

Erdbaulabor Leipzig GmbH · 04416 Markkleeberg · Magdeborner Straße 9

**Stadtverwaltung Markkleeberg
Rathausplatz 1**

D-04416 Markkleeberg

Nach RAP-Str 04 anerkannte Prüfstelle für die Fachbereiche:
A1; A3; A4: Böden einschl. Bodenverbesserungen
D3: Gesteinskörnungen
H1; H3: Hydraulisch gebundene Gemische einschl. Bodenverfestigungen
I3: Gemische für Schichten ohne Bindemittel

Markkleeberg, den 11. 12. 2009
Az: ebl_goe/ga2809092

Bm. Standsicherheitsnachweis

nach DIN EN 1997-1: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der
Geotechnik (2009) und DIN 1054: Sicherheitsnachweise im Erd- und
Grundbau (2005)

Standort: Stadt Markkleeberg, Areal zwischen dem
Markkleeberger See und der Auenhainer Straße

Bebauungsplangebiet: Seepromenade Markkleeberg-Ost

Auftraggeber: Stadtverwaltung Markkleeberg
Auftrag 90000039 vom 22. 09. 2009
Haushaltstelle: 61 00 09 40 68

Gültigkeit: Bodenmechanischer Standsicherheitsnachweis
für die Gesamtbebauung

Umfang: 29 Seiten Text, 2 Bilder,
21 Tabellen, 8 Anlagen

Ausfertigung: 1

Dipl.-Ing. Matthias Götz
Vom Sächsischen Oberbergamt
anerkannter Sachverständiger für Böschungen



1. Inhaltsverzeichnis

1.	Inhaltsverzeichnis	2
2.	Anlagenverzeichnis.....	3
3.	Veranlassung und Aufgabenstellung.....	5
3.1	Allgemeines	5
3.2	Bergtechnische Grundlagen	5
3.3	Grundbautechnisches Regelwerk	5
4.	Bergtechnische Entwicklung	6
4.1	Abgrabungen durch den Tagebau Espenhain	6
4.2	Böschungssanierung	6
4.3	Flutung des Markkleeberger Sees und Grundwasseranstieg	7
5.	Geotechnische Teilmodelle	9
5.1	Allgemeines	9
5.2	Teilmodell der Böschungsgeometrie	9
5.3	Teilmodell zur Regionalgeologie	11
5.4	Teilmodell zur Baugrundbeschaffenheit.....	12
5.5	Teilmodell zur Bodenschichtung.....	12
5.6	Teilmodell der erdstatischen Bodenkenngößen	13
5.7	Teilmodell zur Hydrologie	16
5.8	Teilmodell der äußeren Lasten	16
6.	Betrachtung von Grenzzuständen	17
6.1	Grundlagen	17
6.2	Untersuchungen zum Grenzzustand HYD	18
6.3	Berechnungen zum Grenzzustand GEO 3 (globaler Böschungsbruch)....	18
6.4	Grenzzustand SLS (Spannungs-Verformungsberechnungen).....	20
7.	Geotechnische Fachberatung.....	22
7.1	Gültigkeit der Standsicherheitsuntersuchung.....	22
7.2	Zusammenfassende Standsicherheitsbetrachtung	22
7.3	Mögliche Lasteintragen aus Bauungen	22
7.4	Bauwerksspezifische Standsicherheitsuntersuchungen	23
7.5	Kontrollmessungen.....	23
7.6	Kontrolle zu Randbedingungen der Standsicherheitsuntersuchung.....	26
8.	Unterlagen	27
9.	Normen / Fachliteratur.....	29

2. Anlagenverzeichnis

- A 1 - Lagepläne
- A 1.1 - B-Planvorlage mit Altbergbaustrukturen und Achsen der Berechnungsschnitte 1 bis 4, M 1 : 2 000
- A 1.2 - Lage- und Höhenplan mit Altbergbaustrukturen und Achsen der Berechnungsschnitte 1 bis 4, M 1 : 1 000

- A 2 - Berechnungsschnitt 1, M 1 : 500

- A 3 - Berechnungsschnitt 2, M 1 : 500

- A 4 - Berechnungsschnitt 3, M 1 : 500

- A 5 - Berechnungsschnitt 4, M 1 : 500

- A 6 - Berechnungen gegenüber globalem Böschungsbruch – Grenzzustand GEO 3
- A 6.1 - Berechnungsschnitt 1
- A 6.1.1 - Geometrisches Modell
- A 6.1.2 - Gebäude- und Verkehrslasten
- A 6.1.3 - kreiszylindrische Prüfflächen
- A 6.1.4 - Böschungsgleiten auf geologischer Gleitfläche Schicht 8
- A 6.1.5 - Böschungsgleiten auf geologischer Gleitfläche Schicht 10

- A 6.2 - Berechnungsschnitt 2
- A 6.2.1 - Geometrisches Modell
- A 6.2.2 - Gebäude- und Verkehrslasten
- A 6.2.3 - kreiszylindrische Prüfflächen
- A 6.2.4 - Böschungsgleiten auf geologischer Gleitfläche Schicht 8
- A 6.2.5 - Böschungsgleiten auf geologischer Gleitfläche Schicht 10

- A 6.3 - Berechnungsschnitt 3
- A 6.3.1 - Geometrisches Modell
- A 6.3.2 - Gebäude- und Verkehrslasten
- A 6.3.3 - kreiszylindrische Prüfflächen
- A 6.3.4 - Böschungsgleiten auf geologischer Gleitfläche Schicht 8
- A 6.3.5 - Böschungsgleiten auf geologischer Gleitfläche Schicht 10

- A 6.4 - Berechnungsschnitt 4
 - A 6.4.1- Geometrisches Modell
 - A 6.4.2- Gebäude- und Verkehrslasten
 - A 6.4.3- kreiszylindrische Prüfflächen
 - A 6.4.4- Böschungsgleiten auf geologischer Gleitfläche Schicht 8
 - A 6.4.5- Böschungsgleiten auf geologischer Gleitfläche Schicht 10

- A 7 - Ebene Berechnungen der Baugrundverformung – Grenzzustand SLS, zweidimensional (2D-Analyse)
 - A 7.1 - Berechnungsschnitt 1
 - A 7.1.1- Geometrisches Modell und FE-Netz
 - A 7.1.2- Grundspannungszustand
 - A 7.1.3- Modellierung Nutzungszustand
 - A 7.1.4- Verformungen aufgrund Gebäude-/Verkehrslasten im Nutzungszustand
 - A 7.1.5- Hauptspannungsrichtungen im Nutzungszustand
 - A 7.1.6- Ausnutzungsgrad Schubfestigkeit im Nutzungszustand

 - A 7.2 - Berechnungsschnitt 2
 - A 7.2.1- Geometrisches Modell und FE-Netz
 - A 7.2.2- Grundspannungszustand
 - A 7.2.3- Modellierung Nutzungszustand
 - A 7.2.4- Verformungen aufgrund Gebäude-/Verkehrslasten im Nutzungszustand
 - A 7.2.5- Hauptspannungsrichtungen im Nutzungszustand
 - A 7.2.6- Ausnutzungsgrad Schubfestigkeit im Nutzungszustand

 - A 7.3 - Berechnungsschnitt 3
 - A 7.3.1- Geometrisches Modell und FE-Netz
 - A 7.3.2- Grundspannungszustand
 - A 7.3.3- Modellierung Nutzungszustand
 - A 7.3.4- Verformungen aufgrund Gebäude-/Verkehrslasten im Nutzungszustand
 - A 7.3.5- Hauptspannungsrichtungen im Nutzungszustand
 - A 7.3.6- Ausnutzungsgrad Schubfestigkeit im Nutzungszustand

- A 8 - Räumliche Berechnung der Baugrundverformungen – Grenzzustand SLS, dreidimensional (3D-Analyse)
 - A 8.1 - Geometrisches Modell mit 6 Gebäudelasten
 - A 8.2 - Bodenverformungen mit 6 Gebäudelasten
 - A 8.3 - Setzungen mit 6 Gebäudelasten
 - A 8.4 - Horizontalverformungen mit 6 Gebäudelasten

3. **Veranlassung und Aufgabenstellung**

3.1 Allgemeines

Die Stadt Markkleeberg ist Aufsteller des Bebauungsplanes „Seepromenade Markkleeberg-Ost“. Dieses Plangebiet umfasst einen Teilbereich der nördlichen Abgrabungsgrenze des ehemaligen Tagebaues Espenhain, jetzt Nordufer des Markkleeberger Sees.

Am 06. 08. 2009 fand zwischen der Stadtverwaltung und dem unterzeichnenden Sachverständigen eine informative Erörterung zu den allgemeinen Standsicherheitsverhältnissen im B-Plangebiet im Hinblick auf die Böschungsbewegungen am Concordiassee in Nachterstedt statt [U13], [U15]. Im Ergebnis dieser Beratung sind Festlegungen zur Aktualisierung der bestehenden Standsicherheitsuntersuchung zum B-Plangebiet von 2001 [U5] getroffen worden, um die Bebauungsstrukturen des jetzigen Planungsstandes vom 07. 08. 2009 [U14] in diese Bewertungen mit einzuarbeiten.

Mit den Leistungen zur Bearbeitung des bodenmechanischen Standsicherheitsnachweises beauftragte die Stadt Markkleeberg den unterzeichnenden Sachverständigen für Böschungen [U1].

3.2 Bergtechnische Grundlagen

Das Bebauungsplangebiet unterliegt als Areal innerhalb der Abschlussbetriebsplangrenzen für den ehemaligen Tagebau Espenhain den Anforderungen der Bergaufsicht des Sächsischen Oberbergamtes. Die am 06. 09. 2009 in Kraft gesetzte Sächsische Bergverordnung SächsBergVO vom 16. 07. 2009 [F12] stellt an die Gewährleistung der geotechnischen Sicherheit folgende Anforderungen zur Standsicherheit von Böschungen auf:

- Die Standsicherheit von Böschungen ist unter Beachtung der hydrogeologischen Verhältnisse grundsätzlich nachzuweisen.
- Standsicherheitsberechnungen sind entsprechend dem fortschreitenden Sach- und Kenntnisstand zu aktualisieren, wenn sich die Eingangsparameter standsicherheits- oder tragfähigkeitsrelevant verändern.

Die Erarbeitung bzw. die Bestätigung der Standsicherheitsuntersuchungen ist – im Sinne der SächsBergVO – durch Sachverständige oder sachverständigen Stellen vorzunehmen.

3.3 Grundbautechnisches Regelwerk

Der aktuelle Stand der Bautechnik für grundbautechnische Nachweise wird zur Zeit durch die Normungen des EUROCODE 7 gemäß DIN EN 1997: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln (September 2009) [F11] in Verbindung mit der DIN 1054: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (2005) [F4], markiert.

4. Bergtechnische Entwicklung

4.1 Abgrabungen durch den Tagebau Espenhain

Die Böschungen im Plangebiet entstanden durch die Abgrabungen des ehemaligen Tagebaues Espenhain um 1978. Diese Abgrabungen sind in gewachsenem Boden hinein vorgenommen worden.

Die Abgrabungssohle lag bei ca. +50 m NHN, so dass - gegenüber der Geländehöhe von +119 m NHN (westliche Grenze des Plangebietes) und +127 m NHN (östliche Grenze des Plangebietes) - Gesamtabgrabungstiefen von 69 m bis 77 m hergestellt worden waren.

Die Entwässerung des Deckgebirges über der Braunkohle erfolgte über einen Filterbrunnenrandriegel (vertikale Einzelbrunnen mit Durchmesser um DN 600). Weitere unterirdische Auffahrungen an dieser Abgrabungsgrenze, wie das Anlegen von Entwässerungsstrecken und Schachtbauwerken, erfolgten nicht.

Bewertung: Durch die Abgrabungen entstand ein Böschungssystem, welches in gewachsenem Boden eingearbeitet worden ist. Zusätzliche Baugrundstörungen bzw. Auflockerungen durch unterirdische Auffahrungen, sind nicht vorgenommen worden.

4.2 Böschungssanierung

Im Zuge der Grundverpflichtungen der Lausitzer und Mitteldeutschen Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH sind zwischen 1999 und 2001 die Grundsanierungen zur Herstellung eines dauerstandsicheren Böschungssystems realisiert worden. Dabei erfolgte durch Umlagerung von Erdstoffen eine Profilierung der Böschungen nach Tabelle 1, einschließlich der Einarbeitung einer beküsten Uferzone für einen Endwasserspiegel im Markkleeberger See von +113 m NHN.

Tabelle 1: Profilierung der Böschungen zur Grundsanierung

Teilböschung	Oberkante	Unterkante	Neigungsverhältnis	Böschungsneigung
	[m NHN]	[m NHN]	[-]	[°]
oberhalb WWZ ⁽¹⁾	+119 ... +127	+113,5	1 : 3	$\beta = 18,4$
WWZ ⁽¹⁾	+113,5	+112,2	1 : 15	$\beta = 3,8$
unterhalb WWZ ⁽¹⁾	+112,2	ca. +109	1 : 6	$\beta = 9,4$
unterhalb +109 m NHN	belassen der bergbaulichen Böschungen (Berechnungsschnitte 1 bis 3) ⁽²⁾ bzw. Einbau Bauschuttstützkörper (Berechnungsschnitt 4) ⁽³⁾			

(1): WWZ: Wasserwechselzone bzw. Uferzone

(2): Anlagen 2 bis 4

(3): Anlage 5

Der Erdstoffabtrag erfolgte dabei oberhalb der Wasserwechselzone. Ein Erdstoffeinbau zur Unterfütterung der Uferbekiesung erfolgte mit einem zu erzielenden Verdichtungsgrad von $\geq 95\%$ Proctordichte ($D_{pr} \geq 95\%$).

4.3 Flutung des Markkleeberger Sees und Grundwasseranstieg

4.3.1 Flutungskonzept

Die Flutung erfolgte über eine Fremdwassereinleitung an der Südostecke des Markkleeberger Sees, damit der Wasseranstieg im Restloch dem parallel verlaufenden Grundwasseranstieg im Gebirge vorauslaufen kann. Nach dem Flutungskonzept ist von folgenden Anstiegsraten auszugehen (Tabelle 2):

Tabelle 2: Flutungsgeschwindigkeiten

Wasserstand im Markkleeberger See		Flutungsgeschwindigkeit
[m NHN]	[m NHN]	[cm/Tag]
von +60	bis +91	4
von +91	bis +112,5	0,5

Bewertung: Der kontinuierliche Grundwasseranstieg hat zu einem erosionsmindernden Überstauen der empfindlichen Böschungspartien unterhalb der Ordinate +91 m NHN geführt.

4.3.2 Zwischenstände

In Rahmen des geotechnischen Gutachtens von 2001 zum Bebauungsplan [U7] erfolgte eine Bewertung zum flutungszeitlichen Gefälle der Grundwasseranströmung aus Richtung Nord zum Stand 11/2001. Danach ergaben sich hydraulische Gefälle von $i_{vorh.} = 0,03$.

Bewertung: Ein hydraulisches Gefälle von $i_{vorh.} = 0,03$ wird als unkritisch eingeschätzt. Vergleichswerte zu kritischen Parametern aus [F3] sind in Tabelle 3 gegenübergestellt

Tabelle 3: Kontrollgradienten (i_{krit}) des hydraulischen Gefälles für verschiedene Bodenarten

Bodenart	i_{krit} nach <i>Tschugajew</i> [zitiert in F2]
Ton, dicht	$\geq 0,40 \dots 0,52$
Grobsand, Kies	$\geq 0,25 \dots 0,33$
schluffiger Ton	$\geq 0,20 \dots 0,26$
Mittelsand	$\geq 0,15 \dots 0,20$
Feinsand	$\geq 0,12 \dots 0,16$

4.3.3 Nachbergbauliche Grundwasserverhältnisse

Nach dem Erreichen des Endwasserspiegels im Markkleeberger See von +113 m NHN (zur Zeit unkritische Verharrung der Flutung bei ca. +112,8 m NHN) und dem Einstellen stationärer, nachbergbaulicher Grundwasserverhältnisse im Anschlussgebirge am Nordufer, werden Grundwasserstände nach der hydrologischen Modellrechnung HGMSBES von 2001 [U5] prognostiziert (Bild 1).

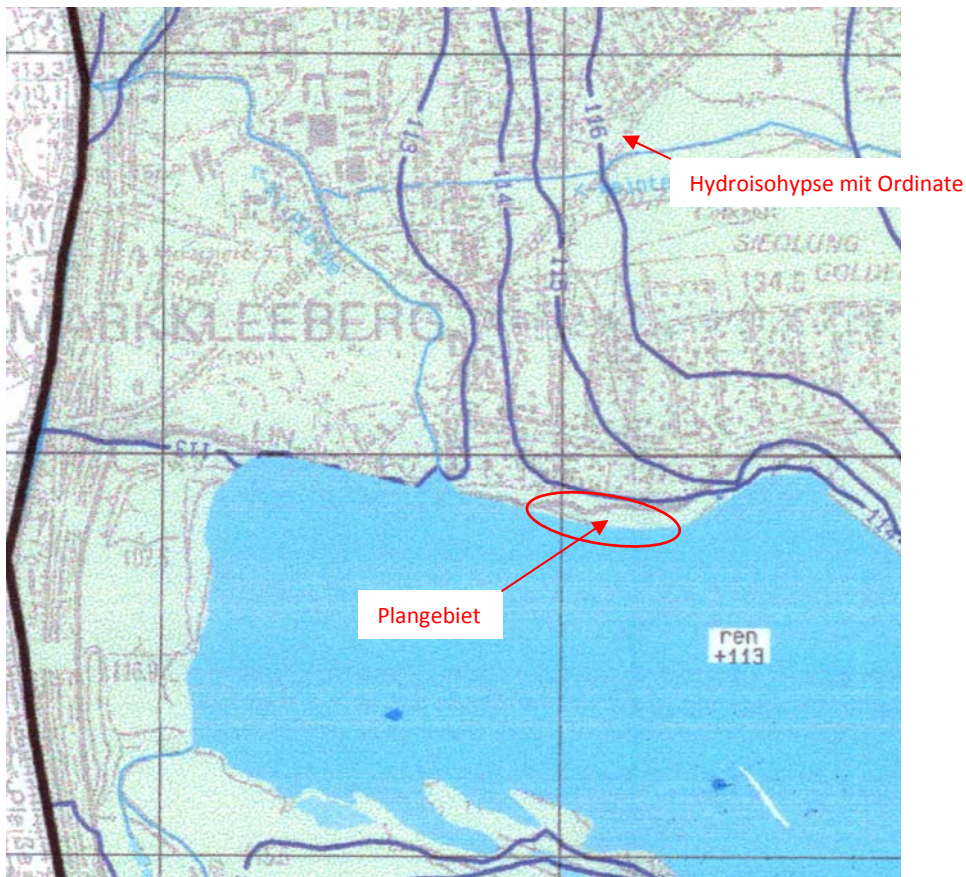


Bild 1: Ausschnitt HGMSBES, stationärer Zustand, mittlere Grundwasserneubildungsraten

Bewertung: Nachbergbaulich stellen sich weitestgehend ausgeglichene hydrologische Verhältnisse im Plangebiet ein. Bei einem Wasserstand im Markkleeberger See von +113 m NHN liegt die Grundwasser-Hydroisohypse von +114 m NHN parallel zur ca. 70 m bis 90 m entfernten Auenhainer Straße. Daraus leitet sich ein unkritisches hydraulisches Gefälle von $i_{\text{vorh}} \leq 0,015$ ab (vergleiche Tabelle 3). Die Gefahr von hydraulisch verursachter Bodenerosion besteht nicht.

Hinweis: Diese Betrachtungen betreffen den stationären Grundwasserspiegel im obersten Hauptgrundwasserleiter. Zusätzlich sind saisonbedingt oder permanent auftretende Sicker- und Schichtwasserführungen zu erwarten, die sich hydrologisch nur unzureichend modellieren lassen. Diese Schichtwasserführungen sind für Einzelbauwerke entsprechend den örtlichen Gegebenheiten zu beachten.

5. Geotechnische Teilmodelle

5.1 Allgemeines

Die Ermittlung von Standsicherheiten und die Bewertung von Baugrundverformungen aufgrund hydrologischer Beanspruchungen und Einwirkungen aufgrund äußerer Lasten, erfordert die Aufstellung von geotechnischen Teilmodellen.

Diese Teilmodelle betreffen die Geometrie, die Baugrund- und Grundwasserbeschaffenheit, die Bodenkenngößen, die äußeren Lasten durch Bauwerke und die zur Anwendung kommenden Berechnungsverfahren.

In der grundbautechnischen Praxis werden insbesondere für den Ansatz der Bodenkenngößen auf der sicheren Seite liegende Parameter angenommen, damit dem Sicherheitsniveau einer öffentlichen Bebauung des Plangebietes ausreichend Rechnung getragen wird.

5.2 Teilmodell der Böschungsgeometrie

5.2.1 Grundlagen

Die Böschungsgeometrie im Plangebiet wird durch die sichtbare Geländeprofilierung aus den bautechnischen Entwicklungen oberhalb der Uferlinie und durch die Unterwasser liegenden Teilböschungen bestimmt.

Für die oberhalb der Uferlinie liegende Böschungsgeometrie sind die Einmessungen aus dem Lage- und Höhenplan von 2005/2006 [U11] ausgewertet worden. Die Böschungsgeometrie der Unterwasser liegenden Teilböschungen erfolgte auf der Grundlage einer Lotung aus 2009 entlang von 4 durch den Unterzeichner vorgegeben Messprofilen [U16].

Aus beiden Vermessungsdaten sind vier Böschungsprofile digital konstruiert worden, die den Gesamtböschungsaufbau vom Grund des Markkleeberger Sees aus bis zur Auenhainer Straße abbilden. Diese vier Böschungsprofile sind als Berechnungsschnitte die Grundlage für bodenmechanische Standsicherheitsuntersuchungen (Tabelle 4 bzw. Anlage 1).

Tabelle 4: Zuordnungen der Berechnungsschnitte

Berechnungs- schnitt / Anlage	Koordinaten (Gauß-Krüger) Anfangspunkt (Norden)		Koordinaten (Gauß-Krüger) Endpunkt (Süden)	
	Rechtswert	Hochwert	Rechtswert	Hochwert
1 / Anlage 2	45.27.940,0	56.81.925,6	45.27.856,6	56.81.610,0
2 /Anlage 3	45.28.071,9	56.81.914,2	45.28.017,0	56.81.560,9
3 /Anlage 4	45.28.176,2	56.81.906,2	45.28.193,2	56.81.507,9
4 /Anlage 5	45.28.281,2	56.81.886,5	45.28.380,5	56.81.596,3

5.2.2 Bewertung der Unterwasserlotungen

Die Lotung der Unterwasserböschung erfolgte in Messschritten von max. 5 m Abstand. Die dabei aufgenommenen Lotungsprofile und das Lageplanaufmaß des Tagebaues Espenhain aus der Befliegung von 1998, sind in Achse der Berechnungsschnitte digital verschnitten worden. Damit kann die Profiltreue der Unterwasserböschung in den ersten 5 Jahren nach der Flutung des Markkleeberger Sees bewertet werden.

In den Berechnungsschnitten (Anlagen 2 bis 5) sind die Böschungskonturen von 1998 in der Farbe „grün“ und die Lotungsprofile in der Farbe „rot“ markiert.

Die Analyse beider Böschungskonturen zeigt, dass sich während der Flutung des Markkleeberger Sees und im Zeitraum der ersten Jahre nach der Flutung keine maßgebenden Veränderungen an den Böschungen durch Erosion bzw. weiteren Abspülungs- oder Ausspülungsprozessen eingestellt haben.

Als Ursache von geringen Glättungen von Böschungsbruchkanten kommt geringe Erosionswirkung in Frage, die hinsichtlich der Böschungsstandsicherheiten als unkritisch eingeschätzt werden.

Zudem sind aus den Lotungsergebnissen von 2009 und dem Vergleich mit der Böschungskontur von 1998 (vor der Sanierung), folgende Unterschiede deutlich erkennbar:

- Unterfütterung und der mit 1 : 6 vorgenommenen Anstützung der Uferbekiesung als Auffüllungsprofil unmittelbar unter dem Ufer
- Bauschuttstützkörper an den Steilbereichen der Unterwasserböschungen zwischen +107 und +93 m NHN (Anlage 5: Berechnungsschnitt 4)
- Bodenentnahmebereiche zur Massengewinnung im Zuge der bergbaulichen Grundsanie rung zwischen +109 m NHN und +102 m NHN (Anlage 4: Berechnungsschnitt 3).

Aus den Lotungen werden folgende Generalneigungen zwischen der Uferlinie und der ersten Unterwasserteilböschung ermittelt (Tabelle 5):

Tabelle 5: Generalneigung der ersten Unterwasserböschung unter der Uferlinie

Berechnungs- schnitt	Uferlinie ⁽¹⁾ [m NHN]	UK der ersten UW-Teilböschung ⁽¹⁾ [m NHN]	Neigungsverhältnis [-]	Neigung [°]
1	+112,8	+90,8	1 : 4,3	$\beta = 13,1$
2	+112,8	+92,8	1 : 5,3	$\beta = 10,7$
3	+112,8	+94,0	1 : 8,4	$\beta = 6,8$
4	+122,8	+93,3	1 : 5,2	$\beta = 10,9$

(1: gering gerundet)

5.3 Teilmodell zur Regionalgeologie

Die regionalgeologische Schichtenfolge wurde in [U2] beschrieben und in den geotechnischen Schnitten der berg- und bautechnischen Grundsanierung von 1998 [U3] eingearbeitet. Die maßgebenden Schichtenbezeichnungen und geologische Besonderheiten sind in Tabelle 6 zusammengestellt.

Tabelle 6: Regionalgeologische Schichtenfolge aus [U2]

Formation	Schlüssel-Nr.	Bezeichnung	Basis [m NHN]	Bodenart
Holozän	1050	Auekies ⁽¹⁾	+ 116 ... +117	Kiessand
Quartär	2410	Geschiebemergel ⁽²⁾	+ 120 ... +124	Schluff, sandig
Quartär	2640	Geologische Gleitfuge Bänderton	im B-Plangebiet nicht erkundet;	
Quartär	2660	Flussschotter ⁽³⁾	+119	Kiessand
Tertiär	6121	Formsand; Muschelsand	+95	Feinsand, schluffig
Tertiär	6130	Muschelschluff	+80 ... +87	Schluff, sandig
Tertiär	6270	Unterer Brauner Sand	+75 ... +78	Feinsand, schluffig
Tertiär	6503	Braunkohlenflöz IV	+65 ... +68	stückig-bankig
Tertiär	6530	Liegendschluff Braunkohlenflöz IV	im B-Plangebiet nicht erkundet	
Tertiär	6821	Mittlere Flusssande	+60 ... +63	Sand, schluffig
Tertiär	6830	Geologische Gleitfuge: Deckschluff Braunkohlenflöz II	+59 ... +60	Ton
Tertiär	7253	Braunkohlenflöz II	+50	stückig-bankig
Tertiär	7260	Geologische Gleitfuge: Liegendschluff Braunkohlenflöz II	+49	Ton
Tertiär	7320	Grundwasserleiter V	+47 ... +48	Sand

(1): nur in den Berechnungsschnitten 1 und 2 ausgebildet

(2): nur in den Berechnungsschnitten 3 und 4 ausgebildet

(3): nur im Berechnungsschnitt 4 ausgebildet

Bewertung: Die geologischen Besonderheiten bestehen damit im Anstehen von zwei geologischen Gleitfugen, die jeweils im Hangenden bzw. im Liegenden des Braunkohlenflözes II ausgebildet sind. Aufgrund der geologisch ruhigen Lagerungsverhältnisse weisen die Braunkohlenflöze und die Gleitfugen der sog. tonigen Flözbegleithorizonte eine horizontale Lage auf.

Die geologische Gleitfläche „Bänderton“ setzt unmittelbar östlich des B-Plangebietes ein, so dass im Rahmen dieser Standsicherheitsuntersuchung dazu keine Bewertungen erforderlich sind.

5.4 Teilmodell zur Baugrundbeschaffenheit

Für die Einteilung des Baugrunds in Hauptgruppen der Baugrundbeschaffenheit kommen die Zuordnungen nach DIN 18196: Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke (2006) zur Anwendung. Diese Zuordnungen lauten (Tabelle 7):

Tabelle 7: Zuordnungen in Hauptgruppen des Baugrunds

Hauptgruppe	Bodenarten	Feinkornanteil	Bodengruppen
grobkörnig	Kies, Sand, nicht bis schwach bindig	$d_{<0,063 \text{ mm}} \leq 5 \%$	GW, GE, GI, SW, SE, SI
gemischtkörnig	Sand-Schluff-Gemische	$5\% < d_{<0,063 \text{ mm}} \leq 40 \%$	SU, SU*, ST, ST*
feinkörnig	Schluff, Ton	$d_{<0,063 \text{ mm}} > 40 \%$	T, U
organisch	Braunkohle	-	Brk

5.5 Teilmodell zur Bodenschichtung

Für die erkundeten Bodenschichten wird ein Schichtenmodell aufgestellt, welches die Baugrundbeschaffenheit und die bodenphysikalischen Eigenschaften vordergründig nach bautechnischen Gesichtspunkten beschreibt und zu auf der sicheren Seite liegenden Aussagen zur Baugrundfestigkeit führt.

Die Zuordnungen des Teilmodells der Bodenschichten sind in Tabelle 8 dargelegt. Der idealisierte Verlauf dieser Baugrundsichten ist in den Berechnungsschnitten 1 bis 4 (Anlagen 2 bis 5) eingetragen.

Tabelle 8: Teilmodell der Bodenschichten

Bodenschicht	Schlüssel-Nr.	Hauptgruppe	Bodengruppen
1	2410	gemischtkörnig	SU* ... TL
2	2660	grobkörnig	SW, GW, SU, GU
3	6121	gemischtkörnig	SU, SU*
4	6130	feinkörnig	TL
5	6270	gemischtkörnig	SU
6	6503	organisch	Braunkohlenflöz IV
7	6821	grob- bis gemischtkörnig	SE, SW, SU
8	6830	geologische Gleitfuge: Hangendschluff Flöz II	TL, TM
9	7253	organisch	Braunkohlenflöz II
10	7260	geologische Gleitfuge: Liegend Schluff Flöz II	TL, TM

5.6 Teilmodell der erdstatischen Bodenkenngrößen

5.6.1 Grundlagen

Das Teilmodell der erdstatischen Bodenkenngrößen basiert auf einer Auswertung und Plausibilitätskontrolle der Berechnungsansätze aus den Standsicherheitsuntersuchungen der bergbaulichen Grundsanie rung. Diese Ansätze stützen sich auf umfassende bodenphysikalische Untersuchungen im Zuge der früheren aktiven Bergbautätigkeit.

Im Rahmen einer Plausibilitätsprüfung sind diese Ansätze hinsichtlich der Eignung für Standsicherheitsnachweise unter Dauerstandsicherheitsbedingungen bewertet und zum Teil abgemindert worden.

Für weitergehende Laboruntersuchungen zur Klärung des Festigkeitsverhaltens bestehen nach dem jetzigen Kenntnisstand keine Veranlassungen.

5.6.2 Ansatz erdstatische Bodenkenngrößen

Die abgeleiteten charakteristischen Bodenkenngrößen sind in Tabelle 9 zusammengestellt.

Tabelle 9: Ansatz charakteristischer erdstatischer Kennwerte

Boden- schicht	Scherfestigkeit		Wichte		Steifigkeit ⁽¹⁾	
	Reibungs- winkel	Kohäsion	erdfeucht	unter Auf- trieb	Steifenzahl	Exponent ⁽²⁾
	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]	[-]
1	$\varphi' = 27$	$c' = 2$	$\gamma = 21$	$\gamma' = 11$	$v = 150$	$w = 0,75$
2	$\varphi' = 32$	$c' = 0 \dots 1$	$\gamma = 19$	$\gamma' = 11$	$v = 400$	$w = 0,60$
3	$\varphi' = 25$	$c' = 2$	$\gamma = 19$	$\gamma' = 10$	$v = 200$	$w = 0,75$
4	$\varphi' = 22$	$c' = 5$	$\gamma = 20$	$\gamma' = 10$	$v = 150$	$w = 0,80$
5	$\varphi' = 30$	$c' = 0$	$\gamma = 18$	$\gamma' = 10$	$v = 400$	$w = 0,70$
6	$\varphi' = 32$	$c' = 10$	$\gamma = 11,5$	$\gamma' = 3$	$E_s = 18 \text{ MN/m}^2$, MC-Stg ⁽⁴⁾	
7	$\varphi' = 30$	$c' = 0$	$\gamma = 18$	$\gamma' = 10$	$v = 400$	$w = 0,70$
8	$\varphi'_R = 11,8^{(3)}$	$c'_R = 10^{(3)}$	$\gamma = 20$	$\gamma' = 10$	$v = 50$	$w = 1,00$
9	$\varphi' = 32$	$c' = 10$	$\gamma = 11,5$	$\gamma' = 3$	$E_s = 18 \text{ MN/m}^2$, MC-Stg ⁽⁴⁾	
10	$\varphi'_R = 13^{(3)}$	$c'_R = 5^{(3)}$	$\gamma = 20$	$\gamma' = 10$	$v = 50$	$w = 1,00$

(1: $E_s = f(v, w, \sigma_v)$)

(2: zur Ermittlung der spannungsabhängigen Steifigkeit mit dem Hardening-Soil-Stoffgesetz (siehe Textpunkt 5.6.3))

(3: Gleit- bzw. Restscherfestigkeit der geologisch vorgegebene Gleitfugen)

(4: Mohr-Coulomb-Stoffgesetz)

5.6.3 Stoffgesetze

5.6.3.1 Mineralische Böden

Für die nichtlinearen Spannungs-Verformungsberechnungen mit Finite-Elemente-Modellierungen, kommt das Hardening-Soil-Stoffgesetz (HS-Stg.) zur Anwendung (Bild 2). Das Stoffgesetz modelliert die Funktion zwischen den Spannungen und Verformungen im Boden.

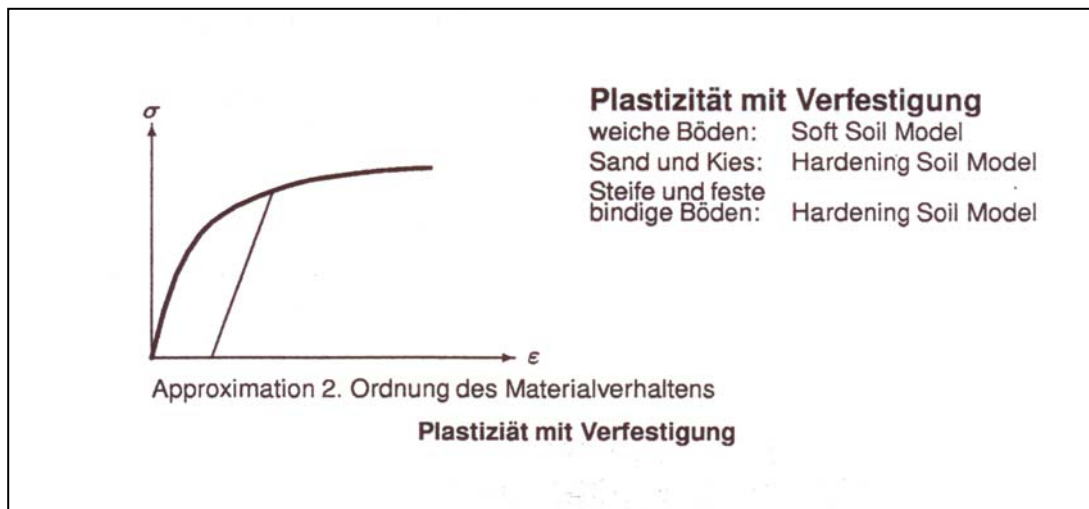


Bild 2: Spannungs-Verformungsverlauf im Hardening-Soil-Stoffgesetz (HS-Stg.)

5.6.3.2 Braunkohle

Zur Steifigkeit der Braunkohle hat *Neuber* [F1] Untersuchungen zum Gebirgsverhalten beim Kurzstrebbruchbau im Braunkohlentiefbau ausgewertet. Für unterschiedliche Braunkohlenvarietäten sind über einaxiale Druckversuche mit teilbehinderter Seitendehnung (70% Einspannung) folgende Parameter ermittelt worden (Tabelle 10):

Tabelle 10: Steifigkeit von Braunkohle bei teilbehinderter Seitendehnung

Probe	Wassergehalt	Bruchspannung [kN/m ²]	Stauchung im Bruchzustand	Elastizitätsmodul
Zeitz, West	w _n = 51%	σ _B = 240	ε _B = 14,5 %	E = 16,5 MN/m ²
Zeitz, Emilie	w _n = 54,3%	σ _B = 400	ε _B = 10,0 %	E = 40,0 MN/m ²
Großröda 470	w _n = 53,1%	σ _B = 294	ε _B = 6,0 %	E = 40,9 MN/m ²
Großröda 250	w _n = 53,0%	σ _B = 400	ε _B = 7,0 %	E = 57,0 MN/m ²
Großröda W II	w _n = 53,3%	σ _B = 440	ε _B = 5,5 %	E = 81,0 MN/m ²

Die Untersuchungsergebnisse von *Neuber* zeigen die Größenordnung des Elastizitätsmoduls von Braunkohle zumindest von E = 15 bis 20 MN/m² bzw. von E_s = 18 MN/m² für eine mittlere Poissonzahl von ν = 0,25.

5.6.4 Geohydraulische Kennwerte

5.6.4.1 Grundlagen

Die Durchlässigkeitsbereiche werden nach DIN 18130-1998 definiert (Tabelle 11).

Tabelle 11: k_f -Wert versus Durchlässigkeitsbereiche

k_f -Wert [m/s]	Durchlässigkeitsbereiche
unter 10^{-8}	sehr schwach durchlässig
10^{-8} bis 10^{-6}	schwach durchlässig
10^{-6} bis 10^{-4}	durchlässig
10^{-4} bis 10^{-2}	stark durchlässig

5.6.4.2 Durchlässigkeitsbeiwerte

Für die geohydraulischen Berechnungen im Rahmen dieses Standsicherheitsnachweises werden als charakteristische Kenngrößen die Parameter nach Tabelle 12 angesetzt.

Tabelle 12: Ansatz der Durchlässigkeitsbeiwerte

Schicht	1	2	3	4	5
k_f -Wert	10^{-6} m/s	$5 \cdot 10^{-4}$ m/s	$5 \cdot 10^{-6}$ m/s	10^{-7} m/s	10^{-5} m/s
Schicht	6	7	8	9	10
k_f -Wert	10^{-8} m/s	$5 \cdot 10^{-5}$ m/s	$5 \cdot 10^{-9}$ m/s	10^{-8} m/s	10^{-9} m/s

5.6.4.3 Effektiver Porenraum

Für Sickerlinienberechnungen sind die Parameter des effektiven Porenraumes anzusetzen. Zur Ableitung dieser Parameter sind die Untersuchungen von *Luckner* [F2] sowie nach *Odenwald et.al.* [F9.2] ausgewertet worden und in die Berechnungen eingegangen (Tabelle 13).

Tabelle 13: Parameter des effektiven Porenraumes n_{eff}

Bodenart	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine
n_{eff} [F2]	0,02 ... 0,05	0,03 ... 0,08	0,10 ... 0,20	0,20 ... 0,25	---
n_e [F9.2]	0,02 ... 0,05	0,03 ... 0,08	0,10 ... 0,15	0,20 ... 0,25	---

5.7 Teilmodell zur Hydrologie

5.7.1 Modellierung der Sickerlinien

Das Teilmodell zur Hydrologie geht von einem Endwasserspiegel im Markkleeberger See von +113 m NHN und einer Grundwasseranströmung aus Richtung Nord bzw. Nordost aus.

Die hydraulische Gradienten dieser Anströmung wird

- über einen Grundwasserstand an der Auenhainer Straße von +114 m NHN und
- einen gleichmäßigen Abbau des Druckpotentials bis zur Uferlinie

modelliert.

Als Bemessungsgrundwasserstand wird die Prognose der hydraulischen Modellrechnung mit einer Sicherheit von 1 m Grundwasserspiegel erhöht, so dass für den Bodenbereich in Höhe der Auenhainer Straße ein Grundwasserspiegel von +115 m NHN eingerechnet wird.

Hinweis: Die Voraussetzungen für einen ungeminderten Transport hydraulischer Potentiale aus dem Hinterland in böschungsnahen Bodenpartien, die u.a. bei unterirdischen Hohlräumen auftreten und damit unzulässige Auftriebswirkungen erzeugen könnten, sind für das Plangebiet nicht gegeben.

5.7.2 Modellierung Liegendwasserdruck

Hinsichtlich des hydraulischen Drucks aus dem Liegendgrundwasserleiter unter dem Braunkohlenflöz II (Wasserführung unter der Schicht 10) waren in [U2] Hinweise zu Liegendwasserüberdrücken aufgeführt, die sich aus Richtung Hinterland bis zur Sohle des Markkleeberger Sees zum damaligen Betrachtungszeitraum um 2000 abbauten.

Ein aktueller Vergleich der LMBV-Pegelmesswerte mit Liegendwasserdruckmessung mit dem zur Zeit ausgebildeten Wasserstand im Markkleeberger See von +112,8 m HNN zeigt, dass sich der Liegendwasserdruck gleich dem Seewasserspiegel eingestellt hat und standsicherheitsbeeinflusste Überdrücke nicht gemessen worden sind.

5.8 Teilmodell der äußeren Lasten

Entsprechend der Aufgabenstellung sind die möglichen Belastungen des B-Plangelandes durch Bauwerke in die Standsicherheitsbetrachtungen einzuarbeiten. Dazu werden ständige Lasten aus Gebäuden je Flurstück und Verkehrslasten auf den Freiflächen der Seepromenade gemäß Tabelle 14 modelliert.

Tabelle 14: Modellierung von Gebäude- und Verkehrslasten

Lastart	Einwirkung	Einwirkung	Bodendruck	Grundfläche
Gebäude	ständig	südlich der Auenhainer Straße	$p_s = 50 \text{ kN/m}^2$	10 m * 10 m
Gebäude	ständig	nördlich der Straße Seeblick	$p_s = 50 \text{ kN/m}^2$	10 m * 10 m
Gebäude	ständig	südlich der Straße Seeblick	$p_s = 50 \text{ kN/m}^2$	15 m * 15 m
Linienlast	Verkehr	Seepromenade	$p_v = 10 \text{ kN/m}^2$	8 m

6. Betrachtung von Grenzzuständen

6.1 Grundlagen

Eine Zusammenstellung von möglichen geotechnischen Grenzzuständen nach DIN EN 1997-1 (2009) ist in Tabelle 15 aufgeführt. Die Entscheidung zum Zutreffen einer der Grenzzustände für die zu untersuchende Problematik ist vom geotechnischen Sachverständigen zu treffen.

Tabelle 15: Zusammenstellung der Grenzzustände nach DIN EN 1997-1 (2009)

Grenzzustand	Bezeichnung	Nachweise (u.a.)
HYD	hydraulisch verursachtes Versagen	Erosion durch Grundwasserströmungsgradienten
UPL	Grenzzustand bei Gleichgewichtsverlust	Aufschwimmen
ULS/GEO 2	Grenzzustand der Tragfähigkeit	Grundbruch, Gleiten
ULS/GEO 3	Grenzzustand der Tragfähigkeit	Böschungs- und Geländebruch
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	Verformungen (Setzungen, Hebungen), Verschiebungen

Erläuterung: HYD: hydraulic; UPL: uplift; ULS: Ultimate Limit State; SLS: Serviceability Limit State

Aufgrund der örtlichen Verhältnisse und der Aufgabenstellung zur Bewertung der Gesamtstandsicherheit zukünftiger Bauungen im B-Plangebiet, werden folgende Grenzzustände als maßgebend ausgewiesen:

- Grenzzustand HYD: hydraulisch verursachte Versagen durch Erosion
- Grenzzustand GEO 3: Standsicherheit gegenüber globalem Böschungsbruch
- Grenzzustand SLS: Spannungs-Verformungsberechnungen.

Hinweis: Die Nachweise der Grenzzustände GEO 2 und UPL sind – sofern zutreffend – im Rahmen untersetzender Untersuchungen für die Einzelbauwerke zu führen.

6.2 Untersuchungen zum Grenzzustand HYD

Die Untersuchungen gegenüber einem Eintreten des Grenzzustandes HYD sind über Auswertungen von hydraulischen Gradienten der Grundwasseranströmung (Bild 1) und der Kontrolle der Unterwasserböschungskontur gegenüber Veränderungen seit der Flutung des Markkleeberger Sees vorgenommen worden.

Nach den Untersuchungen (siehe Textpunkte 4.3.3 und 5.2.2) sind keine als kritisch einzuschätzenden Grundwasseranströmungsgradienten gegeben. An der Unterwasserkontur in Linie der geloteten Profile sind zudem keine Veränderungen erkennbar, die auf signifikante Bodenabspülungen und Erosion an den Böschungflächen schließen lassen würden.

Bewertung: Eine Unbedenklichkeit gegenüber dem Grenzzustand HYD wird damit ausgewiesen.

6.3 Berechnungen zum Grenzzustand GEO 3 (globaler Böschungsbruch)

6.3.1 Grundlagen

Die erdstatischen Berechnungen zur Standsicherheit gegenüber globalem Böschungsbruch werden gemäß DIN 1054: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (2005) und DIN 4084: Geländebruchberechnungen (2009), auf der Grundlage von Teilsicherheitsbeiwerten geführt.

Dazu werden erdstatische Grenzzustände zwischen der Größe von standsicherheitsfördernden (Widerstände) gegenüber standsicherheitsmindernden (Einwirkungen) Kräften betrachtet.

Nach dem Sicherheitskonzept der DIN EN 1997-1 wird der Nachweis zur Sicherheit gegen Eintritt eines Grenzzustandes dann erbracht, wenn die Bemessungswerte von maßgebenden Einwirkungen ($\sum E_{d,i}$) kleiner/gleich den Bemessungswerten der maßgebenden Widerstände ($\sum R_{d,i}$) sind:

Nachweis der Einhaltung der Grenzzustandsbedingung: $\sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i}$ bzw. $\mu \leq 1,0$.

Die Teilsicherheitsbeiwerte lauten für die Bemessungssituation BS-P (Persistent situations), also für ständige und regelmäßig während der Funktionszeit des Bauwerks auftretende veränderliche Einwirkungen, entsprechend Tabelle 16. Diese Bemessungssituation BS-P entspricht dem früheren Lastfall 1 nach DIN 1054: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (2005).

Tabelle 16: Zusammenstellung der Teilsicherheitsbeiwerte, Grenzzustand GEO 3

Bemessungssituation	Teilsicherheitsbeiwerte γ für Grenzzustand GEO 3				
	φ'	c_c'	Wichte	ständige Einwirkungen	ungünst. veränderl. Einwirkungen
BS-P	1,25	1,25	1,0	1,0	1,3

Die Berechnungen erfolgten mit dem PC-Programmsystem GGU-Stability, Version 9.12, vom 26. 06. 2009.

6.3.2 Berechnungsergebnisse zum globalen Böschungsbruch

Die Berechnungsergebnisse eines Böschungsversagens gegenüber globalem Böschungsbruch sind in Tabelle 17 zusammengefasst. Dabei sind die möglichen Lasten aus zulässigen Bebauungen gemäß B-Plan eingerechnet worden.

Tabelle 17: Darstellung der Berechnungsergebnisse gegenüber globalem Böschungsbruch

Berechnungsschnitt	Geometrie	Lastanordnung	Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen / Anlage		
			kzP ⁽¹⁾	VG Schicht 8 ⁽²⁾	VG Schicht 10 ⁽²⁾
1	Anlage 6.1.1	Anlage 6.1.2	$\mu \leq 0,85$ / Anlage 6.1.3	$\mu \leq 0,90$ / Anlage 6.1.4	$\mu \leq 0,97$ / Anlage 6.1.5
2	Anlage 6.2.1	Anlage 6.2.2	$\mu \leq 0,67$ / Anlage 6.2.3	$\mu \leq 0,76$ / Anlage 6.2.4	$\mu \leq 0,89$ / Anlage 6.2.5
3	Anlage 6.3.1	Anlage 6.3.2	$\mu \leq 0,74$ / Anlage 6.3.3	$\mu \leq 0,85$ / Anlage 6.3.4	$\mu \leq 0,95$ / Anlage 6.1.5
4	Anlage 6.4.1	Anlage 6.4.2	$\mu \leq 0,82$ / Anlage 6.4.3	$\mu \leq 0,92$ / Anlage 6.1.3	Gleitfuge eingespannt

(1: kzP: kreiszylindrische Prüfflächen

(2: VG: geologisch vorgegebene Gleitfuge

Bewertung: Die Ergebnisse weisen durchgehend die ausreichende Standsicherheit der Gesamtböschung gegenüber den Gesamlasteintragungen aus Gebäude- und Verkehrslasten des B-Plangebietes aus.

Hinweis: Hinsichtlich der Bewertung der Standsicherheiten auf den geologischen Gleitfugen Schicht 8 und Schicht 10 wird folgendes erläutert: Die Berechnungen sind unter der auf der sicheren Seite liegenden Annahme geführt worden, dass sich die Scherfestigkeit in diesem Boden bereits bis zur Restscherfestigkeit abgebaut hat.

6.4 Grenzzustand SLS (Spannungs-Verformungsberechnungen)

6.4.1 Grundlagen

Die Ziele der Spannungs-Verformungsberechnungen sind Erkenntnisse zu

- den lastbedingten Verformungen (Horizontal- und Vertikalverschiebungen) des Bodens und
- den Ausnutzungsgraden der Schubfestigkeit und der Ausbildung von Scherfugen.

Die zur Anwendung gekommenen Berechnungscodes sind in Tabelle 18 benannt.

Tabelle 18: Berechnungscodes für Spannungs-Verformungsberechnungen

Berechnungsart	Programmcodes	Bewertung	Ergebnisse
2-dimensional	PLAXIS 2D, v9	drei Berechnungsschnitte	Anlage 7
3-dimensional	PIAXIS 3D, v2.2	eine räumliche Struktur	Anlage 8

6.4.2 Ergebnisse der 2-dimensionalen Berechnungen

Mit den Berechnungen ist zuerst die geologische Entstehungsgeschichte des Böschungssystems durch die Modellierung eines Grundspannungszustandes vor den Abgrabungen des Tagebaues Espenhain generiert worden.

Diese Modellierungen sind nach Tabelle 19 dokumentiert.

Tabelle 19: Finite-Elemente-Netz und Modellierung Grundspannungszustand

Berechnungsschnitt	FE-Netz	Grundspannungszustand
1	Anlage 7.1.1	Anlage 7.1.2
2	Anlage 7.2.1	Anlage 7.2.2
3	Anlage 7.3.1	Anlage 7.3.2

In einer zweiten Berechnungsphase sind die Abgrabungen des Tagebaues Espenhain und die Herstellung der sanierten Böschungskontur, der Einstau des Markkleeberger Sees und die zulässigen Gesamtlasten aus Bauungen im B-Plangebiet in den Analysen verarbeitet worden.

Die Ergebnisse zu den Verformungen und den Spannungen sind in Tabelle 20 zusammengefasst.

Tabelle 20: Ergebnisse der Spannungs-Verformungsberechnungen

Berechnungs-schnitt	totale Verformungen ⁽¹⁾		Ausnutzung Schubspannungen ⁽²⁾	
	Betrag [cm]	Ergebnis	τ_{rel} [%]	Ergebnis
1	≤ 5 cm	Anlage 7.1.4	60 ... 70	Anlage 7.1.6
2	≤ 4,5 cm	Anlage 7.2.4	60 ... 70	Anlage 7.2.6
3	≤ 6 cm	Anlage 7.3.4	60 ... 70	Anlage 7.3.6

(1: Setzungsmulde aus Gesamtgebäudelasten als die Beträge totaler Verschiebungen (horizontal und vertikal)

(2: im Kernbereich der Randböschung)

Im Finite-Elemente-Code PLAXIS ist der Ausnutzungsgrad der Schubfestigkeit über die relative Schubspannung folgendermaßen definiert:

$$\tau_{rel} = \tau_{vorh} / \tau_{max}$$

Der Parameter τ_{max} ist dabei der Maximalwert der mobilisierbaren Scherfestigkeit. Bei $\tau_{rel} = 1,0$ werden örtlich – für das jeweilige finite Bodenelement – somit 100% der Scherfestigkeit ausgenutzt.

Bewertungen:

Die Ausnutzungsgrade der Schubspannungen von $\tau_{rel} = 60\% \dots 70\%$ weisen ein unkritisches Niveau auf. Die Verformungen aus den Gesamtgebäudelasten von bis zu 6 cm sind maximale Grenzwerte, die real eher unterschritten werden. Die Verformungen verlaufen flachwellig.

Die örtlich höheren Ausnutzungsgrade von böschungsnahen Bodenelementen und der untersten, unter Wasser liegenden Teilböschung von $\tau_{rel} = 80\% \dots 90\%$, harmoniert mit den erdstatischen Berechnungen zum Grenzzustand GEO 3 und den dort gegebenen Standsicherheitsverhältnissen gegenüber Böschungsgleiten. Diese Modellierungen gehen – analog zu den Berechnungen zum Grenzzustand GEO 3 – von einem auf der sicheren Seite liegenden Ansatz aus, dass sich die Scherfestigkeit in den geologischen Gleitfugen (Schichten 8 und 10) bereits bis zur Restscherfestigkeit abgebaut hat (siehe Hinweis im Textpunkt 6.3.2).

6.4.3 Ergebnisse der 3-dimensionalen Berechnungen

Diese Analyse modelliert die Einwirkung von 6 Gebäudelasten in Achse des Berechnungsschnittes 3. Das geometrische Modell ist auf Anlage 8.1 dargestellt. Die Auswertungen der Beträge von dreidimensionalen Bodenverformungen (Anlage 8.2) weist Werte aus dem gegenseitigen Einfluss der Gebäudelasten von $|u| \leq 1$ cm auf. Gleichfalls bestehen keine signifikanten gegenseitigen Beeinflussungen der Gebäudestandorte aus Überschneidungen von Horizontalverschiebungen ($u_z < 1,0$ cm) in Richtung Markkleeberger See (Anlage 8.4).

Bewertung: Aus der Gruppenwirkung von Gebäuden entstehen keine kritischen Bodenverformungen.

7. Geotechnische Fachberatung

7.1 Gütigkeit der Standsicherheitsuntersuchung

Vorliegende Standsicherheitsuntersuchung gilt für die Bewertung der Gesamtstandsicherheit von Bauungen auf der Gesamtböschung des Markkleeberger Sees in den Grenzen des B-Planes „Seepromenade Markkleeberg-Ost“.

Die Standsicherheit der Einzelbauwerke und die Tragfähigkeit deren Gründungen ist dagegen kein Gegenstand dieser Untersuchung. Diese Nachweise sind jeweils objektbezogen zu führen.

7.2 Zusammenfassende Standsicherheitsbetrachtung

Als zusammenfassende Standsicherheitsbetrachtung wird dem untersuchten Randböschungssystem des Markkleeberger Sees eine ausreichende Standsicherheit attestiert.

Gegenüber den Bauungen gemäß B-Plan (Anlage 1.1) mit den Randbedingungen nach Textpunkt 7.3, bestehen aus geotechnischer Bewertung keine Bedenken.

7.3 Mögliche Lasteintragungen aus Bauungen

Zur Sicherung der gegebenen Standsicherheitsverhältnisse wird es als erforderlich erachtet, im B-Plan folgende Randbedingungen über zulässige Lasteintragungen von Gebäuden festzuschreiben:

- Gründung von Gebäuden auf Flächengründung als Stahlbetonfundamentplatte, damit eine verteilte Lasteintragung in den Baugrund erzielt werden kann;
- Einhaltung eines mittleren Sohldrucks der Fundamente von $\sigma_{zul.} = 50 \text{ kN/m}^2$; dieser Sohldruck wird aus dem Gesamtgewicht des Gebäudes und der Gesamtfläche der Fundamentplatte definiert;

Höhere Gebäudelasten bzw. punktartige Lasteintragungen (Türme u.ä.) bedürfen objekt- und situationsbezogenen Bewertungen zur Zulässigkeit, zu den Auswirkungen auf die Standsicherheit der Gesamtböschung und den Auswirkungen auf Nachbarbauwerke. Diese Abweichungen sollten einer Einzelfallprüfung unter Hinzuziehung eines geotechnischen Sachverständigen unterzogen werden.

7.4 Bauwerksspezifische Standsicherheitsuntersuchungen

Für jedes Bauwerk muss eine spezifische geotechnische Untersuchung zur Feststellung der örtlichen Baugrund- und Grundwasserbeschaffenheit erfolgen. Dazu sind die Regeln und Hinweise der DIN EN 1997-2 in Verbindung mit der DIN 4020 einzuhalten.

Die geotechnischen Nachweise für die Standsicherheiten der Gründung und des Gebäudes auf der jeweiligen Teilböschung sind in jedem Einzelfall nach DIN EN 1997-1 in Verbindung mit der DIN 1054 zu führen.

7.5 Kontrollmessungen

Das Böschungssystem ist letztlich ein künstlich hergestelltes Erdbauwerk, welches im Ergebnis eines massiven Eingriffs in den Untergrund durch die Abgrabungen des ehemaligen Tagebaues Espenhain entstanden ist.

In der vorliegenden Standsicherheitsuntersuchung ist bezüglich der Parameteransätze der bisher vorliegende Kenntnisstand eingegangen, damit auf der sicheren Seite liegende Aussagen getroffen werden können. Die nachgewiesene geotechnische Standsicherheit und Unbedenklichkeit sollte durch Kontrollmessungen bestätigt werden, damit die geotechnischen Modellierungen mit dem tatsächlichen Verhalten verglichen werden können.

Zur Kontrolle der vorhergesagten Standsicherheiten werden die Hinweise und Regeln der DIN EN 1997: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1, aufgegriffen. Bei *„Bauwerken, die sich auf wichtige Teile ihrer Umgebung unvorteilhaft auswirken können oder deren Versagen ungewöhnliche Risiken für Personen und Sachen bedeutet, sollten Kontrollmessungen für mehr als zehn Jahre nach Bauabschluss oder während der gesamten Nutzungszeit gefordert werden.“*

Für die Böschungen und Grundwasserverhältnisse im Geltungsbereich des B-Planes wird seitens des unterzeichnenden Sachverständigen folgende Untersetzung dieser Anforderung nach Kontrollmessungen als erforderlich erachtet:

7.5.1 Kontrolle Grundwasserverhältnisse

Die Messungen der Grundwasserverhältnisse im B-Plangebiet sind jährlich bei der bergrechtlich zuständigen Lausitzer- und Mitteldeutschen Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH anzufordern. Dazu ist der jeweils aktuelle Grundwasserriss der LMBV zu übergeben.

Kontrollparameter:

- Einhaltung des Bemessungsgrundwasserstandes von $\leq +115$ m NHN in Linie der Auenhainer Straße
- Einhaltung unkritischer hydraulischer Gradienten von $i_{\text{vorh}} \leq 0,06$.

7.5.2 Kontrolle der Böschungsbeschaffenheit

Die Böschungen im B-Plangebiet sind jährlich unter Mitwirkung eines geotechnischen Sachverständigen zu befahren und hinsichtlich Auffälligkeiten zu bewerten. Derartige Auffälligkeiten könnten Sickerwasseraustritte oder Erosionsschäden betreffen.

Die Ergebnisse dieser Kontrollen zur Böschungsbeschaffenheit sind in Berichten zu dokumentieren.

7.5.3 Kontrolle von Bodenverformungen

Die Aufnahme von Bauwerklasten durch die Gesamtböschung kann zu geringen Verformungen im Boden führen. Die Ergebnisse von Prognoseberechnungen sind in Anlage 7 dokumentiert.

Zur Kontrolle dieser Verformungsgrößen im Boden, insbesondere den Verschiebungen auf den geologischen Gleitfugen der Schichten 8 und 10, wird der Einbau eines entsprechenden Messsystems (Einbau Inklinometerrohr in Bohrungen bis +48 m NHN) empfohlen. Diese einmal errichteten Sonden sind auf lange Zeit nutzbar.

Als Standorte dieser Sonden werden zwei Punkte unmittelbar nördlich des befestigten Weges der Seepromenade empfohlen. Die Messungen sollten jährlich vorgenommen werden.

Kontrollparameter:

- Nachweis von Horizontalverschiebungen $u_{\text{hori}} \leq 0,7 \dots 1,0$ cm,
- Nachweis von jeweils abklingenden Verformungstendenzen nach der Errichtung von Bauwerken.

***Hinweis:** Die Untersetzungen zum konkreten Standort und zum Ausbau dieser Messsonden ist unter Hinzuziehung eines geotechnischen Sachverständigen vorzunehmen.*

7.5.4 Kontrolle der Unterwasserböschungen

Zur Kontrolle der Unterwasserböschungen wird die Fortführung der Lotungen empfohlen, um die Beständigkeit dieser Teilböschungen nachzuweisen.

Zur Lotung wird die Anordnung eines Flächenrasters notwendig, um die Unterwasserböschungskontur im gesamten B-Plangebiet unter Kontrolle zu halten.

Diese Lotungen werden im Messzyklus von 5 Jahren als erforderlich erachtet.

7.5.5 Kontrolle zur Einhaltung der Bauwerkslasten

Zur Kontrolle der Lasteintragungen von Bauwerken wird die entsprechende Prüfung der Tragwerksplanungen für die Fundamente als erforderlich erachtet.

Kontrollparameter:

- Gründung auf Stahlbetonfundamentplatte
- Einhaltung eines mittleren Fundamentsohldrucks von $\sigma_{zul.} = 50 \text{ kN/m}^2$ (Textpunkt 7.3).

7.5.6 Auswertung der Messungen und Steuerung der Bautätigkeit

Die konzipierten Überwachungen und Messungen sollten zuerst für einen Zeitraum von 25 Jahren realisiert werden. Die Weiterführung der Messungen ist nach diesem Zeitraum unter Hinzuziehung eines geotechnischen Sachverständigen festzulegen. Dazu sind alle bis dahin gewonnenen Informationen und Beobachtungen auszuwerten.

Eine Zusammenfassung der Kontrollmessungen ist in Tabelle 21 zusammengestellt.

Tabelle 21: Zusammenstellung der Kontrollmessungen

Kontrollmedium	Messart	Messzyklus
Grundwasser	Grundwasserriss LMBV	jährlich
Überwasserböschung	Befahrung	jährlich
Unterwasserböschung	Lotung	fünfjährlich
Verformungen	Inklinometer	jährlich
Gebäudelasten/Gründung	Kontrolle Bauunterlagen	fortlaufend

Hinweis: Über die Kontrollmessungen sollte jährlich ein zusammenfassendes Dokument erstellt werden.

7.5.7 Kontrolle zu Randbedingungen dieser Standsicherheitsuntersuchung

Entsprechend den Anforderungen der SächsBergVO vom 16. 07. 2009 sollte in den jährlichen Kontrollberichten nach Textpunkt 7.5.6 festgestellt werden, ob gegenüber den Randbedingungen der vorliegenden Standsicherheitsuntersuchung ggf. Veränderungen eingetreten sind und eine Aktualisierung entsprechend dem fortschreitenden Sach- und Kenntnisstand vorgenommen werden muss.

8. Unterlagen

- [U1] - Auftragsschreiben der Stadt Markkleeberg: Erarbeitung des bodenmechanischen Standsicherheitsnachweises für die gesamte durch den Bebauungsplan „Seepromenade Markkleeberg-Ost“ mögliche Bebauung Stadt Markkleeberg, Oberbürgermeister, Auftrag 90 0000 39 Haushaltstelle 61 00 09 40 68, Datum: 16. 10. 2009
- [U2] - Bodenmechanische Aufgabenstellung zur Erarbeitung eines Standsicherheitsnachweises nach Richtlinie Geotechnik 1997: Tagebau Espenhain, künftig Restlochsee Markkleeberg, Sicherheitspfeiler Nord, Endwasserstand: +113 m NHN, Dauerstandsicherheit Erdbaulabor Leipzig GmbH, Markkleeberg, Datum: 17. 04. 1998
- [U3] - Bodenmechanischer Standsicherheitsnachweis: Sicherheitspfeiler Nord, Restloch Markkleeberg/Auenhain FCB GmbH, Espenhain, Datum: 30. 10. 1998
- [U4] - Tagebau Espenhain, Sicherheitspfeiler Nord: berg- und bautechnische Ausführungsplanung zur dauerstandsicheren Böschungsgestaltung Erdbaulabor Leipzig GmbH, Markkleeberg, Datum: 31. 10. 1998
- [U5] - Bodenmechanische Standsicherheitseinschätzung: Markkleeberger See, Nordufer zwischen Ausbindung der Kleinen Pleiße und der gedachten Verlängerung der Straße „Colkwitzer Weg“ SRP-Südraum Planungsgesellschaft mbH, Markkleeberg, Datum: 10. 08. 2001
- [U6] - Hydrologische Modellrechnung: Tagebau Espenhain, Modell HGMSBES Ingenieurbüro für Grundwasser GmbH, Datum: 2001
- [U7] - Geotechnisches Gutachten: Bebauungsplan „Seepromenaden“, Plangebiet zwischen der Wachauer Straße und dem Nordufer des Markkleeberger Sees; Erläuterung der hydrogeologischen Verhältnisse und grundsätzliche Aussagen zur Bebaubarkeit des Geländes Sachverständigenbüro Dipl.-Ing. M. Götz, Markkleeberg, Datum: 21. 12. 2001
- [U8] - Teilböschung Nord im Restloch Markkleeberg: Fortschreibung der bergtechnischen Planung, Bändertonaustausch an der östlichen Berandung des Sicherheitspfeilers Nord im Tagebau Espenhain Erdbaulabor Leipzig GmbH, Markkleeberg, Datum: 09. 04. 2002
- [U9] - Geotechnisches Gutachten: Tagebau Espenhain, Restloch Markkleeberg, Neubau Hauptwirtschaftsweg 9, Abschnitt B: B-Plan Seepromenade SRP Südraum-Planungsgesellschaft mbH, Markkleeberg, Datum: 23. 12. 2002

- [U10] - Geotechnisches Gutachten: Markkleeberger See, Seepromenade Markkleeberg-Ost; Baugrunduntersuchung und Böschungsstandsicherheitsnachweis für den östlichen Abschluss mit Wendehammer an der Uferzone
SRP-Südraum Planungsgesellschaft mbH, Markkleeberg, Datum: 20. 06. 2003

- [U11] - Seepromenade – Auenhainer Straße: Lage- und Höhenplan
Vermessungsbüro Th. Kunze, Markkleeberg, Datum: 2005/2006

- [U12] - Ergänzender Standsicherheitsnachweis für die Böschung des Markkleeberger Sees im Bereich des Neubaus Restaurant Seepromenade
DMT GmbH, Zweigniederlassung Leipzig, Datum: 01. 02. 2008

- [U13] - Situation der Tagebaurestseen im Südraum von Leipzig
Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH
Senftenberg, Schreiben an Zweckverband Kommunales Forum Südraum Leipzig, Datum: 31. 07. 2009

- [U14] - Bebauungsplangebiet „Seepromenade Markkleeberg-Ost“: Lageplan, 1. Änderung – 2. Entwurf
GFSL Clausen + Scheil Gesellschaft für Freiraum-, Stadt- und Landschaftsplanung, Leipzig, Datum: 07. 08. 2009

- [U15] - Niederschrift zur Beratung zwischen der Stadtverwaltung Markkleeberg und dem Sachverständigem Dipl.-Ing. Matthias Götz: Schwierigkeiten / Probleme im Zusammenhang mit Grundstücksfragen in Bezug auf Standsicherheit von Gebäuden auf Gelände ehemaliger Tagebauflächen
Markkleeberg, Datum: 06. 08. 2009

- [U16] - Markkleeberger See, Seepromenade, Seepeilung
MIDIC Mitteldeutsche Ingenieurconsult, Halle, Datum: 10/2009

9. Normen / Fachliteratur

- [F 1] - *Neuber*: Kurzstrebbaubau im Braunkohlentiefbau, Freiburger Forschungshefte, Reihe A, Heft 16, Akademie-Verlag Berlin, 1953
- [F2] - *Busch; Luckner; Tiemer*: Geohydraulik
Gebrüder Bornträger – Berlin – Stuttgart 1993
- [F3] - *Schaef*: Örtliche Standsicherheit (Suffosion und Erosion) bei Sickerwasserströmungen – Erläuterungen zum Bodenmechanischen Arbeitsblatt 4.4 der ehemaligen Obersten Bergbehörde Leipzig
Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Datum: 1995
- [F4] - DIN 1054: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (2005)
- [F5] - MSD-Merkblatt: Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau (2005 / 2010)
- [F6] - BAW-Kolloquium: Anwendung der FEM im Grundbau, Karlsruhe 2008
- [F7] - *R.B.J. Brinkgreve & W. Broere*: PLAXIS 2D, Version 9
Delft University of Technology & Plaxis b.v., Netherlands, 2008
- [F8] - *R.B.J. Brinkgreve & W.M. Swolfs*: PLAXIS 3D, Version 2
Delft University of Technology & Plaxis b.v., Netherlands, 2007
- [F9] - Grundbau-Taschenbuch,
[F9.1] - Teil 1: Geotechnische Grundlagen; Ernst & Sohn, Berlin, 2008
[F9.2] - Teil 2: Geotechnische Verfahren; Ernst & Sohn, Berlin, 2009
- [F10] - DIN 4084: Baugrund – Geländebruchberechnungen (2009)
- [F11] - DIN EN 1997: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln (2009)
- [F12] - Verordnung des Sächsischen Oberbergamtes über die der Bergaufsicht unterliegenden Betriebe, Tätigkeiten und Einrichtungen (SächsBerg VO)
Datum: 16. 07. 2009, Veröffentlichung: 05. 09. 2009