

### **Anlage 1b:**

Ingenieursozietät Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach:  
K+S KALI GmbH, Werk Werra, Standort Hattorf,  
Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1657/01 zu den  
numerischen Untersuchungen zu den gemessenen  
Verformungen und den Verformungsmechanismen/-  
ursachen am Böschungsfuß und im Haldenvorfeld im  
Bereich der Südwestflanke der bestehenden  
Rückstandshalde Hattorf. Darmstadt, 23.06.2017

# INGENIEURSOZIENTÄT PROFESSOR DR.-ING. KATZENBACH GMBH

VEREIDIGTE UND NACH BAUORDNUNGSRECHT ANERKANNTE SACHVERSTÄNDIGE FÜR GEOTECHNIK



Öffentlich bestellte und  
vereidigte Sachverständige

Geschäftsführende Gesellschafter:  
Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach  
Prof. Dr.-Ing. Matthias Vogler  
Dipl.-Ing. Matthias Seip

K+S KALI GmbH  
Werk Werra · Standort Hattorf  
Postfach 11 63  
36267 Philippsthal (Werra)

**Sachverständigen-Gutachten**  
**Beratung · Planung**  
**Forschung · Entwicklung**

Bodenmechanik · Felsmechanik  
Baugrund-Tragwerk-Interaktion  
Geothermie · Umweltgeotechnik

Gründungsberatung  
Hochhausgründungen  
Baugruben · Tunnelbau  
Dammbau · Deichbau  
Grundwassermanagement  
Deponiebau · Altlasten  
Fachbauüberwachung  
Bauschadensanalysen

K/Vo/Se/Le/Te  
IK1657  
23.06.2017

## K+S KALI GmbH · Werk Werra · Standort Hattorf

hier: Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1657/01 zu den numerischen Untersuchungen zu den gemessenen Verformungen und den Verformungsmechanismen/-ursachen am Böschungsfuß und im Haldenvorfeld im Bereich der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde Hattorf

Sehr geehrte Damen und Herren,

in der Anlage erhalten Sie unser o.g. Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1657/01 dreifach, das verabredungsgemäß auch an den auf Seite 2 genannten Verteiler geht.

Mit freundlichen Grüßen

*U. Katzenbach*

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach  
Vereidigter Sachverständiger  
-Geschäftsführender Gesellschafter



*M. Seip*  
Dipl.-Ing. Matthias Seip  
-Geschäftsführender Gesellschafter-



Anlage

Verteiler: siehe Seite 2

65931 Frankfurt am Main  
Pfaffenwiese 14A  
Tel: +49 (0)69 / 9362230  
Fax: +49 (0)69 / 361049

64293 Darmstadt  
Robert-Bosch-Straße 9  
Tel: +49 (0)6151 / 13013-10  
Fax: +49 (0)6151 / 13013-20

69469 Weinheim  
Wachenbergstraße 13  
Tel: +49 (0)6201 / 25 83-36  
Fax: +49 (0)6201 / 25 83-37

64625 Bensheim  
Darmstädter Straße 170  
Tel: +49 (0)6251 / 86052-16  
Fax: +49 (0)6251 / 86052-15

01011 Kiew (Ukraine)  
Panasa Mirnogo, 28A, office 157  
Tel: +38 044 / 49592-65  
Fax: +38 044 / 49592-64

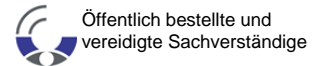
**Verteiler:**

jeweils 1-fach in Kopie:

- K+S AG, Herrn Dr.-Ing. Jan-Peter Schleinig, Elisabeth-Consbruch-Straße 1, 34141 Kassel
- upi UmweltProjekt Ingenieurgesellschaft mbH, Herrn Dr.-Ing. habil. Albrecht Palm, Breite Straße 30, 39576 Stendal

per E-Mail:

- K+S AG, Herrn Dr.-Ing. Jan-Peter Schleinig, jan-peter.schleinig@k-plus-s.com
- K+S KALI GmbH, Herrn Dipl.-Ing. Christian Artschwager christian.artschwager@k-plus-s.com
- K+S KALI GmbH, Herrn M.Eng. Andreas Fischer andreas.fischer@k-plus-s.com
- K+S KALI GmbH, Herrn Dr. Peter Huttel peter.huttel@k-plus-s.com
- K+S KALI GmbH, Frau Dipl.-Ing. Hanka Poppitz hanka.poppitz@k-plus-s.com
- upi UmweltProjekt Ingenieurgesellschaft mbH, Herrn Dr.-Ing. habil. Albrecht Palm, a.palm@upi-umweltprojekt.de
- upi UmweltProjekt Ingenieurgesellschaft mbH, Herrn Dipl.-Ing. Nico Gose, n.gose@upi-umweltprojekt.de



Öffentlich bestellte und  
vereidigte Sachverständige

Geschäftsführende Gesellschafter:  
Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach  
Prof. Dr.-Ing. Matthias Vogler  
Dipl.-Ing. Matthias Seip

**Sachverständigen-Gutachten**  
**Beratung · Planung**  
**Forschung · Entwicklung**

Bodenmechanik · Felsmechanik  
Baugrund-Tragwerk-Interaktion  
Geothermie · Umweltgeotechnik

Gründungsberatung  
Hochhausgründungen  
Baugruben · Tunnelbau  
Dammbau · Deichbau  
Grundwassermanagement  
Deponiebau · Altlasten  
Fachbauüberwachung  
Bauschadensanalysen

K/Vo/Se/Le/Te  
IK1657  
23.06.2017

## SACHVERSTÄNDIGEN-GUTACHTEN Nr. IK1657/01

### Vorhaben:

**K+S KALI GmbH · Werk Werra · Standort Hattorf**

Numerische Untersuchungen zu den gemessenen Verformungen  
und den Verformungsmechanismen/-ursachen am Böschungsfuß  
und im Haldenvorfeld im Bereich der Südwestflanke der  
bestehenden Rückstandshalde Hattorf

### Auftraggeber:

**K+S KALI GmbH**

Werk Werra · Standort Hattorf  
36267 Philippsthal

### Geotechnische Sachverständige:

Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH  
Vereidigte und nach Bauordnungsrecht anerkannte  
Sachverständige für Geotechnik  
Robert-Bosch-Straße 9 · 64293 Darmstadt



65931 Frankfurt am Main  
Pfaffenwiese 14A  
Tel: +49 (0)69 / 9362230  
Fax: +49 (0)69 / 361049

64293 Darmstadt  
Robert-Bosch-Straße 9  
Tel: +49 (0)6151 / 13013-10  
Fax: +49 (0)6151 / 13013-20

64669 Weinheim  
Wachenbergstraße 13  
Tel: +49 (0)6201 / 25 83-36  
Fax: +49 (0)6201 / 25 83-37

64625 Bensheim  
Darmstädter Straße 170  
Tel: +49 (0)6251 / 86052-16  
Fax: +49 (0)6251 / 86052-15

01011 Kienitzstraße 1  
Panasa Mirnogo, 28A, office 157  
Tel: +38 044 / 49592-65  
Fax: +38 044 / 49592-64

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>Seite</b>
<b>1 Vorgang</b>	<b>3</b>
<b>2 Unterlagen</b>	<b>5</b>
<b>3 Grundlagen</b>	<b>7</b>
3.1 Topographie	7
3.2 Baugrundverhältnisse	10
3.3 Ergebnisse der messtechnischen Überwachung	10
<b>4 Numerische Modellbildung</b>	<b>11</b>
<b>5 Materialkennwerte für die numerischen Untersuchungen</b>	<b>13</b>
5.1 Baugrund	13
5.2 Salzmechanische Parameter des Rückstandssalzes	15
5.3 Methode der Ursachenforschung	18
<b>6 Detektierte Verformungsmechanismen/-ursachen</b>	<b>20</b>
<b>7 Numerische Untersuchungen zur Standsicherheit</b>	<b>22</b>
7.1 Methodik	22
7.2 Nachweis der Standsicherheit	23
<b>8 Schlussbemerkung / Zusammenfassung</b>	<b>24</b>

## **Anlage**

Anlage 1	Vergleich der berechneten und der gemessenen horizontalen Verschiebungsgeschwindigkeiten $v_h$ im Bereich des Böschungsfuß
----------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

## **1 Vorgang**

Die K+S KALI GmbH (K+S), Werk Werra, betreibt am Standort Hattorf mit Sitz in Philippsthal einen untertägigen Kalibergbau. Nach der Gewinnung und Förderung wird das Rohsalz aufbereitet und der überwiegend in der elektrostatischen Aufbereitung (ESTA) entstehende, im Wesentlichen aus Steinsalz bestehende Rückstand auf der unmittelbar an das Fabrikgelände anschließenden Halde abgelagert.

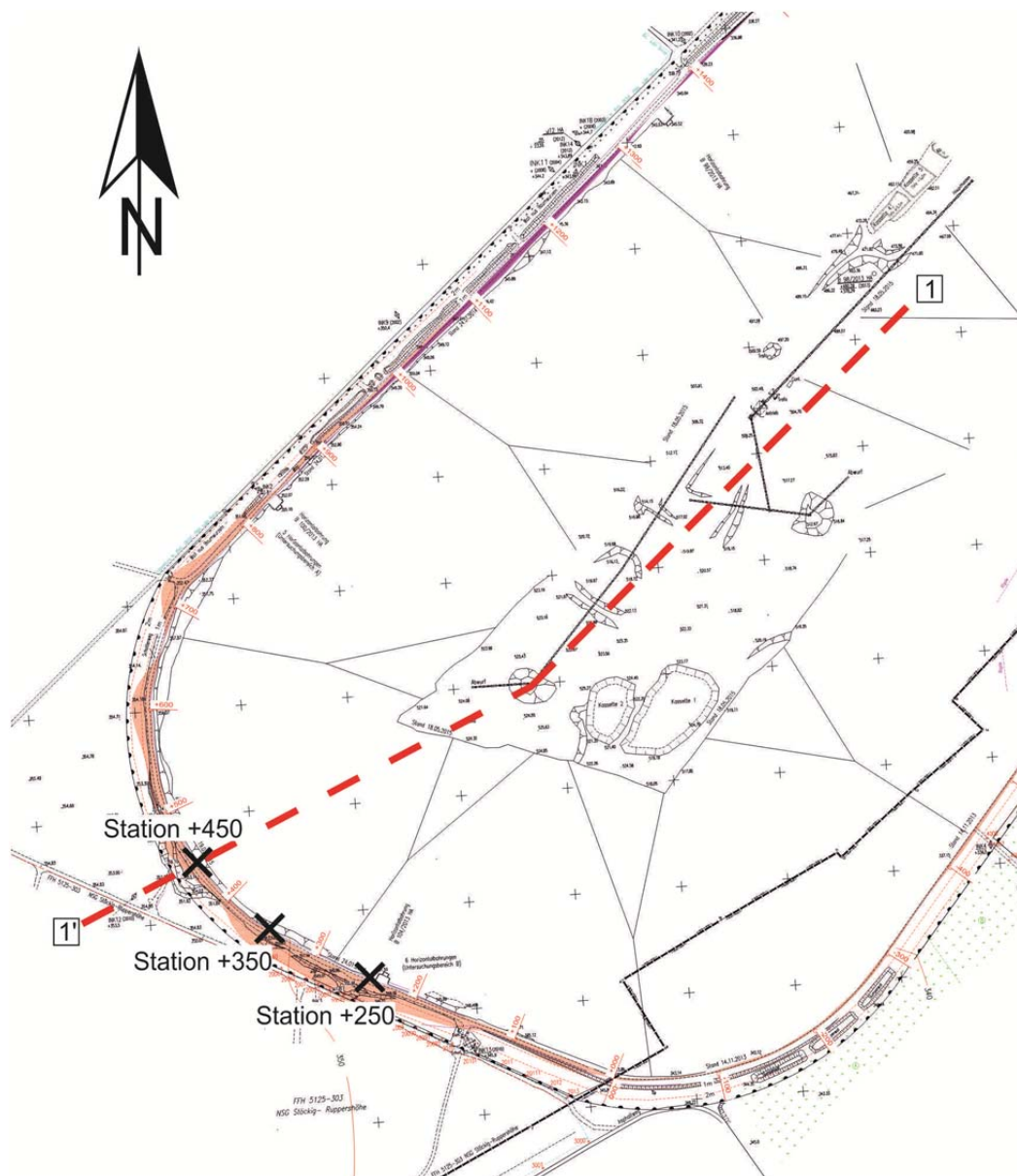
Seit Herbst 2011 werden im Bereich der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde außergewöhnlich große und bisher im Bereich der Bestandshalde nicht beobachtete horizontale und vertikale Verschiebungen des Böschungsfußes und des Haldenvorfeldes gemessen. K+S hat die Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH beauftragt, die Ursachen für die in diesem Bereich im Vergleich zur Bestandshalde hinsichtlich Betrag und Geschwindigkeit auffälligen Verformungen festzustellen. Auftragsgemäß wurden die folgenden Untersuchungen durchgeführt:

- Ursachenforschung mit Erkundung der geotechnischen Verhältnisse und Eigenschaften des Baugrunds sowie die Bewertung der Verformungsprozesse
- Numerische Untersuchungen zu den gemessenen Verformungen und den Verformungsmechanismen/-ursachen am Böschungsfuß und im Haldenvorfeld

Die Ergebnisse der Ursachenforschung mit den ergänzenden Baugrunderkundungsmaßnahmen sind in unserem Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1655/01 dokumentiert [U8.5].

Die Schüttung der Rückstandshalde im Bereich der Südwestflanke erfolgte in den Jahren 2009 bis 2015. Die Haldenhöhe beträgt ca. 170 m. Die Zusammensetzung des Rückstandssalzes sowie die Schütttechnik im Bereich der Südwestflanke sind gleich zu den anderen Bereichen der Rückstandshalde Hattorf. Die Schüttung erfolgte gegen leicht ansteigendes Gelände. Die Höhenlinien der Geländeoberfläche verlaufen annähernd parallel zum fortschreitenden Böschungsfuß.

Die Entwässerungssituation vor und unterhalb der betreffenden Haldenböschung wird von K+S als ungünstig beurteilt, so dass der Bereich der Südwestflanke für den Standort Hattorf eine Sondersituation darstellt.



**Bild 1:** Lageplan des südwestlichen Bereichs der genehmigten Rückstandshalde Hattorf mit Schnitt 1-1'

Im hier vorliegenden Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1657/01 wird der Schnitt 1-1', der in Bild 1 dargestellt ist, numerisch untersucht, um die Mechanismen/Ursachen für die vergleichsweise großen horizontalen und vertikalen Verschiebungen im Bereich der Südwestflanke zu bestimmen. Basis bilden die geometrischen Angaben in [U1.4] sowie die bisherigen Baugrunduntersuchungen und Messergebnisse für diesen Bereich, die in [U1.1], [U1.3], [U1.7], [U1.8], [U1.11] bis [U1.13], [U2], [U3], [U7.1], [U8.2], [U8.2] und [U8.5] dokumentiert sind. Die in [U7] und [U8] dokumentierten Ergebnisse bisheriger Untersuchungen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Rückstandshalde Hattorf wurde für die gegenständlichen numerischen Untersuchungen berücksichtigt.

## 2      **Unterlagen**

- [U1]      K+S KALI GmbH, Werk Werra, Philippsthal:
1.    E-Mail zu den Ergebnissen der Inklinometermessungen vom 26.05.2014
  2.    E-Mail mit Messdaten zur Südwestflanke vom 23.11.2015
  3.    E-Mail zu den Baugrundverhältnissen auf der Ruppertshöhe vom 05.01.2016
  4.    E-Mail mit Profil des Berechnungsschnittes 1 vom 19.01.2016
  5.    Quartalsbericht IV/2015 vom 04.03.2016
  6.    Sonderbetriebsplan HA-04/16 zur geotechnischen Untersuchung des Untergrundes im westlichen und südwestlichen Randbereich (Inklinometermessstellen INK 22/2016 HA bis INK27/2016 HA) vom 03.05.2016
  7.    Quartalsbericht I/2016 vom 25.05.2016
  8.    Quartalsbericht II/2016 vom 16.08.2016
  9.    Übersichtsplan mit Lage der Inklinometer im Bereich der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde Hattorf vom 21.09.2016
  10.   Höhenprofile 1 bis 7 zu den zusätzlichen Baugrundaufschlüssen im Bereich der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde Hattorf vom 18.10.2016
  11.   Quartalsbericht III/2016 vom 21.12.2016
  12.   Quartalsbericht IV/2016 vom 21.03.2017
  13.   Jahresbericht 2016 vom 24.03.2017
  14.   Quartalsbericht I/2017 vom 01.06.2017
  15.   Messdatenzusammenstellung zum zeitlichen Verlauf der horizontalen Verschiebungsraten an den Stationen +250, +350 und +450 vom Januar 2017
- [U2]      Das Baugrund Institut Dipl.-Ing. Knierim GmbH, Kassel:
1.    Geotechnisches Gutachten Halde Hattorf Erweiterung der ESTA Rückstandshalde vom 13.02.2013
  2.    Gutachterliche Stellungnahme, Halde Hattorf, Erweiterung der ESTA Rückstandshalde, ergänzende Untersuchungen zur Lage der Felsoberfläche vom 14.03.2013
- [U3]      Nöhring & Preißler Brunnenbau- und Bohr- GmbH, Dünwald:
1.    Tagesbericht zur Aufschlussbohrung INK22/2016 HA vom 29.08.2016
  2.    Tagesbericht zur Aufschlussbohrung INK24/2016 HA vom 05.09.2016
  3.    Tagesbericht zur Aufschlussbohrung INK25/2016 HA vom 05.09.2016
  4.    Tagesbericht zur Aufschlussbohrung INK26/2016 HA vom 23.09.2016
  5.    Tagesbericht zur Aufschlussbohrung INK23/2016 HA vom 14.09.2016
  6.    Tagesbericht zur Aufschlussbohrung INK27/2016 HA vom 22.09.2016
- [U4]      BLM Gesellschaft für Bohrlochmessungen mbH, Gommern:

1. Bericht zu den geophysikalischen Bohrlochmessungen in der Inklinometerbohrung INK 25/2016 HA vom 14.12.2016
2. Bericht zu den geophysikalischen Bohrlochmessungen in der Inklinometerbohrung INK 23/2016 HA vom 19.05.2017
3. Bericht zu den geophysikalischen Bohrlochmessungen in der Inklinometerbohrung INK 24A/2016 HA vom 19.05.2017
4. Bericht zu den geophysikalischen Bohrlochmessungen in der Inklinometerbohrung INK 26/2016 HA vom 30.05.2017
5. Bericht zu den geophysikalischen Bohrlochmessungen in der Inklinometerbohrung INK 27/2016 HA vom 31.05.2017
6. Bericht zu den geophysikalischen Bohrlochmessungen in der Inklinometerbohrung INK 22/2016 HA vom 06.06.2017

- [U5] Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden:  
Gutachten über die Erweiterung der Rückstandshalde des Kaliwerkes  
Hattorf, Philippsthal (Werra), Kreis Hersfeld-Rotenburg vom 13.09.1977
- [U6] Bergaufsicht des Landes Hessen, Regierungspräsidium Kassel, Bad Hersfeld:  
Zulassung zum Sonderbetriebsplan HA-04/16 (Az. 34/Hef-76 d 40-11-314-21/340)  
vom 15.06.2016
- [U7] Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Institutsdirektor, Vereidigter Sachverständiger,  
Darmstadt:
1. Sachverständigengutachten zur Langzeitstabilität von Salzhalden auf söhlig gelagertem Buntsandstein vom 18.01.1996
  2. Prüfbericht VA96022-01 „Langzeitstabilität Salzhalde Hattorf“ vom 12.02.1998
  3. Prüfbericht VA96022-02 „Langzeitstabilität Salzhalde Hattorf“ vom 26.03.1998
  4. Prüfbericht VA97044-01 „Grundsatzstudie zur Langzeitstabilität von Salzhalden“ vom 24.08.1998
  5. Sachverständigengutachten zur Langzeitstabilität der Halde Hattorf unter Berücksichtigung der geplanten Haldenerweiterung (K96012) vom 20.08.1998
  6. Sachverständigen-Gutachten zu den Grundbruch- und Böschungsbruchberechnungen im Bereich der Erdgasleitung (IK0192) vom 09.11.2001
  7. Sachverständigen-Gutachten Nr. IK0262/01 „Grundsatzstudie zur Langzeitstabilität von Salzhalden auf Fels und Lockergestein“ vom 30.04.2003
  8. Sachverständigen-Gutachten Nr. IK0231/01 zur Kalibrierung der Stoffparameter anhand der vorliegenden Verformungsmessungen am Inklinometer 1 für den Haldenquerschnitt, Entwurf vom 25.06.2013

- [U8] Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH, Darmstadt:
1. Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1156/01 zur Beurteilung der aktuellen Standsicherheit der Haldenflanke respektive des Untergrundes im Haldenvorfeld auf der Basis der durchgeführten messtechnischen Überwachung sowie der bisher im Rahmen von Haldenbegutachtungen angefertigten Sachverständigen-Gutachten vom 02.08.2012
  2. Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1311/01 zu den Kernbohrungen des Festgesteins für die geplante Haldenerweiterung vom 28.05.2014
  3. Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1713/01 zu den numerischen Untersuchungen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit für die Geplante Haldenerweiterung vom 10.02.2017
  4. Stellungnahme Nr. IK1657/01 zu den Untersuchungen zu den Verformungsmechanismen/-ursachen am Böschungsfuß und im Haldenvorfeld im Bereich der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde Hattorf unter Berücksichtigung der vorliegenden Verformungsmessungen vom 06.02.2017
  5. Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1655/01 zur Ursachenforschung an der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde Hattorf vom 23.06.2017
- [U9] Wachter, S. (2009):  
Dreidimensionale, zeitvariante stoffliche Modellierung von granularem Steinsalz.  
Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 82

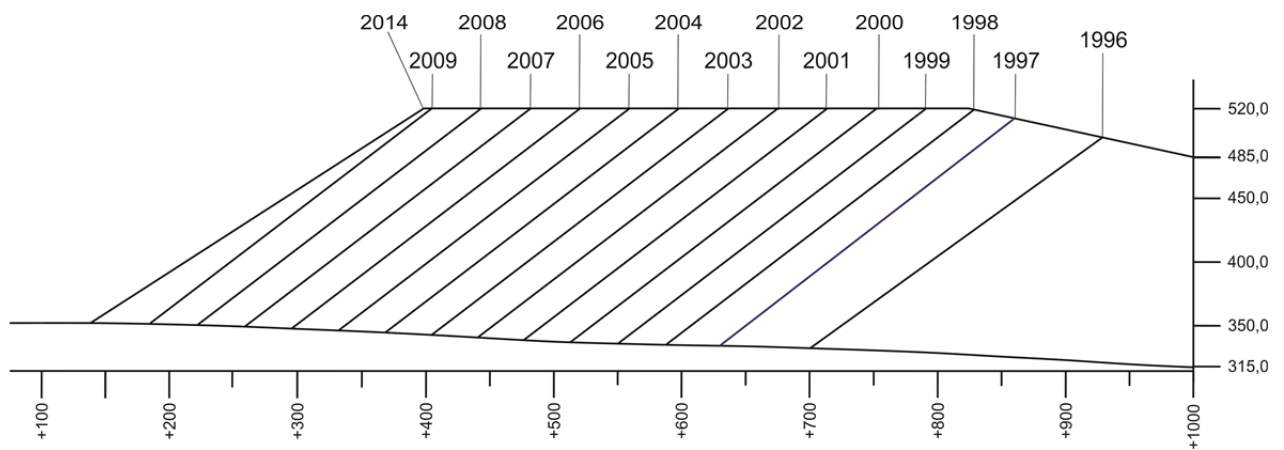
### **3 Grundlagen**

#### **3.1 Topographie**

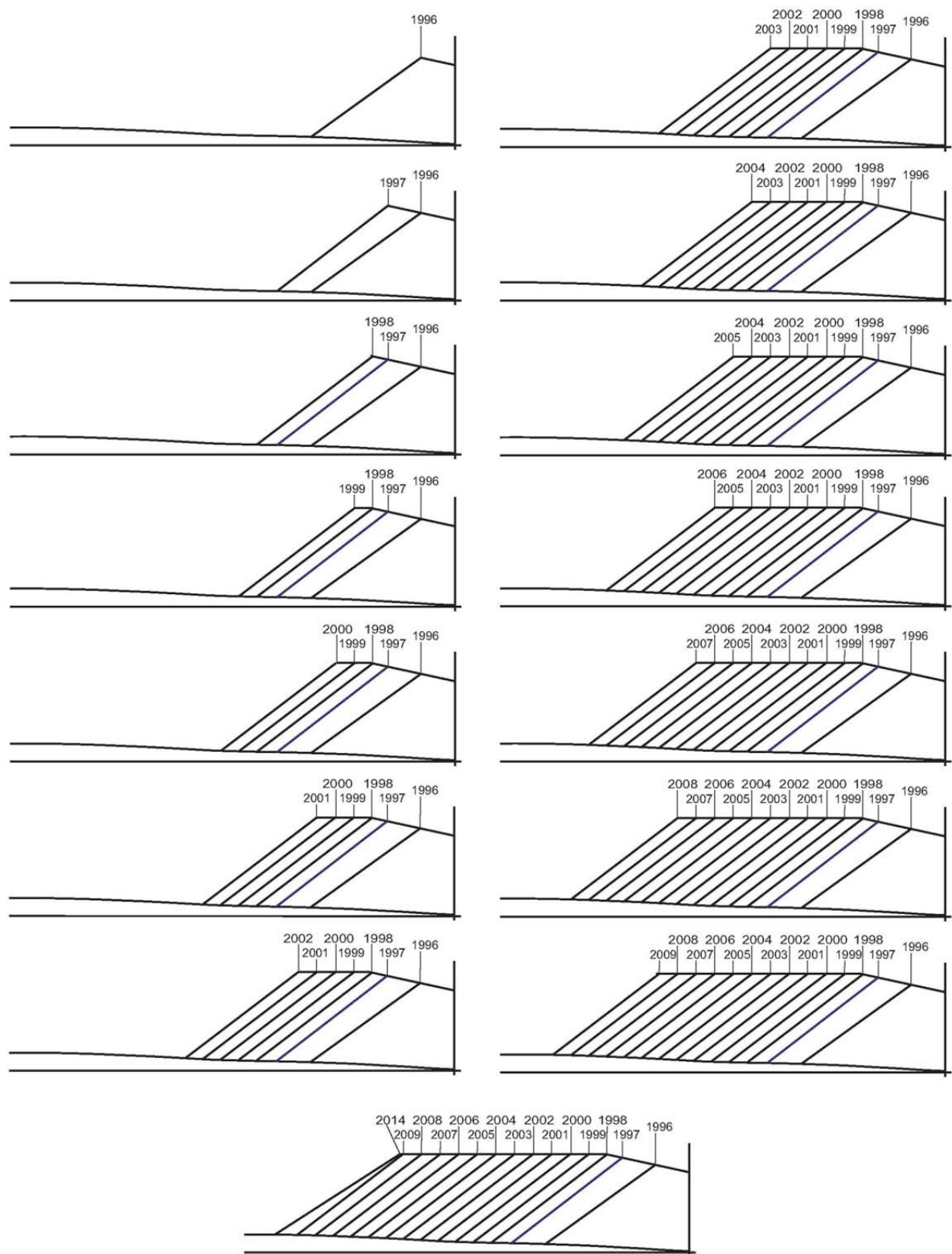
Zur Bestimmung der Verformungsmechanismen/-ursachen für die vergleichsweise großen horizontalen und vertikalen Verschiebungen im Bereich der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde wird der im Lageplan in Bild 1 dargestellte Schnitt 1-1' numerisch untersucht. Der zu untersuchende Schnitt 1-1' und die zugehörige Schüttthistorie sind in Bild 2 dargestellt. Einzelheiten zur zeitvarianten Simulation der Halde als System mit veränderlicher Gliederung zeigt Bild 3.

Die Haldenaufstandsfläche hat im Südwesten eine Höhenlage von bis zu rd. 350 mNN und im Nordosten eine Höhenlage von rd. 315 mNN. Demnach steigt das Gelände mit bis zu 4 % (ent-

spricht bis zu 2,3 °) nach Südwesten hin an. Bisher wurde die Rückstandshalde im sogenannten Flankenschüttverfahren (FSV) gegen das leicht ansteigende Gelände geschüttet. Die Höhenlinien der Geländeoberfläche verlaufen annähernd parallel zum fortschreitenden Böschungsfuß.



**Bild 2:** Schnitt 1-1' mit Schütthistorie

**Bild 3:** Schütttaufbau im Schnitt 1-1'

### 3.2 Baugrundverhältnisse

Zur Ursachenforschung zu den gemessenen Verformungen und den Verformungsmechanismen/-ursachen am Böschungsfuß und im Haldenvorfeld im Bereich der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde Hattorf wurden vom Juli 2016 bis Juni 2017 ergänzende Baugrunduntersuchungen im Feld und im Labor durchgeführt und durch die Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH fachtechnisch begleitet. Die Ergebnisse der ergänzenden Baugrunderkundungsmaßnahmen sind in unserem Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1655/01 dokumentiert [U8.5].

Die in [U8.5] dokumentierten Maßnahmen zur Baugrunderkundung ergaben, dass die Baugrundsichtung von der Geländeoberfläche nach unten bis zum Verwitterungshorizont im Bereich der Südwestflanke wie folgt gegliedert ist:

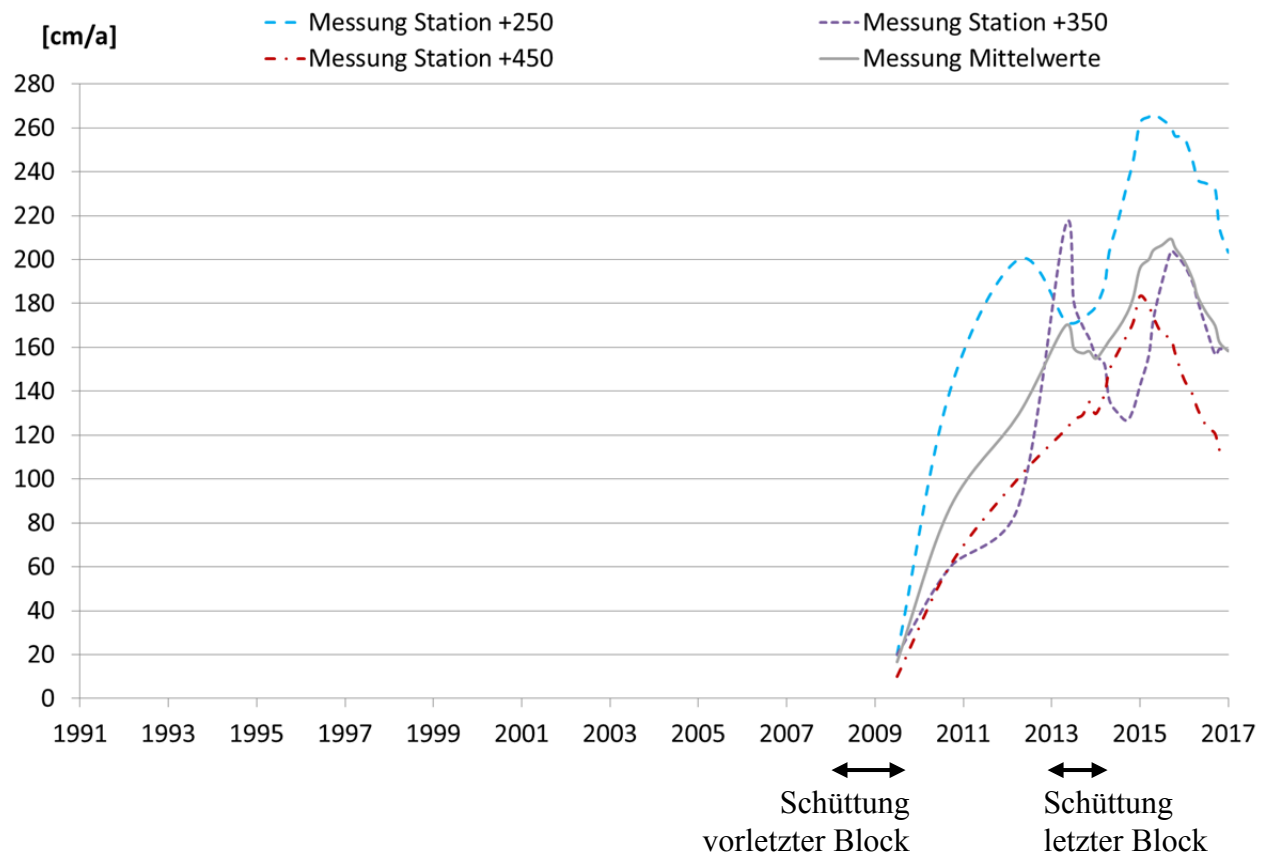
- Oberboden
- Auffüllungen (bereichsweise)
- Hanglehm/Decklehm/Lößlehm
- Hangschutt
- Zersatz- und Verwitterungszone Buntsandstein

Detaillierte Angaben zu den boden- und felsmechanischen Parametern sind in [U8.5] enthalten.

### 3.3 Ergebnisse der messtechnischen Überwachung

Die messtechnische Überwachung des Haldenvorlandes erfolgte bis 2010 durch geodätische Messungen sowie vereinzelt Inklinometer. 2011 erfolgte eine erste Vermessung der Halde mittels airborne-Laserscanning. Ab 2012 wurde das terrestrische Laserscanverfahren eingesetzt, zunächst als Testphase, ab 2014 mit Betriebsplanzulassung im Verformungsmonitoring der Halde. Die Ergebnisse der messtechnischen Überwachung sind in [U1.1], [U1.2], [U1.5], [U1.7], [U1.8] und [U1.11] bis [U1.15] dokumentiert.

Am Haldenrand liegen die maximalen Raten der horizontalen Verschiebungen aktuell bei 2,0 - 2,5 m/a und die maximalen Raten der vertikalen Verschiebungen aktuell bei 1,0 - 1,5 m/a. Exemplarisch sind in Bild 4 die gemessenen horizontalen Verschiebungsgeschwindigkeiten an den Stationen +250, +350 und +450 sowie die Mittelwerte der Messungen ab dem Jahr 2009 dargestellt. Die Lage der Stationen kann Bild 1 entnommen werden.



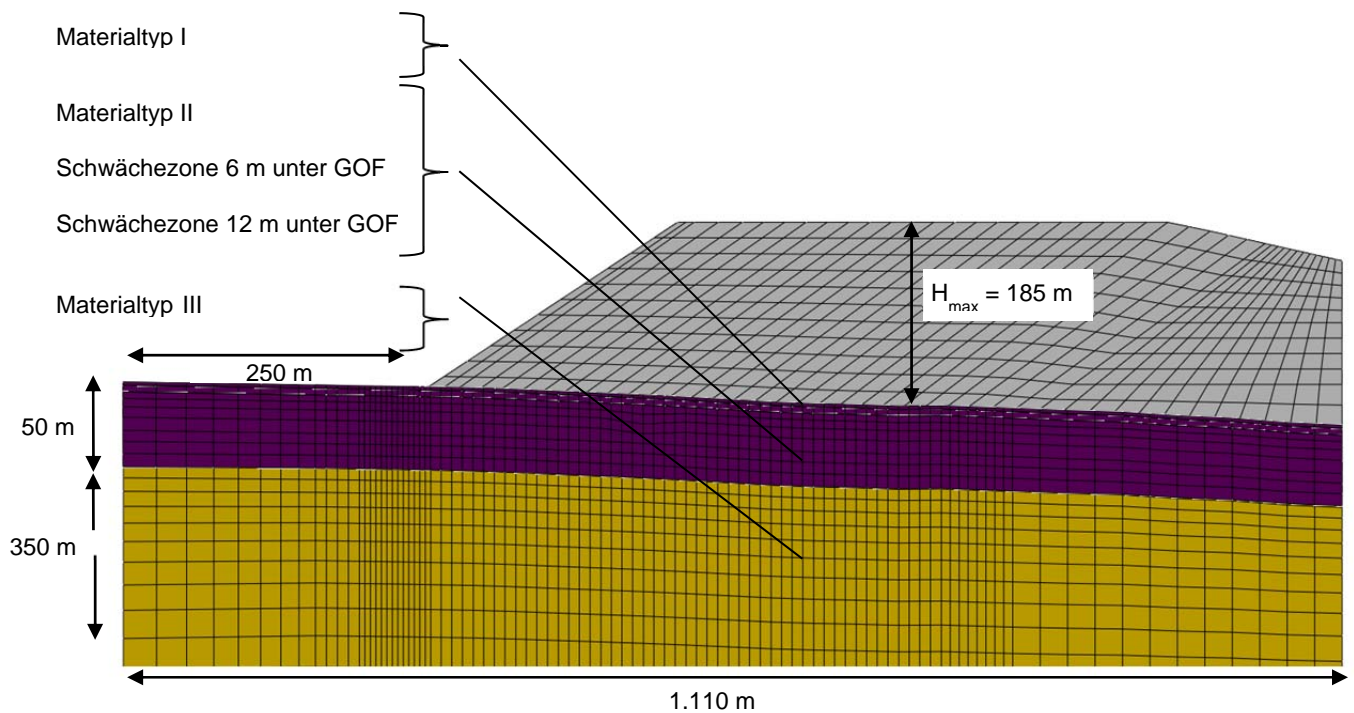
**Bild 4:** Entwicklung der Messwerte (horizontale Verschiebungsgeschwindigkeit) im Bereich des Böschungsfußes an der Südwestflanke

Die Inklinometermessungen im Bereich der Südwestflanke zeigen in weiten Bereichen eine Blockverschiebung des Baugrunds infolge von Scherhorizonten [U1]. Die Scherhorizonte der neuen Inklinometermessstellen liegen in einer Tiefe von 4,0 m bis 8,0 m unter GOF.

Die Daten der messtechnischen Überwachung dienen als Grundlage für die Kalibrierung des numerischen Modells Schnitt 1-1'.

#### 4 Numerische Modellbildung

Das für die numerischen Untersuchungen entwickelte numerische Modell des Schnittes 1-1' ist für den Endzustand der bestehenden Rückstandshalde in Bild 5 dargestellt. Die Schüttabfolge zeigen die Bilder 2 und 3.

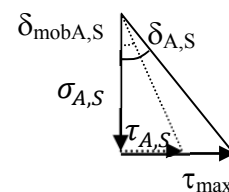


**Bild 5:** Numerisches Modell zur Untersuchung des Endzustandes der bestehenden Rückstandshalde im Berechnungsschnitt 1-1'

Für die gegenständlichen numerischen Simulationen wurden die Halde und der Baugrund voneinander getrennt und mit unterschiedlichen FE-Netzen modelliert. Die Verbindung der beiden FE-Netze von Halde und Baugrund in der Aufstandsfläche wird über eine Kontaktfläche nach dem Master-Slave-Prinzip hergestellt, d.h. das Verhalten in der Aufstandsfläche wird über einen Reibungswinkel  $\delta_A$  durch das Reibungsgesetz von *Coulomb* definiert. Die Schwächezonen wurden nach dem gleichen Prinzip über einen Reibungswinkel  $\delta_S$  modelliert. In den Kontaktflächen sind gemäß dem Reibungsgesetz von *Coulomb* die aufnehmbaren Schubspannungen  $\tau_{\max}$  proportional zu den Normalspannungen  $\sigma$ .

Die Gleitbedingung in diesen Kontaktflächen (Aufstandsfläche (A) und Schwächezonen (S)) kann wie folgt beschrieben werden:

$$\delta_{mob\ A,S} = \arctan\left(\frac{\tau_{A,S}}{\sigma_{A,S}}\right) \begin{cases} < \delta_{A,S} \rightarrow \text{Haften} \\ = \delta_{A,S} \rightarrow \text{Gleiten} \end{cases}$$



mit:	$\delta_{\text{mob } A,S}$	mobilisierter Reibungswinkel in der Aufstandsfläche/Schwächezone
	$\tau_{A,S}$	Schubspannung in der Aufstandsfläche/Schwächezone
	$\sigma_{A,S}$	Normalspannung in der Aufstandsfläche/Schwächezone
	$\delta_{A,S}$	Scherfestigkeit der Aufstandsfläche/Schwächezone

Die über die Kontaktflächen übertragbaren Schubspannungen sind also begrenzt auf:

$$\tau_{\max A,S} = \sigma_{A,S} \cdot \tan \delta_{A,S}$$

mit:  $\tau_{\max A,S}$  maximal aufnehmbare Schubspannung in der Kontaktfläche

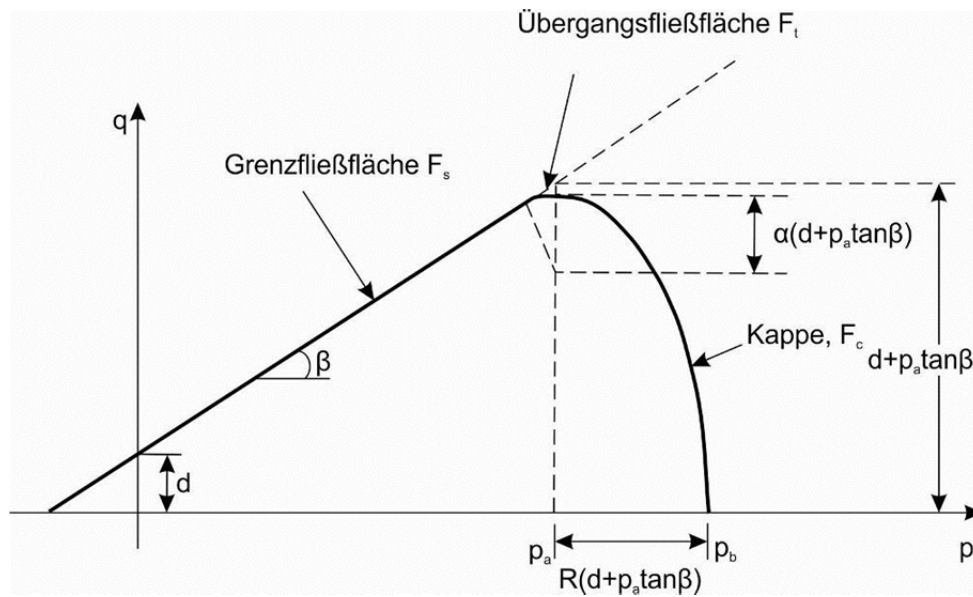
Der Reibungswinkel  $\delta_A$  in der Aufstandsfläche der Halde wurde analog [U8.3] mit  $\delta_A = 30^\circ$  angesetzt. Gemäß [U7.8] beträgt der Reibungswinkel in der Schwächezone  $\delta_S = 22,5^\circ$ .

Rückstandshalden sind durch den Schüttprozess einer permanenten Änderung der Geometrie unterworfen und stellen - wie in Bild 2 und 3 anschaulich visualisiert - ein System mit veränderlicher Gliederung dar. Der Schüttprozess wird in den FE-Berechnungen durch eine Folge von Berechnungsschritten im Sinne einer Step-by-Step-Analyse abgebildet. Dazu wird in der Berechnung zunächst das FE-Netz in einem statischen (zeitunabhängigen) Rechenschritt um eine Elementgruppe vergrößert. Hierauf folgt ein zeitabhängiger Rechenschritt zur Simulation des Kriechens der Halde mit neuer Geometrie. Die Kriechfunktion, d.h. der zeitvariante Verformungsanteil, wird in Kapitel 5.2 beschrieben.

## 5 Materialkennwerte für die numerischen Untersuchungen

### 5.1 Baugrund

Der Baugrund wird wirklichkeitsnah als elastoplastisches Material modelliert. Die elastischen Verformungen werden nach dem Hooke'schen Gesetz ermittelt. Die plastischen Verformungsanteile ergeben sich aus einem modifizierten Drucker-Prager-Modell mit linearer Grenzfließfläche  $F_s$  (Konus), kreisförmiger Übergangsfließfläche  $F_t$  und elliptischer Kappe  $F_c$ . Bild 6 zeigt das modifizierte Drucker-Prager-Modell in der Meridianebene.



**Bild 6:** Modifiziertes Drucker-Prager-Modell

Auf Basis der Unterlagen [U2], [U5], [U7] und [U8] und der darin dokumentierten Erkundungs- und Berechnungsergebnisse wird, auf der sicheren Seite liegend, den numerischen Untersuchungen das in Tabelle 1 dargestellte Baugrundmodell zugrunde gelegt. Dabei stellt die oberflächen-nahe Lockergesteins- und Zersatzzone den Materialtyp I dar. Darunter befinden sich infolge der dort weniger fortgeschrittenen Verwitterung festere und steifere Schichten. Diese Schichten bestehen im Wesentlichen aus Sandstein und Ton-/Schluffstein und wurden zu den Materialtypen II und III zusammengefasst.

Tiefe unter Geländeoberfläche	Materialtyp
0 m – 3 m	I
3 m – 50 m	II
50 m – 400 m	III

**Tabelle 1:** Baugrundmodell der numerischen Untersuchungen

Die charakteristischen Werte der boden- und felsmechanischen Parameter der Materialtypen I bis III auf Basis der Untersuchungen in [U8.3] und [U8.5] sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

	<b>Materialtyp I 0 – 3 m</b>	<b>Materialtyp II 3 – 50 m</b>	<b>Materialtyp III 50 – 400 m</b>
Dichte $\rho$ [kg/dm <sup>3</sup> ]	1,95	1,95	2,1
Reibungswinkel $\phi'$ [°]	17,5 - <b>22,5</b> <sup>*)</sup> - 32	28	35
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5 - <b>10</b> <sup>*)</sup> - 16	30	100
Elastizitätsmodul $E$ [MN/m <sup>2</sup> ]	20	200	500
Querdehnzahl $\nu$ [-]	0,3	0,3	0,3
Kappenexzentrizität $R$ [-]	0,02	0,02	0,02
Radius Übergangsbereich $\alpha$ [-]	0,001	0,001	0,001
Fließflächenformfaktor $K$ [-]	0,78	0,78	0,78

<sup>\*)</sup> Parametersatz für MI für die Ausgangsvariante der numerischen Untersuchungen

**Tabelle 2:** Charakteristische Werte der boden- und felsmechanischen Parameter der Materialtypen I bis III

Auf Basis der Messungen und Untersuchungen in [U8.5] wird in den numerischen Untersuchungen eine Schwächezone in einer Tiefe von 6 m unter GOF (SZ1) berücksichtigt. Für den Fall, dass eine weitere, darunter liegende Schwächezone existiert, wurde eine zweite Schwächezone in 12 m Tiefe unter GOF (SZ2) modelliert. Der Reibungswinkel in den Schwächezonen SZ1 und SZ2 in 6 m und 12 m Tiefe unter GOF beträgt zu Beginn der Berechnung  $\delta_s = 22,5^\circ$  und wurde im Rahmen der numerischen Variationsberechnungen auf Basis der Untersuchungen in [U8.5] bis minimal  $\delta_s = 12,5^\circ$  abgemindert. Auf der sicheren Seite liegend wurde für die Kontaktflächen keine Kohäsion angesetzt.

## 5.2 Salzmechanische Parameter des Rückstandssalzes

Das Materialverhalten des Rückstandssalzes wird mit dem am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt entwickelten Materialgesetz mathematisch beschrieben [U6]. Demnach resultieren die Verformungen von Rückstandssalz aus einem elastischen, einem instantan plastischen und einem viskoplastischen Anteil infolge Kriechens (Gleichung (1)).

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{pl}} + \varepsilon^{\text{vpl}} \quad (1)$$

Die Verformungsanteile werden auf der Basis von Versuchsergebnissen an Rückstandssalz mittels mathematischer Funktionen unter Verwendung entsprechender Material- und Regressionsparameter approximiert.

Der elastische Verformungsanteil wird mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes ermittelt. Hierzu wurden der Elastizitätsmodul  $E$  und die Querdehnzahl  $\nu$  bestimmt. Der instantan und damit zeit-invariante, plastische Verformungsanteil wird mit Hilfe des Kappenmodells im Materialgesetz abgebildet (Bild 5).

Der viskoplastische und damit zeitvariante Verformungsanteil setzt sich aus einem stationären (Gleichung (2)) und einem transienten (Gleichung (3)) Anteil zusammen. Der stationäre Anteil wird maßgebend durch die Deviatorspannung beeinflusst. Demgegenüber nimmt der transiente Anteil in Abhängigkeit von der Zeit den Wert Null an, so dass dann bei Langzeitbetrachtungen das Materialverhalten von Rückstandssalz maßgeblich durch den stationären Anteil bestimmt wird.

$$\dot{\epsilon}^{\text{vpl,st}} = e^{-\frac{Q}{R \cdot T}} \cdot \left[ B_1 \cdot s + (B_2 \cdot s^{B_4} - B_1 \cdot s) \cdot \tanh(B_3 \cdot s) \right] \quad (2)$$

$$\dot{\epsilon}^{\text{vpl,tr}} = \frac{D_1 \cdot n_{\max}}{C_1} \cdot e^{-\frac{t}{C_1}} \quad (3)$$

Die viskoplastische Volumenänderungsrate wird mit Gleichung (4) beschrieben.

$$\dot{\epsilon}_{\text{kk}}^{\text{vpl,tr}} = e^{-\frac{Q_t}{R \cdot T}} \cdot E_7 \cdot e^{E_8 \cdot I_1} \cdot \left( \ln \left( \frac{\epsilon_{\text{kk,max}}}{\epsilon_{\text{kk,max}} - \epsilon_{\text{kk}}} \right) \right)^{-(E_5 + E_6 \cdot \epsilon_{\text{kk,max}})} \quad (4)$$

Die experimentell bestimmten und in Tabelle 4 zusammengestellten salzmechanischen Parameter basieren auf [U7] bis [U9]. Dabei werden die Vorzeichen der einzelnen Parameter durch die Konventionen des verwendeten Stoffgesetzes bzw. numerischen Programmsystems bestimmt.

Das Materialverhalten wird maßgeblich vom Spannungsverhältnis der kleineren zur größeren Hauptspannung und von der Verschiebungsrate beeinflusst. Bei verträglichen Spannungsverhältnissen und Verschiebungsraten entzieht sich das Rückstandssalz der Einwirkung durch bruchloses Kriechen - es tritt dann kein Bruchversagen ein. Hohe, überkritische Verschiebungsraten führen zum Spröbruch. Demgegenüber führen geringe, unterkritische Verschiebungsraten zum bruchlosen, plastischen Kriechen. Das an der TU Darmstadt entwickelte Materialgesetz überprüft

zu jedem Zeitpunkt einer Simulation den Spannungszustand und die zugehörige, zulässige Verschiebungsrate. Bei überkritischen Verschiebungsraten bricht die Berechnung mit einer entsprechenden Fehlermeldung ab.

	<b>Formelzeichen</b>	<b>Zahlenwert</b>	<b>Einheit</b>
Dichte	$\rho$	1,9	[kg/dm <sup>3</sup> ]
Elastizitätsmodul	E	1.500.000	[kN/m <sup>2</sup> ]
Querdehnzahl	$\nu$	0,25	[-]
Beiwerte der Konusfließfunktion	$\alpha$	4.600	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$\lambda$	3.611,83	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$\beta^{*)}$	$-2 \cdot 10^{-5}$	[m <sup>2</sup> /kN]
	$\theta^{*)}$	-0,61	[-]
Halbmesserverhältnis	$R^{*)}$	-0,35	[-]
Anfangskonuskappenschnittpunkt	$\kappa_0^{*)}$	-5	[kN/m <sup>2</sup> ]
Max. Porenanteil	$n_{\max}^{*)}$	-0,3	[-]
Beiwerte der Kappenfließfunktion	$d^{*)}$	-0,0006	[m <sup>2</sup> /kN]
	$w^{*)}$	-0,01	[-]
Regressionsparameter der stationären Verformungsrate	B <sub>1</sub>	150	[m <sup>2</sup> /kNs]
	B <sub>2</sub>	1	[m <sup>2</sup> /kNs]
	B <sub>3</sub>	$1 \cdot 10^{-5}$	[m <sup>2</sup> /kN]
	B <sub>4</sub>	1	[-]
Regressionsparameter der transienten Verformungsrate	C <sub>1</sub>	1.728.000	[s]
	D <sub>1</sub> <sup>*)</sup>	-0,015	[-]
Regressionsparameter der viskoplastischen Volumenänderungsrate	E <sub>5</sub>	1	[-]
	E <sub>6</sub> <sup>*)</sup>	-1,36	[-]
	E <sub>7</sub> <sup>*)</sup>	-5.000	[1/s]
	E <sub>8</sub> <sup>*)</sup>	-0,0001	[m <sup>2</sup> /kN]
Aktivierungsenergie	Q	79	[kJ/mol]
*) Transformation des Vorzeichens im Rahmen der Regressionsanalyse			

**Tabelle 3:** Salzmechanische Parameter des Rückstandssalzes

### 5.3 Methode der Ursachenforschung

Die in Kapitel 1 beschriebenen numerischen Berechnungen haben zum Ziel, die Verformungsmechanismen/-ursachen zu bestimmen. Dazu sind mit dem entwickelten numerischen Modell und den eingesetzten boden-, fels- und salzmechanischen Parametern die gemessenen Verformungen im Bereich der Südwestflanke zurück zu rechnen.

Um die gemessenen horizontalen und vertikalen Verschiebungen im Bereich des Böschungsfußes nachrechnen zu können, wurden die in Tabelle 4 angegebenen Parameter für die Schwächezonen und den Materialtyp I in unterschiedlicher Kombination variiert. Hieraus ergaben sich insgesamt 18 unterschiedliche Parametersätze (Tabellen 5 bis 10). Darüber hinaus wurden in einigen Berechnungen die Reibungswinkel der Schwächezone mit fortschreitender Haldenschüttung kontinuierlich reduziert.

Parameter	Ausgangsvariante	Bandbreite der Variationen
Reibungswinkel Aufstandsfläche (AF) [°]	30	-
Reibungswinkel Schwächezone 1 (SZ1) [°]	22,5	12,5/15,0/17,5/20,0
Reibungswinkel Schwächezone 2 (SZ2) [°]	22,5	12,5/15,0/17,5/20,0
Reibungswinkel Materialtyp I ( $\varphi'_{MI}$ ) [°]	22,5	17,0/32,0
Kohäsion Materialtyp I ( $c'_{MI}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ] <sup>*)</sup>	10	2,5/16

<sup>\*)</sup> In den Schwächezonen wird keine Kohäsion angesetzt.

AF = Reibungswinkel Aufstandsfläche [°]

SZ1 = Reibungswinkel Schwächezone 1 [°]

SZ2 = Reibungswinkel Schwächezone 2 [°]

$\varphi'_{MI}$  = Reibungswinkel Materialtyp I [°]

$c'_{MI}$  = Kohäsion Materialtyp I [kN/m<sup>2</sup>]

**Tabelle 4:** Variation der Materialparameter

Parameter	Ausgangsvariante	V1.1	V1.2	V1.3
AF	30	30	30	30
SZ1 / SZ2	22,5 / 22,5	22,5 / 20	22,5 / 17,5	22,5 / 15
$\varphi'_{MI}$ / $c'_{MI}$	22,5 / 10	22,5 / 10	22,5 / 10	22,5 / 10

**Tabelle 5:** Parameter für Variante 1

Parameter	V2.1	V2.2	V2.3	V2.4
AF	30	30	30	30
SZ1 / SZ2	20 / 22,5	17,5 / 22,5	15 / 22,5	12,5 / 22,5
$\varphi'_{MI} / c'_{MI}$	22,5 / 10	22,5 / 10	22,5 / 10	22,5 / 10

**Tabelle 6:** Parameter für Variante 2

Parameter	V3.1	V3.2
AF	30	30
SZ1 / SZ2	22,5 / 22,5	20 / 22,5
$\varphi'_{MI} / c'_{MI}$	17,5 / 2,5	17,5 / 2,5

**Tabelle 7:** Parameter für Variante 3

Parameter	V4.1	V4.2	V4.3
AF	30	30	30
SZ1 / SZ2	22,5 / 22,5	15 / 22,5	22,5; 15 (2011) *) / 22,5
$\varphi'_{MI} / c'_{MI}$	32,0 / 16	32,0 / 16	32,0 / 16

\*) zeitabhängige Abminderung des Parameters im angegebenen Jahr

**Tabelle 8:** Parameter für Variante 4

Parameter	V5.1	V5.2	V5.3
AF	30	30	30
SZ1	22,5; 15,0 (2011)	22,5; 15,0 (2011) *)	22,5; 12,5 (2011) *)
SZ2	22,5	22,5; 15,0 (2011) *)	22,5; 12,5 (2011) *)
$\varphi'_{MI} / c'_{MI}$	22,5 / 10	22,5 / 10	32,0 / 16

\*) zeitabhängige Abminderung des Parameters im angegebenen Jahr

**Tabelle 9:** Parameter für Variante 5

Parameter	V6.1	V6.2
AF	30	30
SZ1	22,5; 20 (2010) <sup>*)</sup> ; 17,5 (2011) <sup>*)</sup> ; 15 (2012) <sup>*)</sup> ; 12,5 (2013) <sup>*)</sup>	22,5; 20 (2010) <sup>*)</sup> ; 17,5 (2011) <sup>*)</sup> ; 15 (2012) <sup>*)</sup> ; 12,5 (2014) <sup>*)</sup>
SZ2	22,5; 20 (2010) <sup>*)</sup> ; 17,5 (2011) <sup>*)</sup> ; 15 (2012) <sup>*)</sup> ; 12,5 (2013) <sup>*)</sup>	22,5; 20 (2010) <sup>*)</sup> ; 17,5 (2011) <sup>*)</sup> ; 15 (2012) <sup>*)</sup> ; 12,5 (2014) <sup>*)</sup>
$\varphi'_{MI} / c'_{MI}$	32,0 / 16	32,0 / 16

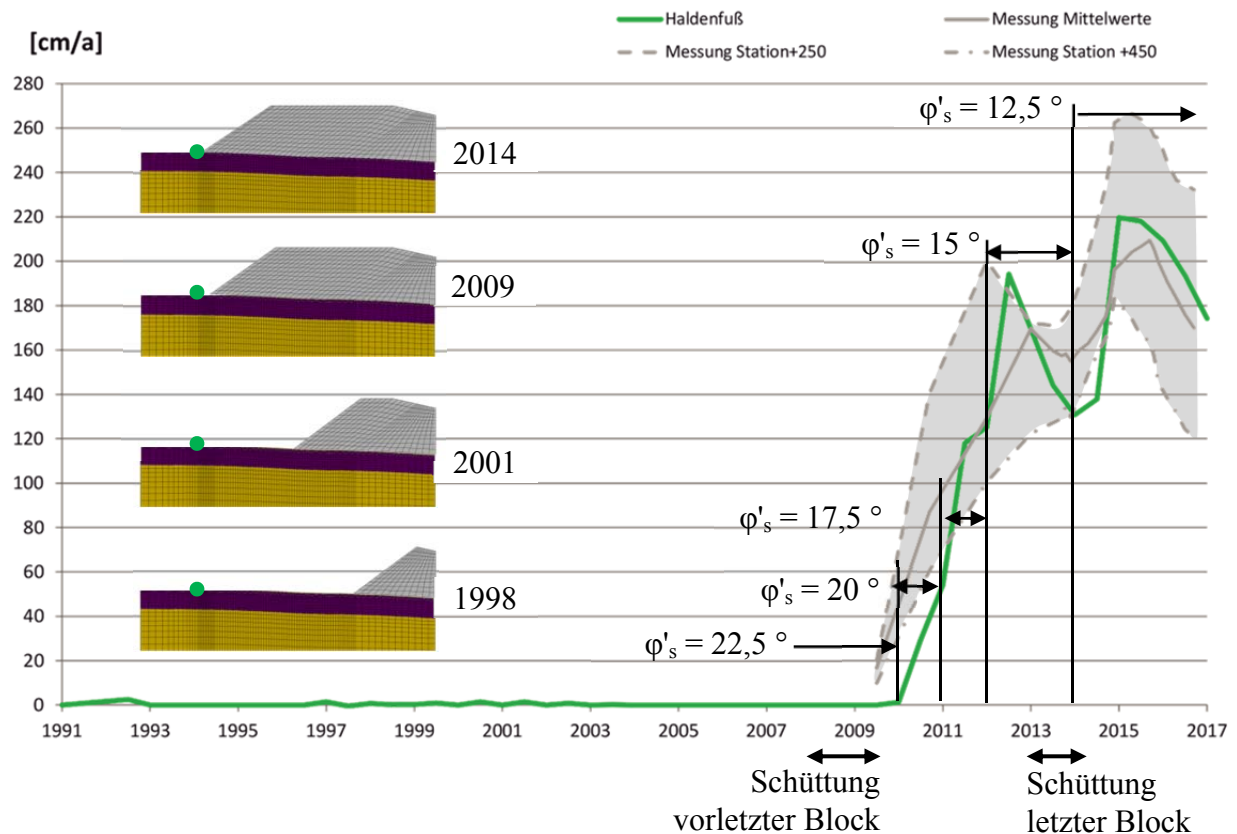
<sup>\*)</sup> zeitabhängige Abminderung des Parameters im angegebenen Jahr

**Tabelle 10:** Parameter für Variante 6

## 6 Detektierte Verformungsmechanismen/-ursachen

Die Annäherung der Berechnungsergebnisse an die Messergebnisse an der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde erfolgte iterativ, ausgehend von den Parametern der Ausgangsvariante (Tabelle 5) mit insgesamt 18 berechneten Varianten (Tabellen 5 bis 10). Maßgeblich waren für die Untersuchungen die berechneten und die gemessenen horizontalen Verschiebungsgeschwindigkeiten  $v_h$  im Bereich des endgültigen Böschungsfußes (siehe Bild 4). Der Vergleich der berechneten und der gemessenen horizontalen Verschiebungsgeschwindigkeiten  $v_h$  im Bereich des endgültigen Böschungsfußes ist für alle Varianten in Anlage 1 zusammengefasst.

Mit den Parametern des Materialtyps I der Variante V6.2 und der hier berücksichtigten zeitabhängigen Abminderung des Reibungswinkels in den Schwächezonen 1 und 2 konnten die am Haldenfuß gemessenen horizontalen Verschiebungsgeschwindigkeiten am besten nachvollzogen werden. Dies betrifft sowohl deren Größenordnung als auch den zeitlichen Verlauf. Die Bandbreite der Messergebnisse (grau hinterlegter Bereich) mit Mittelwert (graue Linie) und die Berechnungsergebnisse der Variante V6.2 (grüne Linie) sind in Bild 7 dargestellt.



**Bild 7:** Vergleich der gemessenen und berechneten Verschiebungsgeschwindigkeiten  $v_h$  im Bereich des endgültigen Haldenfußes für die Variante V6.2 (Tabelle 10)

Wie in [U8.5] dokumentiert und in [U8.4] bereits erläutert, wurden durch die labortechnischen Untersuchungen für die stark verwitterten bzw. zersetzten Ton-/Schluffsteine innerhalb der Verwitterungs- und Zersatzzone des Festgesteins zum Teil sehr geringe Scherfestigkeiten ermittelt. In Tiefen, in denen mit den Inklinometermessstellen Schwäche zonen detektiert wurden, sind in den Bohrkernen auch verwitterte/zersetzte, stark durchnässte Gesteinsbereiche sowie deutliche Schichtwasserführungen vorhanden. Die entsprechende Dokumentation ist ausführlich in [U8.5] enthalten.

Im Bereich der Südwestflanke sind Haldenhöhe und Baugrundsichtung mit den angrenzenden Haldenabschnitten im Osten und Westen vergleichbar, in denen jedoch deutlich geringere Verformungen auftreten. Dies kann durch die erkundeten sehr geringen Scherparameter in den stark verwitterten bzw. zersetzten Ton-/Schluffsteinlagen innerhalb der Verwitterungs-/Zersatzzone des Festgesteins erklärt werden. Ursächlich hierfür sind die festgestellten Vernässungen im oberflächennahen Bereich des Festgesteins, die wiederum auf die besondere Untergrundsituation an der

Südwestflanke und die ungünstige Beeinflussung durch die Haldenschüttung zurückgeführt werden (Behinderung des Abstroms von Schicht- und Grundwasser in Richtung des Kreuzgrabens).

Die Hochlage des schwebenden Grundwasserleiters (SGWL) befindet sich westlich bis südwestlich des gegenständlichen Untersuchungsgebiets im Bereich Stöckig-Ruppershöhe (Grundwasserneubildungsgebiet). Der von der Halde überschüttete Kreuzgraben liegt im Abstrombereich des SGWL. Aufgrund der Geländemorphologie kann Oberflächen- und Schichtenwasser im Bereich der Südwestflanke in Richtung der Rückstandshalde fließen.

Die Schichtwasserführung liegt nach [U8.5] teils deutlich oberhalb des SGWL. Die angetroffenen Schichtwasserführungen resultieren aus der beschriebenen geotechnischen Situation. Demnach hat die fortschreitende Aufhaldung zu einer Veränderung der Abströmsituation des Grund- und Schichtwassers geführt. Hierdurch erfolgte eine Vernässung von bindigen Zwischenlagen (Ton-/Schluffstein) im Buntsandstein. Damit einher ging eine Reduktion der Scherparameter dieser bindigen Zwischenlagen, was zu den außergewöhnlich großen Verformungen im Bereich der Südwestflanke führte.

## **7 Numerische Untersuchungen zur Standsicherheit**

Für die in Kapitel 6 detektierte Variante V6.2 wird nachfolgend die Standsicherheit nachgewiesen.

### **7.1 Methodik**

Der Nachweis der Standsicherheit wird auf Basis der DIN EN 1997-1, der DIN EN 1997-1 N/A sowie der DIN 1054 geführt.

Für den Nachweis der Standsicherheit wurden die Scherparameter aller Materialien einschließlich des Rückstandssalzes sowie der Aufstandsfläche und der Schwächezonen mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma = 1,25$  für eine ständige Bemessungssituation gemäß DIN EN 1997-1 abgemindert. Die Standsicherheit bei den numerischen Berechnungen gilt dann als nachgewiesen, wenn das System im Gleichgewicht ist. Das System ist dann im Gleichgewicht, wenn die Berechnungen zu jedem Zeitpunkt konvergieren, d.h. die Berechnungen bis zum definierten Ende durchlaufen und die Verformungsgeschwindigkeiten über die Zeit einen konstanten bzw. degressiven Verlauf annehmen.

Die Finite-Element-Berechnungen erfolgen in Zeitinkrementen  $\Delta t_j$  bis zum Ende des Untersuchungszeitraumes. Kann für die abgeminderten Scherparameter in jedem Zeitinkrement im Untersuchungszeitraum der Gleichgewichtszustand erreicht werden, so ist der Nachweis der Standsicherheit für die ständige Bemessungssituation mit der Sicherheit  $\gamma = 1,25$  erbracht. Kann für eine Parameterkombination in einem Zeitinkrement  $\Delta t_j$  kein Gleichgewichtszustand erreicht werden, so bricht die Finite-Element-Berechnung den Berechnungsvorgang ab. In diesem Fall ist die Standsicherheit lediglich bis zum Ende des vorhergehenden Zeitinkrements  $\Delta t_{j-1}$  gegeben. Für den gesamten Untersuchungszeitraum ist die Standsicherheit mit einer Sicherheit von  $\gamma = 1,25$  in diesem Fall nicht gegeben. Das Nichterreichen eines Gleichgewichtszustandes ist somit eindeutig berechenbar.

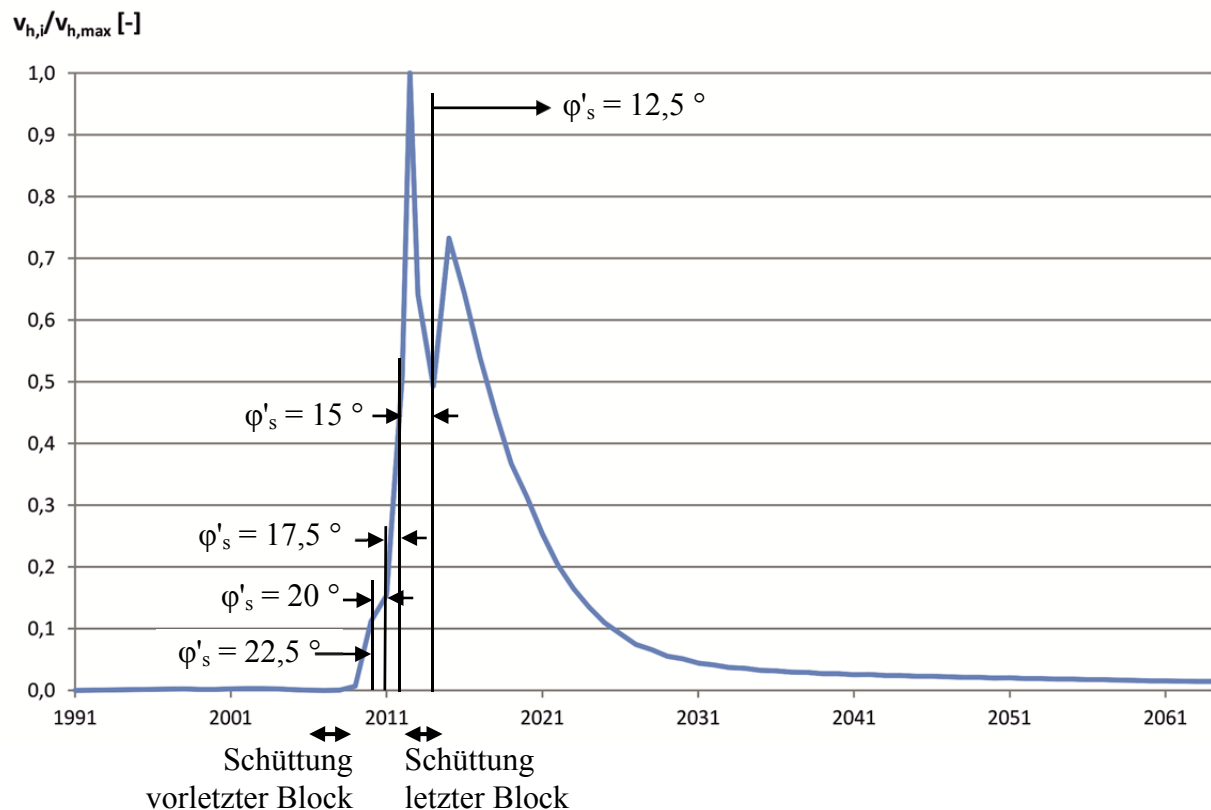
## 7.2 Nachweis der Standsicherheit

Der Untersuchungszeitraum von 20 Jahren (von 1996 bis 2016) wurde für den Nachweis der Standsicherheit um eine Nachbetrachtungsphase von 50 Jahren verlängert. Somit beträgt der gesamte Untersuchungszeitraum für die numerischen Untersuchungen der Standsicherheit  $t = 70$  a.

Alle numerischen Berechnungen sind bis zum Ende des Untersuchungszeitraumes durchgelaufen, d.h. konvergiert. Außerdem gilt für alle Berechnungen, dass die Verschiebungsgeschwindigkeiten einen degressiven bis konstanten Verlauf bis zum Ende des Untersuchungszeitraumes nehmen. Damit befindet sich das jeweils untersuchte System zu jedem Zeitpunkt im Gleichgewicht und ist somit standsicher.

Da die Untersuchung der Standsicherheit mit abgeminderten Scherparametern erfolgt, werden die berechneten horizontalen Verschiebungsraten im Vergleich zu den tatsächlich möglichen horizontalen Verschiebungsraten deutlich überschätzt.

In Bild 8 ist der Verlauf der normierten horizontalen Verschiebungsgeschwindigkeit dargestellt. Die Auswertung erfolgte am Böschungsfuß als Ort der maximalen Verschiebungsgeschwindigkeit. Die maximale Verschiebungsrate tritt unmittelbar vor Erreichen der Aufhaldungsgrenze auf.



**Bild 8:** Normierte horizontale Verschiebungsgeschwindigkeit bei der Bewertung der Standsicherheit am Böschungsfuß für die Variante V6.2 (Tabelle 10)

Mit den numerischen Berechnungen des Gesamtsystems, bestehend aus Halde und Baugrund, wird die normativ einzuhaltende Standsicherheit nachgewiesen. Anzeichen für die Entstehung von Grenzzuständen der Tragfähigkeit sind nicht erkennbar.

## 8 Schlussbemerkung / Zusammenfassung

Im gegenständlichen Sachverständigen-Gutachten Nr. IK1657/01 wurden die numerischen Untersuchungen zu den gemessenen Verformungen und den Verformungsmechanismen/-ursachen am Böschungsfuß und im Haldenvorfeld im Bereich der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde Hattorf dokumentiert.

Durch die Variation der Reibungswinkel der Schwächezonen und der bodenmechanischen Parameter des Materialtyps I konnten die gemessenen horizontalen Verschiebungsgeschwindigkeiten  $v_h$  für den Beobachtungszeitraum von 1996 bis 2016 mit der Berechnungsvariante V6.2 gut nachgerechnet werden.

Basierend auf den Maßnahmen zur Baugrunderkundung, der messtechnischen Überwachung und den numerischen Berechnungen konnten die Verformungsmechanismen/-ursachen bestimmt werden. Demnach hat die fortschreitende Aufhaldung zu einer Veränderung der Abströmsituation des Grund- und Schichtwassers geführt. Hierdurch erfolgte eine Vernässung von bindigen Zwischenlagen (Ton-/Schluffstein) im Buntsandstein unter dem Haldenkörper. Damit einher ging eine Reduktion der Scherparameter dieser bindigen Zwischenlagen, was zu den außergewöhnlich großen Verformungen im Bereich der Südwestflanke führte.

Unsere Untersuchungen zur Südwestflanke zeigen auch, dass i.W. nur die obere Schwächezone Einfluss auf die Verschiebungen am Böschungsfuß hat. Die untere Schwächezone hat keinen Einfluss auf das Verformungsverhalten der Halde.

Die Standsicherheit der Südwestflanke der bestehenden Rückstandshalde Hattorf wurde mit den in Kapitel 6 ermittelten boden- und felsmechanischen Parametern gemäß DIN EN 1997-1 nachgewiesen. Anzeichen für die Entstehung von Grenzzuständen der Tragfähigkeit sind nicht erkennbar.

Im Rahmen der Beobachtungsmethode ist das geodätische und geotechnische Monitoringprogramm, bestehend aus Inklinometermessungen, Laserscans und Permanentmesspunkten fortzusetzen. Die Messergebnisse sind uns regelmäßig zur Bewertung vorzulegen. Änderungen im Monitoringprogramm sind mit uns abzustimmen.

Projektbearbeitung: Eva Teutsch M.Sc.

Projektleitung: Dipl.-Ing. Steffen Leppla

  
Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach  
Vereidigter Sachverständiger,  
-Geschäftsführender Gesellschafter

  
Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach  
Sachverständiger für  
Grund- und Felsbau,  
insbesondere Baugruben und  
Baugrundverformungen.  
öffentlich bestellt und vereidigt

  
Dipl.-Ing. Matthias Seip  
-Geschäftsführender Gesellschafter-

  
Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach  
ERD-104  
nach § 23 HPPVO  
SACHVERSTÄNDIGER FÜR ERD- UND GRUNDBAU

Verteiler: siehe Seite 26

**Verteiler:**

- |                                               |           |
|-----------------------------------------------|-----------|
| - K+S KALI GmbH                               | 3 x Kopie |
| - K+S Aktiengesellschaft, Kassel              | 1 x Kopie |
| - upi UmweltProjekt Ingenieurgesellschaft mbH | 1 x Kopie |
| - z.d.A. (IK1657, Se)                         | 2 x Kopie |