

Ursachen und Sanierung einer großräumigen Rutschung im Unteren Buntsandstein bei Herstellung eines Einschnittes der BAB A38

Dr.-Ing. Marc Raithel

Kempfert + Partner Geotechnik, Kassel/Würzburg

Dr.-Ing. Jens Mittag

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

Dipl.-Ing. Thomas Hecht

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH

Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Universität Kassel

1 Einleitung

Von der BAB A7 bei Göttingen bis zur BAB A9 südlich von Halle/Leipzig wird als Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr. 13 der Neubau der Bundesautobahn A38 durchgeführt. Zwischen den Anschlussstellen Rossla und Wallhausen, nördlich der Ortslage Hohlstedt wird die neue BAB A38 in bis zu ca. 20 m tiefen Einschnitten geführt, wobei die Böschungen im Unteren Buntsandstein zu liegen kommen. Obwohl die Standsicherheit der Böschungen, insbesondere aufgrund des Einfallwinkels der Festgesteinsschichten schon im Zuge der Baugrunderkundung als kritisch erkannt und durch planerische Maßnahmen verbessert wurde, kam es dennoch im Frühjahr 2003 zu einer großräumigen Rutschung über eine Länge von ca. 100 m.

Im Zuge der Erstellung eines Schiedsgutachtens (Kempfert + Partner Geotechnik 2003) wurden daraufhin ergänzende Erkundungen, Analysen und Berechnungen durchgeführt, um die Ursache für das Schadensereignis festzustellen. Die Darstellung der Ergebnisse dieser Untersuchungen bildet den Hauptteil des nachfolgenden Beitrages, wobei neben der Darstellung der geologischen bzw. geotechnischen Randbedingungen und des Schadensbildes auch das Sanierungskonzept und die im einzelnen getroffenen Sanierungsmaßnahmen erläutert werden.

2 Bauwerk und allgemeine geologische Situation

Der Einschnitt bei Hohlstedt von ca. km 14+650 bis ca. km 15+700 ist bei Böschungseigungen von ca. 1:1,75 (Böschungswinkel ca. 30°) durch eine maximale Einschnittstiefe von ca. 20 m auf der Nordseite der BAB A 38 gekennzeichnet. Die maximalen Einschnittstiefen werden von ca. 15+380 bis km 15+480 auf einer Länge von ca. 100 m erreicht. Hinter der Böschungsschulter beträgt die Hangneigung noch ca. 5° bis 10°.

Die Trasse verläuft in Ost-West Richtung am Nordrand der „Goldenen Aue“, einer morphologischen Senke zwischen dem Südrand des Unterharzes und dem Nordrand des Kyffhäusergebirges. Im Gebiet nordwestlich des Ortes Hohlstedt kreuzen sich drei lokal bedeutende tektonische Störungen. Es sind dies die Hohlstedter Störungszone (Verlauf etwa E-W), die Kirchbergstörung (Verlauf etwa NW-SE) und die Wallhäuser Störungszone (Verlauf etwa WNW-ESE). Im Ergebnis einer an das Landesamt für Geologie und Bergwesen Sachsen-Anhalt (LAGB) gerichteten Anfrage ergaben sich keine Hinweise auf eine geogen bedingte Gefährdung der Trasse.

Der Untergrund wird im betrachteten Bereich unter gering mächtigen quartärzeitlichen Lockergesteinen von Schichtgesteinen des Unteren Buntsandsteins gebildet, die sich aus einer Wechselfolge von blättrig-plattigem Ton- und Schluffstein und plattig-bankigem Sandstein bzw. Kalksandstein in einer Mächtigkeit von mehr als 100 m zusammensetzen. Der Grundwasserspiegel liegt unterhalb des Erdplanums der Einschnittsohle. Infolge unterirdischer Auslaugung – Verkarstung, Subrosion – der unter den Buntsandstein-Schichten ehemals vorhandenen wasserlöslichen Gesteine des Zechsteins kam es in der geologischen Vergangenheit zu flächenhaftem Absinken der überlagernden Schichten, die dabei auch flachwellig verbogen und bereichsweise auch steil gestellt worden sind.

Im Zuge der Vorerkundung und der Haupterkundung wurden Kernbohrungen und Schürfe in einem Abstand von etwa 150 m angelegt und in den Schürfen eine Gefügeaufnahme durchgeführt. Für Standsicherheitsberechnungen wurde anhand von Erfahrungs- und Literaturwerten die Scherfestigkeit auf den südost bis südwest und somit schräg bis querschlägig zur Straßenachse einfallenden und die Böschung unterschneidenden Schichtfugen mit $\varphi_{SS} = 17^\circ$ bei $c_{SS} = 0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Auf dieser Grundlage ergab sich das Erfordernis von umfangreichen Vernagelungen zur Gewährleistung der Standsicherheit auf einer Länge von ca. 650 m. Daraufhin wurde eine vertiefte Baugrunderkundung durch zusätzliche Baggerschürfe mit Aufnahme des Trennflächengefüges und Entnahme von Felsproben im standsicherheitsrelevanten Bereich durchgeführt. An den Proben wurden Trennflächenscherversuche durchgeführt, wodurch als Planungsgrundlage letztlich ein Reibungswinkel auf der Schichtfläche von $\varphi_{SS} = 22^\circ$ (bei $c_{SS} = 0 \text{ kN/m}^2$) angesetzt werden konnte. Unter dieser Voraussetzung sollte letztlich nur durch eine geringfügige Böschungsabflachung auf den o.g. Böschungswinkel von 30°, verbunden mit Vernagelungen in Bereichen mit lokalen Versteilungen bzw. Verkippungen der Schichtflächen die erforderliche Standsicherheit erreicht werden (für nähere Angaben zu dieser Ausgangssituation siehe Hecht und Mittag 2002).

3 Schadensverlauf und Schadensbild

Mit dem Auffahren des Einschnittes im Bereich der später aufgetretenen großräumigen Rutschung wurde am 27.11.2002 begonnen. Anschließend erfolgte eine zügige, fast kontinuierliche Herstellung des Einschnittes. Parallel zum Auffahren des Einschnittes sollte die Vernagelung und eine messtechnische Überwachung durch drei tiefreichende Inklinometermessstellen erfolgen. Das Bohren der Inklinometerrohre und die Vernagelung wurden aber durch verschiedene Umstände, insbesondere durch zunächst noch offene Fragen zum Korrosionsschutz der Nägel, verzögert.

- Am 28.01.2003 bis zum 06.02.2003 wurde die Inklinometerbohrung Nr. 1 bei km 15+500 außerhalb des späteren Bruchkörpers hergestellt.
- Am 11.02.2003 war das Auffahren des Einschnitts größtenteils abgeschlossen, wobei noch keine Vernagelung stattgefunden hatte.
- Die Inklinometerbohrung Nr. 2 wurde am 11.02.2003 begonnen. Am 17.02.2003 wurde bei ca. 20 m Tiefe festgestellt, dass das Kernrohr nicht mehr zu bewegen war und das Rohr geborgen werden musste.
- Am 18.02.2003 war eine Ausbuchtung in der Böschungsfäche zu erkennen.
- Am 20.02.2003 wurde mit der Bohrung des Inklinometer Nr. 3 begonnen. Am 24.02.2003 war eine Tiefe von 16 m erreicht.
- In der Nacht vom 24. auf den 25.02.2003 traten im Bereich von ca. km 15+360 bis ca. km 15+460 große Verformungen ein, welche letztlich zu einer globalen Böschungsrutschung führten. Vorausgegangen waren „kleinere“ Rutschungserscheinungen in einem benachbarten Bereich mit ca. 14 m Einschnittstiefe von ca. km 15+100 bis ca. km 15+160.

Der „große“ Rutschkörper ist in Bild 1 mit den aufgetretenen Rissbildungen im Grundriss dargestellt und ließ sich augenscheinlich als prismatischer, tetraeder- oder keilförmiger Körper beschreiben, der in der Grundfläche muldenförmig ausgebildet war (Bild 2).

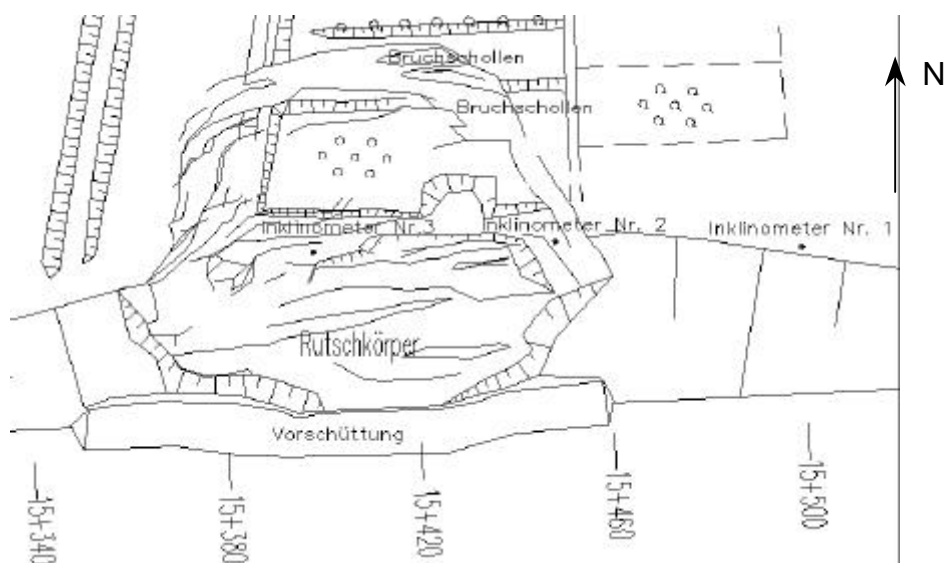


Bild 1: Darstellung der „großen Rutschung“ mit Rissbildung im Grundriss



Bild 2: Überblick über die „große Rutschung“



Bild 3 (links): Bereich der ehemaligen Böschungsschulter
Bild 4 (rechts): Hintere Abrisskante des Rutschkörpers, ca. 40 bis 45 m hinter der ehemaligen Böschungsschulter

Im unteren Bereich war eine Aufwerfung bzw. Aufwölbung der Felsmassen sichtbar, die bis zu 2 m über die Umgebungsbereiche ragte und im unteren Böschungsbereich am Böschungsfuß mit einer Vorschüttung (Bild 1) zwischenzeitlich stabilisiert wurde. Im Bereich der ursprünglichen Böschungskante waren mehrere große Risse und Absätze vorhanden, die im wesentlichen parallel zur ehemaligen Böschungskante verliefen. Hinter der Böschungskante, vor dem angrenzenden Baumbestand, war eine mehrere Meter hohe, fast senkrechte Abrisskante festzustellen, wobei sich vor der Abrisskante ein in etwa horizontaler Versatz von mehreren Metern Mächtigkeit gebildet hatte (Bild 3). Im angrenzenden Baumbestand fand sich in einem Abstand von ca. 40 bis 45 m hinter der ursprünglichen Böschungsschulter ein mächtiger Rissversatz von über ca. 5 m Breite, in welchem verschiedene Bruchschollen zu finden waren. Die hintere Begrenzung war durch eine senkrechte Abrisskante von über 4 m Höhe gegeben (Bild 4).

4 Erkundungen nach dem Schadensfall

4.1 Bohrungen und Begehung des Rutschkörpers

Nachdem zur Abgrenzung des Bruchkörpers hinter dem sichtbaren Bruchkörper zwei weitere Inclinometermessstellen eingerichtet waren, wurden alle Inclinometerbohrungen ingenieurgeologisch angesprochen. Unterhalb der Verwitterungs-Zersatzzone folgten die tiefgründig verwitterten Gesteine des Unteren Bundsandsteins, welche sich durch eine unregelmäßige, stark wechselnde Abfolge aus meist blättrig bis dünnplattigen Schluff-, Ton- und Sandsteinlagen und dazwischen eingelagerten dünnbankigen bis bankigen, deutlich festeren bzw. härteren Kalksandsteinbänken beschreiben ließen. Innerhalb der Ton-, Schluff- und Sandsteine war eine Vielzahl von glimmerhaltigen, mit Lockergestein gefüllten Schichtfugen vorhanden, die im allgemeinen 1 cm Mächtigkeit nicht überschreiten, wobei die obersten cm der mächtigen Ton/Schluffsteinlagen z.T. völlig zu Ton/Schluff aufgewittert waren.

Bei der geologischen Erkundung vor Ort und der Aufnahme bzw. Sichtung der vorderen und hinteren Abrisskanten im Rutschungsbereich wurde insbesondere festgestellt, dass innerhalb einzelner Ton-, Schluff- und Sandsteinlagen bzw. -bänken und z.T. insbesondere zwischen diesen und den Kalksandsteinbänken auch größere Schichtfugen aus Ton/Schluff vorhanden sind, die eine Mächtigkeit von mehreren cm aufwiesen (vgl. auch Bild 6).

Aus diesen größeren Schichtfugen aus Ton/Schluff wurden gestörte Proben entnommen und zunächst Klassifizierungsversuche durchgeführt. Nach der Klassifikation handelte es sich hierbei um einen mittelplastischen Ton bzw. Schluff (TM, UM nach DIN 18196). Anschließend wurde in zwei unabhängigen Instituten eine tonmineralogische Analyse vorgenommen. Hierbei wurden **innerkristallin quellfähige Tonminerale** in der Gesamtfraktion von 17 bis 20 Gew.-% und in der Tonfraktion $d < 2 \mu\text{m}$ von **40 bis 43 Gew.-%** ermittelt. Aufgrund des hohen mengenmäßigen Anteils der quellfähigen Tonminerale war von einer prägenden Beeinflussung der bodenphysikalischen Kennwerte auszugehen.

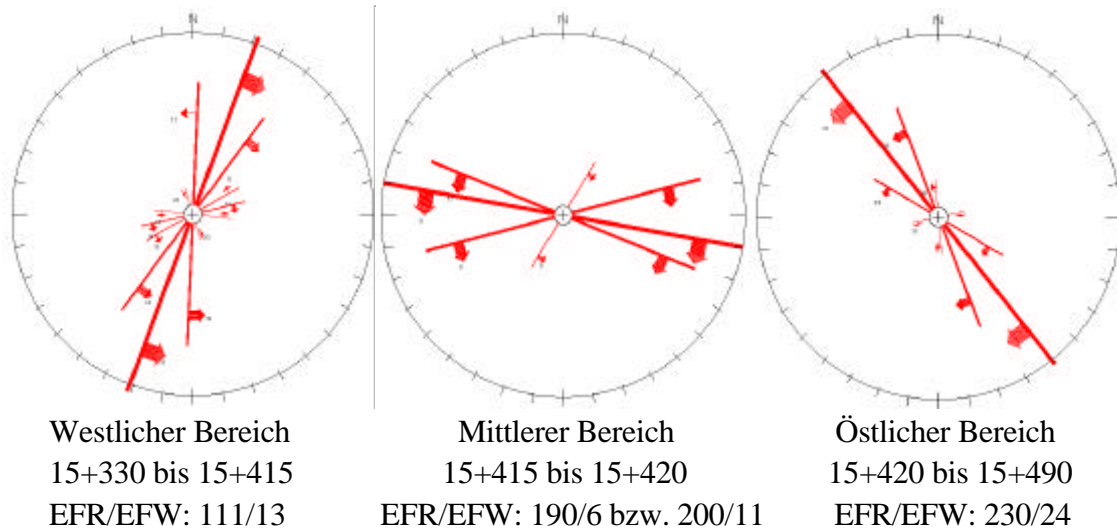


Bild 5: Lagekugeldarstellung der Schichtfugen (größte stat. Häufigkeit)
Einfallrichtung EFR; Einfallwinkel EFW

Anhand der bei der Begehung des Rutschkörpers auf der Oberfläche der Böschungen bzw. im oberflächennahen Bereich der Abrisskanten vorgenommenen Gefügaufnahmen und durch die im Zuge des Auffahrens des Einschnitts an der Oberfläche der Böschungen durchgeführten Messungen konnte eine Vervollständigung des geologischen Modells vorgenommen werden. Es ergab sich im Bereich des großen Bruchkörpers der auch augenscheinlich vorhandene keil- bzw. muldenförmige Verlauf der Schichtfugen, wobei im mittleren Bereich des Rutschkörpers über eine begrenzte Länge sogar nahezu südlich und damit quer zur Straßenachse einfallende Schichtflächen festgestellt werden konnten, die i.d.R. einen gemessenen Einfallwinkel um ca. 10° aufwiesen (Bild 5).

4.2 Erkenntnisse während der Abtragsarbeiten und Erkundung der Gleitflächen

Zur Sanierung des Schadensfalles (siehe auch Abschnitt 6) wurde ein Abtrag der gerutschten Felsmassen im Bereich der großen Rutschung vorgenommen. Die Ausräumungs- und Abtragsarbeiten wurden geotechnisch begleitet, um neben der Überwachung der eigentlichen Arbeiten auch das geologische Modell weiter zu verifizieren und insbesondere die Lage der Gleitfläche aufzunehmen. Zur Erkundung der genauen Tiefenlage und des Verlaufs der Gleitfuge sowie der näheren tektonischen und Schichtlagerungsverhältnisse wurden hierbei zu unterschiedlichen Abtragungszuständen 6 Bagger-schürfe in Tiefen bis zu ca. 10 m unter der GOK durchgeführt. Zusammenfassend konnten die folgenden Feststellungen zur Definition des Gleitkörpers getroffen werden:

- Der abgerutschte Muldenbereich wurde nach Osten, Norden und Westen von tektonischen Störungen mit Ost-West bzw. Nord-Süd-Verlauf begrenzt, wobei sich i.d.R. die Abrissklüfte in ihrem Verlauf an diesen Störungen orientierten. Nördlich der begrenzenden Störung ging die Muldenstruktur in eine Sattelstruktur über.

- Die Gleitzone konnte i.d.R. durch einen bis ca. 50 cm mächtigen Bewegungsbereich mit einer Hauptgleitfuge in Form einer mehreren cm-mächtigen Schichtfuge aus Schluff/Ton beschrieben werden (Bild 6).
- Die Gleitfuge bzw. Gleitzone zeigte im Kernbereich ein durchschnittliches Gefälle von ca. 12° senkrecht zum Hang, reichte in den Bereich der geplanten Trasse und verlief ca. 1 – 1,5 m unter dem Böschungsfuß.
- Die Gleitzone zeigte in N-S-Richtung einen getreppten Verlauf. Haupt-sprungstelle war vermutlich eine E-W-Störung etwa in Rutschkörpermitte.



Bild 6: Gleitfuge im Schurf Nr. 6

5 Geotechnische Modellbildung und Analyse der Rutschungen

5.1 Rechnerische Analyse und Bruchkörpermodelle

Nach der Definition der maßgebenden Schichtflächen, statistischen Auswertung der Gefügemessungen und des Aufmaßes des Rutschkörpers wurden verschiedene vereinfachte Bruchkörpermodelle untersucht (Programm SOLIDROCK), vgl. Tab. 1.

Zunächst wurden ebene Gleitkörper geprüft. Diese Betrachtung setzte aber voraus, dass einzelne Gleitkörper hintereinander abrutschen. Da sich insbesondere im östlichen Bereich nur sehr geringe Standsicherheiten ergaben, hätte zunächst ein Abgleiten der mittleren und östlichen Bereiche stattfinden müssen und anschließend infolge der fehlenden seitlichen Stützung ein Nachgleiten des westlichen Blockes ohne Behinderung der Gleitrichtung. Diese Betrachtung ist aber nicht als ausreichend für die Analyse des Bruches zu bewerten, da eine gewisse gegenseitige Blockierung zumindest zum Beginn der Rutschung vorauszusetzen war. Erwartungsgemäß wurden bei Betrachtung von dreidimensionalen Bruchkörpern höhere Sicherheiten berechnet. Bei Anpassung eines keilförmigen Gleitkörpers an die vorhandene Geometrie (vgl. Bild 7) ergab sich bei Ansatz eines un-

günstig anzunehmenden Reibungswinkels von $\varphi_{SS} = 10^\circ$ eine Sicherheit von $\eta \approx 1,1$. Hierbei war aber, aufgrund der rechnerisch nicht berücksichtigten und unbekanntem Ausdehnung der nahezu böschungsparellen Gleitflächen im Mittelbereich, davon auszugehen, dass diese Sicherheiten im Vergleich zu den in situ vorliegenden Sicherheiten zu hoch ermittelt wurden. Aufgrund eines Vergleichs mit den anderen Berechnungsergebnissen war dann für die Gesamtsituation von einer Sicherheit unter $\eta = 1,0$ auszugehen.

Tabelle 1: Ergebnisse der Standsicherheitsanalysen der großen Rutschung

Modell	Schichtflächen Einfallrichtung/Einfallwinkel [°]	Reibungswinkel j_{ss} [°]	Sicherheit h [-]
Ebener Gleitkörper	190/6 (Mitte)	20 10	3,5 1,7 ¹⁾
	200/11 (Mitte)	20 10	1,9 1,0 ¹⁾
	230/24 (Ost)	20 10	0,8 0,7 ¹⁾
	111/13 (West)	20 10	1,6 0,8 ²⁾
Räumlicher Bruchkörper (Bild 7)	111/13 (West) und 224/24 (Ost)	20 10	2,3 1,1 ¹⁾

¹⁾ Mit Vorgabe der Gleitrichtung in Richtung BAB ²⁾ Ohne Vorgabe der Gleitrichtung

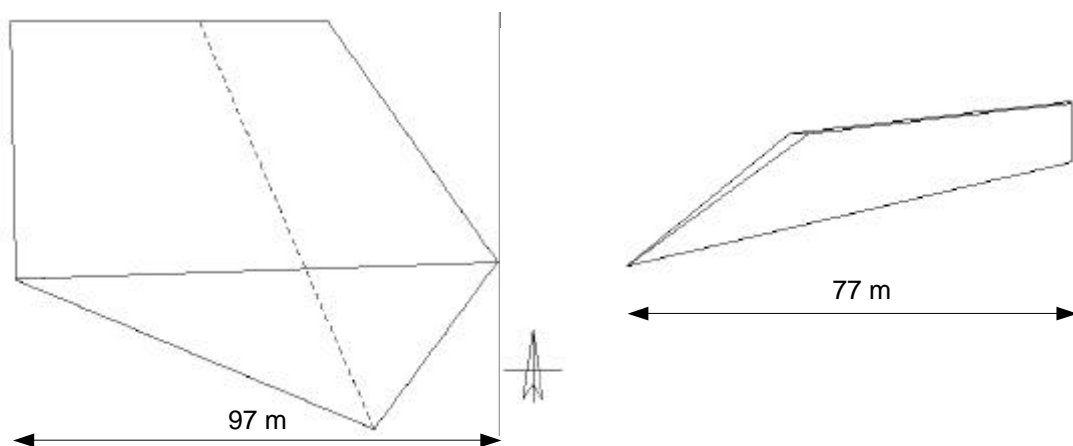


Bild 7: Räumliches Bruchmodell (schematisch)

5.2 Schlussfolgerung zur Scherfestigkeit der Schichtfugen

Die Proben für die im Zuge der ursprünglichen Baugrunderkundung durchgeführten Scherversuche konnten nur aus oberflächennah durchgeführten Schürfen entnommen werden, wodurch tieferliegende Schichtfugen nicht erfasst werden konnten. Nach der

Erkundung im Zuge der Sanierung zeigte sich, dass die Scherversuche im Zuge der Planung und die darauf basierende Angabe von $\varphi_{SS} = 22^\circ$ nur innerhalb der Ton-, Schluff- und Sandsteine vorliegende Schichtfugen von geringer Mächtigkeit umfasste. Zwischen einzelnen Ton- Schluff- und Sandsteinlagen bzw. Kalksteinbänken waren aber auch dickere Schichtfugen aus quellfähigen Schluff/Ton vorhanden, die eine Mächtigkeit von mehreren cm aufweisen und nach der Rutschung in größerer Tiefe erkundet wurden.

Da Quellvorgänge bei einer maßgebenden, länger anhaltende Änderung des Spannungszustandes ausgelöst werden, konnte davon ausgegangen werden, dass gewisse Quellerscheinungen in den Schichtfugen durch das Auffahren des Einschnittes ermöglicht wurden, was ggf. mit einem starken Abfall der Scherfestigkeit verbunden war. Nach Erfahrungswerten und den Ergebnissen der Nachrechnungen war somit im Bereich der Rutschung unter Berücksichtigung aller vorliegenden Erkenntnisse, z.B. zu den Quelleigenschaften, zur Gebirgsstruktur, zur vorhandenen tektonischen Beanspruchung, ggf. geologisch zuvor vorhandenen Gleitbeanspruchungen usw. von einem Reibungswinkel in der Größenordnung von $\varphi_{SS} = 10^\circ$ bis 15° (bei $c_{SS} = 0 \text{ kN/m}^2$) auszugehen. Unter weiterer Berücksichtigung der Aufnahme der Gleitfuge war detailliert beim Rutschereignis ein mittlerer wirksamer Reibungswinkel im Kernbereich der Rutschung von ca. $\varphi_{SS} = 12^\circ$ vorhanden. Insofern wurde die maßgebende Scherfestigkeit im Zuge der Planung zunächst überschätzt.

6 Sanierung

Zur Sanierung der großen Rutschung wurde generell von einer Böschungsabflachung bis zur Gleitfläche ausgegangen, da dafür entsprechende Flächen zur Verfügung standen. Im zentralen Bereich des muldenförmigen Schadensbereiches wurde somit eine vollständige Ausräumung des gerutschten Materials oberhalb der Gleitfläche vorgenommen (Bild 8), so dass keine zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen erforderlich wurden.



Bild 8: Sanierung a) abgeflachte Böschung b) Vernagelung

In den Randbereichen nördlich der ehemaligen hinteren Abrisskante und im östlichen Übergang zur Regelböschung wurde eine zusätzliche Vernagelung der entstehenden etwa 1:3 geneigten Böschung vorgesehen.

Die Böschungsgeometrien und die Vernagelungskonzepte wurden im Zuge der Sanierungsarbeiten, d.h. während des Ausräumens der gerutschten Felsmassen auf der Grundlage der vorliegenden Erkenntnisse zur Lage der Gleitfläche, der Höhe der neu entstehenden zu sichernden Böschung und der nochmals am anstehenden, ungestörten Buntsandstein vorgenommenen Gefügemessungen definiert. Insgesamt wurden im Bereich der großen Rutschung ca. 500 Nägel (System GEWI) einer Länge zwischen 6 bis 12 m und mit Rasterabständen zwischen 1,5 bis 2,5 m eingesetzt (Bild 8).

7 Zusammenfassung

Im Frühjahr 2003 trat in einem ca. 20 m hohen Einschnitt der im Bau befindlichen BAB 38 Halle - Göttingen nördlich von Hohlstedt (Sachsen-Anhalt) eine großräumige Rutschung auf. Als maßgebende Ursachen konnten der ungünstige muldenförmige Schichtfugenverlauf sowie die geringe Scherfestigkeit von $\phi_{SS} = 10$ bis 15° auf den Schicht- bzw. Hauptgleitfugen festgestellt werden. Diese geringe Scherfestigkeit wurde im Vorwege nicht erkannt, da die entsprechenden maßgebenden Schichtfugen mit herkömmlichen Erkundungsmaßnahmen nicht festgestellt werden konnten. Zudem ergab sich, dass diese quellfähiges Material enthalten, wodurch die Scherfestigkeit beim Auffahren des Einschnitts ggf. weiter reduziert wurde. Dies war regionalgeologisch zuvor nicht bekannt.

Das Auftreten des Schadensfalls war somit trotz fachgerechter Erkundung nicht zu vermeiden und wäre auch bei der geplanten aushubbegleitenden Vernagelung aufgetreten. Insofern war der Schaden im Wesentlichen dem Bereich des „Baugrundrisikos“ zuzuordnen. Es ist allerdings zu vermuten, dass das Schadensausmaß hätte reduziert werden können, wenn die Inklinometer rechtzeitig und planmäßig vor dem Auffahren des Einschnitts erstellt worden wären, so dass ggf. schon ab einer geringeren Aushubtiefe unplanmäßige Verformungen erkannt worden wären.

Literatur

Hecht, T., Mittag, A. (2002)

Stufenweise Erkundungen und Laboruntersuchungen zur Baugrundmodellierung bei standsicherheitsgefährdeten Einschnittsböschungen im Verlauf der A 38. Geotechnik 25.

Kempfert + Partner Geotechnik (2003):

Geotechnisches Sachverständigengutachten. Böschungsrutschungen bei Hohlstedt ca. Station 15+100 bis Station 15+500, BAB 38 Göttingen – Halle, VKE 4612. Teile I bis III. BAB 38. Unveröffentlicht.