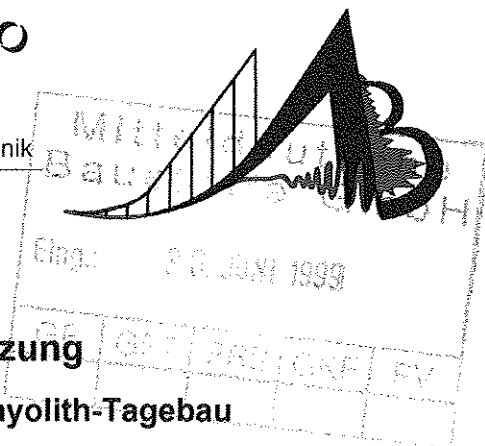


# GEOTECHNISCHES SACHVERSTÄNDIGENBÜRO DR.-ING. HABIL. BERND MÜLLER

Baugrund · Erschütterungen · Geotechnische Spezialgutachten · Sprengtechnik



## Standsicherheitseinschätzung der Festgesteinsböschungen im künftigen Rhyolith-Tagebau Niemberg/Brachstedt

Auftraggeber und Betreiber

des Tagebaues:

Mitteldeutsche Baustoffe GmbH  
Hauptverwaltung  
Köthener Str. 13  
06192 Sennewitz

Auftragnehmer:

Geotechnisches Sachverständigenbüro Dr.-Ing. habil. B. Müller  
Leipziger Str. 18  
04416 Markkleeberg

Sachverständiger:

Doz. Dr.-Ing. habil., Dipl.-Geol. B. Müller  
- vom Sächsischen Oberbergamt anerkannter Sachverständiger für  
Böschungen im Fest- und Lockergestein -

Bearbeiter:

Dr. B. Müller  
Dipl.-Geoph. Th. Hohlfeld

Bearbeitungsnummer:

9016

Leipzig, den 11. 06. 1999

  
Dr. B. Müller

(Sachverständiger für Böschungen,  
Bodendynamik und Sprengtechnik)

  
Th. Hohlfeld

### Inhaltsverzeichnis:

1. Aufgaben- und Zielstellung
2. Arbeitsgrundlagen und Feststellungen
  - 2.1 Markscheiderische Unterlagen
  - 2.2 Tagebautechnische Konzeption
  - 2.3 Ingenieurgeologisch-geomechanische Verhältnisse
    - 2.3.1 Geographisch-geologischer Überblick
    - 2.3.2 Ingenieurgeologisch-geomechanische Kennzeichnung des Rhyolithes
    - 2.3.3 Ingenieurgeologisch-geomechanische Beschreibung des Festgebirges
    - 2.3.4 Hydrogeologische Verhältnisse
3. Standsicherheitsberechnungen
  - 3.1 Eingangswerte und Berechnungsmodelle
  - 3.2 Ergebnisse
4. Empfehlungen und Schlußfolgerungen für die weitere Abbauführung

### Anlagenverzeichnis:

- Anl.1: Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes M 1 : 10000
- Anl.2: Übersichtsriß Rhyolith-Tagebau Niemberg/Brachstedt M 1 : 2000 mit tektonischen Eintragungen (Linien 200 = Isolinien des scheinbaren, spezifischen Widerstandes in  $\Omega\text{m}$ )
- Anl.3: Trennflächengefüge des Rhyolithes
- Anl.3.1: Flächenpoldarstellung des Trennflächengefüges innerhalb der bestehenden Aufschlüsse
- Anl.3.2: wie zuvor - Linien gleicher Flächenprozentage 0 - 1 - 2 - 3 - >4%
- Anl.3.3: Flächenpoldarstellung des Trennflächengefüges der Aufschlüsse auf dem Burgstetten
- Anl.3.4: wie zuvor - Linien gleicher Flächenprozentage 0 - 1 - 2 - 3 - >4%
- Anl.3.5: Trennflächengefüge im Rhyolith - Gesamtlagerstätte - Flächenpoldarstellung
- Anl.3.6: wie zuvor - Linien gleicher Flächenprozentage 0 - 1 - 2 - 3 - >4%
- Anl.3.7: Großkreisdarstellung der Maxima des Trennflächengefüges
- Anl.4: Kinematische Analyse

- Anl.4.1: Bewertung der NNE-SSW bis NE-SW - Böschungen  
Anl.4.2: Bewertung der WNW-ESE - Böschungen  
Anl.4.3: Bewertung aller vorgesehenen Böschungen
- Anl.5.1: Berechnungsmodelle für die Standsicherheitsberechnungen im Festgestein - Modelle Gleiten; Modelle Kippen  
Anl.5.2: Berechnungsmodelle für die Standsicherheitsberechnungen im Festgestein - Modelle Gleiten und Kippen

#### Literaturverzeichnis und verwendete Unterlagen:

- [1] Allgemeine Bundesbergverordnung (ABBergV). BV für alle bergbaulichen Bereiche vom 23. 10. 1995 (BGBl. I S. 1466), Verlag Glückauf GmbH Essen.
- [2] Bauen in Europa - Geotechnik. Eurocode 7-1. DIN V ENV 1997 1. 1. Aufl. Beuth-Verlag, Berlin, Wien, Zürich 1996.
- [3] DIN Taschenbuch 36: Erd- und Grundbau. Beuth-Verlag GmbH (1991).
- [4] Richtlinie des Sächsischen Oberbergamtes über die geotechnische Sicherheit im Bergbau über Tage (Richtlinie Geotechnik). 1. Aug. 1997, Sächsisches Amtsblatt Nr. 30 vom 24. Juli 1997.
- [5] DR. U. E. DORSTEWITZ + PARTNER: Vorstudie zum Rahmenbetriebsplan Hartsteintagebau Niemberg/Brachstedt. Goslar, Oktober 1998.
- [6] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Abt. Erd- und Grundbau: Merkblatt zur Felsbeschreibung für den Straßenbau. Ausgabe 1992, Köln.
- [7] Geologisches Landesamt Sachsen-Anhalt: Geologische Karte Halle und Umgebung. 1 : 50000, 1. Auflage 1995, Halle.
- [8] Geotechnisches Sachverständigenbüro Dr. B. Müller: Gutachten zur Prognose von Sprengerschütterungsimmissionen durch Gewinnungssprengungen im künftigen Rhyolith-Tagebau Niemberg/Brachstedt. Leipzig, den 02. 06. 1999.
- [9] GFE GmbH Halle: Bericht über die geologischen und wirtschaftlichen Ergebnisse der Erkundungsarbeiten Hartgestein Raum Halle 1968 - 1970, Teilfeld Niemberg mit Vorratsberechnung. Halle, den 22. 11. 1972.

- [10] GFE GmbH Halle: Ergebnisbericht über geologische und geophysikalische Erkundungsarbeiten zur Ermittlung der wirtschaftlich vertretbaren Randbereiche der Hartgesteinslagerstätte Niemberg/Brachstedt (Saalkreis) (1. Erkundungsetappe). Halle, Oktober 1993.
- [11] GFE GmbH Halle: Ergebnisbericht über geologische Erkundungsarbeiten und Untersuchungen zur Rohstoffqualität der Hartgesteinslagerstätte Niemberg/Brachstedt (Saalkreis) (2. Erkundungsetappe). Halle, Mai 1994.
- [12] GFE GmbH Halle: Zusatzbericht über geologische Erkundungsarbeiten und Untersuchungen zur Rohstoffqualität der Hartgesteinlagerstätte Niemberg/Brachstedt (Saalkreis) (II. Erkundungsetappe). Halle, August 1994.
- [13] GIANI, G.P.: Rock slope stability analysis. A.A. Balkema - Rotterdam - Brookfield 1992.
- [14] HGN Hydrogeologie GmbH, Niederlassung Torgau: Ergebnisbericht „Geophysikalische Porphyrerkundung“ Niemberg/Brachstedt. Torgau, 21. 09. 1993.
- [15] LÜTZNER, H.: Sedimentary and Volcanic Rotliegendes of the Saale Depression. Excursion Guidebook. Symp. on Rotliegendes in Central Europe, 24. - 30. May 1987. Akad. of Sciences of the GDR, Centr. Inst. for Physics of the Earth, Potsdam 1987.
- [16] MÜLLER, B.: Grundsätze für Felsbau im Bauwesen. Diss. B.; Hochschule für Verkehrswesen „F. List“ Dresden, 185 S., März 1986.
- [17] MÜLLER, B.: Kommentar zum Standard TGL 11482/09 „Erdarbeiten, zusätzliche Forderungen für Felsarbeiten“. Standardisierung im Bauwesen/Bauakademie der DDR, Bauinf., H 238, Berlin 1991.
- [18] MÜLLER, B.: Das Phänomen der Trennflächen und ihre Bedeutung für geotechnische Aufgabenstellungen. Freiburger Forschungsheft, C 475, S. 173 - 200, Freiberg 1998 (BEHR-Festschrift).
- [19] N.N.: Geotechnische Grundsätze für die Untersuchung der Standsicherheit von Felsböschungen im Festgestein. IFB Leipzig, Grundlagen und Anhang A bis E, Leipzig 1989.
- [20] PRINZ, H.: Abriß der Ingenieurgeologie. 2. Aufl., F. Enke Verlag, Stuttgart 1992.
- [21] WALTER, R.: Geologie von Mitteleuropa. 5. bearb. Aufl., E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Stuttgart 1992.

- [22] WITTKÉ, W.: Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Heidelberg-Berlin, Springer Verlag 1984, 1050 S.
- [23] Topographische Karte Niemberg 1 : 10000, Blatt M-33-13-A-c-2, 1998, Landesamt für Landesvermessung und Datenverarbeitung Sachsen-Anhalt.
- [24] Topographische Karte Niemberg 1 : 10000, Blatt M-33-13-A-c-1, 1998, Landesamt für Landesvermessung und Datenverarbeitung Sachsen-Anhalt.

## 1. Aufgaben- und Zielstellung

Zwischen Brachstedt-Wurp und Niemberg soll ein Rhyolith-Tagebau durch die Mitteldeutsche Baustoffe GmbH Sennewitz erschlossen werden. Im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens ist es dazu erforderlich, eine Standsicherheitseinschätzung für den künftigen Naturstein-Tagebau vorzulegen.

Von der Mitteldeutschen Baustoffe GmbH, vertreten durch den Geschäftsführer, Herrn Ohlemann, erhielt das Geotechnische Sachverständigenbüro Dr.-Ing. habil. B. Müller den Auftrag, eine Standsicherheitseinschätzung der künftigen Festgesteinsböschungen mit Hinweisen zur Abbauführung im Rhyolith-Tagebau Niemberg/Brachstedt nach den einschlägigen Vorschriften und in Anlehnung an die „Geotechnischen Richtlinie“ des Sächsischen Oberbergamtes zu erarbeiten.

Auf der Grundlage felsmechanischer Untersuchungen der entstehenden Festgesteinsböschungen sollen mit der Standsicherheitseinschätzung herausgefunden werden

- die möglichen und sicheren Böschungshöhen und -neigungen im Bereich der Gewinnungsböschungen unter Beachtung verschiedener Abbaurichtungen
- die optimalen Abbaurichtungen
- die wahrscheinliche Gesamthöhe des entstehenden Endböschungssystems und dessen sichere Generalneigung für die dauerhafte Standsicherheit

Danach ergibt sich für die Erarbeitung der Standsicherheitseinschätzung folgende Aufgaben- und Zielstellung:

- Detaillierte Erfassung des Trennflächengefüges und Störungssystems sowie bedeutsamer linearer Elemente an den vorhandenen Aufschlüssen.
- Auswertung aller verfügbaren geologischen, geotechnischen, hydrogeologischen und geophysikalischen Unterlagen insbesondere zur weiteren Klärung der Lagerungsverhältnisse und gesteinsphysikalischen Gegebenheiten.
- Erfassung von gesteinsphysikalischen und felsmechanischen Kennwerten in situ einschließlich Kluffreibungswinkel, Kluffabstände, mechanische Wirksamkeit der einzelnen Flächen, Kippwinkel usw.

- Standsicherheitsberechnungen und Ableitung der Abbaurichtungen, Böschungshöhen und -neigungen.
- Schlußfolgerungen und Empfehlungen für die Erarbeitung des Abbauplanes.

Die erforderlichen Arbeiten im Gelände wurden im April und Mai 1999 ausgeführt.

## **2. Arbeitsgrundlagen und Feststellungen**

### **2.1 Markscheiderische Unterlagen**

Den Bearbeitern wurde ein aktueller Übersichtsriß im Maßstab 1 : 2000 von der Markscheiderei des Auftraggebers überreicht, welcher alle wesentlichen geometrischen und topographischen Angaben enthält (Anl. 2).

Der Übersichtsriß diente als Grundlage für die Auswertung aller geologisch-tektonischen sowie geophysikalischen Ergebnisse zwecks Darstellung des zu erwartenden inneren Aufbaues der Lagerstätte, so daß alle entscheidenden tektonischen Ergebnisse zum Zwecke der Übersichtlichkeit der Unterlage enthalten sind (Anl. 2).

Für die Erarbeitung der Standsicherheitseinschätzung sind die markscheiderischen Unterlagen gut geeignet. Zusätzlich wurden die topographischen Karten im Maßstab 1 : 10000 verwendet [23, 24].

### **2.2 Tagebautechnische Konzeption**

In der Vorstudie zum Rahmenbetriebsplan wurden vom beauftragten Planungsbüro Dr. Dorstewitz & Partner die Leitlinien für den Aufschluß des künftigen Tagebaues entwickelt [5]. Zum besseren Verständnis würden wir empfehlen, den Tagebaubegriff mit dem eigentlichen Gesteinsnamen zu versehen:

#### Rhyolith-Tagebau.

Die Benennung der Festgesteine in Hart- und Weichgestein führt zu der Ansicht, daß sogenannte Weichgesteine schlechtere Eigenschaften haben können oder leichter sprengbar sind. Die Begriffe sind prinzipiell nur zutreffend, wenn man die Bohrbarkeit kennzeichnen möchte.

Der Tagebau soll von Südosten her aufgeschlossen und nach Westen bzw. Norden entsprechend des Abbaufortschrittes erweitert werden. Im mittleren, südlich angrenzenden Teil der späteren Aufschlußfigur wird die stationäre Aufbereitungsanlage errichtet. Bis zur Errichtung derselben erfolgt die Produktion von schweren Zuschlagstoffen etwa bis zum Aufschluß der 2. Sohle mit einer semimobilen Anlage.

Die entstehende Aufschlußfigur muß entsprechend der morphologischen Bedingungen als kesselartiger Tagebau konzipiert werden [5]. Die Wandhöhen sowie Böschungsneigungen werden in diesem

Gutachten herausgearbeitet und als Empfehlung vorgeschlagen. Das vorerst tiefste, in die Vorratsbilanz einbezogene Abbauniveau soll 50 m HN betragen. Späterhin ist es nach entsprechendem Abbaufortschritt vorgesehen, eine Abrauminnenverkipfung durchzuführen. Das anfallende Wasser wird im Tagebautiefsten über einen Pumpensumpf zum Vorfluter des kleinen Gewässers Reide im Süden geleitet. Die Bohr- und Sprengtechnologie ist im Gutachten zur Prognose von Sprengerschütterungen umfassend aufgeführt und dem bisher betriebenen, recht ähnlichen Tagebau Petersberg entlehnt [8]. Die Anlage 1 vermittelt die maximale Ausdehnung des Tagebaues.

## **2.3 Ingenieurgeologisch-geomechanische Verhältnisse**

### **2.3.1 Geographisch-geologischer Überblick**

Der Neuaufschluß des Rhyolith-Tagebaues befindet sich ca. 1000 m südöstlich von Brachstedt bzw. etwa 700 m von Brachstedt, OT Hohen und 850 m westnordwestlich von Niemberg. Im südlichen bis südwestlichen Vorfeld liegt der Flugplatz Halle-Oppin, der für kleinere Flugzeuge und Flugschauen genutzt wird. Die vorgesehene Abbaufäche beträgt ca. 54 ha und liegt vorwiegend westlich vom Bergzug mit einer Höhe von 128,7 m HN (Anl. 1). Der ebenfalls aus Rhyolith bestehende Burgstetten befindet sich südöstlich vom künftigen Abbauggebiet und wird aus Gründen des Natur- und Denkmalschutzes nicht abgebaut werden. Morphologisch wird der flachwellig zergliederte, WNW-ESE orientierte Bergrücken durch einen leichten Anstieg aus der flachen nordöstlichen Ebene markiert. Dieser gehört zu den vereinzelt bis in die Gegend um den Petersberg vorhandenen Höhenzügen, welcher in der Regel aus Rhyolithen bestehen. Etwa 3 km östlich vom künftigen Tagebau ist die bestehende Schotter- und Splittanlage vom Tagebau Schwerz zu finden.

Im östlichen und höchsten Teil des Bergrückens befindet sich ein gemischter Laubwald. Auf dem übrigen Flächenanteil ist Weideland, Trockenrasen, teilweise Brachland und auf den Rändern landwirtschaftliche Nutzfläche vorhanden. Im Bereich der geplanten Vorratsfläche sind mehrere oberflächennahe Ausstriche bzw. Aufschlüsse des abbauwürdigen Rhyolithes zu beobachten.

Das Gebiet des vorgesehenen Abbaufeldes gehört zum Halleschen Vulkanitkomplex innerhalb der nordöstlichen Saale-Senke. Der gesamte prätertiäre Untergrund ist durch einen Bruchschollenbau gekennzeichnet, der im Zusammenhang mit der saxonischen Tektogenese während der Kreide-Zeit bis zum Alttertiär mehr oder weniger seine heutige Ausbildung erhielt. Die in jener Zeit entstandenen Bruchstörungen sind im wesentlichen NW-SE gerichtet, wovon die markanteste im Südwesten als Hallesche Störung oder „Marktplatzverwerfung“ bekannt geworden ist [7]. Diese Störung trennt die Hallesche Scholle mit den karbonischen und rotliegenden Schichten bzw. Vulkaniten als Teil der Halle-Wittenberger Scholle von der südwestlichen Mansfelder und Nietlebener Mulde als Bestandteil der Merseburger Scholle. Die Halle - Hettstedter Gebirgsbrücke verbindet den Halleschen Vulkanitkomplex mit dem Ostharz (Abb. 1). Nach einer Abtragungsperiode entstand im Oberkarbon (Siles) über der SW-NE verlaufenden Mitteldeutschen Kristallinzone die Saalesenke als sogenannte Inversionsstruktur. In diesem Trog wurde der Abtragungsschutt des variszischen Gebirges in unterschiedlichen Schichten als Molasse abgelagert. Der damit verbundene subsequente Vulkanismus erreichte im

Unterrotliegenden (Autun) seinen Höhepunkt. Die Molassesedimentation begann in einem lokalen Becken bei Brehna - Delitzsch im Unterkarbon (Visé III). Mit den Grillenberger Schichten des Westfal D bis Stephan A erweiterte sich die Saale-Senke als Molassebecken aus [7, 15].

Diese 30 - 200 m mächtigen Sedimente bestehen aus grauen Schluffsteinen, Sandsteinen und Konglomeraten. Darüber folgen die Mansfelder - Schichten des Stephans mit mehr als 1000 m Mächtigkeit. Das ist eine bunte Folge von Konglomeraten, Sandsteinen, Schluffsteinen, weniger Tonsteine und Knollenkalk. Mit dem Siebigeröder Sandstein und den Wettiner Schichten wird die Oberkarbone Schichtenfolge abgeschlossen.

Die Halleschen und Sennewitzer Schichten sind Ablagerungen eines fluviatilen bis limnischen Bildungsraumes und werden in das Unterrotliegende eingestuft (Autun). Es folgen über Konglomeraten rote und graue Ton-, Schluff- und Sandsteine, in die sich intensive Vulkanite mit den dazugehörigen Pyroklastiten (Tuffen) des subsequenten Vulkanismus einstellen.

Die ältesten, wahrscheinlich stephanischen vulkanischen Gesteine sind der Schlettauer und Wieskauer Rhyolith. Danach folgen Andesite, Latite und Rhyodazite von vier Eruptionsperioden vom höchsten Stephan bis zum Unterrotliegenden, die meist im Untergrund weit verbreitet sind (Abb. 2).

Die Halleschen Rhyolithe, zu denen der Rhyolith vom Lagerstättengebiet Niemberg und der Petersberg gehört, besitzen die weiteste Verbreitung mit der größten Mächtigkeit. Diese Vulkanite drangen aus Spalten und bildeten Decken oder Staukuppen als „Oberer Hallescher Rhyolith“ bzw. erstarrten als subvulkanische Massen unterhalb der Erdoberfläche in Form der „Unteren Halleschen Rhyolithe“ beispielsweise von Löbejün (Abb. 2).

Das Mesozoikum ist im Untersuchungsgebiet nicht vorhanden. Im Känozoikum hinterließen tertiäre, subtropisch-tropische, weitestgehend lateritische Verwitterungsprozesse im Rhyolith tiefe Spuren einer Gesteinszersetzung. Im Norden der Rhyolithlagerstätte finden sich oberoligozäne, brackige Sande. Im Pleistozän bildeten sich in der Umgebung saalekaltzeitliche Geschiebemergel mit Geschiebesanden und glazifluviatilen Grobsanden mit kiesigen Anteilen.

### 2.3.2 Ingenieurgeologisch-geomechanische Kennzeichnung des Rhyolithes

Die Vulkanit-Lagerstätte gehört zum mikrokristallinem Gestein des Oberen Halleschen Rhyolithes (Abb. 2). Der Rhyolith (früher „Quarzporphyr“)<sup>x</sup> ist ein charakteristischer Vulkanit mit porphyrischem Korngefüge, dessen Grundmasse eine granophyrisch-felsitische Ausbildung mit pseudosphärolithisch bis felsophärolithischen Strukturen ausweist. Als typisches Merkmal dieses Gesteines ist eine Fluidal - (Fließ-) Textur maßgebend, die in bestimmter Beziehung zu den später erläuterten Platten- und Säulenklüften steht (Kap. 2.3.3).

---

<sup>x</sup> Die Bezeichnung Porphyr ist nicht richtig, weil dadurch ein geringer Quarzanteil vorgetäuscht wird. Der Porphyr ist eine alte Bezeichnung für einen intermediären Vulkanit mit Quarzanteilen um 15%. Da der Quarzanteil einerseits die Ursache für einen hohen Verschleiß von mechanischen Geräten wie Bohrkronen, Brechaggregat usw. darstellt und andererseits als silikosegefährliches Mineral im Gesteinsstaub Beachtung finden muß, sollten die tatsächlichen Gesteinsbezeichnungen beibehalten werden.



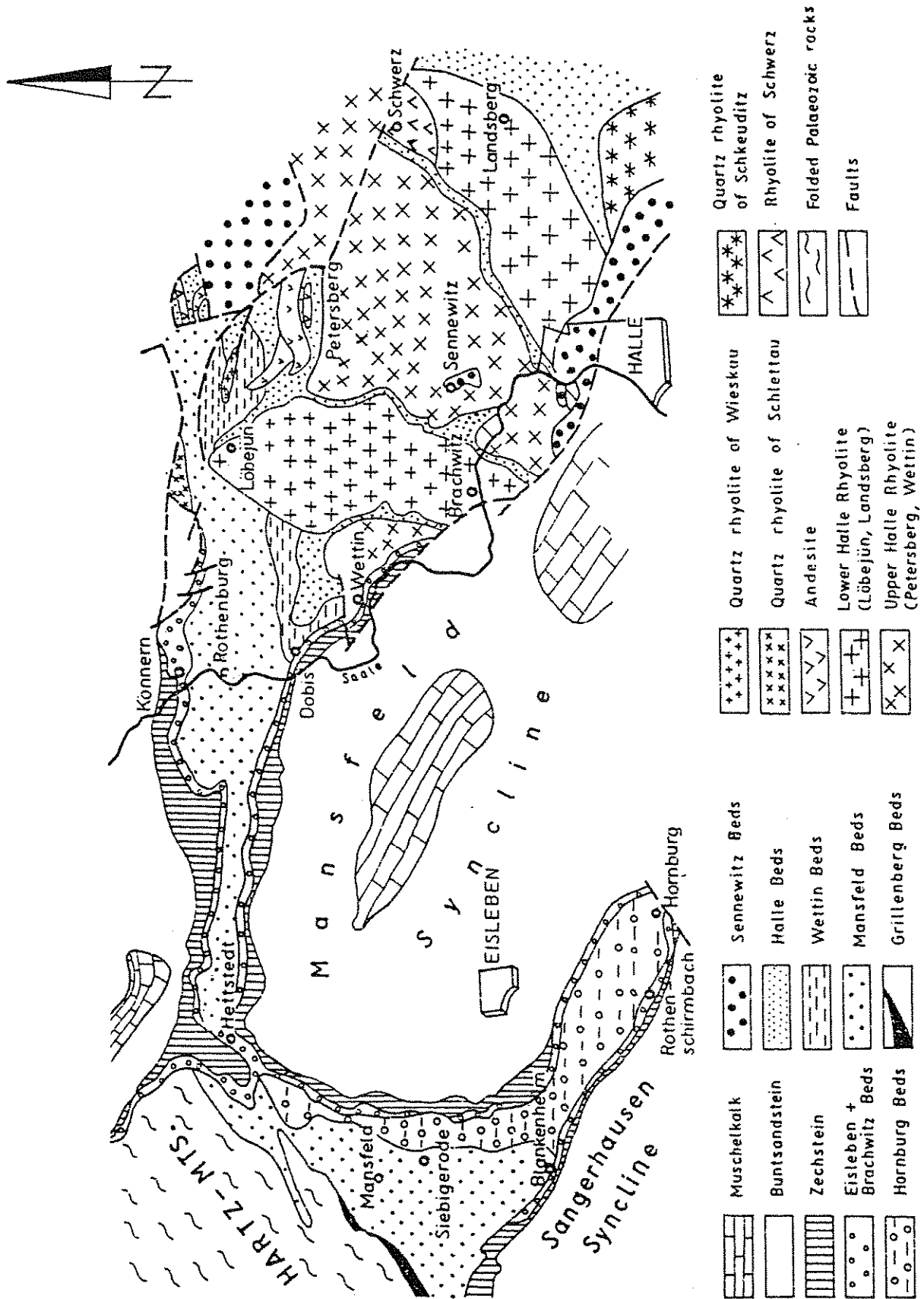


Abb. 1:  
Geologische Übersichtskarte des Gebietes  
um Mansfeld - Halle  
(ohne Maßstab) [aus 15]

In der Tabelle 1 ist die mineralische Zusammensetzung des Gesteines in Vergleichen zum Rhyolith vom Petersberg zusammengestellt [aus 7, 8, 9].

Tabelle 1: Mineralische Zusammensetzung der Rhyolithe von Niemberg und Petersberg [7, 8, 9]

Minerale/Grundmasse	Rhyolith Niemberg (Vol. %)	Rhyolith Petersberg (Vol. %)
Grundmasse	64,2 - 73,1	45 - 57
Einsprenglinge	26,9 - 35,8	43 - 55
Davon: Orthoklas	6,5 - 14,9	14 - 16
Plagioklas	5,7 - 13,7	10 - 14
Quarz	2,9 - 9,9	14 - 33
Glimmer	1,2 - 3,0	1,5 - 3,5
Akzessorien	Erz, Zirkon, Apatit (Hämatit)	Erz, Zirkon, Apatit

Die felsitische Grundmasse des Niemberger Rhyolithes hat einen deutlich höheren Anteil als die vom Petersberg, so daß eine schnellere Abkühlung des Magmenstromes anzunehmen ist. Die Gesteinstektonischen Kennwerte können sich deshalb von denen des Petersberges unterscheiden. Innerhalb der Gesteine finden sich kalzitführende, blasenartige Strukturen, die bereits an anderen Stellen des Halleschen Rhyolithes beobachtet wurden. Die tertiäre, lateritische Verwitterung greift zum Teil tiefgründig in den Rhyolith ein. Diese Veränderungen sind am Farbwechsel des normalerweise rotbraunvioletten bis violettgrauen Gesteines erkennbar. In Störungs- und porösen blasigen Gesteinschlieren ist das Material häufig lateritisch zersetzt und an starker Kaolinit-Bildung, schwarzgrüner bis gebleichter Verfärbung erkennbar. Die Beschreibung des Gesteines ist in [9] enthalten.

Die Tabelle 2 enthält die wichtigsten gesteintechnischen-physikalischen Kennwerte des Rhyolithes.

Der Rhyolith der Lagerstätte Niemberg ist nach dieser Gegenüberstellung qualitativ etwas ungünstiger als das Gestein vom Petersberg. Es ist ferner zu beachten, daß die bereits beschriebene und durch die oberflächennahe Lage im Tertiär bedingte Verwitterung die Gesteinseigenschaften nachhaltig beeinflusste. Die Anlage 6 vermittelt den eindeutigen Zusammenhang zwischen der Rohdichte, Wasseraufnahme und dem Verwitterungszustand [Werte aus 11] des Rhyolithes Niemberg. Wasseraufnahmen > 2 M.-% sind für verwitterungsempfindliche Festgesteine maßgebend. Nach diesen Betrachtungen muß für die Standsicherheitsberechnungen ein Festgebirge berücksichtigt werden, in dem die Gesteinsfestigkeit infolge unterschiedlicher Verwitterungszustände recht wechselhaft ist.

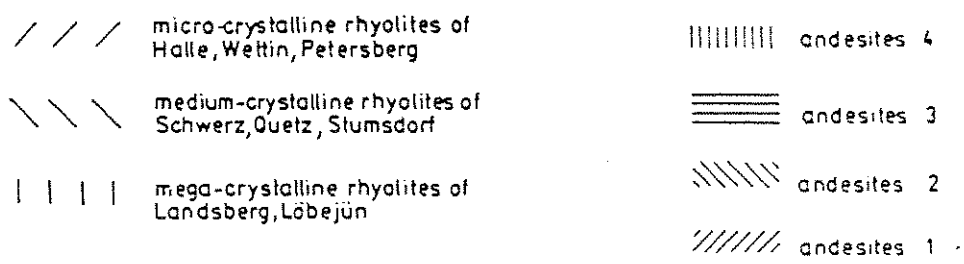
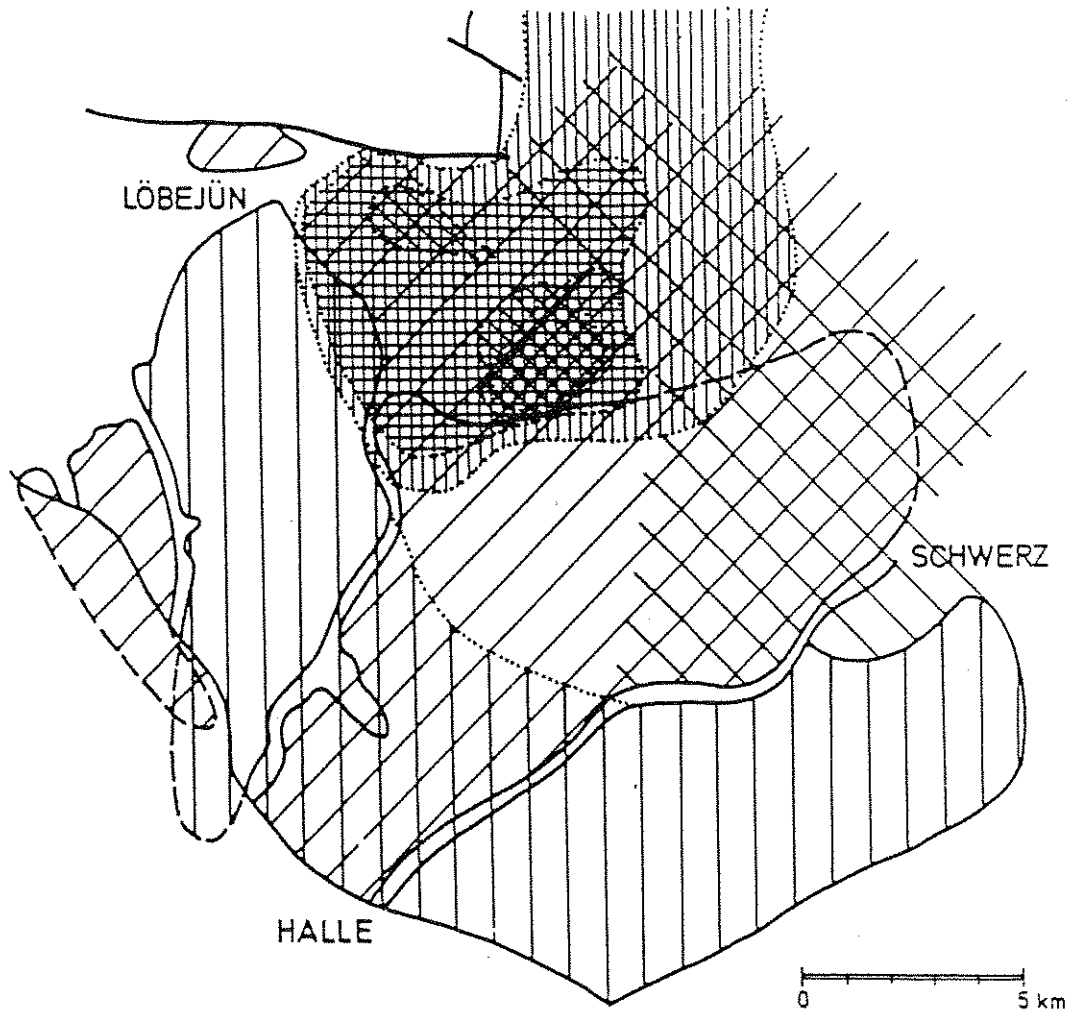


Abb. 2: Verteilung der Gesteine im Halleschen Vulkanit-Komplex nach [15]

Tabelle 2: Gesteintechnische und -physikalische Eigenschaften des Rhyolithes vom künftigen Tagebau Niemberg im Vergleich mit dem vom Petersberg

Eigenschaft	Dimension	Rhyolith Niemberg	Rhyolith Petersberg
Reindichte	g/cm <sup>3</sup>	2,63 - 2,66	2,64 - 2,67
Rohdichte	g/cm <sup>3</sup>	2,77 - 2,68	2,566 - 2,63
Porosität	Vol.-%	1,51 - 7,24	1,1 - 1,5
Wasseraufnahme	M.-% (24h)	0,51 - 2,53	0,5 - 1,4
max. Druckfestigkeit	MPa	135 - 150 (gesch.)	148 - 159
Scherfestigkeit	MPa	16 - 21 (gesch.) (verwittert) - (nicht verwittert)	23 - 26
akustische Impedanz	kg/m <sup>2</sup> s	12,1 - 13,4 (gesch.)	14,98 - 15,02

(gesch.) - aus Analogieschlüssen geschätzt -

Vollkommen kaolinitisch zersetzte Störungszonen, die derzeit in der zu nutzenden Lagerstätte nicht bekannt geworden sind, müßten auf der Grundlage von bodenmechanischen Kennwerten berechnet werden.

### 2.3.3 Ingenieurgeologisch-geomechanische Beschreibung des Festgebirges

In den vorhandenen Aufschlüssen wurde einerseits das Trennflächen- und Achsengefüge systematisch erfaßt und andererseits aus den vorhandenen Unterlagen eine aufwendige Nachauswertung vorgenommen [9, 10, 11, 12, 14]. Die einzelnen Ergebnisse sind in den Anlagen 3.1 - 3.7 zur Darstellung gebracht.

Die Anlage 2 enthält alle wichtigen tektonischen Daten und eine Nachinterpretation des erwarteten Störungsgefüges mit Hilfe der Beobachtungen im Gelände, Auswertung der Bohrungen und der geoelektrischen Erkundung.

Die Dokumentation der flächenhaften Elemente (=Trennflächen, Störungen) erfolgte im sogenannten SCHMIDT'schen Netz, einer flächentreuen, stereographischen Projektion der unteren Halbkugel. In dieses Diagramm, welches als polare Projektion mit Längen- und Breitenkreisen vorliegt, werden die Flächennormalen der Trennflächen bzw. die Lineare wie Säulenachsen als Durchstoßungspunkte eingetragen (polare Darstellung - Anl. 3.1, 3.3 und 3.5). Zur weiteren Auswertung und Verdeutlichung der Streuung wird ein Diagramm statistisch ausgezählt und in Linien gleicher Flächenprozentage dargestellt, d.h. es wird die Besetzungsdichte der Punkte je Flächeneinheit ermittelt (Anl. 3.2, 3.4 und 3.6). In der Anlage 3.7 wurden zum besseren Verständnis die jeweiligen Maxima der Klufscharen als Großkreis eingetragen, der die gedachte, projizierte untere Halbkugel in Form eines Segmentes schneidet. Die Großkreise sind in einer Weise kenntlich gemacht, daß man eine konkrete räumliche Vorstellung ableiten kann. In der Anlage 2 sind alle Ergebnisse zusammengestellt. Die übernomme-

nen Klutfrosen dienten hierbei nur als Richtungsvergleich, da diese weder statistisch noch hinsichtlich ihres Einfallwinkels beurteilt werden können. Der Rhyolith ist, nach dem gefundenen Trennflächengefüge zu urteilen, in Form einer strukturell  $\pm$  einheitlichen Decke entstanden. Die Fluidaltextur scheint vorwiegend WNW-ESE gerichtet zu sein und stellt somit regionalgeologisch eine Verbindung zum wahrscheinlichen Schlotzentrum am Petersberg dar. Neben der Erfassung der Fließtextur sind für die Bewegungen der vulkanischen Schmelzen Schlieren, Gasblasen und Drusenzonen maßgebend, die allerdings infolge der wenigen größeren Aufschlüsse vorerst nur im untergeordneten Maße zu beobachten sind.

Nach der Erfassung des Trennflächengefüges sind die für derartige Vulkanite typischen Trennflächengefügeausbildungen zu beobachten:

- ↓
- Säulenklüfte; um eine Säulenachse scharen sich polygonal die Trennflächen;  
senkrecht zur Säulenachse bilden sich meist flache bis mittelsteile Flächen aus; bei langsamer Abkühlung entstehen große Kluftabstände
  - Säulenklüfte wie zuvor; die Abkühlungsgeschwindigkeit hat sich erhöht; es entstehen mittlere Kluftabstände oder kleinere regelmäßige bis unregelmäßige Säulen
  - Plattenklüfte; die Abkühlung ging  $\pm$  rasch und gleichmäßig vor sich; es bilden sich plattige Absonderungsformen mit allen Übergängen zu den vorgenannten Absonderungsformen. Die Plattenklüfte verlaufen wie die Blasenstrukturflächen  $\pm$  parallel bis spitzwinklig zu den Säulenachsen. Nicht selten treten unregelmäßig, polygonale und durch Fließtexturen scheinbar verdrehte Strukturen auf
- Zunahme der Erstarungs- bzw. Abkühlungsgeschwindigkeit

Diese letzteren Strukturformen - Plattenklüfte - werden in dem Lagerstättenfeld dominieren und belegen damit die bereits beschriebene schnellere Abkühlung des Magmas vergleichsweise zum Petersberg. Das untersuchte Gebiet gehört zu einem abkühlungskinematisch  $\pm$  einheitlichen Deckenteil, der in sich durch Fließtexturen, flächenartige Blasen-kaskaden und plattige Absonderung gegliedert ist. Das erfaßte Trennflächengefüge ist von auffallender Übereinstimmung trotz wechselnder Meßbereiche (Anl. 2, Anl. 3.1 - 3.7).

Die Kluftabstände bewegen sich in der Größenordnung von 0,06 - 0,6 m und betragen im Mittel 0,15 - 0,45 m. Bei den Trennflächen muß zwischen folgenden Hauptkluffscharen unterschieden werden (Anl. 3.1 - 3.7):

- K<sub>1</sub> - Schar: Plattenklüftung (bc-artige Flächen), vornehmliches, breit streuendes Streichen um WNW-ESE bis W-E mit überwiegendem steilen Einfallen (70 - 90°) nach NNE bis N; bestimmende Hauptklufthchar mit breiter Streuung und meist engen Kluftabständen; dieser Richtung folgen die meisten und größten Störungen; mechanisch wirksam, wechselnder Durchtrennungsgrad von 0,8 - 1,0; glatte bis rauhe und ebene Flächen.
- K<sub>2</sub> - Schar: (ac-artige Flächen), N-S bis NNE-SSW streichend, überwiegend nach W bis WNW steil bis mittelsteil (60 - 90°) einfallend; bei strukturellem Wechsel auch nach E bis ESE einfallend; streuende, absetzige Trennflächen; mechanisch wirksam durch hohen Durchtrennungsgrad; glatte, ebene bis rauhe Flächen.
- K<sub>3</sub> - Schar: (ab-artige Flächen), von N-S bis NE-SW streuend, nicht selten scherkluftartig ausgebildet; Einfallwinkel meist nach E bis SE flach bis mittelsteil (15 - 50°); scherkluftartige Gegenrichtung flach nach Westen einfallend (15 - 40°); hohe mechanische Wirksamkeit; glatte, oft absetzige Flächen.

Wegen der hohen Klufthäufigkeit und der intensiven tertiären Verwitterungseinwirkung kam es zu einer untergeordneten Ausbildung von Exfoliationsklüften (=oberflächenparallele Trennflächen), die damit felsmechanisch eine untergeordnete Bedeutung haben und sich in den Diagrammen kaum erkennen lassen. Neben diesen ausgeprägten Trennflächenscharen sind mehrere bruchtektonische Störungszonen beachtenswert, die offenbar den Verwitterungseinflüssen, den sauren Sickerwässern im Tertiär die erforderliche Wegsamkeit boten und somit tiefgründig vordringen konnten. Die markantesten Störungen sind in Anlage 2 dargestellt. Wegen der fehlenden Messungen im Waldgebiet um den höchsten Teil des künftigen Abbaufeldes kann für diesen Bereich keine Aussage getroffen werden. Die für die Standsicherheitsberechnung erforderliche Bestimmung des Kluffreibungswinkels wurde mit  $\pm$  gleichgroßen, vom Gebirge direkt entnommenen Kluffkörpern im Abgleittest durchgeführt. Diese Messungen brachten auf den glatten K<sub>1</sub> - Flächen folgende Ergebnisse:

$$\varphi_z \text{ streut von } 30 - 34,5^\circ \quad \bar{\varphi} 32,1^\circ.$$

Der geringste Wert von 30° wird für die weitere Untersuchung zu Grunde gelegt. Berechnungen des Kippwinkels für die extrem schlanken Kluffkörper, die von Plattenklüften begrenzt werden, ergeben Kippwinkel von 5,7 - 26,6°.

Beurteilt man die Standsicherheit nach dem gefundenen Trennflächengefüge sowie den felsmechanischen Eigenschaften, muß das Festgebirge in bestimmten Richtungen als gleit- und kippempfindlich angesehen werden. Die hohe Klufthäufigkeit verursacht eine gute Teilbeweglichkeit, je nachdem welche Abbaurichtung eingeschlagen werden muß. Die K<sub>3</sub> - Flächen sind wegen der potentiellen Gleitgefahr bei den weiteren Betrachtungen zu beachten.

Die letzte und für die Aufgabenstellung wesentlichste Erscheinungsform innerhalb der Bohrungen ist die zu beobachtende, in mehreren Stufen erschlossene Verwitterung bis Zersetzung des Rhyolithes.

Nach den Erfahrungen, die in den tropischen Gebieten Afrikas gesammelt wurden und den regional-geologischen Kenntnissen aus der Oberkreide bis weit ins Tertiär über derartige Bildungen kann zweifelsfrei festgestellt werden, daß die tiefgründigen Verwitterungszonen innerhalb der Niemberger Rhyolith-Lagerstätte infolge eines subtropisch-tropischen Verwitterungseinflusses gebildet wurden.

Die ± ebene tertiäre Oberfläche war während der Oberkreide oder/und des Tertiärs durch eindringende saure Wässer aus Mooren, limnischen Becken oder ähnlichen Bereichen ständig einer lateritischen Verwitterung bis Zersetzung ausgesetzt, die letztlich den Rhyolith bereichsweise vollständig kaolinitisierte. Störungszonen, blasengefügereiche Deckenteile, auf Texturflächen breit verteilte Glasblasenstrukturen mit mittelsteilem Einfallen oder porenreiche, einschlußführende Deckenabschnitte gaben hierzu besser den Weg für die eindringenden sauren Wässer frei als andere, dichte, felsitische, mikrokristalline Rhyolithanteile. Auf diese Weise konnte eine recht tief eingreifende Zersetzung des Rhyolithes bis zu einem bindigen Lockergestein bzw. kaolinitreichen, rostbraunweißen Zersatz vor sich gehen. Diese Verwitterungserscheinungen müssen ähnlich wie im Tagebau Petersberg auch in dieser Lagerstätte erwartet werden und bedürfen für das entstehende Böschungssystem einer besonderen Beachtung. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt ist allerdings eine Berechnung vorerst nicht angezeigt, weil der eigentliche Abbaubereich nach den bisher vorliegenden Ergebnissen frei von derartigen Störungszonen zu sein scheint. In den Randgebieten treten diese Zonen auf (Anl. 2).

### 2.3.4 Hydrogeologische Verhältnisse

Zu dieser Problematik liegen umfangreiche Untersuchungen vor [9, 10, 11, 12], die wie folgt zusammengefaßt und durch eigene Arbeiten ergänzt werden können:

In älteren Pumpversuchen wurden 24,2 - 54,1 m u.G. Zuflüsse in der Größenordnung von 0,170 - 0,210 m<sup>3</sup>/h im Festgebirge gemessen. Infolge der Kluftabstände und des Durchtrennungsgrades ergeben sich für das Rhyolith-Massiv nachstehende hydraulische Eigenschaften:

- Durchlässigkeit $k_f$	$10^{-8} - 10^{-7}$ m/s
- Ergiebigkeit E	0,05 - 0,2 l/sm
- Wasseraufnahme $Q_s$ (bei 5 bar)	0,5 - 2 l/min m

Auf größeren, durchtrennten Flächen kann die Zuflußmenge auf 0,4 - 0,5 l/sm ansteigen. Der Bergwasserstand wurde mit 108,60 - 116,15 m HN ermittelt und steht offenbar mit dem schwebenden Grundwasser der Lockergesteinsschichten in Verbindung, so daß gegebenenfalls ein ständiger Zufluß im Tagebaubereich zu erwarten ist.

Für die Standsicherheitsberechnungen im Festgebirge sind die Bergwasserverhältnisse ohne größere Bedeutung, so daß diese unberücksichtigt bleiben können. Sollte es sich beim späteren Aufschluß allerdings erweisen, daß stärkere und in kritischen Bereichen zutretende Wässer vorhanden sind, muß die Standsicherheitseinschätzung entsprechend überarbeitet werden.

Die aus den Niederschlägen resultierenden Zuflüsse sind ebenfalls für das Festgebirge weniger bedeutend, müssen jedoch bei der Projektierung der Tagebauerschließung entsprechend der vorliegenden Ergebnisse in [9, 10, 11, 12] beachtet werden.

Als Grundwasserneubildung wird für das Einzugsgebiet  $\varnothing 2,4 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$  angegeben [11].

### 3. Standsicherheitsberechnungen

#### 3.1 Eingangswerte und Berechnungsmodelle

Im Ergebnis der Standsicherheitsberechnungen sind insbesondere von den

- |                   |   |
|-------------------|---|
| - Abbauböschungen | <ul style="list-style-type: none"> <li>• die optimalen Abbaurichtungen</li> <li>• die möglichen Wandhöhen</li> <li>• die maximal möglichen Böschungswinkel (= Bohrlochneigung)</li> </ul> |
| - Endböschungen   | <ul style="list-style-type: none"> <li>• die Generalneigung bei Böschungssystemen von &lt; 50 m Höhe</li> <li>• die Generalneigung bei Böschungssystemen von &gt; 50 m Höhe</li> </ul>    |

zu ergründen.

Erst nach festgelegter Endkontur des Tagebaues bzw. des nutzbaren Vorrates können die Endböschungssysteme bewertet und berechnet werden. Hinter dieser Forderung der genehmigenden Behörde verbirgt sich die Problematik, daß der Tagebaubetrieb eine möglichst optimale Ausnutzung der Lagerstätte anstrebt, ohne die Standsicherheit während des Abbaues oder nach der Ausbeutung im verbleibenden Restloch zu gefährden. Neben der eigentlichen Standsicherheitsberechnung sind Empfehlungen für die eigentliche Abbauführung darzulegen. Die erfaßte Ausbildung aller flächenhaften und linearen Gefügeelementen des Festgebirges sowie die gesteintechnischen Eigenschaften des Festgesteines und die geometrischen Gegebenheiten dienen als Grundlage für die Standsicherheitsberechnung. Die Standsicherheit  $\eta$  ist der quantitative Ausdruck des Verhältnisses

$$\eta_G = \frac{\sum \text{maximal mögliche Reaktionskräfte in der Gleitfläche}}{\sum \text{maximal vorhandene Aktionskräfte in der Gleitfläche}} \quad (\text{Gleitsicherheit})$$

oder

$\eta_K$  = Kippung um die Kante, wenn der Schwerpunkt außerhalb dieser Kante in Richtung Böschungsfuß liegt (geometrische Kippsicherheit)



Je nach den kinematischen Gegebenheiten in einer Böschung oder des Böschungssystems der jeweiligen Abbaurichtung sind Kombinationen der mechanischen Fälle möglich. Zur Berechnung ist es erforderlich, die vorhandenen Verhältnisse modellartig zu vereinfachen. Die Eingangsparameter werden so gewählt, daß sie einerseits den natürlichen Bedingungen nahe kommen und andererseits die Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen.

Für die Berechnungen werden die im Kapitel 2 festgestellten Eingangswerte und deren Streuungen verwendet.

Als Arbeitsgrundlage zur Berechnung dienten die im Literaturverzeichnis aufgeführten Unterlagen und Veröffentlichungen [1, 2, 3, 4, 6, 13, 16, 17, 18, 19, 22]. Nach der in [16, 17] dargestellten und ständig eigens weiterentwickelten Methodik wurde eine kinematische Analyse mit Hilfe der Anl. 4.1 bis 4.3 durchgeführt, um die Gleit- und Kippgefährdung im Festgebirge herauszufinden.

Bei einer weiteren Geländeaufnahme wurden die gefundenen Zusammenhänge in den vorhandenen Aufschlüssen überprüft. Von den in Anlagen 5.1 und 5.2 aufgeführten Berechnungsmodellen wurden nur jene verwendet, die bezogen auf eine Abbaurichtung entsprechend der Ausbildung des Trennflächengefüges als kinematische Möglichkeit vermutet werden können. Die Standsicherheitskoeffizienten wurden wie folgt festgelegt:

- |                 |   |
|-----------------|---|
| - Abbauböschung | $\eta = 1,3$  |
| - Endböschung   | $\eta = 1,4$ (nach DIN 4084 und eigenen Erfahrungen). |

Neben den bisher beschriebenen Randbedingungen sind folgende Voraussetzungen und Annahmen zur Berechnung der Standsicherheit im Festgestein notwendig:

- definierte Raumstellung des Trennflächengefüges oder der mechanisch wirksamen Trennflächen -  
- Anl. 3, 4 -
- Ermittlung der bestimmenden, kinematisch bedeutsamen Trennflächen durch Geländeuntersuchungen und kinematische Analyse (Gleit- und Kippgefährdung)
- alle felsmechanischen Eingangswerte wie Scherfestigkeit, Rohdichte des Rhyolithes mit den gefundenen Schwankungsbreiten je nach Verwitterung; Kluffreibungswinkel auf den Trennflächen
- die genannten Werte sind innerhalb der Gesteine oder auf den Grenzflächen gleich
- Annahme eines Durchtrennungsgrades von 1; die Klüfte durchtrennen das Festgebirge vollständig
- als Belastung der Böschung geht nur das Eigengewicht ein
- die Trennflächen sind eben und verlaufen  $\pm$  parallel zueinander; die Kluffkörper verhalten sich starr ( $\gamma =$  Gleitflächenwinkel = Einfallwinkel der jeweiligen Trennflächen)
- Kluffkörperverspannungen sind nicht wirksam
- ein Kluffwasserdruck wird im Berechnungsmodell entsprechend der hydrogeologischen Situation nicht berücksichtigt.

Es werden die einzelnen Beziehungen zu den Berechnungsmodellen, die in einem eigens entwickelten Programm im Büro enthalten sind, nicht alle einzeln aufgeführt (Beispiel 1 und 2). Diese können jederzeit beim Sachverständigen eingesehen werden.

Als Berechnungsmodelle wurden gerechnet:

Fall 1 - Gleiten eines Felskeiles auf einer Ebene

$$\eta = \frac{\tan \phi_z}{\tan \gamma} \quad (\text{Beispiel 1})$$

Fall 2 - Gleiten eines Felskeiles auf abgetreppter Ebene

Fall 3 - Gleiten eines Felskeiles auf  $K_3$  - Flächen

Fall 4 - Gleiten eines Felskeiles einer Ebene mit Scherbruch

Fall 5 - Gleiten eines Felskeiles auf zwei oder mehr zueinander geneigten Ebenen

Fall 6 - Gleiten eines Felskeiles auf böschungsp parallelen Ebenen mit Böschungsfußbruch

Fall 7 - Gleiten von einem oder mehreren Felskeilen auf einer Ebene mit Böschungsfußbruch

$$\eta = \frac{4 \tau_s \cdot a \cdot \sin \gamma}{[\sin \gamma - \cos \gamma - \tan \phi] [\sin \gamma \cdot h_w \cdot (\cot \gamma - \cot \beta) + 2a(h_w \cdot \rho \cdot \sin 2\alpha)]}$$

(Beispiel 2)

Fall 8 - Kippen eines Felskeiles um eine freie Kante

In den Formeln (Beispiel 1 und 2 bedeuten):

$\phi_z$	=	Kluffreibungswinkel (°)
$\gamma$	=	Einfallwinkel mechanisch vorhandener Trenn- oder Gleitflächen (°)
$h_w$	=	Böschungshöhe (m)
$\rho$	=	Rohdichte der Gesteine (kg/m <sup>3</sup> )
$\tau_s$	=	Scherfestigkeit des Festgesteines (MPa)
$a$	=	senkrechter Abstand zwischen Böschungsfuß bzw. Felsunterkante und verdeckter Gleitfläche (m)
$\alpha$	=	Bruchwinkel bei $a$
$\eta$	=	Standsicherheitskoeffizient

### 3.2 Ergebnisse

Die Berechnungen wurden mit einer in unserem Büro entwickelten Software und den dazu erforderlichen Modellen durchgeführt. Bewegungen nach den Fällen 1, 2, 3 und 5 können nur dann auftreten, wenn

$$\beta \leq \gamma \leq \phi_z$$

ist.

Die Wandhöhe hat für diese Berechnungsmodelle keinen Einfluß. Die einzelnen Berechnungen zeigen, daß an allen Böschungen derartige Felsbewegungen auftreten können, wenn der Böschungswinkel zu groß gewählt wird. Bereits die kinematische Analyse zeigt, daß der Neigungswinkel nicht steiler als 70° gewählt werden darf (Anl. 4.2 - 4.3). Die Abbauböschungen um WNW-ESE gleich welcher Verbiebsrichtung nach SSW oder NNE sind die mit den geringsten bis fehlenden Standsicherheitsproblemen, wenn der Böschungswinkel  $\leq 70^\circ$  eingerichtet ist (Anl. 4.2). Die Gegenrichtung einer NNE-NE bis SSW-SW eingestellten Böschung weist dagegen bei einer Einfallrichtung nach ESE bis SE generell eine Gleitgefahr infolge der  $K_3$  - Flächen auf. Die gleiche Böschung mit nach ESE-SE fortschreitendem Abbau weist nur gelegentlich kritische Gleitflächen auf (Anl. 4.1).

Berechnungsmodell 4 wurde als mögliche Variante berechnet, weil der hohe Durchtrennungsgrad Scherbrüche auf möglichen Gleitflächen von  $K_3$  erwarten läßt. Die Berechnungswerte des Standsicherheitskoeffizienten zeigen, daß Bewegungen nach dem Modell bei Scherflächen bis 0,5 m<sup>2</sup> und zunehmender Wandhöhe mit gefährlicher Größenordnung stattfinden können. Hierbei sind die Böschungen insbesondere dann gefährdet, wenn fast durchsetzende, mittelsteile Trenn- bzw. Gleitflächen (=  $K_3$  - Flächen) vorhanden sind. Dieses Modell ist für den gesamten Böschungskomplex im Westen des künftigen Tagebaues maßgebend und erfordert entsprechende Gegenmaßnahmen.

Im Fall 6, einer theoretischen kinematischen Möglichkeit im Bereich der Nordböschung bei sehr steilen Böschungswinkeln, liegen die Berechnungsergebnisse unter 1,3, so daß diese Bewegungen bei der Auslegung des Endböschungssystems beachtenswert sind. Für die anderen Böschungsbereiche ist der Fall unzutreffend.

Der Fall 7 wurde wegen der größten Bedeutung für die Zielstellung des Standsicherheitsnachweises variantenreich durchgerechnet. Der Standsicherheitskoeffizient ist deutlich abhängig von

- der Masse des möglichen Rutschungskörpers (hierbei geht die Wandhöhe ein)
- dem Gleitflächenwinkel
- dem Böschungswinkel.

Diese kinematische Bedingung kann nur bei den um NNE-NE bis SSW-SE verlaufenden Böschungen auftreten (Anl. 4.1).

Die latente Gefahr dieses oft nicht beobachtbaren Modells (Fall 7) wird durch die Rückrechnung des Abstandes  $a$  zwischen Gleitfläche und Böschungsfuß bei einem Sicherheitskoeffizienten von  $\eta = 1,3$  besonders verdeutlicht. Je größer die  $a$ -Werte werden, um so gefährlicher wird die Situation in der Praxis. Wird der Abstand  $a$  unterschritten, kommt es zum Böschungsfußbruch in der verdeckten Gleitfläche und damit zur Rutschung.

Die Berechnungen des Falles 7 belegen, daß bei verdeckter Gleitfläche Bewegungen auftreten können, wenn

- eine große Felsmasse auf der Gleitfläche liegt, d.h. die Wandhöhe über 25 m liegt und eine steile Böschungsneigung gewählt wird.
- der Gleitflächenwinkel zwischen  $30^\circ$  und  $55^\circ$  ausgebildet ist
- die Gleitfläche einen Durchtrennungsgrad von 1 besitzt
- dynamische Lasten infolge Sprengwirkung im Nahbereich zu verzeichnen sind

Diese Bedingungen müssen bei der Konzeption insbesondere des W-Böschungssystems beachtet werden. Die Generalneigung sollte hier nicht unter  $50^\circ$  liegen.

Felskippen nach dem Berechnungsmodell 8 sind durch Überhänge oder von in die Böschung einfallenden Trennflächen gegeben.

Derartige kinematische Bedingungen können beim nach Norden bis Nordosten fortschreitenden Abbau eintreten, wenn die markante Plattenklüftung ( $K_1$ ) in die Böschung einfällt und wenn sich sprengtechnisch sowie abbauseitig ungünstig gewonnene Felsabschnitte durch Mehrausbrüche abheben.

Je schlanker die Felskörper und das ist in Vulkaniten häufig zu beobachten, um so kippgefährdeter sind die Bereiche. Die Felskippen verursachen in Abschlagrichtung recht häufig Steinflüge, größere Mehrausbrüche und eine ungünstige Stückigkeit und Auflockerung nach den Sprengungen. Es sollte daher vermieden werden, den Böschungswinkel steiler als  $70^\circ$  einzustellen. Bei der Konzeption der untersuchten Abbaurichtungen wurde von der vorhandenen Morphologie und dem Trennflächengefüge ausgegangen. Aus diesem Grunde beschränken sich die Betrachtungen auf zwei Streichrichtungen der Abbauböschungen.

Aus den Standsicherheitsberechnungen kann folgendes abgeleitet werden:

#### Abbauböschungen

- um WNW - ESE verlaufende Abbauböschungen mit  $70^\circ$  Böschungsneigung gelten als optimal und können ohne weitere Einschränkung 20...25 m hoch sein (Anl. 4.2); wenige Gleitbrüche mit geringer Größenordnung sind gelegentlich möglich
- um NNE-NE bis SSW-SW streichende Böschungen insbesondere mit ostwärts ausgelegter Einfallrichtung sind gleitgefährdet und als planmäßige Abbaurichtung eher ungeeignet; die Böschungen mit westlicher Einfallrichtung sind ebenfalls gefährdet, aber durch Verspannung und weniger häufige flache bis mittelsteile Trennflächen als beherrschbar anzusehen; die letztere Abbaurichtung sollte dennoch nur bereichsweise auf engerem Raum eingeschlagen werden, ggf. muß beim

späteren Aufschluß in der Anfangsphase die Aussage nochmals überprüft werden; die Wandhöhen können bis 20...25 m bei 70° Böschungsneigung betragen.

#### Endböschungen/Endböschungssystem

- Das Endböschungssystem im Norden, Osten und Süden kann, wenn sich keine Störungszonen mit tiefergehendem bindigen Zersatz im Einflußbereich befinden auf eine Generalneigung von 60...62° bis zur Abbautiefe 50 m HN gebracht werden; die Einzelböschung darf 70° geneigt sein.
- Das Endböschungssystem im westlichen Bereich sollte nur mit einer Generalneigung von maximal 50° eingestellt werden, um eine dauerhafte Stabilität zu gewährleisten. Bei einem tiefer als 50 m HN angedachten Abbau, muß dieser Winkel durch eine Standsicherheitsberechnung überprüft werden. Die Generalneigung von 50° im westlichen bis nordwestlichen Böschungssystem darf ebenfalls nur dann so eingerichtet werden, wenn keine größere, bindige Zersatz- oder Verwitterungszone angeschnitten worden ist. Im anderen Fall muß die Standsicherheitseinschätzung durch eine entsprechende Nachuntersuchung ergänzt werden. Hierzu sollten die Untersuchungen rechtzeitig in Auftrag gegeben werden, damit die entstehende Tagebaufigur vollständig abgebaut werden kann. Wird das Böschungssystem im westlichen Bereich parallel der K<sub>3</sub> - Flächen zu steil eingestellt, kann es zu größeren Felsbewegungen bei der Tieferlegung des Tagebaues kommen, zumal die Verkippung der Abraummassen im Vorfeld erfolgen wird. Die Einzelböschung kann durchaus mit 70...65° eingestellt werden.
- Die Standsicherheitsberechnungen zeigen, daß es trotz der abgeleiteten Empfehlungen zur Gestaltung der Böschungen zu einer Steinfallgefahr und Mehrausbrüchen bei den Sprengungen oder danach kommen kann. Die hohe Teilbeweglichkeit des Festgebirges, welches auch in den anderen Tagebauen der Mitteldeutschen Baustoffe GmbH wie Schwerz und Petersberg bekannt ist, bewirkt derartige Vorgänge mit beherrschbarer Größenordnung.

#### **4. Empfehlungen und Schlußfolgerungen für die Abbauführung**

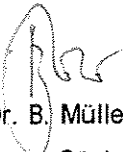
1. Auf der Grundlage einer genauen Erfassung des Trennflächengefüges und bestimmter linearer Gefügeelemente sowie unter Beachtung der bisherigen Untersuchungsergebnisse von der Rhyolith-Lagerstätte Niemberg konnten die Lagerungsverhältnisse, wesentliche Störungs- bzw. Zersatzzonen, die Genese der Trennflächen neben ihrer mechanischen Wirksamkeit sowie die gesteintechnisch-physikalischen Gegebenheiten weitestgehend geklärt werden. Auf dieser Grundlage konnte die Standsicherheitseinschätzung entsprechend der Aufgaben- und Zielstellung erarbeitet werden.
2. Die Rhyolith-Lagerstätte gehört zum Vulkanit-Komplex des unteren, mikrokristallinen Halle-schen Rhyolithes und ist als schnell abgekühlter Deckenerguß aus dem Gebiet des Petersberges in SSE-Richtung fließend aufzufassen. Die ± einheitliche Entstehung durch einen einaktigen Erguß mit rascher Abkühlung führte zu einem porphyrischen Gestein mit einem

hohen Anteil an sehr feinkristalliner Grundmasse und überwiegend plattiger, WNW-ESE-gerichteter Absonderung.

3. An der Wende Oberkreide/Tertiär wurde das Gebiet einer intensiven lateritischen Verwitterung unterworfen, in deren Folge entlang von wasserwegsamem Störungszonen, Trennflächen und dergleichen eine tiefgründige Kaolinitisierung stattfand. Die oberflächennahen, sesquioxidreichen rötlichen Horizonte sind inzwischen abgetragen, so daß heute nur noch die tieferen Bereiche mit weißgrauer Kaolinitbildung oder graugrüner bis schwarzer Verfärbung im reduzierenden Milieu anzutreffen sind. Derartige Störungen umranden regelrecht das Lagerstättenfeld und begrenzen es im westlichen Bereich. Störungen mit bindigem Zersatz innerhalb der Rhyolith-Lagerstätte können nicht ausgeschlossen werden. Dafür sprechen die vergleichsweise geringen Rohdichten und höheren Wasseraufnahmen gegenüber denen anderer Rhyolithvorkommen wie Petersberg und Schwerz. Es besteht ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Rohdichte, Wasseraufnahme und den qualitativ wichtigen Eigenschaften, so daß man aus diesen relativ einfachen Kennwerten zur Qualitäts- und Festigkeitsbewertung wesentliches ableiten kann. Innerhalb des Lagerstättenfeldes wurden bisher derartige, bindige Zersatz- oder Störungszonen nicht bekannt, so daß diese Bedingungen bei der Standsicherheitsberechnung unberücksichtigt blieben.
4. Die Standsicherheitsberechnungen und die Auswertung aller Ergebnisse erbrachte für die weitere Abbaukonzeption bzw. die spätere Abbauführung verallgemeinert folgende Erkenntnisse:
  - Die Einzelböschungen können 20 - 25 m hoch sein; es wird empfohlen, Wandhöhen von 20 m einzurichten.
  - Als Böschungswinkel oder Bohrlochneigung bei den späteren Großbohrlochsprengungen wird 70° für die Einzelböschung vorgegeben. Dieser Winkel kann unter Umständen beim planmäßigen Abbau an den etwa NNE-SSW-streichenden Böschungen mit Einfallwinkel in Richtung WNW auf 65° verringert werden, wenn unerwartet größere Mehrausbrüche oder m<sup>3</sup>-große Felsbewegungen auftreten sollten.
5. Als realisierbare Abbauböschungen konnten ermittelt werden:
  - WNW-ESE bis NW-SE verlaufende Böschungen mit 70° Neigungswinkel nach SSW oder NNE = optimale Hauptabbaurichtungen
  - NNE-SSW bis NE-SW verlaufende Böschungen mit 65 - 70° Neigungswinkel nach WNW...NW = mögliche, aber nicht optimale Richtung
  - NNE - SSW bis NE-SW verlaufende Böschungen mit 65 - 70° Neigungswinkel nach ESE...SE = nicht empfohlene, nur außerplanmäßig mögliche Abbauböschung mit der potentiellen Gefahr größerer Mehrausbrüche, Felsbewegungen (Gleitungen) und eines Steinflugrisikos während der Sprengarbeiten.

6. Es wird empfohlen, den Tagebau wie folgt aufzufahren:
  - Beginn des Aufschlusses im mittleren oder westlichen Bereich der Südsüdwest-Grenze, etwa in der Nähe des späteren Anlagenstandortes
  - Vortrieb nach Westen bis zur Abbaugrenze auf engstem Raum
  - Abbau der entstehenden WNW-ESE Böschung mit SSW-Einfallen nach NNE unter gleichzeitiger Auffahrung nach ESE in einem engeren Bereich beispielsweise 50 - 70 m
  - Auffahren der 2. Sohle vom Westen unter Nutzung der vorgeschlagenen Abbaurichtungen; das entstehende Endböschungssystem im Westen bis WNW-Bereich an der Lagerstätten-grenze ist so einzurichten, daß die Einzelböschungen  $70^\circ$  ( $65^\circ$ ) geneigt sind und die Zufahrtsstraßen unter Nutzung der 10 m breiten Bermen ausgebaut werden. Das entstehende Böschungssystem mit den mindestens 10 m breiten Zufahrtsstraßen/Bermen ergibt letztlich eine Generalneigung von maximal  $50^\circ$ . Zu einem späteren Zeitpunkt ist an diesem Böschungssystem und bei Auffahren von zersetzten Störungszonen eine gesonderte Standsicherheitsuntersuchung zu erarbeiten, weil zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht alle Einflüsse herausgefunden werden können. Es sollte mit der Schwierigkeit gerechnet werden, daß die Generalneigung ggf. auf  $45...40^\circ$  abgeflacht werden muß.
  - Das Einrichten der 2. Sohle sollte von Norden her erfolgen und die bestmögliche WNW-ESE-Abbauböschung mit NNE-Einfallen ausgenutzt werden. Diese Böschungen verlaufen  $\pm$  parallel der vorherrschenden Plattenklüftung ( $K_1$ ).
  - Die Abraumverkipfung kann auf diese Weise ohne größere Transportwege auf die vorge-sehene Fläche im Westen des Abbaufeldes erfolgen.
  - Die Tieferlegung des Tagebaues sollte möglichst über das westliche Böschungssystem im empfohlenen Sinne vorgenommen werden. Auf diese Weise wird das Waldgebiet eine be-stimmte Zeit erhalten und die weitere Entwicklung des Tagebaues nach Osten in gewisser Weise flexibler gestaltbar.
  - Eine Abrauminnenverkipfung innerhalb der Lagerstätte ist angesichts der angespannten Vorratslage zu überdenken. Darüber sollte erst zu einem späteren Zeitpunkt entschieden werden, nachdem die ersten Erfahrungen aus der Lagerstätte vorliegen.
7. Die Endböschungssysteme im Norden, Osten und Süden sind auf mindestens  $60...62^\circ$  Gene-ralneigung oder flacher auszulegen, d.h. die Einzelböschungen mit  $70^\circ$  werden durch minde-stens 3 m breite Bermen abgesetzt. Im Bereich des Ostböschungssystems kann es sich nach dem Aufschluß erweisen, daß bereichsweise flachere Böschungen erforderlich werden.
8. Beim Abbau des Rhyolithes ist es empfehlenswert, die Bohr- und Sprengtechnik den Bedin-gungen weitestgehend anzupassen. Es ist bekannt, daß steilere Böschungswinkel bohrtech-nisch besser beherrschbar sind. Aus Gründen der Standsicherheit, der Vermeidung von Mehrausbrüchen und dergleichen muß der Neigungswinkel von  $70^\circ$  eingehalten werden. Durch geeignete Maßnahmen sind die Bedingungen für die Einhaltung der Bohrgenauigkeit im Interesse der Tagebausicherheit zu schaffen.

9. Nach Aufschluß des Tagebaues sollte vor Beginn der Erschließung der 2. Sohle die Standsicherheitseinschätzung aktuell überarbeitet und in einen Nachweis überführt werden.
  
10. Treten während des Tagebauaufschlusses sichtbare und im Gutachten nicht erfaßte oder dokumentierte ungünstige Verhältnisse auf, die auf größere Böschungsbewegungen oder Bergwassereinbrüche hindeuten, ist der Sachverständige zu informieren. Das Gutachten ist nach bestem Wissen und Gewissen unter Beachtung des Standes der Technik auf diesem Gebiet angefertigt worden.



Dr. B. Müller

- vom Sächsischen Oberbergamt anerkannter

Sachverständiger für Böschungen im

Locker- und Festgestein -