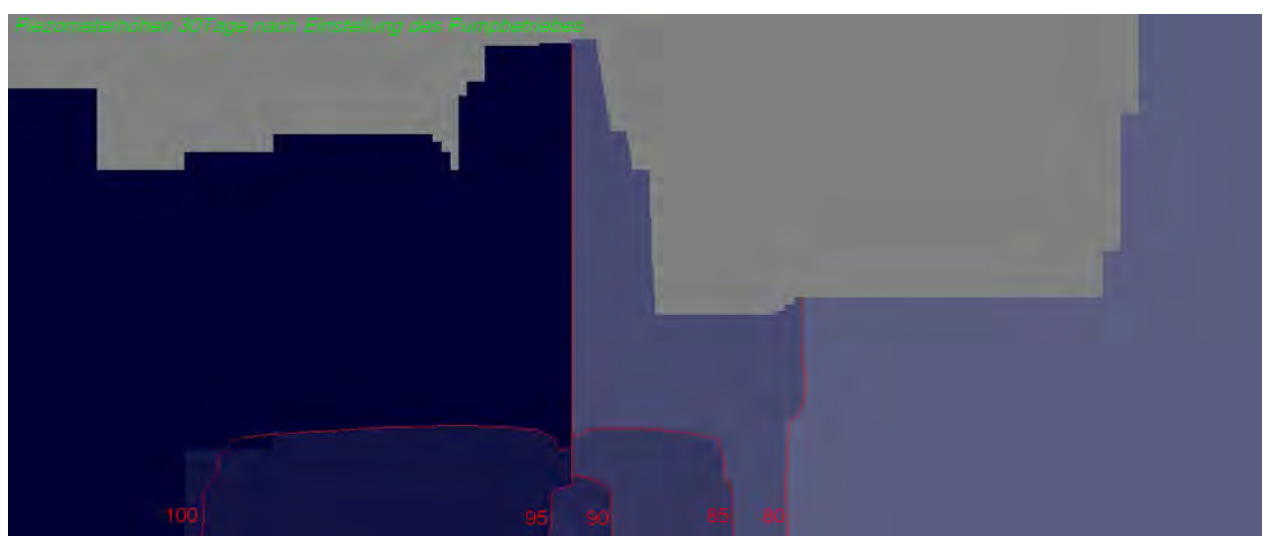


Abbildung 22 – Rechenfall 5-4: Piezometerhöhen 30 Tage nach Einstellung des Pumpbetriebs.

Die Rechenfälle 5-2 bis 5-4 stellen somit „Momentaufnahmen“ des fortschreitenden Abbaus des sumpfungsbedingten Druckdefizits in den Grundwasserleitern und die Rückkehr zu ausgeglichenen Druckverhältnissen dar.

Zur Untersuchung der Grundbruch-Sicherheit der Tagebausohle soll hier auf den letztgenannten Fall (5-4) der gleiche Berechnungsansatz wie im Rechenfall 1 (s.o.) angewendet werden. Unterhalb des geringleitenden „oberen Leithorizonts“ ist der Grundwasserdruck nun auf +85m NHN angestiegen, während die Piezometerhöhe h auf der 24m höher gelegenen Tagebausohle noch immer bei +38m NHN (ursprünglich vorgegebenes Absenkungsziel) liegt.

Gewichtskraft (unter Auftrieb), in Newton

$$F_G = (1 - n) (g\rho_s - g\rho_w) \Delta V = (1 - 0,15) (9,81 \cdot 2000 - 9,81 \cdot 1000) \cdot 24 = 200.124$$

$$F_G = 200.124 \text{ N} \approx 200 \text{ kN}$$

Strömungskraft, in Newton

$$F_S = g\rho_w (\Delta h / \Delta s) \Delta V = 9,81 \cdot 1000 \cdot ((38 - 85) / 24) \cdot 24 = -461.070$$

$$F_S = -461.070 \text{ N} \approx -461 \text{ kN}$$

Sicherheit

$$\eta = 200 / 461 = 0,434 < 2$$

Somit ist der Sicherheitsfaktor η (für diesen instationären Berechnungsfall) deutlich kleiner als der geforderte Sicherheitsfaktor von 2,0. Er ist sogar deutlich kleiner als 1,0 (Kräftegleichgewicht), was bedeutet, dass in jedem Fall mit einem Versagen, also einem hydraulischen Grundbruch gerechnet werden muss.

Die Grundwasserdrücke unterhalb des TA II durchlaufen nach Abschaltung der Sumpfungs-Pumpen also eine Phase (einen Bauzustand) in welcher ein Grundbruch auf der Tagebausohle zu erwarten ist und unvermeidlich erscheint.

Der Vergleich mit Rechenfall 1 (Idealfall) während des laufenden Pumpbetriebs macht deutlich, dass bei Sicherheitsanalysen grundsätzlich **alle Bauzustände** beachtet werden müssen.

Replik auf die Stellungnahme des LBGR

Mit Datum vom 30. November 2012 hat das LBGR (LBGR, 2012), auf Bitte der Gemeinsamen Landesplanungsabteilung und des Brandenburgischen Ministeriums für Wirtschaft und Europaangelegenheiten, zum früheren Kurzgutachten des Verfassers (Krupp, 2012) Stellung genommen und in einigen Punkten Kritik daran geübt.

In LBGR (2012) werden in Kapitel I zunächst der Stand und die Vorgeschichte des Genehmigungsverfahrens geschildert, wobei auch auf den Stand von Klageverfahren hingewiesen wird.

In Kapitel II folgt eine allgemeine Darstellung der geologisch/hydrogeologischen Situation im Betrachtungsraum, die durch zahlreiche Anlagen ergänzt wird. Diese wertvollen Beschreibungen und Anlagen konnten auch für die vorausgegangenen Kapitel des hier vorgelegten Gutachtens mitverwendet werden. Das LBGR ist bestrebt einer vermeintlichen Aussage in Krupp (2012) entgegenzuwirken, wonach die Behörde über keine ausreichende Datengrundlage verfüge. Desweiteren verteidigt das LBGR seine Auffassung, dass die Einbindehorizonte aufgrund ihrer geringen hydraulischen Durchlässigkeiten zur Einbindung der Dichtwand geeignet seien, und dass bei Ausfall des ersten Einbindehorizontes im Bereich bekannter hydrogeologischer Fenster ohne Probleme auf den zweiten Einbindehorizont zurück gegriffen werden könne. Weitere Kritik übt das LBGR an den in dem Erstgutachten von Krupp (2012) vorgebrachten Zweifel an der Machbarkeit einer 120m tiefen, vollständig fehlstellenfreien Dichtwand.

Im Kapitel III wird vom LBGR unter der Überschrift „Geotechnische Problematik“ zunächst nochmals auf die „Machbarkeit“ von 120m tiefen Dichtwänden eingegangen, die praktisch und in situ erwiesen sei. Sodann geht das LBGR auf die Forderung in Krupp (2012) ein, dass für den Erddamm bei Lieske eine Sicherheitsbewertung analog zu einem technischen Dammbauwerk erforderlich sei. Das LBGR versucht an dieser Stelle durch einen einfachen statischen Rechenansatz die vermeintliche Damm-Sicherheit nachzuweisen. Anschließend bemüht sich das LBGR die von Krupp (2012) angesprochenen Suffosionsgefährdung des Dichtwandbauwerks zu entkräften und in diesem Zusammenhang die Anwendbarkeit der Terzaghi-Filterregel in Frage zu stellen. Auch die von Krupp (2012) befürchtete Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs wird vom LBGR nicht gesehen. Schließlich folgen in LBGR (2012) noch einmal Ausführungen zur geotechnischen Sicherheit des Erddamms bei Lieske, diesmal zu den Aspekten vermeintlich fehlender Gleitflächen und eines gewachsenen Bodens, wodurch ein Abgleiten oder ein Setzungsfließen ausgeschlossen werden könnten.

Im Kapitel IV (Fazit) kommt das LBGR (2012) zu dem Schluss, dass die von Krupp (2012) aufgezeigten Szenarien einer fachlichen Prüfung nicht standhielten und die Standsicherheit an der südlichen Grenze des TA II gewährleistet sei.

Nachfolgend soll daher auf die wesentlichen strittigen Punkte der LBGR-Stellungnahme im Einzelnen eingegangen werden:

Datenbestände beim LBGR

Auf Seite 3 unten ist in der LBGR-Stellungnahme zu lesen:

Entgegen der Darstellung im „Kurzgutachten“ werden durch das LBGR detaillierte Kenntnisse zu den Lagerungsverhältnissen aus mehreren hundert geologisch und hydrogeologisch bearbeiteten Bohraufschlüssen aus den vergangenen und aktuellen Braunkohle-Erkundungen, geophysikalischen Untersuchungen des Raumes sowie aus Messstellen zum Grundwasser-Monitoring abgeleitet und fortschreitend erweitert (Anlage 3: Bohrpunktkarte der Geologischen Datenbank des LBGR).

Der Sinn und Zweck dieser Passage erschließt sich nicht, da Krupp (2012) bezüglich der Datenbestände beim LBGR keine Aussagen getroffen hat. Der Verfasser geht vielmehr davon aus, dass das LBGR entsprechend seiner Aufgaben als Genehmigungs- und Aufsichtsbehörde entsprechende Datenbestände verwaltet. Es liegen hier jedoch keine Erkenntnisse darüber vor, ob und in welchem Umfang das LBGR auf dieser Datengrundlage auch alle genehmigungs- und sicherheits-relevanten Prüfungen vorgenommen hat.

Einbindehorizonte und Dichtwand

Auf Seite 4/5 werden vom LBGR Ausführungen bezüglich des Einbindehorizontes der Dichtwand gemacht:

Um diese geohydraulische Beeinflussung zu verhindern, ist die Errichtung und Weiterführung der Dichtwand erforderlich. Deren Einbindung muss in die unterlagernden tonigen Schluffe des Horizontes 4710 (n. DSE-Schlüssel, auch sog. B1-Horizont) der Unteren Brieske Formation als großflächig verbreiteten hydraulisch wirksamen Grundwassergeringleiter erfolgen (Anlage 7: Isobathen des B1-Horizontes; Anlage 8: geologisches Normalprofil Proschim). Es handelt sich um einen homogen ausgebildeten tonigen Braunkohleschluff. Aus diesem Horizont wurde eine amtliche Probe gewonnen und bodenphysikalisch untersucht. Dabei wurde ein kf-Wert (Durchlässigkeitsbeiwert) von 3×10^{-10} bestimmt (Anlage 9: Ergebnisse bodenphys. Untersuchung der amtlichen Probe).

An der Zuverlässigkeit bzw. Repräsentativität des berichteten kf-Wertes von 3.04×10^{-10} m/s für die „amtliche Probe“ des Einbindehorizontes bestehen erhebliche Zweifel: Das LBGR selbst bezeichnet das Sediment als „tonigen Braunkohleschluff“. Ausweislich der Korngrößenanalyse für die gleiche Probe (Anlage 9(2) der LBGR Stellungnahme) liegt der Medianwert bei 0,03mm (grober Schluff) und das Häufigkeitsmaximum der Korngrößen (steilster Abschnitt der Summenkurve) liegt sogar im Grenzbereich Schluff/Sand. In klastischen Sedimenten werden kf-Werte $< 1.0 \times 10^{-9}$ m/s generell nur in reinen Tonen angetroffen. Sandige Schluffe, wie sie in Gestalt der „amtlichen Probe“ untersucht worden sind, weisen typischerweise kf-Werte um 1.0×10^{-7} bis 1.0×10^{-8} m/s auf (Vgl. Abbildung 23). Eine unabhängige Überprüfung des von der GUB Ingenieur AG an der „amtlichen Probe“ ermittelten kf-Wertes wäre daher angeraten, und ein Nachweis, dass dieser Wert für den gesamten Einbindehorizont gültig ist (auf der sicheren Seite liegt), wäre zu fordern.

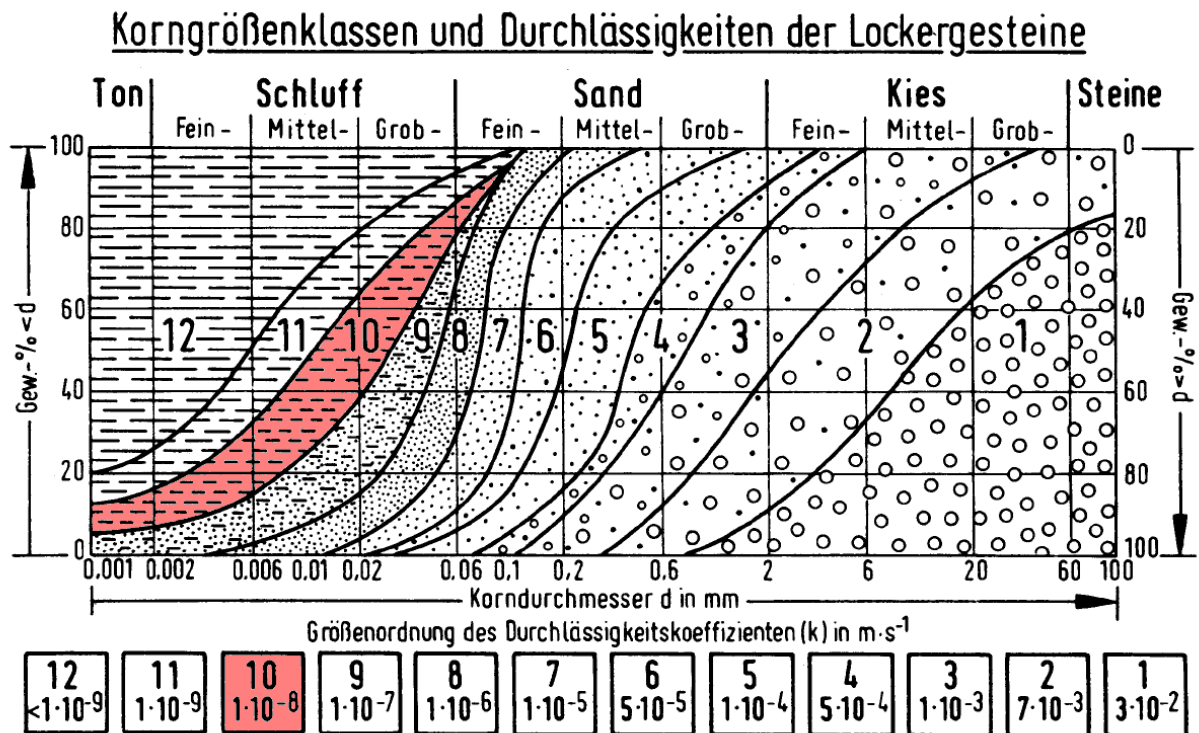


Abbildung 23 – Zusammenhang zwischen kf-Werten (Durchlässigkeitskoeffizienten) und Korngrößenverteilungen bei klastischen Sedimenten. Der rot markierte Bereich entspricht der Korngrößenverteilung der „amtlichen Probe“. Diagramm nach Prinz (1997).

Seite 5 unten führt das LBGR (2012) bezüglich der Dichtwand-Einbindung bei fehlendem B1-Horizont aus:

Hier muss die Einbindung der Dichtwand ca. 3 m unterhalb des Niveaus des 3. Lausitzer Flözes in den Horizont 5110 (obere Schluffe der Spremberg Formation) erfolgen, wobei ein geringer Umströmungseffekt in dem linsenförmig zwischengelagerten Basissand zu beachten ist.

Eine „Unterspülung“ der Dichtwand ist wissenschaftlich nicht darstellbar, dazu ist schon die Transmissivität dieses GWL selbst mit einer angenommenen Mächtigkeit von 5 m und kf-Werten von ca. 10⁻⁴ m/s viel zu gering und ein behaupteter Massentransport ausgeschlossen. Dies gilt analog auch für die Annahme einer „eskalierenden Erosion“ an möglichen Undichtigkeiten der Dichtwand.

Eine graphische Verdeutlichung der räumlichen Verhältnisse und der Umströmungswege ist in Abbildung 24 dargestellt. Ob der vom LBGR prinzipiell eingeräumte Umströmungseffekt tatsächlich „gering“ ist, wäre rechnerisch zu belegen, und es wäre zu begründen auf welchen Schadmechanismus sich „gering“ bezieht.

Tatsächlich sind hier zwischen den beiden Einbindehorizonten sogar zwei Grundwasserleiter in Betracht zu ziehen, nämlich GWL 630 und GWL 710, die jedoch bei Proschim, im Umfeld des glazigen ausgeräumten Einbindehorizontes B1, nach der Profildarstellung des LBGR (2012) stark ausgedünnt sein sollen (Vgl. Abbildung 2). Andererseits stellt eine Schicht mit 5m Mächtigkeit und kf-Werten von

ca. 10^{-4} m/s (LBGR, 2012) bereits einen sehr leistungsfähigen Grundwasserleiter dar, wobei neben der Transmissivität hier auch der extrem hohe Druckgradient quer zur Dichtwand zu beachten wäre. Die Unter- und Umströmungsrate wird letztendlich auch von den Umwegstrecken (Vgl. Abbildung 24) entscheidend beeinflusst, zu deren Längen keine Angaben vorliegen.

Dass eine Unterspülung der Dichtwand „nicht darstellbar“ sei, ist demnach unzutreffend. Ein Massentransport (von Sediment) an dieser Stelle wurde indes von Krupp (2012) nie behauptet und es kommt auch nicht darauf an. Für einen hydraulischen Grundbruch in der gegebenen Situation genügt es, dass eine Druckausbreitung quer zur Dichtwandtrasse möglich ist.

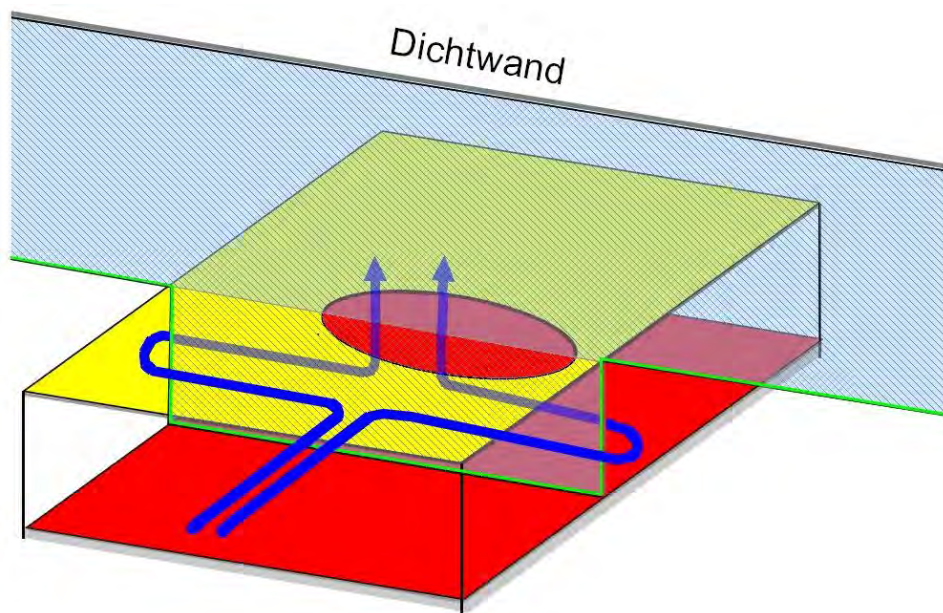


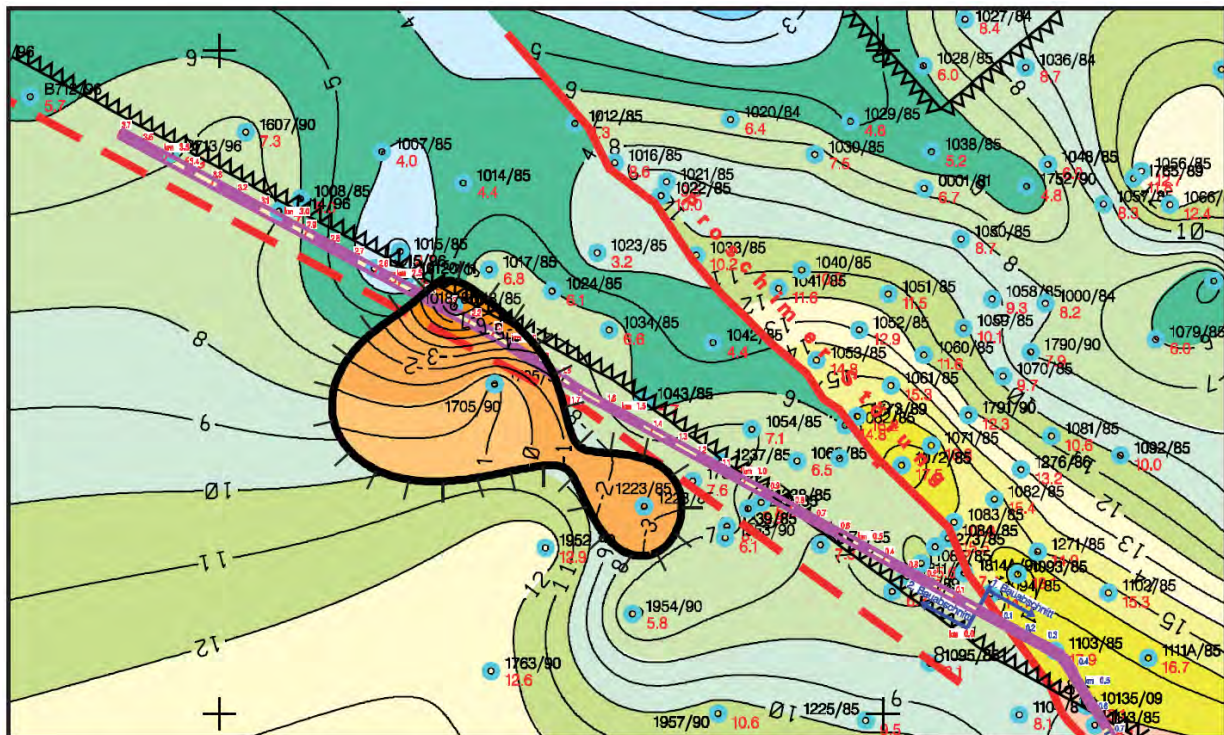
Abbildung 24 – Hydrogeologisches Fenster im oberen Einbindehorizont: Schematische Darstellung der Umströmung einer nur lokal in einen tieferen Horizont einbindenden Dichtwand.

Gelb: Oberer Einbindehorizont (4560, bzw. „B2“) (Vgl. Abbildung 2)

Rot: Unterer Einbindehorizont (5110 bzw. „obere Schluffe der Spremberg-Folge“)

Hellblau schraffiert: Dichtwand

Eine weitere Komplikation in unmittelbarer Nähe zu diesem Bereich wird durch die Proschimer Störung bewirkt (Abbildung 25). Entlang dieser Störung werden die Einbindehorizonte gegeneinander versetzt, und die Störungsfläche selbst stellt eine potentielle Wegsamkeit quer zu den Schichtflächen dar, sodass entlang der Störung ein Überströmen des gespannten Grundwassers in Schichten oberhalb des Einbindehorizontes möglich ist. Insofern ist auch der Bereich entlang der Proschimer Störung potentiell als hydraulische Schwachstelle prädestiniert, welche die Dichtfunktion der Dichtwand lokal aufheben kann. Auch zu dieser Problematik scheinen bisher keine Konsequenz- und Sicherheitsanalysen angestellt worden zu sein.



Hangendisohypsen B1-Horizont mit Fenster zur Spremberg Formation
nach Vattenfall 2012

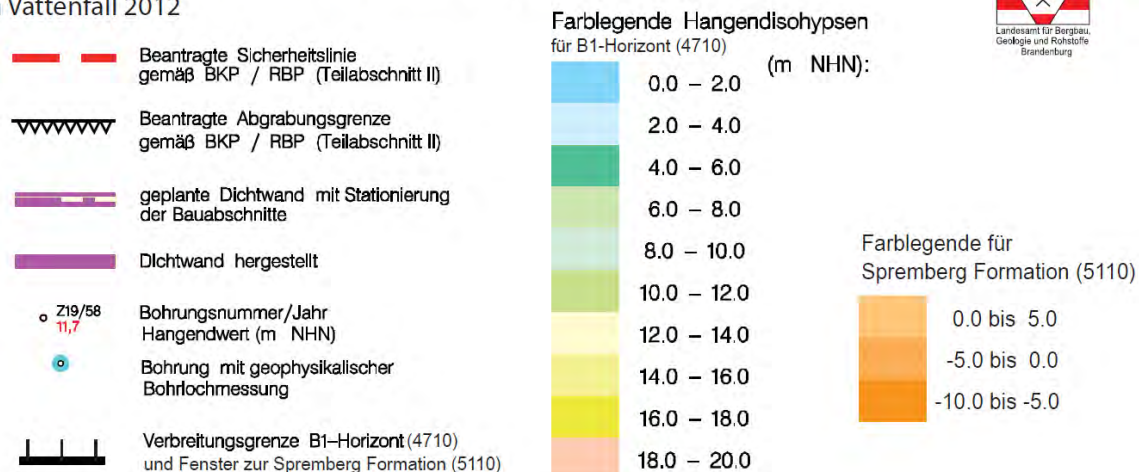


Abbildung 25 – Hydrogeologisches Fenster im oberen Einbindehorizont zwischen den Ortslagen Proschim und Bahnsdorf. Rote durchgezogene Linie: Proschimer Störung. (LBGR, 2012)

Auf Seite 6 unten kommentiert das LBGR (2012) die von Krupp (2012) geäußerten Zweifel an der Machbarkeit einer 120m tiefen Dichtwand wie folgt:

Es wird Fahle et al. (1998) zitiert. Für die Dichtungswand Welzow werden zwei Schlitzwandgeräte neuester Bauart mit Einsatztiefen bis 130 m eingesetzt. Außerdem ist technologisch bzw. bodenmechanisch nicht erkennbar, warum gerade die pleistozänen Rinnenfüllungen größere Dichtwandteufen verhindern sollten.

Die technische Machbarkeit ist damit in situ nachgewiesen.

Es ist bekannt, dass es bei der Herstellung der Schlitzwand Welzow-Süd bereits zu Havarien gekommen ist, bei denen der Führungspfahl der Schlitzfräse zerdrückt worden ist. Dies mag hinnehmbar sein. – Abgesehen davon ist es aber für die Machbarkeit eines Dichtwand-Vorhabens nicht ausreichend, dass ein Schlitz gefräst und wieder mit tonigem Material verfüllt wird. Vielmehr müssen auch die für das Bauwerk geforderten Spezifikationen im Sinne einer Funktionstauglichkeit erfüllt werden, und das Bauwerk muss in jeder Hinsicht sicher sein. Erst dann ist die Machbarkeit in situ nachgewiesen.

Die einzige hier bekannte Maßnahme zur regelmäßigen Qualitätskontrolle am Bauwerk besteht in der Entnahme und labormäßigen Untersuchung von Proben aus den seitlichen Filterkuchen, die ausweislich der Abbildung 8 (rechts) wesentlich dünner sein können (nämlich 3 cm) als in Publikationen (z.B. Fahle et al., 1998) und Berichten behauptet wird (nämlich 5 bis 8 cm). Hierdurch werden auch lediglich das Vorhandensein und die lokale Dicke des Filterkuchens am Ort der Probenahme nachgewiesen. Dass gerade durch das Ausstechen einer Probe aus dem seitlich abgesetzten Filterkuchen eine punktuelle Beschädigung des essentiellen Dichtelementes der Dichtwand erfolgt, wird nicht weiter gewürdigt.

Nicht berücksichtigt werden auch die besonders kritischen Stellen, beispielsweise die eingelassenen verlorenen Betonplatten zur Unterteilung des Schlitzraumes bei Wiederverfüllung (Vgl. Krupp, 2012), oder die Stellen an denen Findlinge aus der Wand herausgefallen sind. Es fehlt also bereits ein Nachweis der **integralen** Dichtwirkung des gesamten Dichtungsbauwerks. – Auch dieses Manko, das für den Unternehmer einen höheren Pumpaufwand bei der Sumpfung des Tagebaus erfordert, könnte noch hingenommen werden, wenn sich nicht aus den **punktuellen** Fehlstellen der Dichtwand in Verbindung mit den Sumpfungsplänen für den TA II Sicherheitsrisiken ergeben würden, auf die Krupp (2012) hingewiesen hat.

Dammsicherheit I

Auf Seite 6/7 werden vom LBGR (2012) Ausführungen zur sicherheitlichen Bewertung des Dammes zwischen Sedlitzer See und TA II gemacht:

Die sich bei der Realisierung des Teilabschnitts II ergebende Situation ist theoretisch mit einem Dammbauwerk vergleichbar. Ohne konkret auf den maßgebenden Berechnungsfall einzugehen, wird offenbar auf ein Abgleiten des Dammes auf vorgegebener Gleitfläche angespielt. Allerdings hat der Damm hier eine Auflagebreite von mehr als 1 km und besteht aus gewachsenem Erdreich mit mindestens einer erdfeuchten Wichte von $17,0 \text{ kN/m}^3$ bzw. einer Wichte unter Auftrieb von $9,5 \text{ kN/m}^3$. Selbst wenn der Damm vollständig unter Auftrieb stehen würde, was aber nicht der Fall ist, und man die stützenden Böschungsbereiche vernachlässigt, hätte er bei einer Breite von min. 860 m von Böschungsoberkante zu Böschungsoberkante und einer Höhe von 75 m ein Gewicht pro laufendem Meter Dammlänge von 612.750 kN. Diesem Damm steht als schiebende Kraft lediglich der hydrostatische Druck einer 65 m hohen Wassersäule aus dem Sedlitzer See entgegen, d.h. eine horizontale Kraftkomponente, die nicht höher als 20.702 kN pro laufenden Meter Dammlänge sein kann. Setzt man für eine Übersichtsrechnung das Coulombsche Reibungsgesetz an und postuliert eine fiktive durchgängig vorhandene vorgegebene Gleitfläche im Liegenden mit einem Gleitreibungswinkel von unwahrscheinlich wenigen 5° und vernachlässigt vollständig eine sicherheitserhöhende Kohäsion, ergäbe sich eine haltende Kraft von mindestens 53.309 kN pro laufenden Meter Dammlänge. Selbst unter diesen allerungünstigsten Annahmen ergibt sich daraus eine Standsicherheit des Dammes gegen Abgleiten von $S_i = 2,6$. In der Regel wird eine Standsicherheit von $S_i = 1,3$ gefordert.

Aufgrund der oben dargestellten Berechnungen sind Gefährdungen bezüglich der Gesamtstandsicherheit des Dammes ausgeschlossen.

Zunächst schränkt das LBGR (2012) die von Krupp geäußerte Kritik auf lediglich einen **rein statischen** Belastungsfall ein und lässt damit weitere hydraulische Belastungen völlig außer Betracht.

Sodann wird ein Belastungsfall konstruiert und darauf basierend eine Abschätzung vorgenommen, die von einem falschen Verständnis der wirkenden Kräfte ausgeht (Vgl. Abbildung 26). Es wird nämlich fälschlicherweise unterstellt, dass die schiebende Kraft des Wasserkörpers an der überfluteten Nordost-Böschung des Restlochs des ehemaligen Tagebaus Sedlitz (heute Sedlitzer See) angriffe und deshalb eine Auflagefläche des Dammkörpers von mehr als 1 km Breite angenommen werden dürfe. Richtigerweise muss der Ansatzpunkt der schiebenden Kraft des Wasserkörpers aber an der Dichtwand angenommen werden.

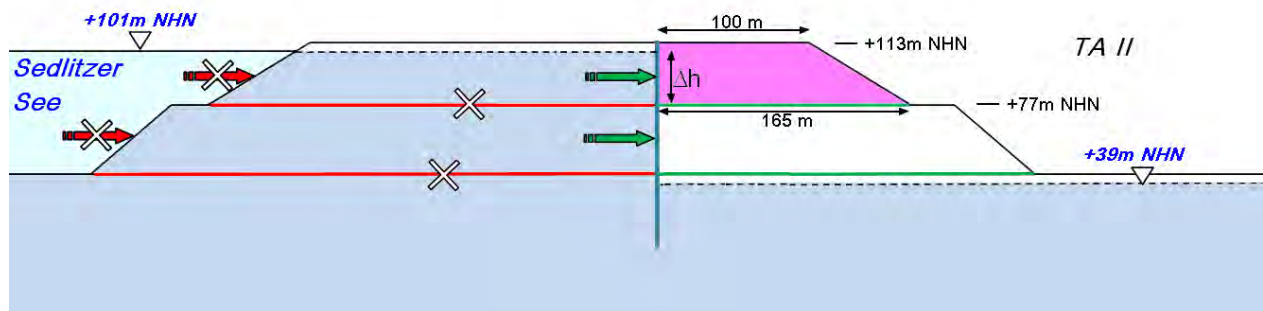


Abbildung 26 – Schematischer Schnitt durch den Damm bei Lieske.

Rote Symbole: Falsche Ansätze

Grüne Symbole: Richtige Ansätze

Es soll hier das pinkfarbene Böschungssegment rechts der Dichtwand betrachtet werden, das räumlich auch mit den Rechenfällen 3 bzw. 3-a und 3-b (s.o.) korrespondiert. Die Gleitfläche (obere grüne Horizontale) entspricht der Hangendgrenze der Grundmoräne.

Rechenfall A

Als schiebende Kraft F_H kommt hier der hydrostatische Druck des Grundwassers auf die Dichtwand über das Höhenintervall $\Delta h = 24\text{m}$ zum Ansatz.

Schiebende Kraft F_H auf 1 laufenden Meter Dammlänge (Δd)

$$F_H = g \rho_w \cdot 0,5 \Delta h \cdot \Delta h \cdot \Delta d = 9,81 \cdot 1000 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 1 = 2.825.280$$

$$F_H = 2.825 \text{ kN}$$

Als rückhaltende Kraft F_R wird, analog zum Ansatz des LBGR (2012), zunächst die Coulomb-Reibung auf einer **horizontalen** Fläche betrachtet. Dazu wird das Volumen der 1m dicken (Δd) pinkfarbenen Böschungsscheibe in Abbildung 26 zu $36\text{m} \cdot 132,5\text{m} \cdot 1\text{m} = 4.770 \text{ m}^3$ errechnet (ohne Abflachungsmaßnahmen). Die daraus errechnete Gewichtskraft F_G der erdfeuchten Böschungsscheibe beträgt $4.770\text{m}^3 \cdot 17,0\text{kN/m}^3 = 81.090 \text{ kN}$. Unter Ansatz eines Gleitreibungswinkels von $\varphi = 5^\circ$ (Vgl. LBGR) errechnet sich die rückhaltende Reibungskraft (trockene Reibung ohne Auftriebskräfte und bei exakt horizontaler Gleitfläche) daher wie folgt:

Rückhaltende Reibungskraft

$$F_R = F_G \cdot \tan(\varphi)$$

$$F_R = 81.090 \cdot 0,087 = 7.969$$

$$F_R = 7.969 \text{ kN}$$

Demnach wäre unter den Bedingungen einer trockenen Reibung ohne Auftriebskräfte und bei exakt horizontaler Gleitfläche die Gleitsicherheit ($Si = 1,3$) formal nachgewiesen, denn

$$\eta = F_R / F_H = 7.969 / 2.825 = 2,8 > 1,3$$

Rechenfall B

Konservativer ist allerdings ein Ansatz bei dem eine zum Tagebau hin geneigte Gleitfläche angenommen wird. Außerdem ist im Fall eines Lecks (Vgl. Rechenfälle 3 bzw. 3-a und 3-b) mit einem schwebenden Grundwasserkörper und damit mit Auftriebskräften in dem betrachteten Böschungssegment zu rechnen. Diese Faktoren wirken sich ungünstig auf die Gleitsicherheit aus, weil sie als treibende (abschiebende) Kräfte den rückhaltenden Reibungskräften entgegen wirken.

Die schiebende Kraft F_H des auf die Dichtwand wirkenden Grundwassers errechnet sich wie im Rechenfall A:

Schiebende Kraft auf 1 laufenden Meter Dammlänge (Δd)

$$F_H = g_{pw} \cdot 0,5 \Delta h \cdot \Delta h \cdot \Delta d = 9,81 \cdot 1000 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 1 = 2.825.280$$

$$F_H = 2.825 \text{ kN}$$

Bei einer um den Winkel β zum Tagebau hin geneigten Gleitfläche kommt eine weitere schiebende Kraft F_A hinzu, die der aus der Gewichtskraft resultierenden abschiebenden Komponenten auf der geneigten Gleitfläche entspricht:

$$F_A = F_G \cdot \sin(\beta)$$

Die Gewichtskraft F_G wird wegen des zu erwartenden schwebenden Grundwasserkörpers im Unterschied zum Rechenfall A auf Grundlage einer teilweise unter Auftrieb stehenden Böschungsscheibe mit einer gemittelten Wichte von $13,0 \text{ kN/m}^3$ berechnet:

$$F_G = 4.770 \text{ m}^3 \cdot 13,0 \text{ kN/m}^3 = 62.010 \text{ kN}.$$

Bei einer beispielsweise um den Winkel $\beta = 2^\circ$ zum Tagebau hin geneigten Gleitfläche wird die senkrecht auf der Gleitfläche stehende Komponente der Gewichtskraft zu $F_G \cdot \cos(\beta)$. Unter Ansatz eines Gleitreibungswinkels $\varphi = 5^\circ$ (Vgl. LBGR) errechnet sich die rückhaltende Reibungskraft F_R jetzt wie folgt:

Rückhaltende Reibungskraft

$$F_R = F_G \cdot \cos(\beta) \cdot \tan(\varphi) = F_G \cdot \cos(2^\circ) \cdot \tan(5^\circ) = 62.010 \cdot 0,999 \cdot 0,087 = 5.422$$

$$F_R = 5.422 \text{ kN}$$

Der Sicherheitsfaktor errechnet sich jetzt wie folgt:

$$\eta = F_R / (F_H + F_A) = 5.422 / (2.825 + F_G \cdot \sin(\beta)) = 5.422 / (2.825 + 62.010 \cdot 0,035)$$

$$\eta = 5.422 / 4.989 = 1,087 < 1,3$$

Somit ist im Rechenfall B nur noch eine marginale Sicherheit ($1,087 > 1,0$) vorhanden, die jedoch den geforderten Sicherheitsreserven ($1,3$) nicht genügt. Im Rahmen der getroffenen Annahmen wird also bei wirksamen Auftriebskräften und bei einem Neigungswinkel $\beta > 2^\circ$ das Böschungssystem auch aus rein statischen Gründen bereits unsicher, ohne dass zusätzliche Erosionsmechanismen wirken müssen.

Problematisch ist aus Sicht der Standsicherheit das spätere Abflachen der Böschung des pinkfarbenen Böschungssegments in Abbildung 26. Dadurch wird die Gewichtskraft F_G verringert (fast halbiert), wodurch auch die rückhaltenden Kräfte F_R verringert werden. Diese Maßnahme vergrößert daher die Unsicherheit für einen statischen Dammbruch.

Als **Folge** des Abgleitens der vorgelagerten Böschung und der damit verbundenen Freilegung der Dichtwand würde Erosion unmittelbar einsetzen. Andererseits können Erosionserscheinungen auch bereits als auslösende **Ursache** für ein Abgleiten in Frage kommen, indem sie entlang der

Hangendgrenze der Grundmoräne (Sickerfläche und gleichzeitig Gleitfläche) eine effektive Minderung des Reibungskoeffizienten ($\tan(\varphi)$) bewirken.

Der Schlussfolgerung des LBGR (2012), dass Gefährdungen bezüglich der Gesamtstandsicherheit des Dammes ausgeschlossen seien, ist daher in mehrfacher Hinsicht zu widersprechen.

Suffosion

Auf Seite 7 schreibt das LBGR (2012) bezüglich der Suffosionsgefährdung:

An dieser Stelle geht es entweder um die Wirksamkeit der Dichtwand an sich, indem im Falle einer Fehlstelle durch Suffosion das Material aus der Dichtwand ausgetragen wird und die Leckage vergrößert oder darum, dass die Suffosion durch Auswaschung von Feinbestandteilen den benachbarten Erdkörper schwächt. Für beide Fälle sind die Filterregeln nach Terzaghi nicht geeignet.

Krupp (2012) ging es vorrangig um die Suffosionsprozesse am Kontakt der Dichtwand zum Nebengebirge, d.h. um die Frage, ob Sickerströmungen nach und nach das Tonmaterial der Dichtwand über die Porenräume der grobkörnigen Sedimente des Nebengebirges auswaschen können, oder ob sie „ausgefiltert“, also zurück gehalten werden und die Poren des Nebengebirges durch Kolmation verstopfen. Genau für derartige Fragestellungen ist die Filterregel von Terzaghi anwendbar.

Die Filterregel von Terzaghi beruht auf Korngrößenanalysen des „Filters“ (hier Nebengebirge) und des angrenzenden feinkörnigen „Bodens“ (hier Ton der Dichtwand) und lautet:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} = Durchmesser bei 15 % Siebdurchgang (des Filtermaterials)

d_{85} = Durchmesser bei 85 % Siebdurchgang (des abzufilternden Bodens)

Das Verhältnis der Korngröße D_{15} des grobkörnigen Filtermaterials zu d_{85} des feinen abzufilternden Bodens muss zur Gewährleistung von Suffosionssicherheit kleiner 4 sein. D_{15} und d_{85} sind dabei die relevanten Siebgrößen (Perzentile), bei denen 15 % bzw. 85 % der jeweiligen Bodenkörner durch das Sieb gehen.

In Abbildung 27 wird beispielhaft eine von Vattenfall (2012) zur Verfügung gestellte Korngrößenverteilung eines quartären Sands wiedergegeben. Der Korndurchmesser D_{15} dieses Filtermaterials, der einem Siebdurchgang von 15% entspricht, liegt demnach bei 0,135 mm. Für den Ton der Dichtwand liegt zwar keine Korngrößenverteilung (Schlämmskurve) vor, jedoch kann hier für d_{85} ersatzweise die definitionsgemäße Obergrenze für Ton (0,002 mm) angesetzt werden.

Nach der Filterregel von Terzaghi errechnet sich somit:

$$D_{15} / d_{85} = 0,135 \text{ mm} / 0,002 \text{ mm} = 67,50 \gg 4$$

Somit ist im vorliegenden Beispiel eine starke Anfälligkeit der Tonabdichtung für Suffosion nachgewiesen.

Da die anderen quartären Sande der Bahnsdorfer Rinne aufgrund ihrer ähnlichen Entstehung ähnliche Korngrößenverteilungen aufweisen werden, muss grundsätzlich damit gerechnet werden,

dass Sickerwasserströme an Schwachstellen der Dichtwand zu Suffosion und damit zur Verlagerung des Tonmaterials und somit Vergrößerung von Lecks führen werden. Den angrenzenden sandigen Sedimenten kann keine ausreichende Filterwirkung zugeschrieben werden, die durch Kolmation zu einer Begrenzung von Sickerströmen führen könnte.

Die infolge von Suffosion vergrößerten Leakagestellen werden zunehmende Sickerwasserströme nach sich ziehen und die Suffosionsprozesse verstärken, wodurch sich die Leakagestellen weiter vergrößern, usw. An den Austrittsstellen der Sickerwasserströme, z.B. an der Tagebauböschung oberhalb der Grundmoräne (s.o.), können die Sickerwässer dann zu Erosionsprozessen und zu dem gefürchteten „piping“ (s.o.) führen.

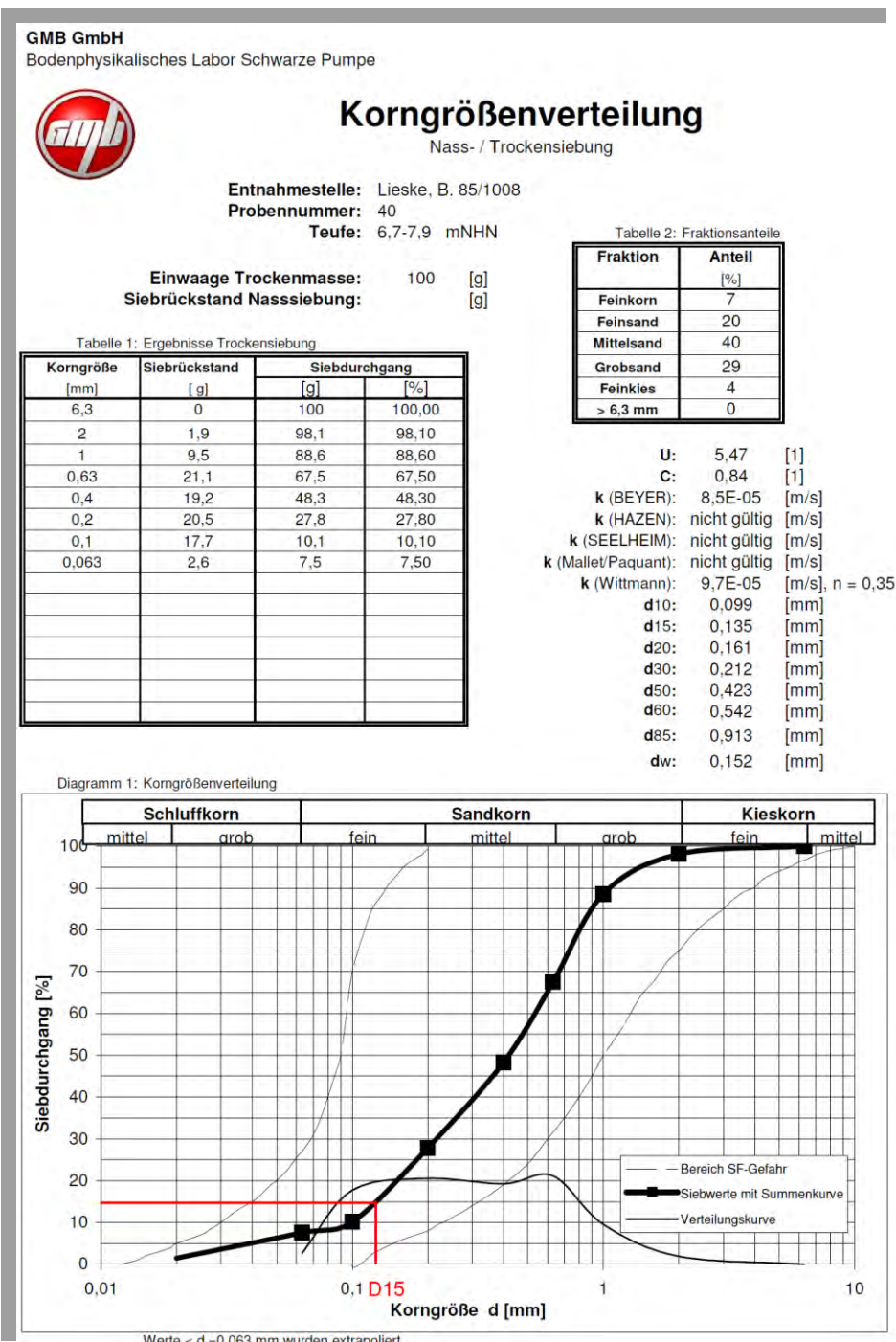


Abbildung 27 – Korngrößenverteilung einer bei Lieske entnommenen Sandprobe (Bildquelle: Vattenfall, 2012). Rote D15 Markierung durch Verfasser ergänzt.

Hydraulischer Grundbruch

Auf Seite 8 äußert sich das LBGR zur Gefahr des hydraulischen Grundbruchs wie folgt:

In dem Kurzgutachten wird die Befürchtung geäußert, dass aufgrund einer Unterströmung der Dichtwand ein hydraulischer Grundbruch eintreten könne (vgl. S. 14). Dabei werden der hydraulische Grund- und der Erosionsgrundbruch zwar richtig erklärt, allerdings wird die Befürchtung mit der eigenen Erklärung ad absurdum geführt. Die Dichtwand ist auf beiden Seiten gleich hoch vom Gebirge umschlossen. Damit ist es nicht möglich, dass die nach oben gerichtete Strömungskraft von max. 6,3 bar größer als das Gewicht des anstehenden ca. 100 m mächtigen Erdkörpers wird und damit die vorhandene Strömungskraft als Einwirkung den durch das Bodeneigengewicht gegebenen Widerstand übersteigt.

Ein hydraulischer Grund- oder Erosionsgrundbruch kann so nicht stattfinden.

Der grundlegende Irrtum des LBGR (2012) besteht darin, dass die Möglichkeit des Grundbruchs nur in unmittelbarer Nachbarschaft der Dichtwand gesehen wird, wo die Dichtwand tatsächlich auf beiden Seiten gleich hoch vom Gebirge umschlossen ist. Darauf kommt es aber hier nicht an. Es kommt auf die Druckverhältnisse auf der Tagebausohe und insbesondere am Fuß der südwestlichen Tagbauböschung an, wo durch den Bergbau das Gewicht des darüber liegenden Gebirges entfernt wird.

Um Wiederholungen zu vermeiden kann an dieser Stelle auf die detaillierten Berechnungen und Druckverteilungen in den Rechenfällen 1 bzw. 5-1 bis 5-4 (s.o.) verwiesen werden, welche die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs nachweisen.

Der gegenteiligen Einschätzung des LBGR (2012) ist in aller Deutlichkeit zu widersprechen.

Dammsicherheit II

Auf Seite 8 folgen schließlich Ausführungen des LBGR (2012) zur Standsicherheit der Tagebauböschung:

Da sich der Damm im gewachsenen Bereich befindet und keine vorgegebenen Gleitflächen vorhanden sind, fallen ein Setzungsfließen oder ein Abgleiten auf vorgegebener Gleitfläche als möglicher Versagensmechanismus aus. Zu betrachten ist ein Abgleiten der Böschungen auf erzwungener zumeist kreiszylindrischer Bruchfläche. Dieser Fall kann nur eintreten, wenn die Böschungsgeometrien zu steil gewählt werden würden. Selbst dann wären die Rückgriffsweiten so gering, dass sie die Gesamtsicherheit des Dammes nicht gefährden könnten.

Das LBGR unterstellt hier zunächst ganz apodiktisch, dass vorgegebene Gleitflächen nicht vorhanden seien. Abgesehen davon, dass die Gemeinsame Landesplanung (2011 b) auf die grundsätzliche Möglichkeit solcher Gleitflächen und die davon ausgehenden Gefährdungen eigens hinweist, und abgesehen davon, dass einschlägige Publikationen (z.B. Tölzer und Meinig, 2002) existieren, die sich mit in Welzow-Süd tatsächlich stattgefundenen Schadensfällen auf Grund der nachgewiesenen Existenz eben solcher Gleitflächen beschäftigen, fehlt dieser Behauptung des LBGR jegliche Begründung.

Dabei ist ferner die Schwierigkeit eines Nachweises zu beachten. Hannemann (1995) schreibt:

„Besonders schwierig bis nahezu unmöglich ist der Nachweis glazigener Störungen in glazialen Sedimenten, wie z.B. bei Geschiebemergel sowie glazifluviatilen und glazilimnischen Bildungen. Hier sind Lagerungsstörungen und das Auftreten von Schollen sicher zahlreicher als bisher in Bohrungen erkannt werden konnte.“

Fazit

In seinem Fazit schreibt das LBGR (2012):

Im Ergebnis der Prüfung ist festzuhalten, dass die im Kurzgutachten aufgezeigten Szenarien fachlichen (geologisch/hydrogeologischen als auch geotechnischen) Betrachtungen nicht standhalten. Die Standsicherheit des Bereiches zwischen der geplanten Erweiterung des Tagebaus Welzow-Süd, TA II und der ERLK wird durch Einbau und Wirkung der Dichtwand nicht beeinträchtigt.

Dass dieses Fazit des LBGR der tatsächlichen Gefahrenlage in keinsten Weise gerecht wird, sollte durch dieses hier vorgelegte vertiefende Gutachten und die Replik auf die Aussagen des LBGR erneut deutlich geworden sein.

Insgesamt gewinnt man aus der Stellungnahme des LBGR (2012) den Eindruck, dass bei der Risikoanalyse zu schematisch vorgegangen wurde und nur bestimmte, in Rechenvorschriften beispielhaft und idealtypisch vorgegebene Versagensfälle betrachtet worden sind, dass eigentlich nur erdstatische Ansätze verfolgt worden sind und hydraulische Versagensszenarien im Wesentlichen ausgeblendet blieben, dass bestimmte Risikofaktoren übersehen worden sind, und dass das Zusammenwirken unterschiedlicher Gefährdungsmomente überhaupt nicht in Betracht gezogen worden ist.

Schlussfolgerungen und Feststellungen

Wichtige Rahmenbedingungen

1. Im Untersuchungsgebiet ist die ursprüngliche horizontale Lagerung der tertiären Schichtfolgen generell erhalten geblieben. Während der pleistozänen Kaltzeiten wurden die tertiären und altquartären Schichten jedoch lokal durch das vorrückende Inlandeis stark gestört oder ausgeräumt.
2. Das im Tagebau Welzow-Süd aufgeschlossene 2. Lausitzer Kohleflöz wird allseitig durch tief bis in sein Liegendes eingeschnittene eiszeitliche Rinnen umgrenzt. Im Süden ist dies insbesondere die Bahnsdorf-Blunoer Rinne.
3. Der Teilabschnitt II des Tagebaus Welzow-Süd soll ab 2025 in Abbau gehen. Die Absenkung des Grundwassers im Teilabschnitt II soll im Bereich der Ortslage Lieske bis auf +38m NHN erfolgen.
4. Nach der vollständigen Auskohlung des TA II, etwa 2042/2043, soll das Restloch, das einmal nur geringfügig kleiner als der TA II selbst sein soll, geflutet werden. Dabei soll der 16 km² große „Restsee Welzow“ entstehen, mit einem mittleren Seewasserspiegel von +104 m NHN, einem Volumen von 0,73 km³ und einer mittleren Wassertiefe von 46 Meter.
5. Die Flutungsdauer des Restlochs ist abhängig von der im Hinblick auf konkurrierende Flutungsprojekte verfügbaren Menge an Flutungswasser und wird größenordnungsmäßig ein Viertel Jahrhundert dauern.
6. Zwischen dem ersten Erreichen der Südmarkscheide durch den Abbau (Anfang der 2030er Jahre) und dem Ende der Flutung (ca. 2070) soll eine ungestützte steile Restlochböschung entstehen, auf die von der Dichtwand her ein starker hydraulischer Druck in Richtung des offenen TA II-Restlochs lastet.
7. Südlich der Bahnsdorf-Blunoer Rinne liegen die ehemaligen Braunkohle-Tagebaue Sedlitz (Ilse-Ost), Skado, Bluno und Spreetal, die größtenteils durch Innenkippen verfüllt wurden. Die Restlöcher sind bereits, oder werden noch, bis zu ihren jeweiligen Zielmarken geflutet. Die Zielmarke des Sedlitzer Sees liegt bei +101m NHN.

Aus den stark unterschiedlichen Wasserständen ergeben sich für den Damm und die Dichtwand zwischen dem Sedlitzer See und dem TA II starke hydraulische Belastungen, die eine Reihe von Sicherheitsfragen aufwerfen.

Dichtwand

8. Entlang des SW-Randes des TA II, im Verlauf der Bahnsdorfer Rinne, wird seit einigen Jahren eine Dichtwand hergestellt. Aufgrund der zukünftig stark unterschiedlichen Grundwasserstände im gesümpften Tagebau TA II (+38m NHN) und im Selitzer See (+101m NHN) werden innerhalb der Dichtwand Druckgradienten bis zu 6,3 bar/m auftreten.

9. Für die bestimmungsgemäße Funktion einer Dichtwand wird an der Basis ein geeigneter Einbindehorizont (Ton) benötigt, der ausreichend mächtig und hydraulisch undurchlässig (k_f -Werte $< 10^{-9}$ m/s) ist.

10. Als tatsächlicher Einbindehorizont für die Dichtwand fungiert der B1-Horizont, ein stark braunkohlehaltiger toniger Schluff im untersten Abschnitt der Unter-Brieske Formation. Bei Ausfall dieses Horizonts (infolge glazigener Ausräumung) soll die Dichtwand in die oberen Schluffe der Spremberg-Formation einbinden. Beide Einbindehorizonte dürften im Regelfall nicht die technisch erforderlichen k_f -Werte $< 10^{-9}$ m/s aufweisen, auch wenn ein Einzelwert einer „amtlichen Probe“ die geforderten Spezifikationen zu erfüllen scheint.

11. Entgegen den Angaben in vielen Beschreibungen ist die Dicke des wirksamen Tonfilterkuchens an den Seitenflächen der Dichtwand teilweise nur 3 cm statt 5 bis 8 cm dick. Aufgrund der Herstellungsweise sind bestimmte Fehlstellen in den Tondichtungen unvermeidbar, insbesondere Perforierungen durch Probenahmen, Herstellung von Nuten für verlorene Betonplatten, evtl. auch Ausbruchstellen von Findlingen.

Aufgrund der Abweichungen der realen Dichtwand von den üblichen Anforderungen ergeben sich Fragen hinsichtlich der Dichtwirkung und der Suffosionsbeständigkeit.

Standssicherheit

12. Im Bereich des Tagebaus Welzow-Süd kam es zu intensiven glazigenen Stauchungen des tertiären Untergrundes, wodurch bodenmechanisch relevante, flach liegende Harnische (Gleitbahnen) entstanden sind. Solche Lagerungsstörungen sind aus geotechnischer Sicht problematisch, weil tagebauseitig einfallende Gleitflächen die Standssicherheit von Böschungen mindern und Böschungsbrüche begünstigen. Im Tagebau Welzow-Süd gerieten am 06. Februar 1997 über 100.000 Kubikmeter Abraum, also gewachsener Boden, entlang von glazigen angelegten Harnischen im Liegenden des 2. Miozän-Flözes in Bewegung.

13. Standssicherheits-Analysen des Antragstellers und der Bergbehörde scheinen sich auf rein erdstatische Untersuchungen zu beschränken. Innerhalb des Tagebaues werden grundsätzlich auch instabile Böschungen, in Gestalt von Abgrabungskanten, hingenommen.

14. Bei der Beurteilung von Gefährdungen durch einen hydraulischen Grundbruch im Bereich der Tagebausohle müssen alle relevanten Bauzustände, insbesondere die Flutungsphase mit wieder ansteigenden Grundwasserdrücken, berücksichtigt werden.

15. Gefährdungen durch hydraulischen Erosions-Grundbruch wurden bisher offenbar nicht untersucht. Der hydraulische Erosions-Grundbruch unterscheidet sich vom hydraulischen Grundbruch u.a. dadurch, dass die Gewichtskräfte nicht in entgegengesetzter Richtung zu den Strömungskräften wirken, sondern mehr oder weniger senkrecht dazu und daher keine Gegenkraft darstellen können. Der hydraulische Erosions-Grundbruch ist auf ein sich zeitlich entwickelndes, aber im Detail nicht prognostizierbares, komplexes Ineinandergreifen von hydraulischen Strömungskräften (→Suffosion, Erosion, Transport, ..) und erdstatischen Gewichtskräften (→Erdfall, Brückenbildung, Böschungsbruch, ..) zurück zu führen. Er entzieht sich einer einfachen ingenieurmäßigen Berechnung.

Die bisher bekannten Standssicherheitsbetrachtungen sind unzureichend. Es bestehen Defizite hinsichtlich hydraulischer Belastungen für die südliche Tagebau-Böschung des TA II, den Erddamm

zwischen dem TA II und dem Sedlitzer See, sowie für die Tagebausohle während der Flutungsphase. Ebenso fehlt eine Berücksichtigung möglicher vorgegebener Gleitbahnen in Gestalt glazigen angelegter Harnische.

Grundwassermodelle

16. Numerische Grundwassermodelle in Gestalt von vertikalen zweidimensionalen Schnitten sind in Verbindung mit bodenmechanischen Beurteilungsmodellen grundsätzlich zur Untersuchung hydraulischer Gefährdungen von Tagebau-Sohlen und -Böschungen, Dichtwänden und Naturdämmen gut geeignet, soweit rechentechnisch bedingte Einschränkungen berücksichtigt werden, z.B. durch ergänzende Horizontal-Modelle.

17. Der hier berechnete 2D-Modellschnitt im Bereich Lieske enthält als wesentliche Elemente die horizontal lagernden tertiären Grundwasser-Leiter und -Hemmer, die Proschimer Störung, die pleistozäne Bahnsdorf-Blunoer Rinne, das sanierte Restloch Sedlitzer See, den Tagebau-Teilabschnitt II Welzow-Süd (TA II), sowie die Dichtwand. Die Modellränder wurden so festgelegt, dass der interessierende Teil in der Modellmitte von Modellrand-Problemen nicht betroffen ist.

18. Im Rechenfall 1, der den Idealfall darstellt (TA II bei abgesenktem Grundwasser, Dichtwand ohne Leckagen), ergeben sich keine Hinweise für eine Gefährdung durch hydraulischen Grundbruch.

Dies ändert sich jedoch dramatisch in den Rechenfällen 5-1 bis 5-4, die den Wiederanstieg des Grundwasserdrucks unter dem Tagebau simulieren. In dieser Phase wird unter den gegebenen Voraussetzungen ein hydraulischer Grundbruch der Tagebausohle prognostiziert. Als Folge eines hydraulischen Grundbruchs der Tagebausohle könnte die Tagebauböschung ihr Widerlager einbüßen und selbst in Rutschung geraten.

19. In den Rechenfällen 2 und 3 wird ein unterschiedlich starkes Leck in der Dichtwand simuliert, und zwar in einer Position knapp oberhalb einer grundwasserstauenden Grundmoräne. Es entsteht tagebauseitig der Dichtwand ein schwebender Grundwasserkörper mit hohen hydraulischen Gradienten in Richtung der Tagebauböschung. Die berechneten Leckageraten sind mit 26 bzw. 46 m³/d punktuell sehr hoch, ebenso die Abstandsgeschwindigkeiten mit denen das Sickerwasser die Tagebauböschung erreicht.

27. Um die rechentechnisch bedingten Einschränkungen des gespannten vertikalen 2D-Modells zu kompensieren wurde ein ungespanntes horizontales 2D-Modell des relevanten Böschungsbereichs erstellt (Rechenfälle 3a und 3b). Dieses Modell zeigt die Gestalt der freien Grundwasseroberfläche des schwebenden Grundwasserkörpers und die zu erwartenden Ausbreitungsbahnen der Sickerwasserströme.

28. Zur Visualisierung der Suffosionsprozesse an der Dichtwand wurden auf Grundlage der Rechenfälle 3a und 3b Partikel-Konzentrationen simuliert, welche die Ausschwemmung der Tonpartikel aus der defekten Dichtwand in ein nicht filterwirksames Nebengebirge (Terzaghi-Filterregel verletzt) darstellen sollen. Mit einer Selbstversiegelung (Kolmation) ist demnach nicht zu rechnen.

29. Die Interpretation der Ergebnisse der Rechenfälle 2, 3, 3a und 3b vor dem Hintergrund der sonstigen Randbedingungen macht deutlich, dass die Voraussetzungen für einen hydraulischen Erosions-Grundbruch vorliegen. Demnach waren und sind die von Krupp (2012) in seinem

Kurzgutachten geäußerten Bedenken angebracht und eine Berücksichtigung bei künftigen Planungen und Genehmigungen wird für erforderlich gehalten.

30. Auch bei einem Dichtwandleck in größerer Tiefe, beispielsweise auf dem Niveau der Tagebausohle (Rechenfall 4), ergeben sich bedenkliche Druckverteilungen, insbesondere horizontale Druckgradienten, die schiebend auf den Böschungskörper zwischen Dichtwand und Tagebau TA II einwirken und daher destabilisierend auf die Tagebauböschung wirken. Diese hydraulischen Kräfte müssten ergänzend in die erdstatischen Berechnungen zur Standsicherheit der Tagebauböschung einbezogen werden.

Durch numerische Strömungsmodelle lassen sich für umfassende Standsicherheitsbetrachtungen wesentliche hydraulische Randbedingungen ableiten, die neben den rein erdstatischen Ansätzen zu berücksichtigen sind.

Zum LBGR -Gegengutachten

31. Bezüglich der Eignung der Einbindehorizonte für die Dichtwand bestehen weiterhin Zweifel. Für beide Einbindehorizonte muss aufgrund ihrer petrographischen Beschaffenheit angenommen werden, dass im Regelfall nicht die technisch erforderlichen k_f -Werte $\leq 10^{-9}$ m/s erreicht werden, auch wenn ein Einzelwert einer „amtlichen Probe“ die geforderten Spezifikationen zu erfüllen scheint.

32. Außerdem bestehen bekannte Lücken in dem oberen Einbindehorizont, die einen Rückgriff auf die nächst tiefer liegenden Schluffe erforderlich machen. Dabei entsteht jedoch eine Situation in der Umströmungen des tiefer reichenden Dichtwandabschnitts aus geometrischen Gründen nicht verhindert werden können. Schließlich bestehen auch im Bereich der Proschimer Störung, welche die Dichtwand-Trasse spitzwinklig kreuzt, vertikale Wegsamkeiten, welche die Dichtwirkung des Dichtwand-Bauwerks kompromittieren können.

33. Die vom LBGR (2012) vorgenommene Standsicherheitsbetrachtung für den geplanten Naturdamm bei Lieske geht von einem falschen Kräfteansatz aus und ist daher unzutreffend. Bei korrekter Betrachtung wirkt der hydrostatische Grundwasserdruck auf die Dichtwand und nicht auf die Uferböschung des Sedlitzer Sees. In diesem Fall ergeben sich grenzwertige Standsicherheiten für die Tagebauböschung, oder sogar unsichere Verhältnisse, ja nach Ausbildung tagebauseitiger schwebender Grundwasserkörper und der Neigung angenommener Gleitflächen.

34. Die vom LBGR (2012) behauptete Nicht-Eignung der Filterregel von Terzaghi zur Einschätzung einer Suffosionsgefahr wird zurückgewiesen, weil die Filterregel genau für diese Fragestellung bei dem Dichtwandbauwerk relevant ist. Durch die beispielhafte Anwendung der Filterregel auf das Kornspektrum einer Sandprobe aus Lieske wird nachgewiesen, dass der geforderte Sicherheitswert bei weitem verfehlt wird.

35. Die vom LBGR (2012) im Zusammenhang mit der Dichtwand behauptete hydraulische Grundbruchsicherheit beruht auf einem falschen Verständnis, nämlich dass hier nur der unmittelbar tagebauseitige Böschungsbereich zu betrachten sei. Betrachtet man jedoch den vollständigen Bereich abgesenkter Grundwasserdrücke nach Einstellung der Grundwasserhaltung, so muss während der Phase des Wiederanstiegs des Grundwasserdrucks ein hydraulischer Grundbruch der Tagebausohle prognostiziert werden.

36. Die Ausführungen des LBGR (2012) zur Dammsicherheit negieren den Einfluss vorgegebener Gleitflächen, obwohl solche Gleitflächen nachweislich im Bereich des Tagebaus Welzow-Süd vorhanden sind und bereits zu Rutschungen geführt haben. Auch diesbezügliche Hinweise der Gemeinsamen Landesplanung (2011) hat das LBGR nicht berücksichtigt.

37. Das vom LBGR (2012) in seinem Gegengutachten gezogene Fazit ist daher zurückzuweisen. Dem LBGR wird empfohlen, bei bodenmechanischen Sicherheitsanalysen weniger schematisch vorzugehen, nicht nur bestimmte, in Rechenvorschriften vorgegebene klischeehafte Versagensfälle zu betrachten, sondern neben erdstatischen auch hydraulische Versagensszenarien zu berücksichtigen, ebenso die Konsequenzen eines Zusammenwirkens mehrerer Gefährdungsmomente.

Das LBGR-Gutachten hat seinerseits Defizite, die hauptsächlich durch die fehlende oder nicht sachgerechte Berücksichtigung hydraulischer Einflüsse bedingt sind.

Quellen

Association of State Dam Safety Officials (2013) About Dam Safety.

<http://www.damsafety.org/news/?p=412f29c8-3fd8-4529-b5c9-8d47364c1f3e>

Chiang W, Kinzelbach W, Rausch R (1998) Aquifer Simulation Model for Windows.

Borntraeger, ISBN 3-443-01039-3

<http://www.ifu.ethz.ch/publications/software/asmwin>

DHI-WASY (2010) Prognosen zur Flutung des Welzower Sees. DHI-WASY GmbH, Dresden. Bestell-Nummer E36-4501699997

Drebenstedt C und Rascher J (1998) Zu den geologischen Bedingungen und den bergbautechnologischen Möglichkeiten der Wiedernutzbarmachung im Lausitzer Braunkohlerevier. In: Jahrbuch Bergbaufolgelandschaft 1998 (Hrsg.: Dachverband Bergbaufolgelandschaft e.V. und Stiftung Bauhaus Dessau), S. 34 – 46 (ISBN 3-9805368-9-0)

Fahle W, Arnold I, Schultze D und Senftenberg W (1998) Der Einsatz von Dichtwänden im Lausitzer Braunkohlerevier. TIEFBAU 8/1998, 540-545.

http://www.baumaschine.de/fachzeitschriften/baumaschinen/bauportal_dateien/1998/heft8/a540_545.pdf/at_download/file

Fisch S (2012) Auswirkungen von Braunkohlentagebauen in der Lausitz auf die hydrologischen Verhältnisse und Maßnahmen zur Minderung. 1. Regionaler Workshop des EU-Projektes NEYMO, 17. September 2012. Dr. Stephan Fisch Vattenfall Europe Mining AG

http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/download/6_Braunkohletagebau_Fisch.pdf

Franke D (2012) Regionale Geologie von Ostdeutschland - Ein Wörterbuch.

<http://regionalgeologie-ost.de/Word-Text%20Internet.pdf>

Gemeinsame Landesplanung (2011 a) Allgemeinverständliche Zusammenfassung des Umweltberichtes zu den Braunkohlenplänen „Tagebau Welzow-Süd, Weiterführung in den räumlichen Teilabschnitt II und Änderung im Teilabschnitt I“ (brandenburgischer Teil und sächsischer Teil). Gemeinsame Landesplanungsabteilung der Länder Berlin-Brandenburg und Regionaler Planungsverband Oberlausitz-Niederschlesien. Juli 2011

Gemeinsame Landesplanung (2011 b) Umweltbericht zu den Braunkohlenplänen „Tagebau Welzow-Süd, Weiterführung in den räumlichen Teilabschnitt II und Änderung im Teilabschnitt I“ (brandenburgischer Teil und sächsischer Teil) Gemeinsame Landesplanungsabteilung der Länder Berlin-Brandenburg und Regionaler Planungsverband Oberlausitz-Niederschlesien. Juli 2011

Genahl T, Alexander S (2005) Der Kauscher Graben im Tagebau Welzow-Süd. Bergbau 7/2005, 298-301.

Geomontan (2010) Gutachten zur Abbauführung im Tagebau Welzow-Süd / Räumlicher Teilabschnitt II, unter Berücksichtigung von bergbaubedingten Umsiedlungen. Freiberg, 22. Februar 2010.

Göthel M (2004) Stratigraphie des Känozoikums in Brandenburg mit spezieller Berücksichtigung des Braunkohlenreviers Lausitz. Brandenburgische Geowiss. Beiträge., 11, 149-168.

Hannemann M (1995) Über Intensität und Verbreitung glazigener Lagerungsstörungen im tiefen Quartär und im Tertiär Brandenbuegs. Brandenburgische Geowiss. Beiträge, 1, 51-60

Katzur J, Böcker L (2010) Chronik der Rekultivierungsforschung und Landschaftsgestaltung im Lausitzer Braunkohlenrevier bis 1990. Weißensee Verlag, ISBN 978-3-89998-186-5

Kendzia G, Tölzer B (1999) Geotechnische Herausforderung bei der Überwindung glazigener Strukturen im Vorschnitt des Tagebaues Welzow-Süd. Surface Mining 51(1999), 663-669.

Ketzmer WE, Schneider H, Welsch G (1995) Der Abbau des Unterbegleiters im Tagebau Welzow-Süd und die damit verbundenen Probleme der technologischen Betriebsführung des Abraumförderbrückenverbandes (F60). Braunkohle 12, 36-43.

Kinzelbach W (2011) Skript zur Vorlesung Hydraulik I. ETH Zürich.
http://www.ifu.ethz.ch/GWH/education/undergraduate/Hydraulik_I/Vorlesungen

Krupp R (2012) Geotechnische Probleme im Zusammenhang mit dem Braunkohlenplanverfahren Tagebau Welzow-Süd, Brandenburg und Sachsen. Kurzgutachten im Auftrag von Greenpeace e. V.. Burgdorf, 22. August 2012, 24 S.

Kühner R (2009) Neue Ergebnisse zum Nachweis neotektonischer Aktivitäten im Quartär des Tagebaus Welzow-Süd, Südbrandenburg. Brandenburg. geowiss. Beitr., 16, 87-93.

LBGR (2012) Braunkohlenplanverfahren Tagebau Welzow-Süd, TA II. Stellungnahme zu dem Kurzgutachten von Greenpeace „Geotechnische Probleme im Zusammenhang mit dem Braunkohlenplanverfahren Tagebau Welzow-Süd, Brandenburg und Sachsen“. Landesamt für Bergbau, Geologie und Rohstoffe, Cottbus, 30. November 2012.

LBGR (2004) Atlas zur Geologie von Brandenburg im Maßstab 1:1 000 000. Stackebrandt W und Manhenke V (Hrsg.), 157 Seiten, Landesamt für Bergbau, Geologie und Rohstoffe, Cottbus

LMBV (2002) Restlochkette Sedlitz-Skado-Koschen. Stand: August 2002
Herausgeber: Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH

LMBV (2010) Welzow-Süd/Jänschwalde/Cottbus-Nord, LMBV-Bereiche. Wandlungen und Perspektiven 15. Herausgeber: Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH, Dezember 2010

Manhenke V (2002) Hydrostratigrafische Gliederung der känozoischen Lockergesteine von Brandenburg. Brandenburgische Geowissenschaftliche Beiträge, 9, 59-64

Nowel W, Bönisch R, Schneider W, Schulze H (1989) Geologie des Lausitzer Braunkohlenreviers. LAUBAG, Senftenberg, 101 S.

Oehmig R (2003) Die Geologische Erkundung von Abraumförderbrücken-Innenkippen in Niederlausitzer Braunkohlentagebauen. Habilitationsschrift im Fach Geologie, Brandenburgische Technische Universität Cottbus Fakultät Umweltwissenschaften und Verfahrenstechnik. 379 S.
http://opus.kobv.de/btu/volltexte/2007/156/pdf/diss_oehmig.pdf

Prinz H (1997) Abriss der Ingenieurgeologie. 3. Auflage, Enke-Verlag, Stuttgart, 546 S.

Quarks & Co (2009) Studioexperiment: Hydraulischer Grundbruch. Sendung vom 05. Mai 2009, 21.00 - 21.45 Uhr

http://www.wdr.de/tv/quarks/sendungsbeitraege/2009/0505/001_einsturzgefahr_3.jsp?startMedium=29211&startPicture=/tv/fsstd-technik/codebase/img/default_startbild.jpg&dsIsrc=rtmp://gffstream.fcod.llnwd.net/a792/e2/tv/quarks/090505_einsturz_studioexperiment_big.flv&overlayPic=/tv/quarks/codebase/img/overlay_video.png&offset=0&red=fsstd-tv%2Fquarks&base=/tv/quarks/codebase/video/&isdnSrc=rtmp://gffstream.fcod.llnwd.net/a792/e2/tv/quarks/090505_einsturz_studioexperiment_small.flv

Rodgers D (2013) Retrospective on the Failure of Teton Dam near Rexburg, ID, June 5, 1976. Karl F. Hasselmann Chair in Geological Engineering, Department of Geological Sciences & Engineering University of Missouri, Rolla Missouri
http://web.mst.edu/~rogersda/teton_dam/Retrospective%20on%20Teton%20Dam%20Failure.pdf

Tölzer B, Meinig H (2002) Gewinnung des Unterbegleiters des 2. Lausitzer Flözhorizontes im Tagebau Welzow-Süd unter komplizierten geotechnischen und technologischen Bedingungen. Surface Mining, 54(2002), 332-346.

Tschirner N, Brückner C, Gruhlke P (2000) Untersuchungen zur Überbaggerung des Altbergbaureviers Welzow durch den LAUBAG-Tagebau Welzow-Süd. Surface Mining, 52(2000), 47-55.

Vattenfall Europe Mining (2012) Bahnsdorfer Rinne, Geologischer Schnitt 4. (Persönlicher Schriftwechsel, Dr. Arnold)

Vattenfall Europe Mining (2010) Tagebau Welzow-Süd, Geologischer Schnitt Dichtwand, Teile 1 und 2.

Vattenfall Europe Mining (2010a) Dokumentation zum Grundwasserströmungsmodell „Welzow-Süd“. 30.09.2010, Bearbeiter: Dipl.-Ing. M. Mietzsch

Vattenfall Europe Mining (2009) Bodenmechanische Stellungnahme zum Tagebau Welzow-Süd, Räumlicher Teilabschnitt II. Vattenfall Europe Mining, Abt. Geotechnik., Cottbus, 31.10.2009 (E-ZGB-tö-563)

Vattenfall Europe Mining (2007) Verfahrensführende Unterlagen zum Braunkohlenplan Tagebau Welzow-Süd räumlicher Teilabschnitt II, vom Juni 2007.

VEB Kombinat Geologische Forschung und Erkundung Halle (1983) Hydrogeologische Karte der Deutschen Demokratischen Republik, 1:50 000, Blatt Senftenberg O/Spremberg 1110 -1/2.

Winkler M (1988) Simulation der Grundwasserströmung mit dem ständig arbeitenden Modell „WELS“ des Großtagebaus Welzow-Süd. Neue Bergbautechnik 18(11), 414-417.

ZGI (1980) Lithofazieskarten Quartär, 1:50 000, Blatt Hoyerswerda 2469. Zentrales Geologisches Institut, Berlin.

➡ **Kein Geld von Industrie und Staat**

Greenpeace ist international, überparteilich und völlig unabhängig von Politik, Parteien und Industrie. Mit gewaltfreien Aktionen kämpft Greenpeace für den Schutz der Lebensgrundlagen. Mehr als eine halbe Million Menschen in Deutschland spenden an Greenpeace und gewährleisten damit unsere tägliche Arbeit zum Schutz der Umwelt.