

# Ursachen und Prozesse der Rutschung Hellbüchel, Lutzenberg AR, Schweiz

K. Thuro<sup>1</sup>, B. Valley<sup>2</sup>, E. Eberhardt<sup>3</sup> & H. Raetzo<sup>4</sup>

## Einführung

Am Sonntag den 1. September 2002 traten nach einem Starkregenereignis (ca. 170 mm in 24h in der nahe gelegenen Station Eggen) über hundert Rutschungen und Muren in der Ostschweiz auf (LATELTIN et al. 2004). Eine kleine, oberflächennahe Lockergesteinsrutschung von ca. 2'500 m<sup>3</sup> ereignete sich gegen 3h30 nachts oberhalb des Dorfes Lutzenberg im Appenzellerland. Die sich ohne Vorwarnung ablösende und äusserst schnelle Rutschung zerstörte ein Haus und verschüttete dabei drei Menschen, die nur noch tot geborgen werden konnten (Abb. 1). Zwei weitere Häuser wurden stark beschädigt, die sich darin befindenden Bewohner konnten sich jedoch noch rechtzeitig in Sicherheit bringen (Abb. 2). Die Ursachen der abgelaufenen Prozesse in der Umgebung des Rutschhanges wurden in einer Forschungszusammenarbeit zwischen dem Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) und der Ingenieurgeologie der ETH Zürich bearbeitet.

Eine ausführliche geologisch-geotechnische Untersuchung der Rutschung sollte die Entwicklung eines Untergrundmodells ermöglichen, um die Schlüsselparameter sowie die natürlichen und anthropogenen Ursachen zu ermitteln. Anschliessend sollten die angrenzenden Hangbereiche bezüglich der Massenbewegungsgefahren untersucht und im Hinblick auf die unterhalb liegende Bebauung beurteilt werden. Die wissenschaftlichen Grundlagen dienen der Entwicklung von Empfehlungen zur Gefahrenbeurteilung von spontanen Rutschungen und Hangmuren. In den Alpen, den Voralpen und auch im Mittelland sind bei der Erstellung der Gefahrenkarten Szenarien des Typs Lutzenberg zu berücksichtigen, weshalb eine fundierte Methode im Sinne der Prävention notwendig ist.

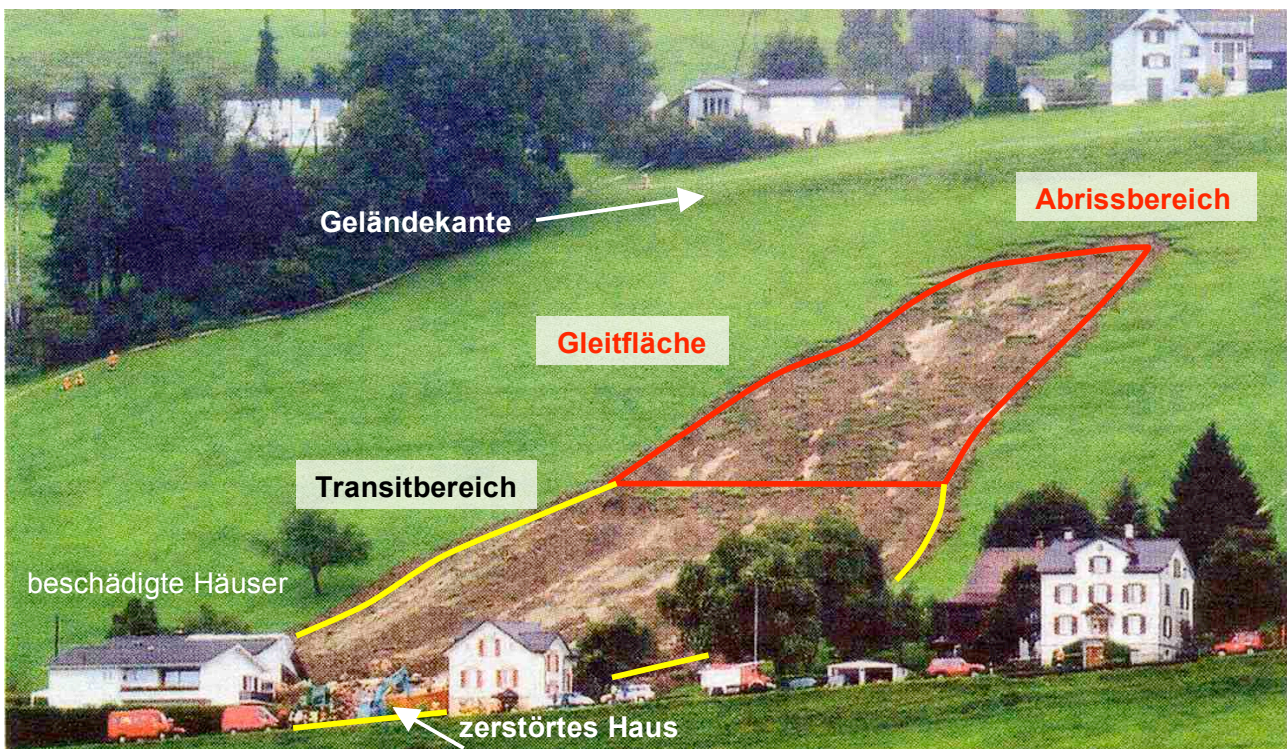


Abb. 1: Rutschung Hellbüchel, Lutzenberg. Lageplan und Situation am Morgen des Schadenereignisses am 1. September 2002 (Foto: Reuter).

<sup>1</sup> Lehrstuhl für Ingenieurgeologie, Technische Universität München; <sup>2</sup> Professur für Ingenieurgeologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich; <sup>3</sup> Geotechnical Rock Engineering, University of British Columbia, Vancouver; <sup>4</sup> Bundesamt für Wasser & Geologie, Bereich Geologische Risiken, Biel

### Geologisch-geotechnische Verhältnisse

Der Rutschhang ist im oberen Teil mit 25° nach Norden geneigt (Abb. 3), im unteren Teil flacht er auf etwa 20° ab, entsprechend des Einfallens der Sandsteine, einer Wechselfolge von Sandsteinen und Mergeln der Unteren Süßwasser Molasse (USM). Der Hang zeigt ein gleichmässiges Einfallen mit wenigen Wellen geringer Amplitude. Im oberen Teil des Hanges und im Abrissbereich beträgt die Lockergesteinsbedeckung ca. 1 – 1.5 m, nach unten nimmt die Lockergesteinsmächtigkeit auf 2 – 2.5 m im Transitzbereich zu, im Fussbereich der Rutschung beträgt sie z.T. bereits bis zu 4 m. Die wichtigsten Daten der Rutschung sind Tab. 1 zu entnehmen.

Es befinden sich sowohl lateral als auch oberhalb und unterhalb des betrachteten Hanges mehrere Hangbereiche dieser Neigung entsprechend des generellen Schicht-einfallens der Sandstein-Mergel-Wechselfolge. Unmittelbar neben der aktuellen Rutschung, weiter westlich eines Walnusbaumes, finden sich Anzeichen einer oder mehrerer älterer Rutschungen (Stauchwülste und unruhige Morphologie, vgl. (Abb. 2). Nach Gesprächen mit Nachfahren von Augenzeugen kann das Alter der grösseren Rutschung mit etwa 100 Jahren anzugeben. Oberhalb des Walnusbaumes bildete sich ebenfalls ein Zugriss von ca. 30 cm Breite, der sich aber nicht zu einer Rutschung entwickelte.

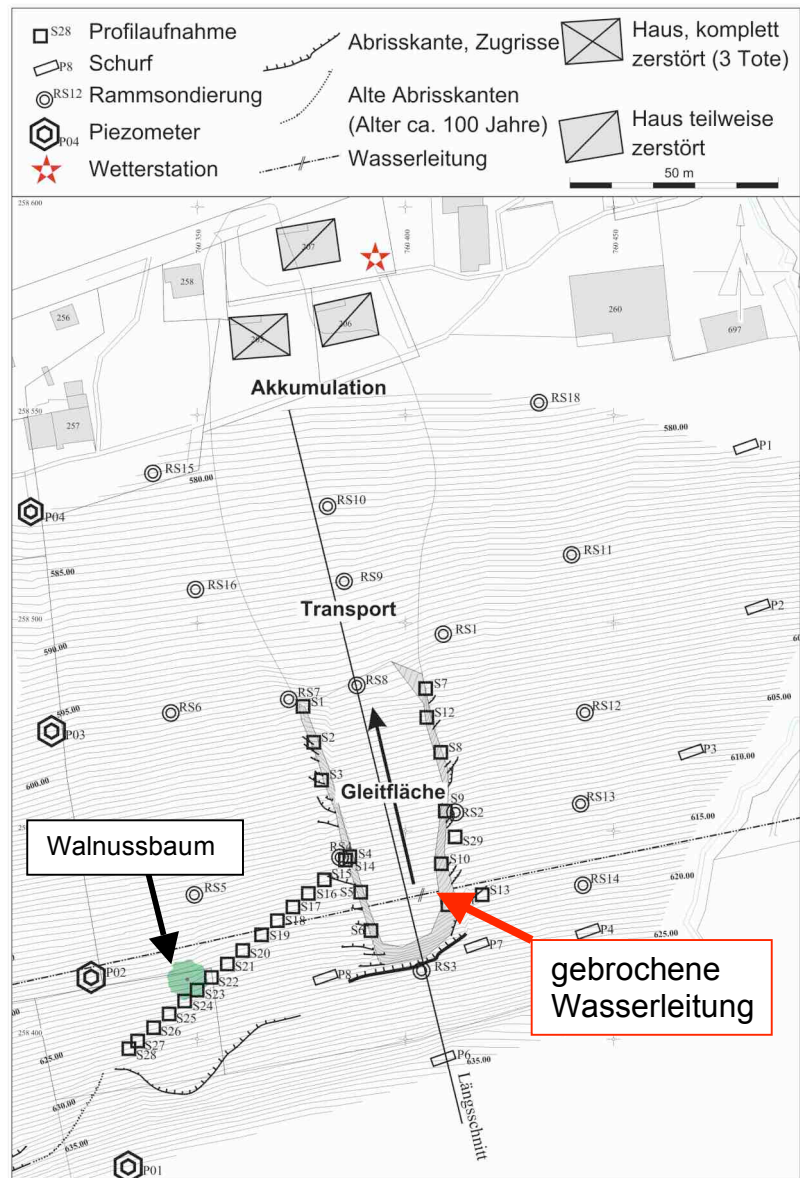


Abb. 2: Situationsplan 1: 500 der Rutschung mit weiteren Anrissen.

Oberhalb des Walnusbaumes bildete sich ebenfalls ein Zugriss von ca. 30 cm Breite, der sich aber nicht zu einer Rutschung entwickelte.

Tab. 1: Wichtige Daten der Rutschung Hellbüchel, Lutzenberg, AR auf einen Blick.

CH Koordinaten	760 400 / 258 450	Ablagerungsbereich	3875 m <sup>2</sup>
Länge total	185 m	Volumen	2'500 m <sup>3</sup>
Abrissbereich	75 m	Hangneigung	20 – 25°
Fahrböschung	110 m	Rutschmaterial	Verwitterungsmaterial mit Moräne und verwitterten Sandsteinen/Mergeln
Breite	35 m	Felsuntergrund	Sandstein- und Mergel-Wechselfolge der Unteren Süßwasser Molasse
Tiefe	1 – 3 m	Geschwindigkeit	Sehr schnell (ca. 15-20 m/sec)
Oberfläche	6'500 m <sup>2</sup>	Verluste	3 Tote
Abrissfläche	2625 m <sup>2</sup>	Beschädigung	3 Häuser (1 vollständig, 2 teilweise)

Bei der Rutschung handelte es sich um eine Lockergesteinsrutschung im Wesentlichen entlang der Grenzfläche zwischen Lockergesteinsbedeckung und unterlagerndem Festgestein (Abb. 3). Unterscheidet man den Ablöse- vom Transportprozess, so ist anzunehmen, dass die Rutschung mit dem Regenwasser (und möglicherweise Wasser aus der gebrochenen Wasserleitung) ins Fließen gekommen ist und entsprechend stark beschleunigt wurde. In der Nomenklatur von VARNES 1978 würde die Bezeichnung *rapid, very wet soil slide – debris flow* gewählt werden. Das Rutschungsvolumen wurde mithilfe der ehemaligen Topographie mit 2'500 m<sup>3</sup> bestimmt.

Von den Rutschungskanten ausgehend konnten einige randliche Anrisse sowie konzentrische Risse im Bereich der oberen Anrisskante aufgenommen werden. Die Anrisse im oberen Abrissbereich vergrößerten sich nach der Rutschung nur noch unwesentlich. Die Verschiebungen lagen im mm-Bereich, so dass die Messungen nach der 2. Folgemessung eingestellt werden konnten.

Im obersten Bereich der Gleitfläche wurde eine gebrochene Eternit-Wasserleitung (D = 100 mm) gefunden (Abb. 2). Der Bruch fand offensichtlich an der Stelle statt, an der die Bettung in einem Graben im Festgestein in eine Bettung im Lockergestein übergeht. Dies ist auch in etwa der Ort, an dem die Leitung die Gleitfläche schneidet. In einem Abstand von ca. 1 m von der Bruchstelle war der Untergrund tiefgründig in Form einer abflusslosen Hohlform in einem Durchmesser von ca. 60 cm aufgeweicht. Die Tiefe des aufgeweichten Untergrundes betrug – eine Woche nach dem Schadenereignis aufgenommen – ca. 50 cm.

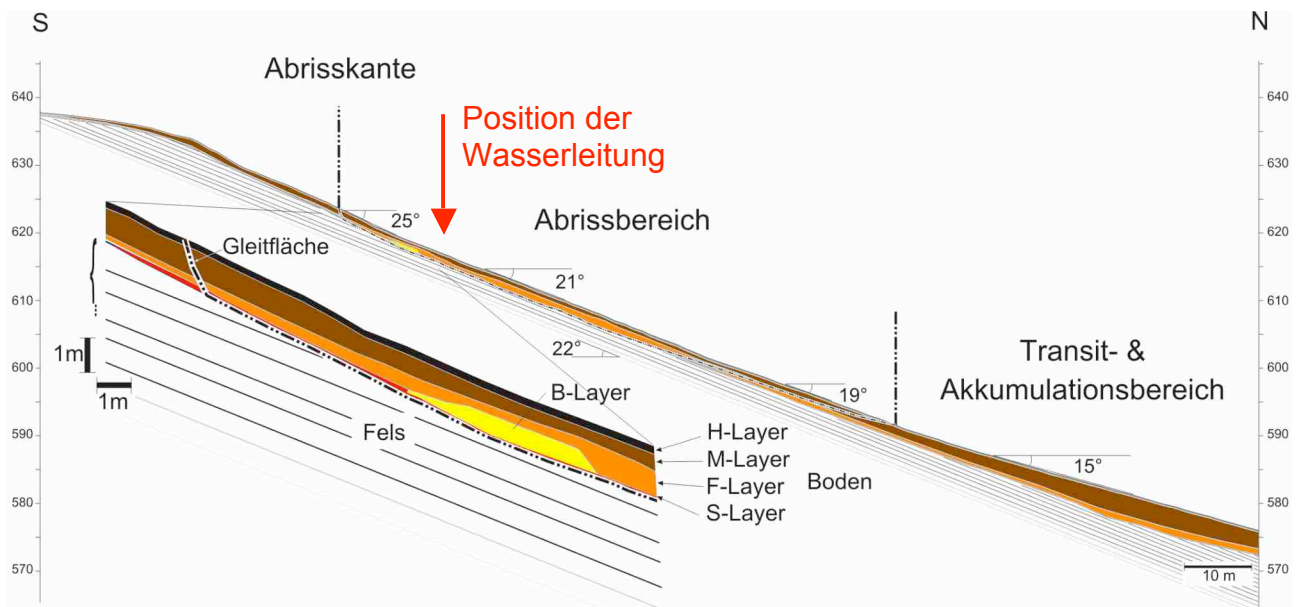


Abb. 3: Geologischer Längsschnitt durch die Rutschung Hellbüchel mit Detailprofil im Abrissbereich.

Durch insgesamt 28 Profilaufnahmen entlang der Rutschungskanten und Drainageschlitzte sowie von 8 Schürftgruben konnten die Lockergesteine, die den angewitterten Fels (Sandsteine) überlagern, schematisch in insgesamt 5 verschiedene Horizonte unterteilt werden (Abb. 4). Die Definition der Horizonte war insbesondere für die Beprobung der Lockergesteine und die Zusammenfassung der Bodenkennwerte notwendig, aber auch für die spätere numerische Modellierung.

Als Gleithorizont wurde der sog. S-Layer identifiziert. Er besteht aus einer 5 - 10 cm dünnen, meist auffällig nassen Schicht von verwittertem Sandstein, die je nach ursprünglicher Zusammensetzung des unterlagernden Festgesteins nach der vorherrschenden Korngröße als siltiger Sand bis sandiger Silt zu bezeichnen ist. Diese Schicht ist als *insitu*-Verwitterungsbildung aus den Sandsteinen der Unteren Süßwassermolasse durch Herauslösen des Bindemittels – also Entkalkung – entstanden und dürfte dabei praktisch nicht umgelagert worden sein. Der Korngröße entsprechend weist der S-Layer eine auffällig hohe Wasserdurchlässigkeit auf.

Nach seinen plastischen Eigenschaften ist der S-Layer je nach Sandanteil überwiegend als magerer Ton mit Sand (CM) oder als Silt mit Sand (ML, selten MH), stellenweise sogar als toniger Sand (SC) anzusprechen. Der S-Layer reagiert deswegen von seiner Wasserdurchlässigkeit her wie ein Sand-Silt-Gemisch, von seinen Stabilitätseigenschaften her (Scherfestigkeit/Kohäsion/Reibungswinkel) als magerer Ton.

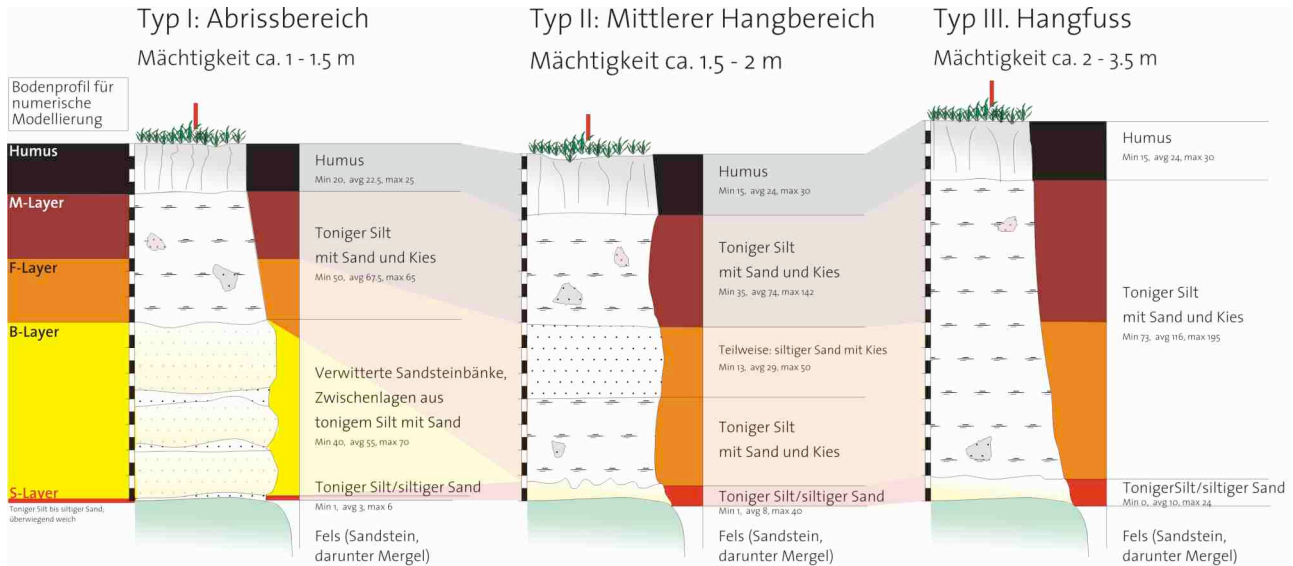


Abb. 4: Schematisierte Übersicht der wichtigsten Profiltypen, gegliedert nach Abrissbereich der Rutschung, Transitbereich/mittlerer Hangbereich und Ablagerungsbereich (Hangfuss) mit Mächtigkeitsangaben der Horizonte.

Abb. 4 zeigt eine schematisierte Übersicht der im Bereich der Rutschung auftretenden wichtigsten Profiltypen. Sie wurden aus den aufgenommenen 36 Profil- und Schurfaufnahmen extrahiert.

Profiltyp I tritt im Abrissbereich auf und wird in der Regel 1 bis 1,5 m mächtig (ab OK Sandstein gerechnet). Die Unterscheidung von M- und F-Layer kann nur über das Auftreten von Kristallinkomponenten getroffen werden. Der B-Layer ist meist ausgeprägt mächtig und ist oft gut durch die insitu verwitterten Sandsteinbänke vom M-F-Layer unterscheidbar. Die Sandsteinbänke können sich jedoch auch auflösen und liegen dann nur noch als grosse Sandsteinkomponenten in einer sandig-siltig-tonigen Grundmasse vor. Die Gleitfläche liegt typischerweise im S-Layer darunter, der im Fall fester Sandsteinbänke lediglich eine Festlegung darstellt. Prinzipiell wäre jede Zwischenlage der Sandsteinbänke aus tonigem Silt mit Sand ein möglicher Abscherhorizont. Profiltyp II kann dem mittleren Hangbereich zugeordnet werden und wird bis zu etwa 2 m mächtig. Der B-Layer tritt hier vollständig zurück – da er hier durch die vollständige Verwitterung in kleine Körngrößen zerlegt ist und somit den F-Layer aufbaut. Grosse Sandsteinblöcke zeugen jedoch immer wieder von der Genese des F-Layers. Im oberen M-Layer finden sich immer wieder bis zu einer Tiefe von 1 – 1,4 m kristalline Gerölle. Am Hangfuss ist die Lockergesteinsbedeckung mit 2 – 3,5 m am mächtigsten ausgebildet (Profiltyp III). M- und B-Layer sind oft nur schwer unterscheidbar, da Kristallingerölle nur selten vorkommen.

Von allen vorkommenden Lockergesteinstypen wurde eine geotechnische Charakterisierung durch umfangreiche Labor- und Feldversuche durchgeführt. Eine Übersicht der erhaltenen Kennwerte gibt Tab. 2. An 18 Stellen wurden die Profile mit Hilfe von Rammsondierungen ergänzt, in 2 Schürfen mittels Feldscherversuchen die *insitu*-Scherfestigkeit ermittelt und in 8 Schürfgruben überschlägig mit Penetrometer und Flügelsonde die undrainierte Kohäsion und der Reibungswinkel des Bodens bestimmt.

Tab. 2: Geotechnische Kennwerte aus Labor- und Feldtests.  
Verwendete mechanische Materialkennwerte für die Finite Element Modellierung.

„Layer“ Schicht	Ausroll- grenze	Fließ- grenze	Wichte $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E-Modul (MPa)	Poisson- Zahl $\nu$ (-)	Kohäsion C (kPa)	Reibungs- winkel $\varphi$ (°)	K-Wert Mittel (m/s)
M/F/B-Layer CM – ML – SC	25%	45%	20 <sup>(1)</sup>	10 <sup>(3)</sup>	0.4 <sup>(3)</sup>	14	29°	1 E-9
S-Layer CM – SC	28%	46%	19 <sup>(1)</sup>	10 <sup>(3)</sup>	0.4 <sup>(3)</sup>	10 / 4 *	31° / 28° *	1 E-7
Fels Sandstein	-	-	24 <sup>(2)</sup>	1000 <sup>(2)</sup>	0.4 <sup>(2)</sup>	5000	35°	> 1 E-9

<sup>(1)</sup> SN 670010b    <sup>(2)</sup> GOODMAN 1980    <sup>(3)</sup> DAS 1994    \* Maximalwerte / Minimalwerte

### Hydrogeologische Verhältnisse

Nachdem die hydrogeologischen Verhältnisse eine Schlüsselrolle beim Versagen des Hanges gespielt haben, wurde ein umfassendes hydrogeologisches Untersuchungsprogramm aufgestellt. Es umfasste den Aufbau einer Wetterstation, das Setzen von vier Piezometern entlang eines Hangprofils parallel zur Rutschung und den Einbau von je zwei analogen Tensiometern bei den Pegeln in unterschiedlichen Tiefen (vgl. Abb. 2).

Im extrem trocknen Sommer 2003 wurden Feldmessungen zur Ermittlung der Porenwasserdrucke und Saugspannungen in den verschiedenen Layern ausgeführt. Dabei wurden einzig in einem Pegel am Hangfuss in der Silt-Sand-Lage (S-Layer) gesättigte Verhältnisse mit Porenwasserüberdrücken gemessen. Diese zeigen eine klare und sehr schnelle Reaktion auf Niederschlagsereignisse und erreichten in der Beobachtungsperiode Überdrücke von maximal 90 cm. Der anschliessende Druckabbau erfolgt über mehrere Wochen linear.

Der Druckaufbau in dieser Lage erfolgt vermutlich über Infiltration von Niederschlagswasser in der Geländevertiefung oberhalb der Rutschung von 2002. Da die im S-Layer eingebundenen Tensiometer im oberen Teil des Hangs stets eine hohe Wassersättigung anzeigten, ergibt sich das Modell einer durchlässigen und im Hangfuss gespannten Schicht. Das infiltrierte Grundwasser der Niederschläge fliesst vermutlich entlang der Silt-Sand-Lage (S-Layer) auf der wenig wasserundurchlässigen Sandstein-Oberfläche hangabwärts in Richtung Hangfuss. Generell ist davon auszugehen, dass sich bei lang anhaltenden und ergiebigen Regenfällen, wie sie im Spätsommer 2002 aufgetreten sind, wesentlich höhere Wasserdrucke und Wassersättigungen einstellen, als wie sie im trockenen und heissen Sommer 2003 gemessen wurden. Das unmittelbar nach der Rutschung eingebaute Drainagesystem, das den Bereich der Rutschung und des Walnussbaumes entwässern sollte, dürfte damit die wirksamste Sicherungsmassnahme sein.

### Numerische Modellierung

Auf der Basis der im Feld und im Labor ermittelten Kennwerte wurde ein 2D Finite Element Modell der Rutschung erstellt und mit unterschiedlichen Modellannahmen und Kennwerten durchgerechnet. Als numerischer Code wurde VISAGE verwendet, ein vollständig gekoppeltes hydromechanisches FE Programm (VIPS 2003). Als mechanische Parameter wurden die in Tab. 2 aufgeführten Kennwerte verwendet. Als hydraulische Parameter wurde eine Durchlässigkeit von 1E-10 m/s für alle Schichten mit Ausnahme des S-Layers (1E-7 m/s) angesetzt. Als hydraulische Randbedingung wurde eine vollständige Wassersättigung (Porenwasserdruck von 0 an der Geländeoberfläche) angenommen.

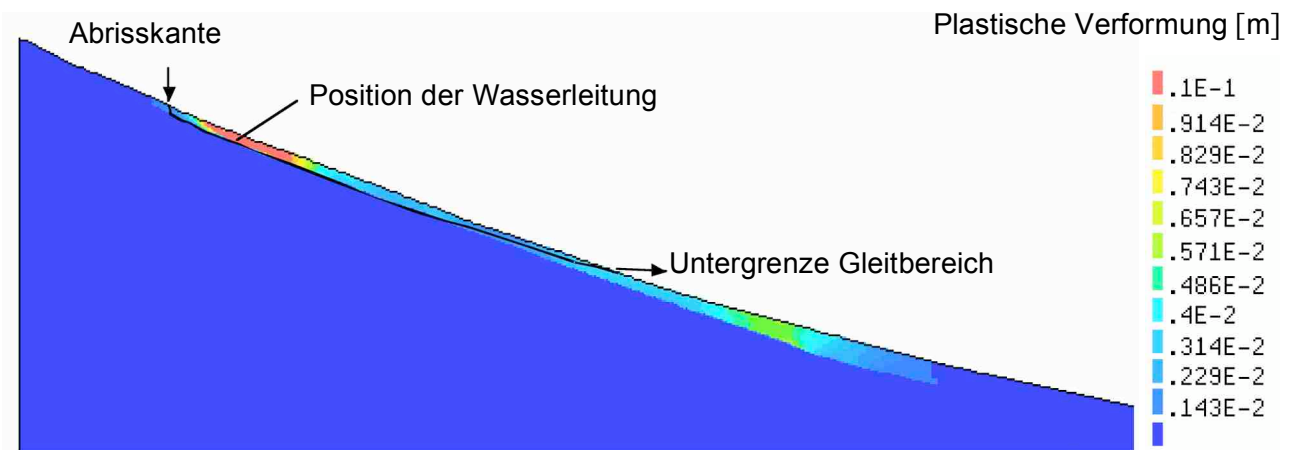


Abb. 5: Plastische Deformationen nach 50 Tagen unter Verwendung der Minimalwerte (S-Layer  $c=4$  kPa,  $\varphi=28^\circ$ ) und 1 bar Wasserdruck aus der Wasserleitung. Skala in (m). Maximale Verformungen ca. 50 cm.

Das Modell wurde auch mit einem Ansatz für eine undichte Wasserleitung durchgerechnet. Dabei wurden Drücke von 1 bar bzw. 5 bar in der Wasserleitung berücksichtigt, die aus der Lage des Wasserbehälters ca. 60 m oberhalb der Schadenstelle resultieren. Für eine nur leicht beschädigte Wasserleitung mit Rissen müssen Druckverluste im Röhrensystem angenommen werden. Darum ist für einen solchen Fall ein Wasserdruck kleiner als 6 bar anzunehmen. Es wurde in diesem Fall 1 bar als reiner Schätzwert angenommen, der nicht durch eine Messung verifiziert werden kann. Bei Verwendung der mechanischen Minimalwerte kommt es zu folgenden zeitabhängigen Verformungen: zu 6 cm nach 5 Tagen, zu 12 cm nach 10 Tagen, zu 28 cm nach 25 Tagen und zu 50 cm nach 50 Tagen (Abb. 5). Es wird erkenntlich, dass unter diesen Annahmen der Hang sowohl im oberen Bereich als auch im Bereich des Hangfusses versagen kann. Dieses Szenario kommt den beobachteten Phänomenen am nächsten und wird daher als das wahrscheinlichste angesehen.

### Schlussfolgerungen für die Ursachen der Rutschung

Das wesentliche Ergebnis der FE-Modellrechnungen ist, dass ein Versagen der Hanges im beobachteten Ausmass nur möglich zu sein scheint, wenn neben einem vollständig gesättigten Hang und minimalen Scherfestigkeiten auf der gesamten Gleitfläche auch noch ein Porenwasserüberdruck im Bereich des Hanganrisses vorhanden ist. Ein solcher Überdruck kann durch eine defekte Wasserleitung mit einem Druck zwischen 1 und 5 bar generiert werden. Hohe plastische Verformungen, bei denen es zu einem bruchartigen Versagen des Hanges kommen kann, werden bei 1 bar Druck in der Wasserleitung im Bereich der Abrisskante nach etwa 1 – 2 Monaten erreicht; bei 5 bar Druck entsprechend schneller, bei weniger als 1 bar Druck entsprechend langsamer. Dieses Ergebnis illustriert, dass eine Leckage der Wasserleitung einige Wochen bis Monate vor dem Ereignis möglich oder gar wahrscheinlich ist. Die dabei austretenden Wassermengen waren vermutlich nicht sehr gross, können aber schon vor dem Rutschungsereignis zu einer markanten lokalen Erhöhung der Wassergehalte und einer signifikanten Erhöhung der Porenwasserdrucke im oberen Teil der Rutschmasse geführt haben. Die Kartierung der Phänomene stützt dieses Szenario. Die Verhältnisse im Bereich der Rutschungskrone und der Wasserleitung sind schematisch in Abb. 6 dargestellt.

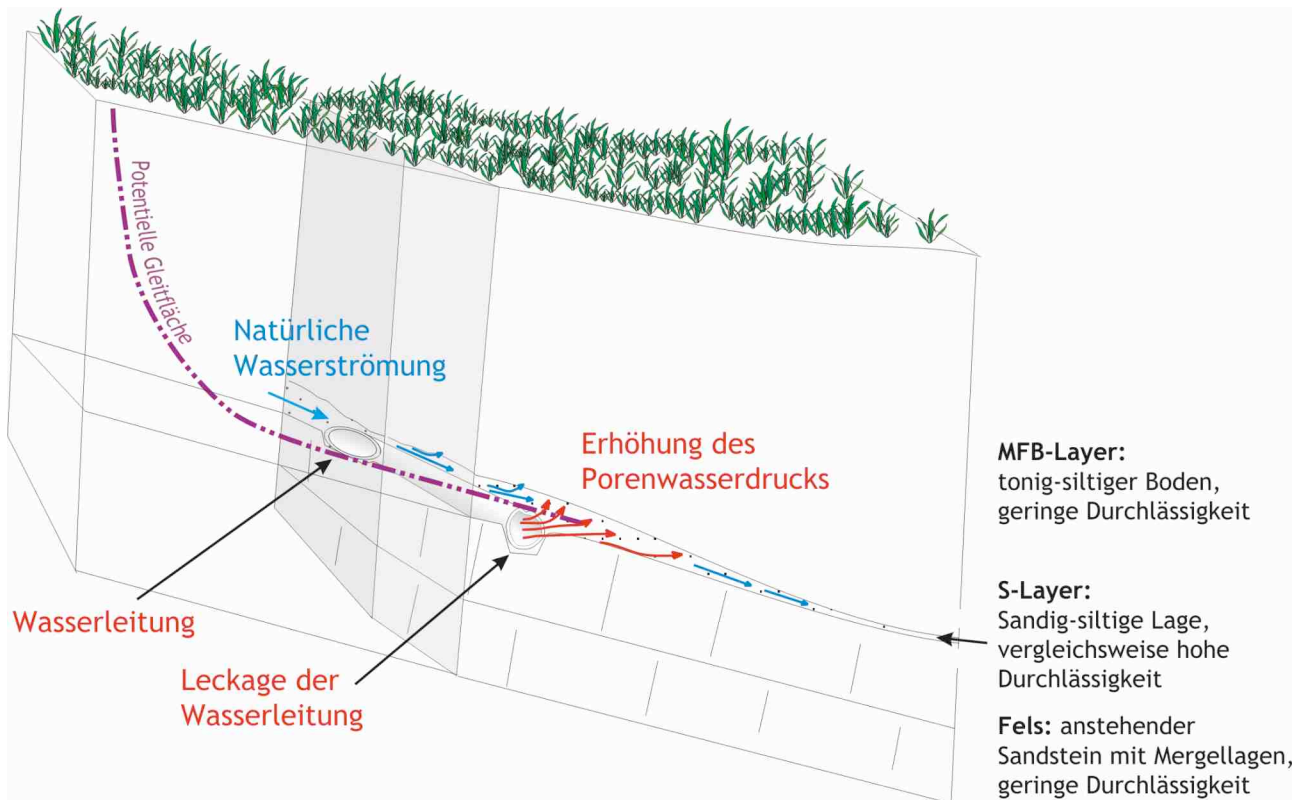


Abb. 6: Mögliches Versagensmodell der Rutschung Hellbüchel, Lutzenberg.

Andererseits zeigt das Vorhandensein der alten Rutschung im Westteil des Hellbüchels, dass der Hang auch aus natürlichen Ursachen heraus versagen kann. Leider kann heute wenig über Ausmass, Auslöser und Ablauf der Rutschung ausgesagt werden, da ihr Alter in etwa 100 Jahre beträgt. Sicher ist lediglich, dass zu diesem Zeitpunkt künstliche Ursachen mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden können. Da die Untergrund- und die Hangverhältnisse zwischen der aktuellen Rutschung und dieser alten Rutschung vergleichbar bis fast identisch sind, muss der Hang also auch unter natürlichen Umständen versagen können.

## Literatur

- Das, B. M. (1994). *Principals of Geotechnical Engineering*, 3rd Ed. Boston: PWS Publishing Company.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*, 2nd Edition. New York: John Wiley & Sons.
- Lateltin, O., Raetzo, H. & Zanetta, P. (2004). Recent ca-tastrophic landslides in Switzerland, Proc. Intern. Of the IX Symposium on Landslides, Rio de Jainero, Brazil, june 28 to Juli 2.
- Schweizer Norm SN 670 010b (1993). *Bodenkennziffern*. VSS.
- VIPS (2003). *VISAGE - Vectorial Implementation of Structural Analysis and Geotechnical Engineering*, Version 8.7. Bracknell, UK: Vector International Processing Systems Limited.