

CONFERENCE SERIES
GEOTECHNIK UND NATURGEFAHREN – Band 4

Robert Hofmann (Hg.)

Tiroler Geotechniktag 2024
Naturgefahren

CONFERENCE SERIES

GEOTECHNIK UND NATURGEFAHREN – Band 4

Universität Innsbruck

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Geotechnik

Robert Hofmann (Hg.)

Tiroler Geotechniktag 2024
Naturgefahren

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.habil. Robert Hofmann
Institut für Infrastruktur, AB Geotechnik, Universität Innsbruck

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr. Simon Berger
Institut für Infrastruktur, AB Geotechnik, Universität Innsbruck

© *innsbruck university press*, 2025
Universität Innsbruck
1. Auflage
Alle Rechte vorbehalten.
innsbruck university press, Karl-Schönherr-Straße 3, 6020 Innsbruck
Tel. +43 512 507-31700, iup@uibk.ac.at, www.uibk.ac.at/iup
Druck: Prime Rate Zrt., Budapest
ISBN 978-3-99106-161-8
Creative Commons Attribution 4.0 International (CC BY 4.0)



Arbeitsbereich für Geotechnik
Univ.-Prof. Dr. Robert Hofmann

**18. TIROLER
GEOTECHNIKTAG
NATURGEFAHREN**

am
Freitag, 24. Mai 2024

Inhaltsverzeichnis

Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann

Vorwort	11
---------------	----

Eröffnungsvortrag

Direktor DI Fabio De Polo

Nachhaltigkeit und Klimaänderung: Eine Herausforderung des Bevölkerungsschutzes und im Bereich der Wildbach- verbauung Südtirol	19
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Block 1

Nachhaltige und klimaneutrale Schutzbauwerke

Vorsitz MR Priv.-Doz. DI Dr. Florian Rudolf-Miklau

Magdalena von der Thannen, Hans Peter Rauch

Ökobilanz von Schutzbauwerken am Beispiel eines

Vergleichs von Holz- und Betonsperren	25
---------------------------------------------	----

Roland Starke

Geplante Abfall-Ende Verordnung für Aushubmaterial	37
----------------------------------------------------------	----

Wolfgang Lexe, David Fritz, Emile Van Eygen,

Martina Offenzeller, Kilian Heil

Klimawirksame Emissionen beim Bau von Schutzbauwerken	43
-------------------------------------------------------------	----

Theresa Wittl, Silvio Klügel, Lars Vollmert, Henning Ehrenberg

Vergleich von Bau- und Umweltkosten am Beispiel von

Stützkonstruktionen des Verkehrswegebaus	53
------------------------------------------------	----

Block 2

Monitoringsysteme bei Naturgefahren

Vorsitz Direktor DI Roberto Dinale

Roland Schmidt, Johann Golser, Hans-Jörg Laimer,

Robert Hofmann, Simon Berger, Lukas Wimmer

Projekt „HangmurenNET“, Detektion von Hangmuren

und Überwachung von Steinschlagschutzbauten 69

Jürgen Schäfer, Martin Dejori

Robert Hofmann, Simon Berger, Fabio De Polo, Peter Egger

Monitoring eines auf mehrteilige Konsolidierungssperren

wirkenden Hangdruckes im Passeiertal, Südtirol 83

Flurina Brunold, Daniel Figi, Reto Thöny, Marco Fürer

Rutschung Brienz/Brinzauls GR: Eine Zukunft dank

Tiefenentwässerung? 91

Block 3

Permafrost

Vorsitz Sektionsleiter DI Gebhard Walter

Margreth Keiler

Permafrost und Klimawandel – Sind Anpassungen im

Naturgefahren- und Risikomanagement notwendig? 109

Nils Hählen, Adrian Peter

Permafrost – Einfluss auf Massenbewegungen und

dessen Monitoring im Berner Oberland 113

<i>Isabelle Gärtner-Roer</i> Permafrost Monitoring im Hochgebirge – aktuelle Herausforderungen	127
 Block 4	
<i>Schutzbauwerke gegen Steinschlag</i> <i>Vorsitz Franziska Weinzierl, M. Sc.</i>	
<i>Andreas Lanter</i> Ermittlung der Pfahlkräfte bei Fundierungen von Steinschlagschutznetzen	135
<i>Gernot Stelzer, Axel Volkwein, Marcel Fulde</i> Fundierung von Stützen in Steinschlagschutzsystemen – Einwirkungen, statische Modelle, Nachweise	139
<i>Andreas Koch, Philipp Jansen, Markus Schuch, Robert Hofmann, Simon Berger</i> Prüfung von Ösenankerzäunen höherer Bauart	147

Vorwort des Herausgebers

Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann

Institut für Infrastruktur, Leitung, Arbeitsbereich für Geotechnik, Universität Innsbruck

robert.hofmann@uibk.ac.at

Der 18. Tiroler Geotechniktag Naturgefahren fand zum zweiten Mal im Congress Innsbruck statt. Diese Fachtagung widmete sich aktuellen Herausforderungen im Bereich Geotechnik und Naturgefahren und stellte innovative, fortlaufend angepasste Lösungen vor. Das Interesse an der Tagung wächst von Jahr zu Jahr, was sich in der stetig zunehmenden Zahl der Teilnehmer:innen widerspiegelt. Es kam zu intensivem Wissensaustausch und lebhaften Diskussionen mit Expert:innen aus Deutschland, Italien, der Schweiz und Österreich. Zudem konnten mehrere Forschungsprojekte des Arbeitsbereichs für Geotechnik der Universität Innsbruck gemeinsam mit Projektpartnern präsentiert werden.

Für den diesjährigen Eröffnungsvortrag konnte der geschäftsführende Direktor der Wildbachverbauung Südtirol, Dipl.-Ing. Fabio De Polo, gewonnen werden. Er sprach zum Thema „Nachhaltigkeit und Klimaänderung: Eine Herausforderung des Bevölkerungsschutzes auch im Bereich Wildbachverbauung“.

Im ersten Vortragsblock wurden „Nachhaltige und klimaneutrale Schutzbauwerke“ thematisiert. Den Vorsitz übernahm der Abteilungsleiter des Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung, MR Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Florian Rudolf-Miklau. Die zunehmenden klimatischen Veränderungen und ihre Auswirkungen auf unsere Umwelt, insbesondere im alpinen Raum, erfordern nachhaltige, klimaneutrale Schutzbauwerke, um gefährdete Gebiete langfristig abzusichern.

Assoc. Prof. Dr. Hans-Peter Rauch und Dr. Magdalena Von Der Thannen von der Universität für Bodenkultur (BOKU, Arbeitsgruppe Ingenieurbiologie, Wien) hielten einen Vortrag zur „Energiebilanz von Schutzbauwerken am Beispiel eines Vergleichs von Holz- und Betonsperren“.

Im Anschluss referierte Dipl.-Ing. Roland Starke vom Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie (Wien) über die „Verwertung von Aushubmaterial – IST-Stand und geplante Abfall-Ende Verordnung“.

Der Vortrag „Klimawirksame Emissionen beim Bau von Schutzbauwerken“ wurde von Dipl.-Ing. Kilian Heil (BML-Abteilung III/4 – Wildbach- und Lawinenverbauung und Schutzwaldpolitik, Wien) gehalten.

Den Abschluss des Blocks bildete der Vortrag „Vergleich von Bau- und Umweltkosten am Beispiel von Stützkonstruktionen des Verkehrswegebaus“, präsentiert von Dipl.-Ing. Dr. Lars Vollmert (NAUE GmbH, Espelkamp).

Ein weiterer Schwerpunkt der Konferenz lag auf modernen Monitoring-systemen zur Erfassung und Analyse von Naturgefahren. Fortschrittliche Sensorik und digitale Technologien ermöglichen es uns heute, Bewegungen und Veränderungen in geotechnisch sensiblen Bereichen frühzeitig zu erkennen und gezielte Maßnahmen zu ergreifen. Das Thema „Monitoringsysteme bei Naturgefahren“ bildete den Rahmen für den zweiten Vortragsblock der Veranstaltung. Den Vorsitz übernahm Herr Direktor DI Roberto Dinale von der Agentur für Bevölkerungsschutz, Amt für Hydrologie und Stauanlagen, Bozen.

Der erste Vortrag des Blocks, „HangmurenNet – Detektion von Hangmuren und Überwachung von Steinschlag-Schutzbauten“, wurde von Dipl.-Ing. Roland Schmidt (GEODATA Group, Leoben) in Zusammenarbeit mit dem Arbeitsbereich für Geotechnik der Universität Innsbruck gehalten. Ein weiteres gemeinsames Projekt, „Monitoring eines auf mehrteilige Konsolidierungssperren wirkenden Hangdrucks im Passeiertal, Südtirol“, wurde von Dipl.-Ing. Jürgen Schäfer (Agentur für Bevölkerungsschutz, Amt für Hydrologie und Stauanlagen, Bozen) präsentiert.

Im letzten Vortrag des Blocks stellte Flurina Brunold, M.Sc. (BTG, Büro für Technische Geologie AG, Sargans, CH), das Thema „Rutschung Brienz: Eine Zukunft dank Tiefenentwässerung?“ vor.

Der Einfluss der Klimaerwärmung auf Permafrostgebiete bildete einen weiteren zentralen Schwerpunkt. Der dritte Block widmete sich daher dem Thema „Permafrost“. Das Auftauen des Permafrosts erhöht das Risiko von

Hangrutschungen und Felsstürzen, was neue ingenieurtechnische Lösungsansätze erforderlich macht.

Der 3. Vortragsblock mit dem Titel „Permafrost“ stand unter dem Vorsitz von Dipl.-Ing. Gebhard Walter, Sektionsleiter der Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol. Es wurden folgende Vorträge gehalten:

- „Permafrost und Klimawandel – Sind Anpassungen im Naturgefahren- und Risikomanagement notwendig?“ von Prof. Margreth Keiler, Universität Innsbruck, Institut für Geographie.
- „Einfluss des Permafrosts auf Massenbewegungsprozesse und das Monitoring des Zustands des Permafrosts“ von Herrn Niels Hählen, Amt für Wald und Naturgefahren, Kanton Bern, Abt. Naturgefahren, Interlaken (CH).
- „Permafrost Monitoring im Hochgebirge – aktuelle Herausforderungen“ von Prof. Jan Beutel, Institut für Informatik, Universität Innsbruck.
- „Alpine hazards controlled by permafrost and their anticipation: lab & field measurements and the connection to stability models“ von Prof. Michael Krautblatter, Technische Universität München, Lehrstuhl für Hangbewegungen.

Der Schutz vor Steinschlag rückte zunehmend in den Fokus, da durch veränderte Umweltbedingungen die Häufigkeit und Intensität solcher Ereignisse zunehmen. Der abschließende Nachmittagsblock widmete sich daher dem Thema Schutzbauwerke gegen Steinschlag. Den Vorsitz übernahm Frau Franziska Weinzierl, M.Sc., Landesbaudirektion Bayern. Die Vorträge in diesem Block beinhalteten:

- „Ermittlung der Pfahlkräfte bei Fundierungen von Steinschlagschutznetzen“ von Herrn Andreas Lanter (Geobrugg AG, Romanshorn, CH).
- „Fundierung von Stützen in Steinschlagschutzsystemen – Einwirkungen, statische Modelle, Nachweise“ von Dr. Gernot Stelzer (Trumer Schutzbauten GmbH, Oberndorf) und Dr. Axel Volkwein (Trumer Isofer AG, Knonau, CH).
- Der letzte Vortrag „Prüfung von Ösenankerzäunen höherer Bauart“ wurde von Dr. Simon Berger (Universität Innsbruck, AB für Geotechnik)

in Zusammenarbeit mit der Landesbaudirektion Bayern, München und ÖBB-Infrastruktur AG, Wien gehalten.

Diese Konferenz bot eine Plattform für den Austausch zwischen Wissenschaft, Praxis und Politik. Unser besonderer Dank gilt allen Referent:innen, sowie Vorsitzenden die diese Veranstaltung möglich gemacht haben.

Die Veranstaltung 2024 hat erneut gezeigt, wie bedeutend und gewinnbringend die interdisziplinäre und länderübergreifende Zusammenarbeit in diesem Bereich ist. Die laufenden und praxisorientierten Forschungsprojekte des Arbeitsbereichs für Geotechnik spielen eine entscheidende Rolle bei der Entwicklung innovativer Lösungen, um die Herausforderungen im Umgang mit Naturgefahren besser zu bewältigen. Diese Projekte erweitern unser Wissen und tragen dazu bei, die Sicherheit in betroffenen Regionen zu erhöhen. Abschließend möchten wir erneut auf unsere aktuellen Forschungsprojekte hinweisen:

- HagemurenNet, die Vorhersage von seichten Massenbewegungen,
- Steinschlagschutzdämme, Konstruktion und Bemessung,
- Beanspruchung von Steinschlagschutznetzen durch unplanmäßige Extremereignisse,
- Ösenankerzäune, Belastungen und Ausführung,
- Fundierung von Steinschlagschutznetzen,
- Wasserdruck auf Wildbachsperren,
- Kriechdruck auf Wildbachsperren,
- Erosionsverhalten von Dammbaustoffen und Untergrund bei Hochwasserschutzlagen,
- Einwirkungen auf Schutzbauwerke durch Felslawinen,
- zeitabhängige Verhalten von biologisch abbaubaren Geokunststoffen,
- Kriechverhalten von tiefgründigen Massenbewegungen sowie
- die numerische Simulation von Steinschlägen in Kombination mit Felslawinen auf Steinschlagschutznetze.
- DEM – Simulationen

Univ.-Prof. Dipl.-Ing- Dr.habil Robert Hofmann

Sicherheit für die Zukunft!



Trumer Schutzbauten GmbH | Österreich | www.trumer.cc

Eröffnungsvortrag

Nachhaltigkeit und Klimaänderung: Eine Herausforderung des Bevölkerungsschutzes und im Bereich der Wildbachverbauung Südtirol

Fabio de Polo

Direktor, Agentur für Bevölkerungsschutz,
Funktionsbereich Wildbachverbauung, Bozen
fabio.depolo@provincia.bz.it

Die Wildbachverbauung in Südtirol blickt auf eine mehr als ein Jahrhundert alte Tradition der Regulierung der Fließgewässer und des Bodenschutzes zurück. Aktuell beschäftigt sie ca. 200 Arbeiter und 30 Techniker und ist somit der größte Baubetrieb in Südtirol. Im Laufe der Zeit hat sich das Aufgabenspektrum der Wildbachverbauung stetig erweitert, wodurch heute neben der Bautätigkeit Aufgaben im Bereich des Zivilschutzes, der Gefahrenbewertung und der Ereignisdokumentation wahrgenommen werden.

Gerade aufgrund ihrer zentralen Stellung in der Südtiroler Gesellschaft muss sich auch die Wildbachverbauung der größten Aufgabe des 21. Jahrhunderts stellen, nämlich der Bewältigung der Herausforderungen, die der Klimawandel mit sich bringt. Diese Präsentation soll einen Einblick in die Projekte geben, mit denen der Funktionsbereich Wildbachverbauung der Agentur für Bevölkerungsschutz des Landes Südtirol eine Vorreiterrolle in Sachen Nachhaltigkeit übernehmen will und teilweise bereits beschritten hat.

Seit mittlerweile mehr als einem Jahrzehnt verfolgt die Wildbachverbauung kontinuierlich ein Programm zur Renaturierung von Bach- und Flussläufen. An ausgewählten Stellen werden im Einklang mit dem Hochwasserschutz teilweise harte Verbauungsmaßnahmen zurückgenommen und renaturierte Flächen der Förderung der Artenvielfalt bereitgestellt. Die Wanderung von Fischen wird erleichtert, indem unüberwindbare Barrieren wie Querver-

bauungen durch Aufstiegsrampen ersetzt und Niederigwassergerinne in Restwasserstrecken von Kraftwerken realisiert werden.

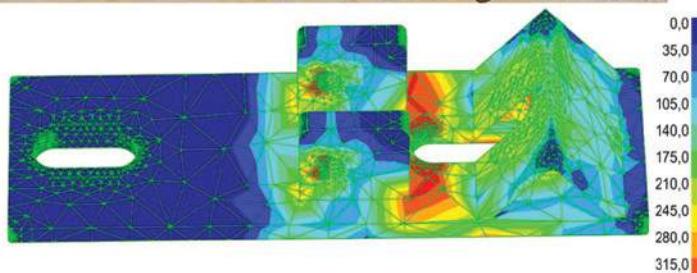
Es werden außerdem drei innovative Projekte gezeigt, die aktuell von der Wildbachverbauung betreut werden; erstmals wird heuer auf einer Baustelle ein nachhaltig produzierter Beton eingesetzt, mit dem der CO₂-Fußabdruck des Bauwerks um über 50 t gesenkt wird. Die Vegetation sowie die Neuphyten auf den Etschdämmen werden seit Dezember 2023 erstmals durch Beweidung mit ca. 100 Schafen gemanagt (siehe Abb. 1). In Zusammenarbeit mit den Arbeitsbereich Geotechnik der Universität Innsbruck und einem privaten Partner werden innovative biologisch abbaubare Geobaustoffe auf einem Testfeld entlang der Etsch getestet.



Abb. 1: Beweidung entlang der Etschdämme mit ca. 100 Schafen

IHRE FRAGESTELLUNG IST UNSERE AUFGABE

Die **POTYKA & Partner ZT GmbH** hat sich auf die Lösung von statisch-konstruktiven Fragestellungen spezialisiert und erbringt Planungs-, Prüfungs- und Beratungsdienstleistungen überwiegend im Tief-, Grund- und Brückenbau. Es ist unser Ziel, mit Erfahrung, modernen Hilfsmitteln sowie der nötigen Innovationsfreude, technische Lösungen anzubieten, die den heutigen Bedürfnissen entsprechen, sich aber auch noch in vielen Jahren als gültige Antwort erweisen sollen. z.B. Prüfung Fußpunktverankerung Steinschlagschutz



WWW.POTYKA-PARTNER.AT
KONSTRUKTIV IST UNSERE STÄRKE

Block 1

Nachhaltige und Klimaneutrale Schutzbauwerke

Vorsitz MR Priv.-Doz. DI Dr. Florian Rudolf-Miklau

Abteilungsleiter BML-Abteilung III/4 – Wildbach- und
Lawinenverbauung und Schutzwaldpolitik, Wien

Ökobilanz von Schutzbauwerken am Beispiel eines Vergleichs von Holz- und Betonsperren¹

Magdalena von der Thannen* und Hans Peter Rauch

Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Ingenieurbiologie und Landschaftsbau (IBLB)

* Vortragende: m.v-d-thannen@boku.ac.at

1 Einleitung

Der Begriff Nachhaltigkeit wurde durch den Forstwirt Hans Carl von Carlowitz im Jahr 1713 geprägt, als er das Dreieck von ökologischem Gleichgewicht, ökonomischer Sicherheit und sozialer Gerechtigkeit beschrieb. Sein Werk „*Sylvicultura Oeconomica*“, mit dem er die nachhaltige Verwendung von Holz forderte, wurde in ganz Europa angenommen (von Carlowitz, 1713). Das Prinzip der Nachhaltigkeit bzw. der nachhaltigen Entwicklung wurde somit aus dem forstlichen Bereich heraus auf viele globale Umweltprobleme bezogen und ist so zu einer grundlegenden Handlungsmaxime in allen Wirtschafts- und Gesellschaftsbereichen geworden. Das zeigt auch die klassische Definition der Brundtland Kommission aus dem Jahr 1987: „*Nachhaltige Entwicklung ist eine Entwicklung, die den Bedürfnissen der heutigen Generation entspricht, ohne die Möglichkeiten künftiger Generationen zu gefährden, ihre eigenen Bedürfnisse zu befriedigen.*“

Basierend auf dem Konzept der Nachhaltigkeit haben sich diverse Methoden entwickelt, welche die Nachhaltigkeit von Produkten und Dienstleistungen bewerten sollen und damit ein Werkzeug zur Unterstützung in Nachhaltigkeitsentscheidungen sind. Eine dieser Methoden ist die Ökobilanzierung (engl.:

1 Die Publikation basiert auf dem Projekt: Energy Balance and Global Warming Potential of Alpine Protective Structures (E-Protect) finanziert durch den Klima- und Energiefonds; Laufzeit: 2015-2018; Projektpartner: BOKU University (Institut für Ingenieurbiologie und Landschaftsbau, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau) und Forsttechnischer Dienst für Wildbach und Lawinenverbauung (WLV).

Life Cycle Assessment, LCA). Eine Ökobilanz kann auf unterschiedliche Systeme angewandt werden, von spezialisierten Produkten bis zu globalen, multinationalen Firmen und ganzen Industrien (ISO 14040, 2009). Dabei werden in erster Linie ökologische Wirkungen bewertet. Soziale und wirtschaftliche Aspekte von Nachhaltigkeit sind aktuell noch durch getrennte, aber verwandte Methoden abgedeckt – social LCA (sLCA) und life-cycle costing (LCC).

Auch in der Baubranche, welche einen großen Anteil an Energie- bzw. Ressourcenverbrauch und Emissionen verursacht, werden zukünftig nachhaltige Strategien an Bedeutung gewinnen. Im Bereich des Hochbaus wird die LCA Methode bereits weitverbreitet angewandt. Auch im Tiefbau gewinnt sie immer mehr an Bedeutung und hält mit der EU-Vergabерichtlinie Einzug in die Ingenieurpraxis. Im Fokus der Publikation liegt ein Vergleich von Bauwerken in Holz und Beton der Wildbach und Lawinenverbauung, welche über ihren Lebenszyklus analysiert werden. Ziel ist die ökologische Bewertung von unterschiedlichen Schutzbauwerken anhand des Energieaufwandes (CED) und der Treibhausgasbelastung (GWP).

2 Normen und Datengrundlagen

Als Anleitung für die Erstellung und Durchführung von Ökobilanzen stehen die Normen ISO 14040 und ISO 14044 zur Verfügung. In diesen Normen sind die Grundsätze, Rahmenbedingungen sowie die Anforderungen an eine Ökobilanz festgelegt. Eine Ökobilanz bezieht sich auf die Umweltaspekte und potenziellen Umweltwirkungen im Verlauf des Lebensweges eines Produktes von der Rohstoffgewinnung über Produktion, Anwendung, Abfallbehandlung, Recycling bis zur endgültigen Beseitigung (ISO 14040, 2009).

Für die Durchführung einer Ökobilanz stehen unterschiedliche Softwarelösungen und Datenbanken zur Verfügung. Im vorliegenden Fallbeispiel wurde die Software OpenLCA (Version 1.4.2) und die Schweizer Datenbank Ecoinvent (Version 2.2, herausgegeben 2007, Schweiz) (Frischknecht et al., 2005) verwendet. Die aus der Schweiz stammenden Datensätze wurden speziell für die in Österreich produzierten Materialien angepasst. Treibstoffverbrauch so-

wie Emissionen von Baumaschinen wurden mangels österreichischer Daten anhand der Schweizer Non-Road-Database (BAFU, 2015) für das Jahr 2015 ermittelt.

3 Ökobilanz von Wildbachbauwerken – Fallbeispiel

Bei dem ausgewählten Fallbeispiel handelt es sich um Konsolidierungsbauwerke des Mauerbodenbaches, einem Teileinzugsgebiet des Oselitzenbaches im Bezirk Hermagor, Kärnten, Österreich.

Das Beispiel untersucht vier Bauwerke in Ortbetonbauweise (siehe Abb. 1), welche der Stabilisierung der Grabeneinhänge und einer Hangrutschung dienen. Die betrachteten Querbauwerke weisen Absturzhöhen von 2,5 bis 4,5 Metern auf. Die Vorfelder bestehen aus Grobsteinschlichtungen, für deren Herstellung Findlingssteine in Ortbeton verlegt wurden. Es wurden fünf Varianten untersucht. Die Variante B1 berücksichtigt die tatsächliche Ausführung in Beton. Bei der Variante B2 werden der Berechnung größere als die tatsächlichen Transportdistanzen zugrunde gelegt. Die Grundlage für die Berechnung der Betonvarianten ist der Baubericht 2006/07 vom Projekt Mauerbodenbach der Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV, 2007).

Die Variante H1 berechnet die in Beton ausgeführten Bauwerke als Holzvarianten, wobei die Abmessungen der Bauwerke unverändert bleiben. Die Variante H2 legt dafür größere Transportdistanzen zu Grunde und die Variante H3 geht von Transportdistanzen aus, wie sie bei der Verwendung von regionalem Holz realistisch erscheinen. Grundlage für die Berechnung der Holzvarianten liefert der Ausführungsnachweis aus dem Jahr 2003 der WLV für eine Regulierung des Jagdhüttengrabens, der ebenfalls im Einzugsgebiet des Oselitzenbaches liegt (siehe Abb. 2). Zur Errichtung dieser Regulierung wurde Robinienholz aus Rumänien verwendet. Die Sperrenvorfelder sind als Grobsteinschlichtungen ausgeführt, wofür Findlinge in Transportbeton verlegt wurden.



Abb. 1 und 2: Errichtete Betonquerbauwerke am Mauerbodenbach aus den Jahren 2006/2007
(aus von der Thannen et al., 2018)

Die folgende Tabelle 1 zeigt nur einen Ausschnitt der Hauptbaustoffe und Geräte für das Fallbeispiel. Eine solche Zusammenstellung wird in der ISO 14040 (2009) als Sachbilanz bezeichnet.

Tabelle 1: Ausschnitt der Sachbilanz (aus von der Thannen et al., 2018)

Baumaterial / Maschine	Einheit	Varianten Beton (B1, B2)	Varianten Holz (H1, H2, H3)
Hartbeton (schwer)	to	1,38	–
Zement CEM II/32,5 N lose (PZ)	to	262,38	–
Betonschotter 0/22	to	1.512,62	–
Grobschlag	to	–	1.254,60
Wegschotter	to	62,40	62,40
Rippenstahl	to	8,64	–
Rundholz MDM > 24	m ³	5,87	178,87
Rippenstahlnägel	kg	24,80	1114,8
LKW + Hiab	Std	100,50	155,50
Schreitbagger	Std	4,50	441,50
Raupendumper	Std	216,00	–
VW Golf	Std	26,00	26,00

Ökobilanz von Schutzbauwerken am Beispiel eines Vergleichs von Holz- und Betonsperren

In Tabelle 2 ist ein Ausschnitt der Transporte sämtlicher Materialien mit den Entfernungen für die zwei Varianten in Betonbauweise (B1, B2) und die drei Varianten in Holzbauweise (H1, H2, H3) dargestellt. Für die Betonbauweise beträgt die durchschnittliche LKW-Transportdistanz 66 km (Variante B1) und 135 km (Variante B2). Bei der Holzbauweise beträgt die durchschnittliche LKW-Transportdistanz 54 km (Variante H1), 114 km (Variante H2) und 45 km (Variante H3).

Tabelle 2: Variation des Fallbeispiels durch Transportdistanzen – Ausschnitt

(aus von der Thannen et al., 2018)

Transportgut	Transport- mittel	Varianten Betonquerwerke			Varianten Holzquerwerke		
		B1	B2	H1	H2	H3	
		tatsächliche Transport- distanzen [km]	erweiterte Transport- distanzen [km]	tatsächliche Transport- distanzen [km]	erweiterte Transport- distanzen [km]	Transport- distanz bei Verwen- dung von regionalem Holz [km]	
Zement	LKW	138	200	–	–	–	
Schotter	LKW	32	100	32	100	32	
Grobschlag	LKW	–	–	18	100	18	
Rippenstahl	LKW	130	300	130	300	130	
Rundholz Lärche	LKW	28	100	–	–	28	
Rundholz Robinie	LKW	–	–	69	100	–	
Rundholz Robinie	Zug	–	–	500	1500	–	
Sonstiges Kleinmaterial	Pritsche	69	100	69	100	69	
Schreitbagger	LKW	38	100	38	100	38	
Dumper	LKW	69	100	–	–	–	
Mischer IMPE 500lt	LKW	69	100	–	–	–	
Zementförder- schnecken	LKW	69	100	–	–	–	
Zementwaagen	LKW	69	100	–	–	–	
Container	LKW	69	100	69	100	69	

Des Weiteren wurden die zu erwartende Lebensdauer und die anzunehmenden Erhaltungs- bzw. Instandhaltungsmaßnahmen aus der Richtlinie „Wirtschaftlichkeitsuntersuchung und Priorisierung von Maßnahmen der Wildbach- und Lawinenverbauung“ (BMLFUW, 2006) entnommen. Die Richtlinie unterstellt für Stahlbetonbauwerke eine Lebensdauer von 80 Jahren und einen jährlichen Instandhaltungssatz von 0,2 % der Herstellungskosten. Der Instandhaltungssatz wurde für die Ökobilanz als jährlicher Prozentsatz der bauwerksbezogenen Herstellungsenergie bzw. ausgestoßenen Emissionen verwendet. Holzbauwerken wird laut dieser Richtlinie eine Lebensdauer von 40 Jahren und ein Instandhaltungssatz von 0,5 % unterstellt. Grobsteinschlichtungen, welche zur Vorfeldsicherung der Querbauwerke erforderlich sind, sind mit einer Lebensdauer von 40 Jahren und mit einem jährlichen Instandhaltungssatz von 1 % der Herstellungskosten angegeben.

4 Ergebnisse

Die Ergebnisse der **Errichtungsphase** für die realen Varianten B1 und H1 zeigen in Bezug auf den **Energieaufwand**, dass bei der Betonvariante v.a. die Herstellung des Ortbetons relevant ist (vgl. Abb. 3), während bei der Holzvariante die Transporte und der Maschineneinsatz auf der Baustelle eine große Rolle spielen. Die gesamte Primärenergie des Betonquerbauwerks beträgt 1.935 GJ und jener der Holzquerbauwerke 990 GJ. Somit ist der gesamte Energieaufwand für die Errichtung der Betonbauwerke ca. doppelt so hoch wie jener der Holzbauwerke. Bei der Verwendung von regionalem Holz (H3) ist eine Verbesserung des Energiebedarfs von 11% gegenüber der ursprünglichen Variante H1 möglich.

In Bezug auf die **Treibhausgase** zeigen die Ergebnisse der **Errichtungsphase** von den realen Varianten B1 und H1 (vgl. Abb. 4), dass beim Betonquerbauwerk die Herstellung des Ortbetons relevant ist. Bei der Holzvariante spielen die Transporte und der Maschineneinsatz auf der Baustelle eine deutlich größere Rolle. Die gesamten Treibhausgasemissionen der Betonbauwerke betragen 278 t CO_{2-äq} und jene der Holzbauwerke 87 t CO_{2-äq}. Im

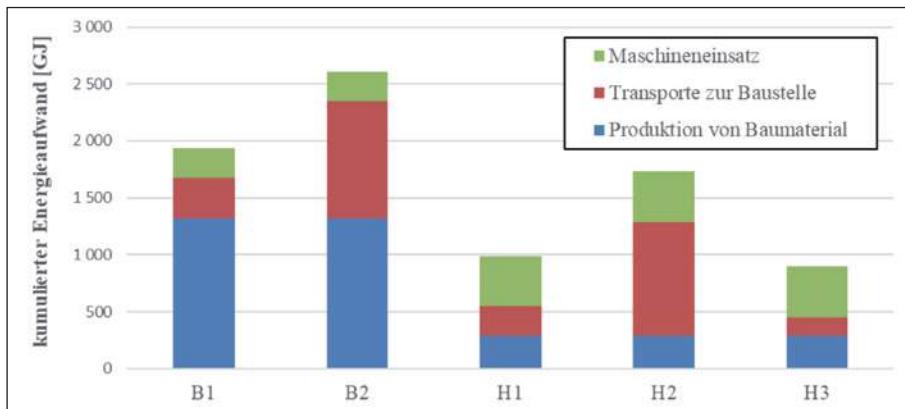


Abb. 3: Energieaufwand der Errichtungsphase für die ausgeführten Varianten B1 und H1 sowie die Varianten mit erweiterten Transportdistanzen (B2 und H2) und der Variante H3 mit geringen Transportdistanzen auf Grund der Verwendung von regionalem Holz (aus von der Thannen et al., 2018)

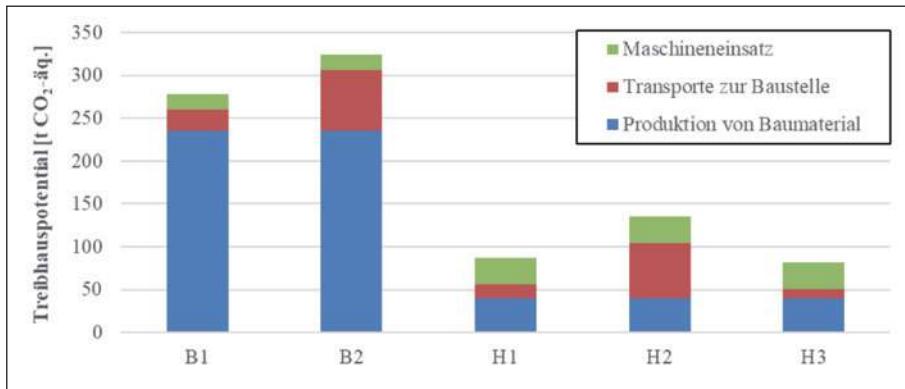


Abb. 4: Treibhausgasemissionen der Errichtungsphase für die ausgeführten Varianten B1 und H1 sowie die Varianten mit erweiterten Transportdistanzen (B2 und H2) und der Variante H3 mit geringen Transportdistanzen auf Grund der Verwendung von regionalem Holz (aus von der Thannen et al., 2018)

Unterschied zur Primärenergie sind die Treibhausgasemissionen der Betonbauwerke somit etwa dreimal höher als jene der Holzbauwerke. Betrachtet

man allerdings nur den Maschineneinsatz auf der Baustelle, so sind die Emissionen bei der Holzbauweise um 12 t CO₂-äq. höher als bei der Errichtung der Betonbauwerke. Der Einfluss der Transportdistanzen auf die CO₂-Belastung kann anhand der Varianten B2 (17% höhere Treibhausgasemissionen in Bezug auf B1) und H2 (56% höhere THG-E in Bezug auf H1) abgelesen werden. Dieses Ergebnis zeigt, dass die Höhe der Treibhausgasemissionen ganz wesentlich von den Transportdistanzen der Baustoffe zur Baustelle abhängen.

Bei der Errichtung der Variante H1 werden im Vergleich zu Variante B1 945 GJ an **Energieaufwand** eingespart. Unter Berücksichtigung des **gesamten Lebenszyklus** (Betrachtungszeitraum von 80 Jahren), in welchem die Holzkästen einmal komplett erneuert werden müssen, weisen beide Varianten einen annähernd gleichen Energieaufwand auf (vgl. Abb. 5). Bei der Variante H2 bilanzieren die Holzquerbauwerke auf Grund der längeren Transportdistanzen nach 80 Jahren um 436 GJ schlechter als die Betonbauwerke (B2). In diesem Fall wäre unter Betrachtung des Primärenergiebedarfs die Betonvariante vorteilhafter.

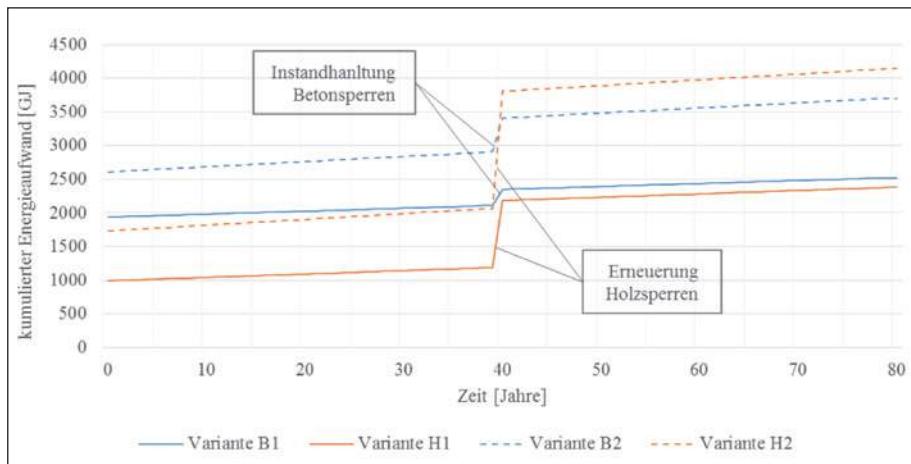


Abb. 5: Energieaufwand der Beton- und Holz-Varianten B1 und H1 (tatsächliche Transportdistanzen) sowie der Varianten B2 und H2 (erweiterte Transportdistanzen) über 80 Jahre (aus von der Thannen et al., 2018)

Beim Vergleich der Varianten B1 und H1 erhält man nach der Errichtung der Bauwerke einen Unterschied in der **Treibhausgasbilanz** von 192 t CO_{2-äq.} zugunsten der Ausführung in Holz. Am Ende eines 80 Jahre umfassenden Betrachtungszeitraums ergibt sich ein Unterschied von nur mehr 135 t CO_{2-äq.} (vgl. Abb. 6). Eine Gegenüberstellung der Varianten B2 und H2 zeigt, dass sich nach 80 Jahren die Differenz von 189 t CO_{2-äq.} auf 102 t CO_{2-äq.} reduziert. Der emissionsbedingte Vorteil von Holzbauwerken gegenüber den Betonbauwerken halbiert sich für die getroffenen Annahmen über den Lebenszyklus.

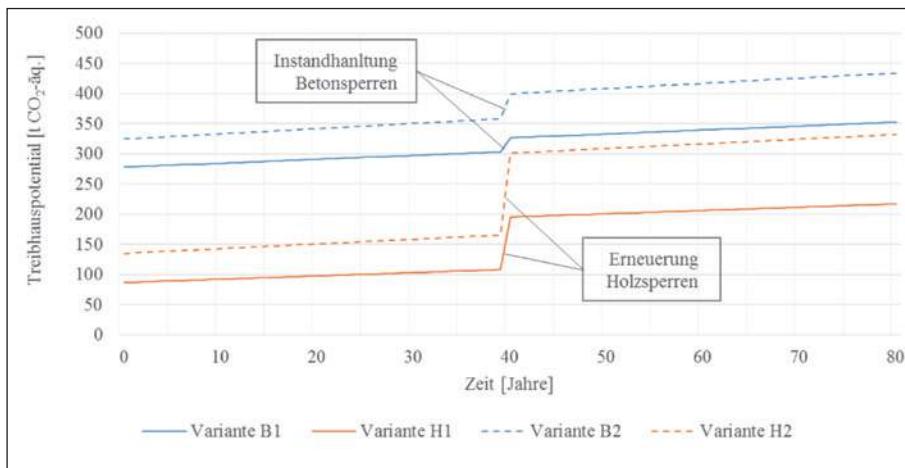


Abb. 6: Treibhausgasemissionen der Beton- und Holz-Varianten B1 und H1 (tatsächliche Transportdistanzen) sowie der Varianten B2 und H2 (erweiterte Transportdistanzen) über 80 Jahre (aus von der Thannen et al., 2018)

5 Schlussfolgerungen

Das Fallbeispiel zeigt, dass Holzbauwerke nicht *per se* „ökologischer“ sind als Betonbauwerke. Die verschiedenen Varianten machen deutlich, dass in der Errichtungsphase die Holzbauwerke im Vergleich zu den Betonbauwerken besser bilanzieren. Unter Berücksichtigung des gesamten Lebenszyklus der Bauwerke sowie der erhöhten Transportwege bilanzieren die Betonwerke hin-

sichtlich des Primärenergiebedarfs besser als die Holzbauwerke. Hinsichtlich Treibhauspotenzial weisen Holzbauwerke auch bei erweiterten Transportdistanzen inkl. Betrachtung des gesamten Lebenszyklus einen Vorteil auf.

Daher empfiehlt es sich, bei der Errichtung von Schutzbauten aus Rundholz auf die Regionalität des Baustoffes und der damit verbundenen geringeren Transportdistanzen Wert zu legen. Mit Hilfe der Ökobilanzierung können die „ökologischen Unterschiede“ quantitativ ermittelt werden. Aufbauend auf diesen Ergebnissen ist es möglich die Baustellenprozesse, die Arbeitsweisen, den Material- und Maschineneinsatz unabhängig vom Baustoff zu optimieren.

Bei der Errichtung von Schutzbauten im Zusammenspiel mit der ingenieurbiologischen Bautechnik kann die Ökobilanz noch bessere Ergebnisse erzielen. Einerseits, weil der Einsatz von regionalem bzw. standortgerechtem Pflanzenmaterial sowieso vorteilhaft ist und andererseits, weil die Vegetation (als lebender Baustoff) auch während der Nutzungsphase CO_2 sequestriert und damit einen positiven Einfluss auf die Gesamtbilanz hat (von der Thannen et al., 2021; von der Thannen et al. 2017).

Eine Ökobilanz kann als Steuerungsinstrument für die Planungs- und Ausführungsentscheidungen beim Bau von Schutzbauten genutzt werden und somit zur Minimierung von Umweltauswirkungen eingesetzt werden. Sie ist bestens geeignet, um einen aktiven Beitrag zur Umsetzung von Klimawandlungsstrategien zu leisten.

Literatur

- [1] von Carlowitz, H.C. (1713): *Sylvicultura Oeconomica*, Johann Friedrich Braun Verlag, Leipzig
- [2] WECD – World Commission on Environment and Development (1987): *Our common Future*. Oxford University Press
- [3] DIN EN ISO 14040 (2009): *Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen; Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework*. (Stand: November 2009 ed.). Berlin: Beuth.

- [4] Von der Thannen, M., Paratscha, R., Smutny, R., Strauss, A., Hufnagl, H., Lampalzer, T., Rauch, H.P. (2018): Zur Ökobilanz von Schutzbauwerken. Ein Fallbeispiel mit Varianten. In: Wildbach- und Lawinenverbau. Zeitschrift für Wildbach-, Lawinen-, Erosions-, und Steinschlagschutz. 82. Jg. H. 182, S. 282–303. Bregenz, Verein der Diplomingenieure der Wildbach- und Lawinenverbauung Österreichs
- [5] DIN EN ISO 14044 (2006): Umweltmanagement – Ökobilanz – Anforderungen und Anleitungen; Environmental management – Life cycle assessment – Requirements and guidelines (ISO 14044:2006). Berlin: Beuth.
- [6] Frischknecht, R., Jungbluth, N., Althaus, H.-J., Doka, G., Dones, R., Heck, T., Hellweg, S., Hischier, R., Nemecek, T., Rebitzer, G., Spielmann, M. (2005): The ecoinvent database: overview and methodological framework. International Journal of Life Cycle Assessment, Vol. 10, S. 3–9
- [7] BAFU (2015): Online Non-Road-Datenbank, Bundesamt für Umwelt BAFU, <https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/luft/zustand/non-road-datenbank.html>, zuletzt abgerufen am 22.03.2018
- [8] BMLFUW (2006): Richtlinien für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung und Priorisierung von Massnahmen der Wildbach- und Lawinenverbauung gemäss § 3 Abs. 2 Z 3 Wasserbautenförderungsgesetz 1985. Teil I: Kosten-Nutzen-Untersuchung (KNU) und standardisierte Nutzenuntersuchung. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Sektion Forstwesen, Wien
- [9] WLW; Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung (2007): Baubericht 2006; Baubericht 2007; Baubericht 2006/07; Ausführungsnachweise Oseilitzenbach / Mauerbodenbach; unveröffentlicht.
- [10] von der Thannen, M., Hoerbinger, S., Paratscha, R., Smutny, R., Lampalzer, T., Strauss, A., Rauch, H.P. (2017): Development of an environmental life cycle assessment model for soil bioengineering constructions. European Journal of Environmental and Civil Engineering, <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1369460>
- [11] von der Thannen, M., Hoerbinger, S., Muellebner, C., Biber, H., Rauch, H.P. (2021): Case study of a water bioengineering construction site in Austria. Ecological aspects and application of an environmental life cycle assessment model. Int. J. Energy Environ., Eng. 12, S. 599–609. <https://doi.org/10.1007/s40095-021-00419-8>

Geplante Abfall-Ende Verordnung für Aushubmaterial

Roland Starke

Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie, Abteilung V/6, Wien, Österreich
roland.starke@bmk.gv.at

1 Qualitätenverteilung und Entsorgungswege

Pro Jahr fallen in Österreich mehr als 40 Millionen Tonnen Aushubmaterial als Abfall an, wobei fast 35 Mio. Tonnen als nicht verunreinigtes Bodenaushubmaterial (also weitgehend natürlich gewachsener Boden oder Untergrund) anzusehen ist. Die folgende Abbildung zeigt Aufkommen, Massenverteilung und Verbleib auf die verschiedenen Qualitätsklassen gemäß Bundes-Abfallwirtschaftsplan 2023:

Tabelle 1: Aufkommen, Qualitätenverteilung und Verbleib von nicht verunreinigtem Bodenaushubmaterial (Daten aus Bundes-Abfallwirtschaftsplan 2023)

	Aufkommen	Verwertung (korr.) ¹	Deponierung	Quote Verwertung korrig.	Quote Deponierung korrig.
31411 29 Bodenaushub Qualität BA	19.368.000t	4.648.000t	14.720.000t	24 %	76 %
31411 30 Bodenaushub Qualität A1	2.852.000t	1.603.000t	1.249.000t	56 %	44 %
31411 31 Bodenaushub Qualität A2	11.182.000t	5.722.000t	5.460.000t	51 %	49 %
31411 32 Bodenaushub Qualität A2-G	1.478.000t	1.178.000t	300.000t	80 %	20 %
Gesamt	34.880.000t	13.151.000t	21.729.000t	38 %	62 %

¹ Bezuglich der Differenz aus den Meldungen zu Aufkommen, Verwertung und Deponierung wurde zur Berechnung der Quote angenommen, dass diese Differenzmassen einer Verwertung zugeführt wurden.

Aus dieser Aufstellung ergibt sich, dass mehr als 60% des nicht verunreinigten Bodenaushubmaterials deponiert wird, bei der Qualitätsklasse A1 (idR humose Oberböden) werden nur 50% einer stofflichen Verwertung (idR als Rekultivierungsmaterial) zugeführt. Eine vermehrte Verwertung von nicht verunreinigtem Aushubmaterial hätte aufgrund der enormen Massen ein großes Potential zur Einsparung mineralischer (Primär)Ressourcen bei gleichzeitiger Schonung entsprechenden Deponieraums.

2 Rechtlich/Formale Ausgangslage

Aushubmaterial ist grundsätzlich als Abfall zu sehen, da sich dessen Besitzer (Bauherr) in der Regel des Materials entledigen will (subjektive Abfalleigenschaft). Eine definierte Ausnahme wurde im AWG §3 festgelegt, nach der nicht verunreinigtes Bodenaushubmaterial, das in seinem „natürlichen Zustand“ vor Ort für Bauzwecke verwendet wird, keinen Abfall darstellt. Gemäß eines Erkenntnisses des EUGH („Porr-Urteil“) kann Aushubmaterial auch als Nebenprodukt gesehen werden.

3 Ziele der Aushubverordnung

Hauptziel der Aushubverordnung ist die Schaffung einer für die Baupraxis praktikablen, recht-sicheren Möglichkeit, nicht verunreinigtes Bodenaushubmaterial der „besten“ Qualitäten – also ohne relevante Schadstoffgehalte – aus dem Abfallregime zu entlassen und damit möglichst einfach einer stofflichen Nutzung zuzuführen. Im Zuge dessen soll grundsätzlich die Verwertung sämtlicher (auch schadstoffbelasteten) Aushubmaterialien im Verordnungsrang geregelt werden und allgemeine Behandlungspflichten für Aushubtätigkeiten festgelegt werden.

4 Inhalte der Aushubverordnung

Ausgegangen wird bei der geplanten Aushubverordnung vom bereits bewährten Behandlungsgrundsatz „Aushubmaterialien“ des Bundes-Abfallwirtschaftsplans 2023 (Kapitel 4.9.) das bereits bisher den Stand der Technik für die Verwertung und Behandlung von Aushubmaterialien darstellt. Insbesondere die Vorgaben zur grundlegenden Charakterisierung, die Verwertungsklassen sowie die korrespondierenden Parameter und Grenzwerte können hier weitgehend übernommen werden.

4.1 Festlegung der einzelnen Verwertungswege:

Unabhängig von einem vorzeitigen Abfall-Ende sind hier zunächst alle zulässigen Verwertungswege für Aushubmaterial grob zu systematisieren, es soll unterschiedenen werden in:

- Verwendung für Erdbaumaßnahmen
- Verwendung zur Bodenrekultivierung/Bodenverbesserung
- Verwendung zur Kompostierung / Herstellung von Komposterden/Kultursubstraten
- Herstellung von Gesteinskörnungen (inkl. Gesteinskörnungen für Beton/Asphalt)
- Herstellung sonstiger Baustoffe (z.B. Lehmziegel)
- Verwendung als Industriemineral in industriellen Herstellungsprozessen

Für jede dieser Verwertungswege sollen in einem Anhang die jeweils zulässigen Abfallarten (die auf Grund von Art und Qualität des jeweiligen Aushubmaterials zugeordnet werden müssen) festgelegt werden.

Als Sonderregelungen sollen sowohl die Kleinmengenregelung für nicht verunreinigtes Bodenaushubmaterial als auch Vorgaben zur direkten Verwertung von Aushubmaterial der Qualitätsklasse BA (nicht verunreinigtes Bodenaushubmaterial mit Hintergrundbelastung) in adaptierter Form vom bisherigen Kapitel des Bundes-Abfallwirtschaftsplans übernommen werden.

4.2 Vorzeitiges Fall-Ende

Nicht verunreinigtes Bodenaushubmaterial der Qualitätsklassen A1, A2 sowie A2-G soll für die jeweils zulässigen Verwertungswege (ins. Rekultivierung, Erdarbeiten etc.) nach entsprechender Meldung direkt nach dem Aushub die Abfalleigenschaft verlieren. Für nicht verunreinigtes Bodenaushubmaterial der Qualitätsklasse BA soll ein vorzeitiges Abfall-Ende nur bei Verwendung zur Herstellung von Asphalt oder Beton sowie als Industriemineral (zB: Flussmittel in der Eisen- und Stahlindustrie, Stabilisator in der Glasindustrie) möglich sein.

Kein vorzeitiges Abfall-Ende soll es für ungebundene Anwendungen mit Material der Qualitätsklasse BA sowie für Kleinmengen gemäß Kleinmengenregelung geben. Für Material von Kleinmengen sollen aber nach einer grundlegenden Charakterisierung (in der Regel als Haufen gemäß ÖNORM S2127) bei Einhaltung der entsprechenden Qualität auch ein vorzeitiges Abfall-Ende möglich sein.

Das vorzeitige Abfall-Ende ist dem Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie vom Abfallbesitzer für ein konkretes Aushubmaterial mit Übermittlung des Beurteilungsnachweises (Gutachtens) zu melden – ein elektronisches Meldesystem ist dafür in Ausarbeitung. Das vorzeitige Abfall-Ende soll mit der ordnungsgemäßen Meldung und dem Aushub (falls nicht schon ausgehoben) eintreten; das aushebende Unternehmen übernimmt dabei keinen Abfall mehr und muss auch kein befugter Sammler/Behandler sein.

4.3 Allgemeine Behandlungspflichten

Im Zuge der Aushubverordnung sollen allgemeine Behandlungspflichten festgelegt werden, so soll für große Aushubvorhaben ein entsprechendes Materialkonzept, das die diversen (möglichst hochwertigen) Verwertungswege der Aushubmaterials bereits im Vorfeld untersuchen und bewerten soll, verpflichtend zu erstellen sein. Weitere Vorgaben sollen die getrennte Erfassung des Rückpralls im Tunnelvortrieb sowie eine abfallchemische Aufsicht im Fall des

Aushubs von Böden oder Untergrund unterschiedlicher Qualitäten bzw. Verunreinigungen umfassen.

Literatur

Bundes-Abfallwirtschaftsplan 2023 Teil 1; Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie 2023; https://www.bmk.gv.at/themen/klima_umwelt/abfall/aws/bundes_awp/bawp2023.html

Klimawirksame Emissionen beim Bau von Schutzbauwerken

Wolfgang Lexer¹, David Fritz¹, Emile Van Eygen¹,
Martina Offenzeller¹, Kilian Heil^{2,*}

¹ Umweltbundesamt GmbH, Wien

wolfgang.lexer@umweltbundesamt.at

² Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft,
Abteilung III/4 – Wildbach- und Lawinenverbauung und Schutzwaldpolitik, Wien

* Vortragender: kilian.heil@bml.gv.at

1 Die Ausgangslage

Im Schutz vor Naturgefahren ist es notwendig, sich aktiv mit den Herausforderungen des Klimawandels auseinanderzusetzen und Möglichkeiten zur Reduzierung der Treibhausgasemissionen im Geschäfts- und Baubetrieb zu erkunden. Dabei strebt der forsttechnische Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) an, eine Vorreiterrolle im Bereich des Klimaschutzes im öffentlichen Dienst einzunehmen. Im Rahmen eines strategischen Prozesses werden klimaneutrale und klimaangepasste Schutzleistungen definiert und mit klaren Zielen und Maßnahmen versehen. Das Ziel eines klimaangepassten Dienststellen- und Baustellenbetriebs beinhaltet die Durchführung von Arbeiten zur Treibhausgasbilanzierung und -minderung unter besonderer Berücksichtigung von Aspekten der Kreislaufwirtschaft.

Der Bund erbringt durch die Umsetzung von Maßnahmen zur Verbesserung der Sicherheit und Lebensqualität sowie zur Minimierung der Risiken durch Naturgefahren wesentliche Schutzleistungen für Menschen, Umwelt und Sachwerte. In Anbetracht des begrenzten Dauersiedlungsraums in Österreich, bedingt durch die natürliche Geographie, wäre ein risikoarmes Siedeln, Leben und Wirtschaften vielerorts ohne diese Schutzmaßnahmen nicht möglich.

Durch den Klimawandel verändern sich die Häufigkeit, Intensität und räumliche Ausprägung von Hochwasser- und Naturgefahrenprozessen. Angepasste bauliche und nicht-bauliche Schutzmaßnahmen spielen daher eine entscheidende Rolle bei der Anpassung an die Folgen des Klimawandels. Gleichzeitig verursachen die Herstellung, Instandhaltung und Modernisierung der Schutzinfrastruktur sowie der Betrieb von Dienststellen und Baustellen erhebliche Treibhausgasemissionen.

Da die Herstellung und der Betrieb von Schutzleistungen mit einem erheblichen Ressourcen- und Energieeinsatz verbunden sind und somit Auswirkungen auf das Klima haben, ist eine Status-quo-Bestimmung der Materialströme und Treibhausgasemissionen wichtig, um eine Größenordnung der Emissionen als Entscheidungsgrundlage für mögliche Minderungsmaßnahmen zu haben. Auf dieser Basis können Klimaschutz- und Kreislaufwirtschaftskonzepte entwickelt sowie Ziele und Maßnahmen zur Zielerreichung festgelegt werden.

2 Die Studie

Die vorliegende Studie untersucht die Materialflüsse und Treibhausgasemissionen im Kontext einer Organisation mit 28 Dienststellen und eigenem Baubetrieb in Österreich. Das Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft, Abteilung III/4 – Wildbach- und Lawinenverbauung und Schutzwaldpolitik, beauftragte die Umweltbundesamt GmbH mit der Untersuchung, bei der Daten- und Rechtsgrundlagen erhoben und ausgewertet wurden, um daraus eine Wissensbasis und Fachbeiträge für zielführende Wege und Maßnahmen zur Reduzierung klimaschädlicher Emissionen zu entwickeln und schrittweise umzusetzen.

Ziel der Studie war die Bilanzierung und Analyse der Stoffflüsse, des Materialeinsatzes und der Treibhausgasemissionen der Dienststellen (Gebietsbauleitungen), Bauhöfe und Baustellen (Schutzbauwerke) für ein Referenzjahr.

3 Methodik

Für die Materialbilanz wurde eine angepasste Form der Stoffflussanalyse gemäß den Normen ÖNORM S 2096-1 und ÖNORM S 2096-2 angewendet. Die Bilanzierung der Treibhausgasemissionen für die WLV orientierte sich an international anerkannten Standards wie der ISO 14064-1 und den Richtlinien des Greenhouse Gas Protocols (GHG). Die Berechnungen wurden mithilfe des Modells GEMIS-Österreich durchgeführt und durch Emissionsdaten aus einer international anerkannten Datenbank (ecoinvent) ergänzt.

Gemeinsam mit ExpertInnen der untersuchten Organisation wurde ein klar definierter Rahmen für die Untersuchung festgelegt, einschließlich der Identifizierung der relevanten Prozesse und Bereiche, die analysiert werden sollen. Bei der Bilanzierung wurden sämtliche treibhausgaswirksamen Emissionen erfasst, die von den Dienststellen, Bauhöfen und Baustellen bei der Errichtung von Schutzbauwerken und im Maßnahmenbetrieb emittiert werden. Diese Emissionen wurden in CO₂-Äquivalenten (CO₂-eq) ausgewiesen. Die Berechnung und Ausweisung der Treibhausgasemissionen erfolgte gemäß international üblicher Systematik in drei unterschiedlichen Bereichen, den so genannten „Scopes“ (siehe Abbildung 1).

- Scope 1 umfasst alle direkten Emissionen, die durch die Organisation selbst verursacht werden. Hierzu zählen Treibhausgasemissionen, die beispielsweise durch den Eigenfuhrpark sowie durch Heizungen und Klimaanlagen entstehen.
- Scope 2 erfasst Emissionen, die durch den Zukauf von Strom, Wärme, Dampf oder Kälte anfallen.
- Scope 3 berücksichtigt die Emissionen aller vor- bzw. nachgelagerten Prozesse und Unternehmensbereiche. Hierunter fallen jene indirekten Emissionen, die durch Energie- und Materialherstellungsprozesse, Strom- oder Treibstoffherzeugung, Abfallverwertung oder -entsorgung sowie den Pendelverkehr der Mitarbeiter entstehen.

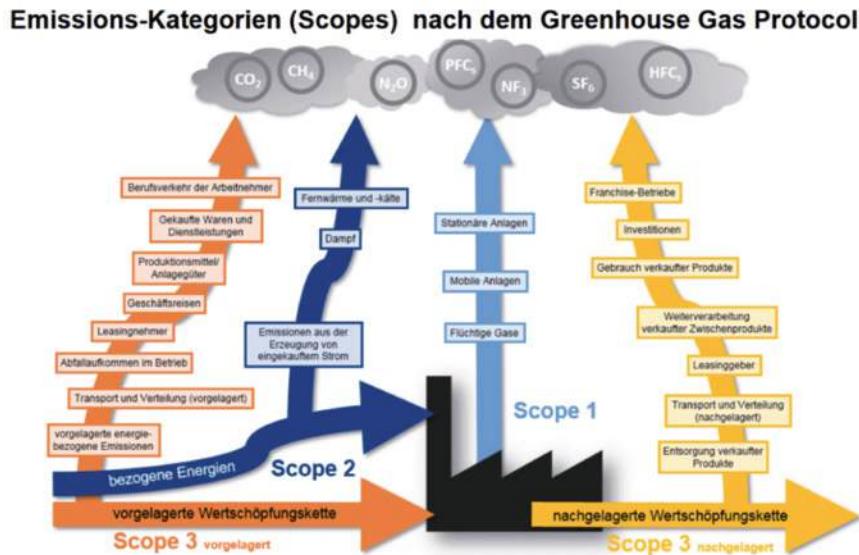


Abbildung 1: Übersicht über Geltungsbereiche (Scopes) und Emissionskategorien von Unternehmen und Organisationen entlang der Wertschöpfungskette nach dem Greenhouse Gas Protokoll

Für zwei exemplarische Dienststellen wurden umfassende Bilanzen erstellt, um die spezifischen Treibhausgasemissionen und Materialflüsse zu quantifizieren und zu analysieren.

Auf Basis der Ergebnisse der Modell-Dienststellen wurde eine Methode entwickelt, um die Ergebnisse auf die gesamte Organisation zu übertragen (Up-Scaling) und so eine gesamthafte Bilanz zu erstellen, mit einem besonderen Fokus auf die Baustellen und Schutzbauwerke im Referenzjahr.

4 Ergebnisse

Aus den Ergebnissen der Materialflussanalyse und der Treibhausgasberechnung wurden rund 70 treibhausgasrelevante Materialien, die auf Baustellen und bei Schutzbauwerken eingesetzt werden, identifiziert und anschließend die Gesamt-Treibhausgas-Bilanz für ein Referenzjahr (2019) erstellt.

Die Ergebnisse für die beiden exemplarischen Dienststellen (Abbildung 2) zeigen, dass Treibstoffe für den Eigenfuhrpark sowohl auf der Input- als auf der Output-Seite dominieren. In diesem konkreten Beispiel ist in der Dienststelle A ein signifikanter Einsatz von Stahl für den Ersatz von Baumaterialien und -geräten (z.B. Schalungen, Spundwandbohlen, mobile Steinschlagschutznetze) dargestellt. Bei den Dienststellen und auf den Bauhöfen tritt am wesentlichsten die Automobilität (Eigen- und Fremdfuhrpark sowie der Pendelverkehr) zu den Treibhausgasemissionen bei.



Abbildung 2: Stoffflussbild: Materialeinsatz und Abfallproduktion der Dienststellen und Bauhöfe im Referenzjahr. Die Materialien auf der linken Seite werden zugeführt und „gespeichert“, und die Materialien auf der rechten Seite werden abgeführt oder „verbraucht“.

Auf den Baustellen (Abbildung 3) dominieren Gestein und Beton massenmäßig und weitere Baumaterialien spielen mengenmäßig nur eine untergeordnete Rolle. In den Diagrammen ist auch ersichtlich, dass es zu keinen Outputs von Baumaterialien kommt. Es werden hauptsächlich neue Schutzbauwerke errichtet und Aushub- und Abbruchmaterialien werden soweit wie möglich gleich bei der Errichtung wiedereingesetzt.

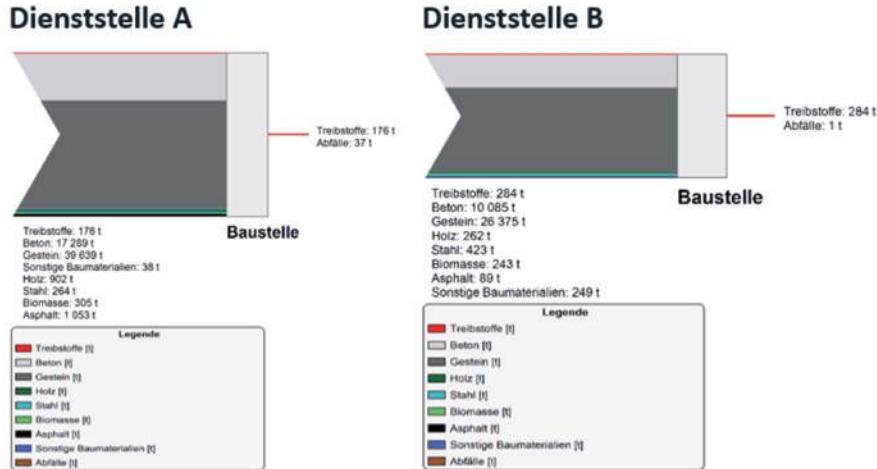


Abbildung 3: Stoffflussbild: Materialeinsatz und Abfallproduktion der Dienststellen und Bauhöfe im Referenzjahr. Die Materialien auf der linken Seite werden zugeführt und „gespeichert“, und die Materialien auf der rechten Seite werden abgeführt oder „verbraucht“.

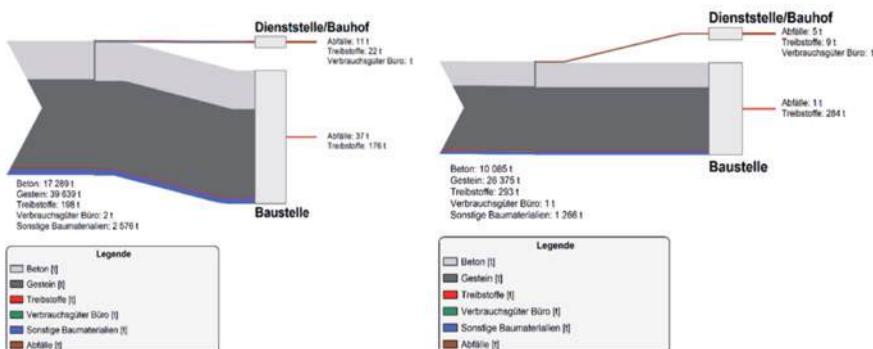


Abbildung 4: Stoffflussbild: Materialeinsatz und Abfallproduktion der Dienststellen, Bauhöfe und Baustellen im Referenzjahr. Die Materialien auf der linken Seite werden im Bauwerk „gespeichert“, und die Treibstoffe (in Form von Abgasen) und Abfälle auf der rechten Seite entstehen bei der Errichtung der Bauwerke.

Bei der Betrachtung der Ergebnisse für die Dienststellen, Bauhöfe und Baustellen (Abbildung 4) zeigte sich, dass mehr als 90 % der Treibhausgasemissionen bei der Errichtung von Schutzbauwerken auf den Baustellen entstehen. Hauptverursacher dabei sind der Einsatz von Beton, Diesel, Stahl sowie Steinen und Schotter. Dem Dienstbetrieb fallen nur weniger als 10 % der treibhausgaswirksamen Emissionen zu.

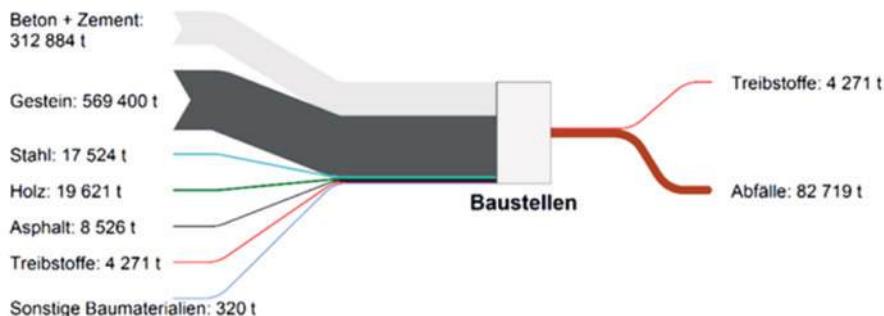


Abbildung 5: Stoffflussbild der Gesamtorganisation im Referenzjahr: Materialeinsatz und Abfallproduktion bei der Herstellung von Schutzelementen (Baustellen) der Gesamtorganisation im Bilanzjahr 2019. Die Materialien auf der linken Seite werden im Bauwerk „gespeichert“, und die Treibstoffe (in Form von Abgasen) und Abfälle auf der rechten Seite entstehen bei der Errichtung der Bauwerke.

Im Referenzjahr 2019 wurden in der Gesamtorganisation gemäß den Aufzeichnungen etwa 930.000 Tonnen Material in Schutzbauwerken eingesetzt (Tabelle 1). In der Bilanzierung bilden Gestein und Beton massenmäßig die weitaus wichtigsten Inputs. Die Treibhausgasemissionen, die sich aus dem Verbrauch der 930.000 Tonnen Material im Jahr 2019 ergaben, beliefen sich auf insgesamt rund 105 Kilotonnen (kt) CO₂-Äquivalente. Mit rund 51 kt CO₂-eq Emissionen stammt der größte Beitrag (48 %) vom eingesetzten Beton, und rund 29 kt an THG Emissionen (27 %) entstehen durch den eingesetzten Stahl. Der Dieseleinsatz bedingt 16 kt an THG Emissionen bzw. 16 % aller Emissionen. Schotter und Steine bilden die höchsten Beiträge zur Massenbilanz, spielen aber eine geringere Rolle bei der Emissionsbilanz.

Tabelle 1: Materialeinsatz und THG-Emissionen auf allen Baustellen im Referenzjahr

GESAMTOrganisation	Tonnen Material	Tonnen CO ₂ -äq
Beton oder Zement	312 900	51 100
Treibstoffe	4 300	16 300
Stahl	17 400	28 800
Mineralik	569 400	6 200
Asphalt	8 500	800
sonstiges (Holz, Verbundstoffe)	20 000	2 300
Summe	932 500	105 500

Die in der Studie erarbeiteten Bilanzierungsergebnisse sowie ein bereitgestelltes Bilanzierungstool sollen Entscheidungstragende und Fachpersonal bei zukünftigen Planungen von Schutzbauwerken sowie der Organisation von Dienststellen, Bauhöfen und Baustellen unterstützen. Es soll Möglichkeiten zum Klimaschutz und zur kreislaufwirtschaftlichen Optimierung des stofflichen Ressourcenmanagements aufzeigen und dazu anregen, Treibhausgasemissionen künftig noch wirksamer zu reduzieren.

5 Zusammenfassung

Die vorgelegte Studie führt erstmalig eine Bilanzierung und Analyse der Materialflüsse und Treibhausgasemissionen für ein aktuelles Referenzjahr durch und zeigt Optionen zur weiteren Minderung von Treibhausgasemissionen und zur Optimierung des Ressourcenmanagements auf. Damit stellt die Studie eine Wissensgrundlage, ein unterstützendes Bilanzierungstool, Entscheidungshilfen und Produkte zur internen Kommunikation bereit.

6 Ausblick

Um fundierte Aussagen zur „Klimaneutralität“ einer Organisation wie der WLV treffen zu können, ist es erforderlich, einige Voraussetzungen zu erfüllen. Erste Grundlagen sind eine nachvollziehbare, umfassende und aktuelle THG-Bilanzierung des Betriebes für ein aktuelles Bilanzjahr sowie Detailbetrachtungen zu den Schutzleistungen. Darauf aufbauend sollte ein umfangreicher Klimaschutzplan bzw. eine Klimastrategie entwickelt und umgesetzt werden. Mittel- und langfristig ist ein effektives und regelmäßiges Monitoring von THG-Emissionen und der Maßnahmenwirksamkeit notwendig. Für eine glaubwürdige Kommunikation der „Klimaneutralität eines Betriebes“ nach außen ist ein Reviewprozess durch unabhängige Dritte wichtig. Kompensation wird als „end-of-pipe“ Maßnahme gesehen und kommt erst zur Anwendung, wenn alle anderen Optionen zur Vermeidung und Verringerung von THG-Emissionen ausgeschöpft sind. Alle genannten Anforderungen tragen zu einer verantwortungsvollen Darstellung und Kommunikation von Klimaschutzambitionen bei.

Literatur

- [1] Austrian Standards, 2005a. ÖNORM S 2096-1 Stoffflussanalyse – Teil 1: Anwendung in der Abfallwirtschaft – Begriffe.
- [2] Austrian Standards, 2005b. ÖNORM S 2096-2 Stoffflussanalyse – Teil 2: Anwendung in der Abfallwirtschaft – Methodik.
- [3] ecoinvent v3.8. Life cycle inventory database. <https://ecoinvent.org/the-ecoinvent-database/data-releases/ecoinvent-3-8/#1610466712187-116a7c04-45b2>
- [4] GEMIS – Globales Emissions-Modell Integrierter Systeme Österreich 5.0. <https://www.umweltbundesamt.at/angebot/leistungen/angebot-cfp/gemis>
- [5] GHG-Protocol – Greenhouse Gas Protocol. Standards und Leitfäden für die THG-Bilanz. <https://ghgprotocol.org/companies-and-organizations>
- [6] ISO – International Organization for Standardization, 2018. ISO 14064-1 Treibhausgase – Teil 1: Spezifikation mit Anleitung zur quantitativen Bestimmung und

- Berichterstattung von Treibhausgasemissionen und Entzug von Treibhausgasen auf Organisationsebene (ISO 14064-1:2018). Genf.
- [7] WLV – Wildbach- und Lawinenverbauung, 2019. Sammelbauberichte der 21 Gebietsbauleitungen für das Jahr 2019
 - [8] Lexer, W. et al., 2022. WLV-Fachstrategie 2025: Unterstützung und fachliche Beiträge zum Fachschwerpunkt „Klimaneutrale und klimaangepasste Schutzleistungen“. Ergebnis- und Tätigkeitsbericht (intern) der Umweltbundesamt GmbH an das BML. Wien, Juli 2022.

Vergleich von Bau- und Umweltkosten am Beispiel von Stützkonstruktionen des Verkehrswegebaus

Theresa Wittl¹, Silvio Klügel¹, Lars Vollmert^{2,*} und
Henning Ehrenber²

¹ GEPRO Ingenieurgesellschaft, Dresden

² Naue GmbH & Co. KG, Espelkamp

* Vortragender: lvollmert@naue.com

1 Einleitung

Bei eingeschränkten Platzverhältnissen müssen Geländesprünge durch Stützkonstruktionen gesichert werden. Dabei werden Bauweisen genutzt, die auch bei Schutzbauwerken gegen Naturgefahren zum Einsatz kommen, wie z. B. bei Steinschlagschutzwällen und Bauwerken zur Leitung von Murgängen. Die Bewertung, welche Bauweise die projektspezifisch ökologischere, nachhaltigere und langfristig gesehen auch kostengünstigere ist, erfordert umfangreiche Betrachtungen. Eine Bewertungsmethode ist die Methode der ökologischen Knappheit mit der Ermittlung von Umweltbelastungspunkten. Am Beispiel der Gegenüberstellung von zwei Bauweisen für Geländesprünge, in diesem Fall unter Bahnlasten, wird die Methode im Nachfolgenden angewendet. Dabei werden geotechnische, wirtschaftliche und ökologische Aspekte berücksichtigt. Zudem werden die Ergebnisse nach einem Vorschlag des Umweltbundesamtes monetär bewertet. Es erfolgt eine Gegenüberstellung der Gesamtkosten beider Methoden, inklusive Umweltkosten, als Grundlage für Diskussionen. Die vollständigen Randbedingungen und Ergebnisse sind bei Wittl et al. (2024) angegeben.

2 Ziel und Untersuchungsrahmen

2.1 Überblick und Ziel der Ökobilanzierung

Ziel dieser Ökobilanz ist der Vergleich zweier Bauweisen zur Sicherung eines 4,0 m hohen Geländesprungs. Wesentlicher Ausgangspunkt einer Ökobilanzierung ist die Definition der funktionalen Einheit des zu betrachtenden Bauwerks. Insbesondere bei einer vergleichenden Ökobilanzierung kommt diesem Aspekt eine wesentliche Bedeutung zu, da für beide Bauweisen eine vergleichbare und im Idealfall gleichwertige Funktion gegeben sein sollte.

In diesem Beispiel, einem neu zu bauenden Eisenbahndamm, kann auf zwei vollständig und unter gleichen Einwirkungen durchgerechnete Beispiele zurückgegriffen werden, die im Handbuch „Erdbauwerke der Bahnen“ (Göbel et al., 2022) dargestellt und dokumentiert sind. Dieses sind eine geogitterbewehrte Stützkonstruktion (gbS) und eine Stahlbeton-Winkelstützmauer (WSM).

Als funktionelle Einheit wurde daraus ein 100 m langes Stützbauwerk an einem neu zu errichtenden Eisenbahndamm für eine Lebensdauer von mindestens 50 Jahren abgeleitet. Für die Berechnungen wird davon ausgegangen, dass beide Stützbauwerke die gleiche Lebensdauer haben und diese somit für die Bilanzierung nicht ausschlaggebend ist.

Neben den bahnspezifischen Anforderungen und Einwirkungen wurden in Göbel et al. (2022) folgende allgemeine Randbedingungen für die Standsicherheitsberechnungen definiert:

- Bemessungssituation BS-P
- Bemessung der gbS nach Ril 836 (2022), EBGEO (2019) und DIN 1054:2021-04
- Bemessung der WSM nach Ril 836 (2022), DIN 1054:2021-04 und 4085:2017-08

2.2 Untersuchungsrahmen und Systemgrenzen

2.2.1 Untersuchungsrahmen

In Anlehnung an die DIN EN 15804 sowie die DIN EN ISO 14040 und DIN EN ISO 14044 wurde eine Bilanzierung über den gesamten Lebenszyklus (von der Wiege bis zur Bahre) der Stützkonstruktion angestrebt. Auf die Betrachtung der Lebenszyklusphasen B1 bis B7 (Nutzungsphase) wurde verzichtet, da davon ausgegangen wird, dass sich diese Phasen bei den beiden Varianten nicht wesentlich unterscheiden. Somit wurden die Lebenszyklusphasen A1-3 (Herstellungsphase), A4-A5 (Bauphase inkl. Transport) und C1-C4 (Entsorgungsphase) bilanziert. Erweiternd wurde auch die Phase D (Vorteile und Belastungen außerhalb der Systemgrenzen) hinzugezogen, um eventuelle Vorteile einer WSM, wie z. B. die Nutzung der großen Abbruchmassen als Recyclingschotter, zu berücksichtigen.

2.2.2 Systemgrenze

Die technische Systemgrenze wird um das Stützbauwerk, ohne den Eisenbahndamm, festgelegt (siehe Abb. 1). Dabei wurde die Systemgrenze großzügig um das entsprechende Stützbauwerk mit dem zugehörigen Gründungspolster gezogen. Maßgebend waren hier die geometrischen Kenngrößen Aushubtiefe und Aushubbreite der Baugrube der WSM, da das Gründungspolster der WSM aus statischem Erfordernis heraus größere Dimensionen aufweist.

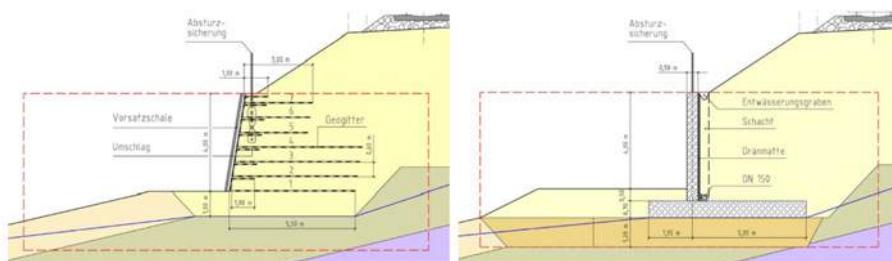


Abb. 1: Varianten gbS (links) und WSM (rechts) mit dargestellten System- / Betrachtungsgrenzen in Rot

Eine weitere Systemgrenze wurde bei der Betrachtung von benötigter Infrastruktur und Maschinen erforderlich. Es wurde angenommen, dass sämtliche für die betrachteten Lebenszyklusphasen des Stützbauwerkes notwendigen Bauwerke (z. B. Betonwerk usw.) und Maschinen (z. B. LKW usw.) bereits vorhanden sind. Daher werden die durch Bauwerke und Maschinen verursachten Emissionen in der Ökobilanz nicht separat berücksichtigt.

Die geographische Systemgrenze bezieht sich auf das Staatsgebiet Deutschlands und vergleichbare Randbedingungen, da der Großteil der Daten aus diesem geographischen Gebiet stammt.

Die Wirkungsabschätzung erfolgte unter Berücksichtigung der durchgeführten Sensitivitätsanalyse, beispielsweise im Hinblick auf die Auswirkungen der Transportstrecken. Die wesentlichen zu treffenden Annahmen wurden kritisch diskutiert.

3 Sachbilanz

3.1 Daten

Im Rahmen der Sachbilanz sind alle maßgebenden Kenngrößen der Baustoffe und der Konstruktion zu erfassen, zusammen zu stellen und mit belastbaren Daten zu den Umweltauswirkungen zu hinterlegen. Dabei sind zwangsläufig Annahmen zu treffen und Vereinfachungen vorzunehmen, deren Auswirkungen im Rahmen der Sensitivitätsanalyse zu untersuchen sind.

Die Umweltpunktdeklarationen (EPD) der Produkte/Baustoffe wurden mit Ausnahme des Geogitters aus der Datenbank der ÖKOBAUDAT entnommen. Sie beziehen sich alle auf das Referenzjahr 2022 und sind bis 2024 gültig. Abgebildet werden in diesen Datenblättern Werte für die Referenzregion Deutschland.

Die EPD für das Geogitter (Secugrid 80/20 R6, PES/PET) wurde von der Naue GmbH & Co. KG übergeben. Das Referenzjahr dieser Daten ist 2017 und sie weisen einen Gültigkeitszeitraum bis 12/2025 sowie einen globalen Bezug auf.

Die Ermittlung der Kraftstoffverbräuche der Maschinen erfolgte mithilfe der Baumaschinen- und Geräteliste. Dabei wurde in den Berechnungen ein Mittelwert gewählt. Für die Einzelmotorleistung wurden die verschiedenen technischen Datenblätter herangezogen. Die Leistungswerte der Maschinen hingegen beruhen auf Erfahrungswerten und Abschätzungen. Die Grenzwerte der Motoren für die Emission von Stickstoffoxiden und Feinstaub für einen LKW wurden aus einer Tabelle des Umweltbundesamtes und für die Baumaschinen aus einem Datenblatt des VDMA e.V. entnommen.

3.2 Prozessmodule und Berechnungsverfahren

Die Berechnungen sind unterteilt in die verschiedenen Lebenszyklusphasen (siehe Abb. 2). Den Lebenszyklusphasen wurden die entsprechenden Prozessmodule zugeordnet, beispielsweise der Lebenszyklusphase A1-3 die Rohstoffgewinnung und -verarbeitung für Bewehrungsstahl oder der Lebenszyklusphase A5 die Nachverdichtung der Baugrubensohle.

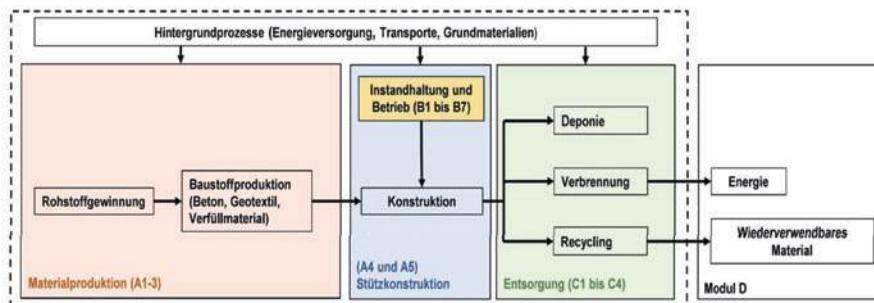


Abb. 2: Vereinfachtes Prozessablaufdiagramm

Die Massenermittlung stützt sich auf die geometrischen Abmessungen der Stützbauwerke und des entsprechenden Gründungspolsters. Auf Basis dieser Angaben konnten die Querschnittsflächen und das Volumen der verschiedenen Baustoffe ermittelt werden.

In den Lebenszyklusphasen A1-3, A4, C1 – C4 und D erfolgt die Berechnung des Energiebedarfs und der Emissionen über die Werte aus den EPD und die in der Massenbilanz ermittelten Massen. Der Energiebedarf und die Emissionen der Lebenszyklusphase A5 werden über die Maschinenlaufzeiten und den sich daraus ergebenden Kraftstoffverbrauch berechnet.

4 Auswertung und Diskussion

4.1 Methode der ökologischen Knappheit

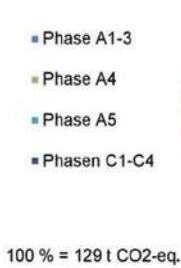
Die Methode der ökologischen Knappheit ermöglicht es, die Ergebnisse der Sachbilanz und Wirkungsabschätzung zu gewichten. Für die Berechnungen werden der aktuelle gesamte Fluss einer Umwelteinwirkung eines Landes mit dem kritischen Fluss dieser Umwelteinwirkung verglichen. Der kritische Fluss ergibt sich aus den umweltpolitischen Zielen des entsprechenden Landes. Dabei können sowohl charakterisierte Umwelteinwirkungen (z. B. Klimawandel) als auch andere Umwelteinwirkungen (z. B. Ressourcenverbrauch) direkt gewichtet werden. Die Gewichtung erfolgt mithilfe eines Ökofaktors in der Einheit [UBP] (Umweltbelastungspunkte).

Der aktuelle und der kritische Fluss werden ins Verhältnis gesetzt und quadriert. Durch diesen Schritt werden Überschreitungen des Zielwertes (kritischer Fluss) überproportional und somit zusätzliche Emissionen stärker gewichtet, je höher die Belastungssituation bereits ist (vgl. Frischknecht, 2020). Eine Berechnung des Ökofaktors war nur für den Primärenergiebedarf, die Wassernutzung, die Wirkungskategorien Klimawandel und Photochemische Ozonbildung sowie für die Luftemissionen der Stoffe Feinstaub und Stickstoffoxide möglich.

4.2 Beurteilung der Ergebnisse

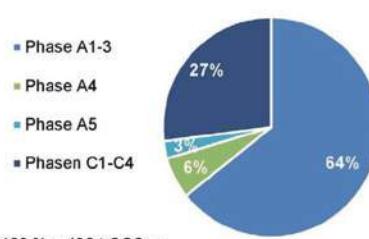
Bei der Betrachtung der Verteilung der THG-Emissionen über den betrachteten Lebenszyklus in Abb. 3 und 4 fällt auf, dass die Entsorgungsphasen

C1-C4 mit einem Anteil von 60 % mehr als die Hälfte der Emissionen verursachen. Bei der WSM hingegen fällt mit 64 % der Großteil der THG-Emissionen in der Herstellungsphase A1-3 an. Den geringsten Anteil hat bei beiden Varianten die Bauphase (Bau-/Einbauprozess) A5 mit lediglich 3 % bzw. 5 %.



100 % = 129 t CO2-eq.

Abb. 3: Auswertung der THG-Emissionen gBS



100 % = 438 t CO2-eq.

Abb. 4: Auswertung der THG-Emissionen WSM

Die Ursache des großen Unterschiedes bei der Verteilung der Emissionen über die Lebenszyklusphasen beim Vergleich der beiden Varianten lässt sich durch eine nähere Betrachtung der THG-Emissionen der Lebenszyklusphasen A1-3 und C1-C4 erkennen.

Die hohen Emissionen in der Lebenszyklusphase C1-C4 bei der gBS stammen vom Verfüllmaterial aus Sand/Kies. Dieses verursacht sowohl in der Herstellungsphase als auch in der Entsorgungsphase einen Großteil der Emissionen. In der Entsorgungsphase beträgt der Anteil des Verfüllmaterials 89 % im Vergleich zu 70 % in der Herstellungsphase. Dadurch wird deutlich, dass der Sand/Kies bei der Entsorgung höhere Emissionen verursacht als bei der Herstellung.

Bei der WSM verursacht der Baustoff Beton mit 66 % in der Herstellungsphase A1-3 eindeutig die meisten THG-Emissionen während bei der Verwendung der anderen Baustoffe 22 % beim Bewehrungsstahl und 12 % beim Bodenaustausch/Verfüllmaterial emittieren. Dem entgegen steht für Beton ein Anteil von lediglich 11 % in der Entsorgungsphase C1-C4, der Anteil des Bewehrungsstahls liegt sogar nur noch bei 0,07 %. Auch hier zeigt sich, dass der Kies/Sand des Bodenaustausches und des Verfüllmaterials mit einem

Anteil von nun 89 % in der Entsorgung mehr Emissionen verursacht als in der Herstellung. Jedoch sind die Emissionen bei der Herstellung des Betons und der Bewehrung größer als die des Kieses/Sandes in der Entsorgung, womit bei der WSM die Herstellungsphase den Großteil der THG-Emissionen verursacht.

Die Auswertung der Bilanzierung zeigt, dass die geogitterbewehrte Stützkonstruktion in fast allen betrachteten Wirkungskategorien die umweltfreundlichere Variante darstellt. Vergleicht man die beiden Varianten hinsichtlich der Treibhausgasemissionen, so ergibt sich durch den Bau einer gbS ein Einsparpotenzial von 70 % im Vergleich zur WSM. Beim Verbrauch an Primärenergieträgern liegt das Einsparpotenzial durch die gbS bei 60 %.

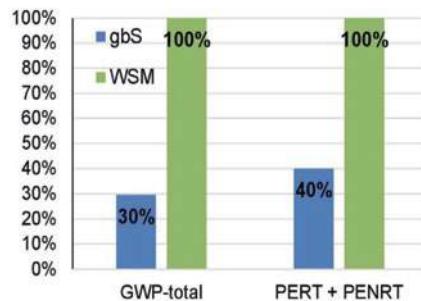


Abb. 5, Vergleich der Umwelteinwirkungen für die Wirkungskategorien (GWP) und den Primärenergiebedarf (PERT+PENRT) in den Lebenszyklusphasen A1-3, A4, A5 und C1-C4

4.3 Monetäre Bewertung

Für die monetäre Bewertung der beiden Stützkonstruktionen wurde eine Grobkostenschätzung innerhalb der Systemgrenze durchgeführt. Für die Bewertung der Gesamtkosten (Grobkosten für die Stützkonstruktion + Umweltkosten) wurden die Wertfaktoren für die Emission von Treibhausgasen [CO₂-eq.] und für die Gütertransporte [tkm] herangezogen.

Die Wertfaktoren für die THG-Emissionen wurden aus Umweltbundesamt (2023) entnommen, da diese Werte aktueller und auch ungünstiger als die

von Dr. Matthey et. al. (2020) aufgeführten Wertfaktoren sind. Die Klimakosten für 1 [t CO₂] im Jahr 2020 betragen demnach, je nachdem, ob die Auswirkungen mit Fokussierung auf aktuelle Generation (1% Zeitpräferenzrate) oder für zukünftige Generationen (0% Zeitpräferenzrate) herangezogen werden

- bei 1 % reiner Zeitpräferenzrate 237 €₂₀₂₀ und
- bei 0 % reiner Zeitpräferenzrate 809 €₂₀₂₀.

Ebenso werden die Umweltkosten für die Transporte mit dem Wertfaktor aus Dr. Matthey et. al. (2020) für einen LKW 14 – 28 t berücksichtigt. Die angegebenen Werte gelten für das Jahr 2020. Zur Umrechnung dieser Werte auf das Jahr 2022 wird der Verbraucherpreisindex herangezogen. Dieser beträgt für das Jahr 2020 100 und für das Jahr 2022 110,2. Somit ergibt sich ein Umrechnungsfaktor von 1,102. Die Umweltkosten pro [tkm] im Jahr 2022 betragen somit

- bei 1 % reiner Zeitpräferenzrate 8,28 €-Cent₂₀₂₂ bzw. 0,08 €₂₀₂₂ und
- bei 0 % reiner Zeitpräferenzrate 21,57 €-Cent₂₀₂₂ bzw. 0,22 €₂₀₂₂.

Bei der Auswertung der Bau- und Umweltkosten zeigt sich deutlich, dass die gbS die günstigere Variante darstellt. Nicht nur bei den Baukosten lassen sich durch die gbS im Vergleich zur WSM 59 % an Kosten einsparen, sondern auch bei den Umweltkosten ergibt sich ein Einsparpotential von 67 %. Der Anteil der Umweltkosten (0 % reine Zeitpräferenzrate) beträgt bei der gbS nur 39 %, wohingegen der Anteil bei der WSM mit 53 % deutlich höher ist. Das heißt nicht nur, dass die gbS insgesamt günstiger ist, sondern auch, dass durch sie verhältnismäßig geringere Umweltkosten anfallen.

5 Zusammenfassung

Für die in Göbel et al. (2022) exemplarisch dargestellten Stützbauwerke als geogitterbewehrte Stützkonstruktion und Winkelstützmauer wurde eine Ökobilanzierung über den gesamten Lebenszyklus einschließlich einer monetären Bewertung durchgeführt. Durch die Gewichtung der Ergebnisse ergibt

sich die Möglichkeit, einen Großteil der Wirkungskategorien miteinander zu vergleichen.

In den festgelegten Systemgrenzen und den getroffenen Annahmen konnte aufgezeigt werden, dass die **geogitterbewehrte Stützkonstruktion** im Vergleich zur Winkelstützmauer sowohl die ökologischere als auch die ökonomischere Variante darstellt.

Obwohl Vereinfachungen und Annahmen getroffen werden mussten, werden die Ergebnisse dieser vergleichenden Ökobilanzierung als aussagekräftig bewertet. Die o.g. Betrachtung bezieht sich vorrangig auf die THG-Emissionen und den Primärenergiebedarf. Eine Bewertung nach den ermittelten Umweltbelastungspunkten (Abb. 6) zeigt analog dazu einen auch über die Gewichtung einzelner Wirkungsindikatoren relevanten Unterschied zwischen den Bauweisen. Die im Rahmen der Sensitivitätsanalyse u.a. untersuchten Einflussgrößen Baulänge und Transportstrecke der Geokunststoffe (letztere kann im Gegensatz zu den meist örtlich verfügbaren mineralischen Baustoffen stark variieren) zeigen in der Grundaussagen keinen maßgebenden Einfluss.



Abb. 6: Ermittelte Umweltbelastungspunkte

Literatur

- [1] Deutsches Institut für Normen e.V. (2021a). DIN EN ISO 14040: Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen (ISO 14040:2006 + Amd 1:2020); Deutschen Fassung EN ISO 14040:2006 + A1:2020. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [2] Deutsches Institut für Normen e.V. (2021b). DIN EN ISO 14044: Umweltmanagement – Ökobilanz – Anforderungen und Anleitungen (ISO 14044:2006 + Amd 1:2017 + Amd 2:2020); Deutsche Fassung EN ISO 14044:2006 + A1:2008 + A2:2020. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [3] Deutsches Institut für Normen e.V. (2022). DIN EN 15804: Nachhaltigkeit von Bauwerken – Umweltproduktdeklarationen – Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte; Deutsche Fassung EN 15804:2012 + A2:2019 + AC:2021. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [4] Dr. Matthey, A., Dr. Bünger, B. (2020). Methodical Convention 3.1 for the Assessment of Environmental Costs; Value Factors. Dessau-Roßlau: German Environment Agency (UBA).
- [5] Frischknecht, R. (2020). Lehrbuch der Ökobilanzierung. Berlin: Springer-Verlag GmbH Deutschland.
- [6] Göbel, K., Lieberenz, K., Weisemann, U. (Hrsg.) (2022). Handbuch Erdbauwerke der Bahnen. Leverkusen: GRT Global Rail Academy and Media GmbH.
- [7] Umweltbundesamt (Hrsg.) (2023). Tabelle UBA-Empfehlung zu den Klimakosten [Online]. Verfügbar unter <https://www.umweltbundesamt.de/daten/umweltwirtschaft/gesellschaftliche-kosten-von-umwelt-belastungen#gesamtwirtschaftliche-bedeutung-der-umweltkosten> (Abgerufen am 22.12.2023).
- [8] Wittl, T., Klügel, S., Vollmert, L. & Ehrenberg, H. (2024): Vergleichende Ökobilanzierung und wirtschaftliche Bewertung von Stützkonstruktionen am Beispiel eines Eisenbahndamms. Tagungsband zur 38. Baugrundtagung 2024, Bremen. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGfG), Essen.



protec-s
Naturgefahrensicherung

Beratung – Ausführung – Drohnenbefliegungen

Markus Schneider - Vergein 2 - 9911 Assling - Tel: +43676/960 66 82
m.schneider@protec-s.at - www.protec-s.at

Block 2

Monitoringsysteme bei Naturgefahren

Direktor DI Roberto Dinale

Agentur für Bevölkerungsschutz,
Amt für Hydrologie und Stauanlagen, Bozen

Projekt „HangmurenNET“, Detektion von Hangmuren und Überwachung von Steinschlagschutzbauten

Roland Schmidt^{1,*}, Johann Golser¹, Hans-Jörg Laimer², Robert Hofmann³, Simon Berger³ und Lukas Wimmer³

¹ Geodata Messtechnik GmbH, Leoben

² ÖBB-Infrastruktur AG GB SAW/Fachbereich Fahrwegtechnik, Salzburg

³ Universität Innsbruck, AB für Geotechnik, Innsbruck

* Vortragender: roland.schmidt@geodata.com

1 Einleitung

Aufgrund des fortschreitenden Klimawandels steigt das Risiko für Naturgefahren. Die Erwärmung der Atmosphäre führt zu einer verstärkten Verdunstung und einer erhöhten Feuchtigkeitsaufnahme der Luft. Gleichzeitig verlangsamen sich Wetterfronten, werden häufiger blockiert und enthalten insgesamt mehr Energie. Dies begünstigt intensivere Niederschläge, häufigere Starkregenereignisse sowie Winterregen, während die Schneefallgrenze ansteigt. Infolgedessen erhöht sich das Risiko für Murenabgänge und Hangrutschungen, insbesondere in steilen Gebieten oder Regionen mit instabilem Untergrund.

2 Grundlagen zur Entstehung von Hangmuren

Hangmuren sind eine spezielle Form von Muren, bei denen große Mengen an Erde, Geröll, Wasser und Pflanzenmaterial in Bewegung geraten und den Hang hinabgleiten oder fließen. Ihre Entstehung wird durch verschiedene Faktoren begünstigt, insbesondere durch die Geländebeschaffenheit, die Bodenstruktur sowie klimatische Einflüsse und bauliche Eingriffe. Steile Hänge sind besonders anfällig, da die Schwerkraft hier eine stärkere Wirkung entfaltet.

tet und bereits geringe Veränderungen in der Bodenstabilität eine Bewegung auslösen können. Die Bodenbeschaffenheit spielt eine entscheidende Rolle, da lockere und wenig verfestigte Materialien wie Sand, Kies oder lehmige Böden Wasser schlecht speichern und bei einer schnellen Sättigung ihre Tragfähigkeit verlieren. Auch die Vegetation trägt maßgeblich zur Stabilität eines Hanges bei. Tiefwurzelnde Pflanzen helfen, den Boden zu festigen und Erosion zu verhindern, während eine geringe Vegetationsdichte, beispielsweise durch Abholzung oder landwirtschaftliche Nutzung, die Anfälligkeit für Hangrutschungen erhöht.

Der Hauptauslöser für Hangmuren ist der Wasserzutritt in den Hang. Dieser kann durch langanhaltenden oder intensiven Niederschlag, Starkregen oder Schneeschmelze erfolgen. Durch das Eindringen des Wassers in den Boden steigt der Porenwasserdruck, also der Druck des Wassers zwischen den Bodenpartikeln. Dies führt dazu, dass die Reibungskräfte innerhalb des Bodens abnehmen und die Stabilität der gesamten Hangstruktur geschwächt wird. Gleichzeitig erhöht sich durch das Wasser die Gesamtlast des Untergrundes, wodurch der Druck auf die tragenden Bodenschichten zunimmt. Wenn die Bodenfestigkeit diesen Belastungen nicht mehr standhalten kann, setzt die Bewegung ein und das Material beginnt den Hang hinabzugeleiten.

Neben der Wasseraufnahme im Boden gibt es weitere Faktoren, die zur Entstehung von Hangmuren beitragen können. Erosion spielt hierbei eine große Rolle, da fließendes Wasser, beispielsweise durch Wildbäche oder Hochwasser, die Basis eines Hanges unterspülen und so die Stabilität verringern kann. Auch seismische Aktivitäten wie Erdbeben oder starke Vibratoren, die durch Explosionen oder den Einsatz schwerer Maschinen in Hangnähe entstehen, können eine Rutschung auslösen. Besonders in Gebieten, in denen Arbeiten an Wildbächen oder in steilen Hängen durchgeführt werden, ist ein gezieltes Monitoring entscheidend. Durch geotechnische Überwachungssysteme können bereits kleinste Bewegungen im Hang oder Änderungen des Porenwasserdrucks frühzeitig erkannt werden, was eine rechtzeitige Reaktion ermöglicht und die Sicherheit bei Bau- und Schutzmaßnahmen erhöht.

3 Projekt HangmurenNET

Im Rahmen des Projekts HangmurenNET, einer Kooperation zwischen der Universität Innsbruck – Arbeitsbereich für Geotechnik (UIBK), der ÖBB Infra und der Geodata Messtechnik GmbH, wird ein System zur Früherkennung von Hangmuren erforscht und entwickelt. Die Universität Innsbruck führt dabei Laborversuche durch, um Sensoren auf ihre Eignung zur Erfassung der relevanten geotechnischen Kennwerte des Untergrunds zu prüfen und entsprechend zu kalibrieren. Geodata entwickelt und optimiert die Sensorik, die zur Überwachung von Bewegungen und Neigungen an Hängen eingesetzt wird.

Als geeignetes Versuchsfeld wurde ein Bereich am Lattenbach nahe der Gemeinden Grins und Pians in der Nähe von Landeck identifiziert. In diesem Gebiet war bereits bekannt, dass sich Teile des Hanges mit mehreren Zentimetern pro Jahr bewegen. Zudem kam es im Jahr 2021 zu einer Hangmure, weshalb das Umfeld dieses Ereignisses als besonders gut für eine wissenschaftliche Untersuchung geeignet erschien.

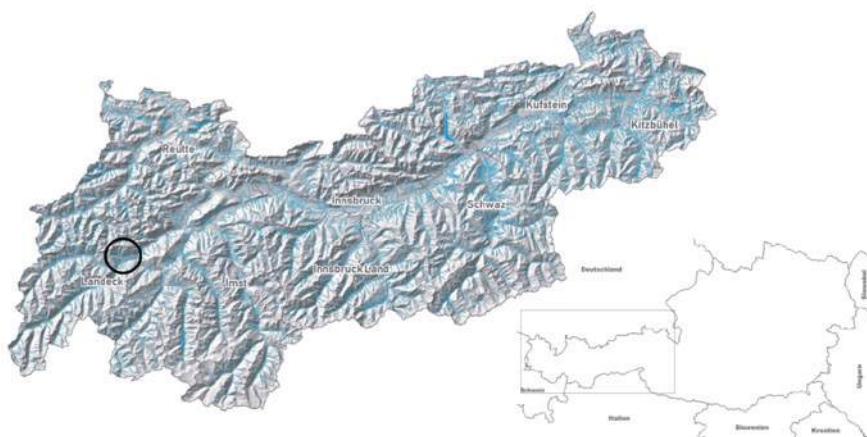


Abb. 1: Lage des Versuchsfelds Lattenbach / Gemeinde Grins



Abb. 2: Übersicht Versuchsfeld Lattenbach mit den Messpunkten 1, 2 und 3

Im Versuchsfeld Lattenbach wurden insgesamt drei Messpunkte eingerichtet, siehe Übersicht in Abbildung 2. Jeder dieser Messpunkte ist mit mehreren Sensoren ausgestattet, die in zwei Tiefenstufen von 2,5 m und 1,5 m installiert wurden. Diese Sensoren dienen der Messung von Porenwasserdruck, Saugspannung und Bodenfeuchtigkeit.

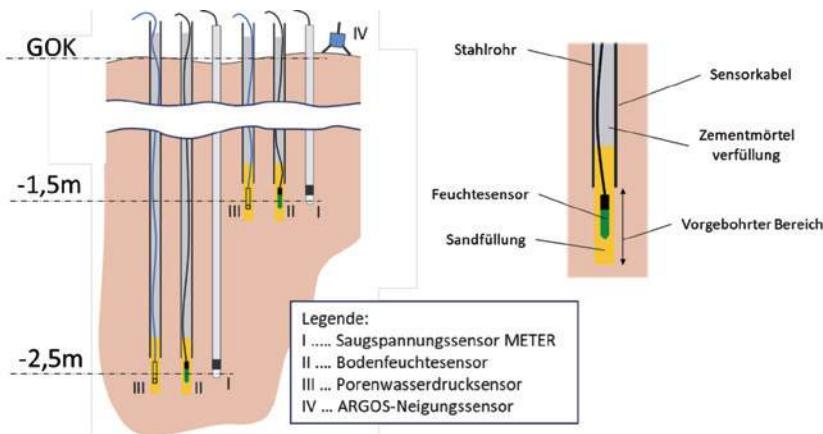


Abb. 3: Schematische Darstellung eines Messquerschnitts mit den Saugspannungssensoren, Porenwasserdruck- und Feuchtesensoren

Zusätzlich wurde an der Oberfläche jedes Messpunkts ein ARGOS-Sensor installiert. Dieser Sensor erkennt langsame Neigungsänderungen und erfasst Ereignisse wie Erschütterungen oder nahe Einschläge.

Abbildung 3 zeigt eine schematische Darstellung der installierten Sensoren, die zur Erfassung der relevanten Bodenparameter in jedem Messquerschnitt verwendet werden.

Zur Messung des Porenwasserdrucks wurden Schwingsaiten-Piezometer mit einem Messbereich von -70 bis +350 kPa eingesetzt. Diese wurden im tiefsten Punkt der Bohrlöcher in einer 30 cm langen Filtersandstrecke installiert und mit einer Luftdruck-Ausgleichsleitung versehen. (1)

Für die Feuchtigkeitsmessung kamen Sensoren zum Einsatz, welche die relative dielektrische Permittivität des Bodens und damit den Wassergehalt bestimmen sollte. Während der Versuchsphase zeigte sich jedoch, dass die Piezometer und Feuchtesensoren nicht die erwarteten Messergebnisse liefer-ten. Vermutlich lag dies daran, dass der Boden in den Einbautiefen zeitweise, insbesondere beim Einbau, vollständig ausgetrocknet war und sich die Sensoren nach einer Durchfeuchtung nicht mehr erholteten. (2)

Zur Messung der Saugspannung wurden Tensiometer des Typs Teros 32 von METER eingesetzt. Diese Sensoren sind in der Lage, den Porenwasserdruck in einem Messbereich von -85 kPa bis +50 kPa mit einer Genauigkeit von $\pm 0,15$ kPa zu erfassen. (3)

Der Sensor besteht aus einem porösen Keramikelement, das in direktem Kontakt mit dem Boden steht, einem wassergefüllten Rohr sowie einem Sensor zur Erfassung des entstehenden Unterdrucks.

Wenn der Boden austrocknet, wird Wasser durch die Keramikmembran aus dem Tensiometer entzogen, wodurch im Inneren des Sensors ein Unterdruck entsteht, der der aktuellen Saugspannung im Boden entspricht. Sobald der Boden erneut Feuchtigkeit aufnimmt, strömt Wasser zurück in das Tensiometer, wodurch sich der Druck ausgleicht, und die Saugspannung abnimmt.

Die Sensoren übermittelten ihre Messwerte mittels des SDI-12-Protokolls direkt an einen Logger, der die erfassten Daten anschließend über das Mobilfunknetz an einen Server weiterleitete.

Zur Messung der Hangbewegungen kamen ARGOS DF Sensoren von Geodata zum Einsatz. Diese Technologie erfasst in regelmäßigen Abständen Neigungsänderungen an der Geländeoberfläche und sendet bei Ereignissen, wie etwa einer Erschütterung oder Überschreitung von Neigungsgrenzwerten, automatisch eine Meldung an ein übergeordnetes System.

Die batteriebetriebenen ARGOS-Sensoren ermöglichen eine mehrjährige Überwachung, ohne dass ein Batteriewechsel erforderlich ist. Die erfassten Messwerte werden über ein LoRaWAN-Gateway direkt in die Monitoring-Plattform „GeodataHub Kronos“ übertragen. In der Plattform werden die Daten gespeichert, visualisiert und protokolliert.

Dieselbe Technologie kam auch für die Piezometer und Feuchtesensoren zum Einsatz.

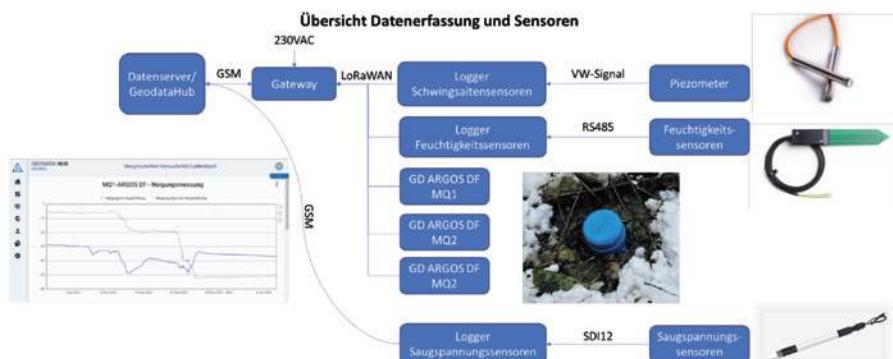


Abb. 4: Übersicht Datenübertragung und Übertragungstechnologie

Ergänzend wurden Wetterdaten von Geosphere Austria genutzt, um die Niederschlags- und Schneemengen in der Region Lattenbach in die Auswertung einzubeziehen und Zusammenhänge mit den gemessenen Werten zu erkennen.

Alle erfassten Daten werden zentral in der Datenplattform GeodataHub Kronos gespeichert. Diese Plattform verfügt über ein Webinterface, das eine übersichtliche Visualisierung der Messwerte ermöglicht. Zudem bietet sie eine

automatische Alarmfunktion, die bei Grenzwertüberschreitungen oder dem Ausfall einzelner Sensoren Meldungen auslöst.

Für die nachträgliche Datenverarbeitung und Analyse der verschiedenen Sensortypen sowie der Wetterdaten kam MS Excel zum Einsatz. Dies erleichterte die Zusammenführung und Darstellung von Messwerten aus unterschiedlichen Quellen, darunter Sensor- und Umweltdaten, und ermöglichte eine flexible Auswertung.

4 Hangmurenereignis im November/Dezember 2023

Im Dezember 2023 ereignete sich im Versuchsfeld ein Hangmurenabgang, bei dem drei Hangbereiche schrittweise abrutschten. Neben dem instrumentierten Bereich waren auch zwei weitere Abschnitte betroffen, wie in Abbildung 5 dargestellt.

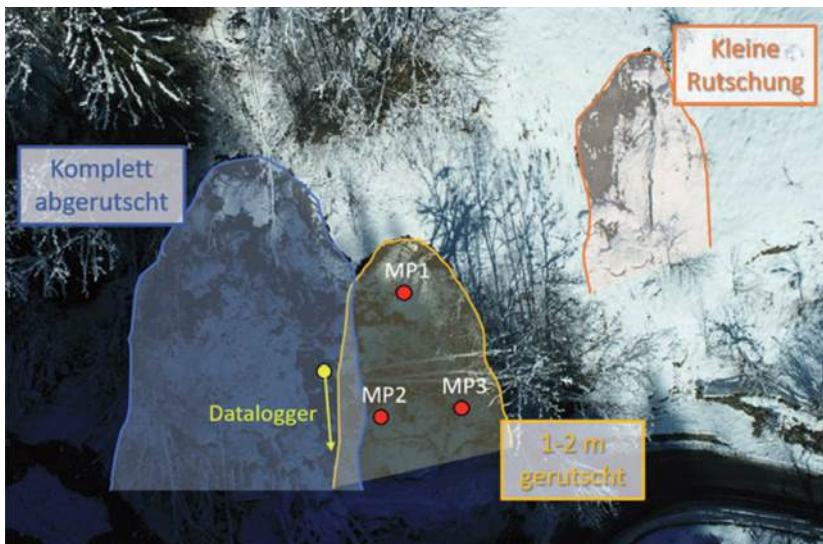


Abb. 5: Rutschfelder im Bereich des HangmurenNet Testfeld

im November/Dezember 2023

Eine von der BOKU Wien installierte Kamera, die zur Überwachung von Mu-rengängen im Lattenbach dient, zeichnete während des Hangmurenabgangs einen Bereich des vollständig abgerutschten Feldes auf, das in Abbildung 5 blau markiert ist. In Abbildung 6 ist der Ablauf des Abrutschens des linken Feldes zu ausgewählten Zeitpunkten zu sehen.

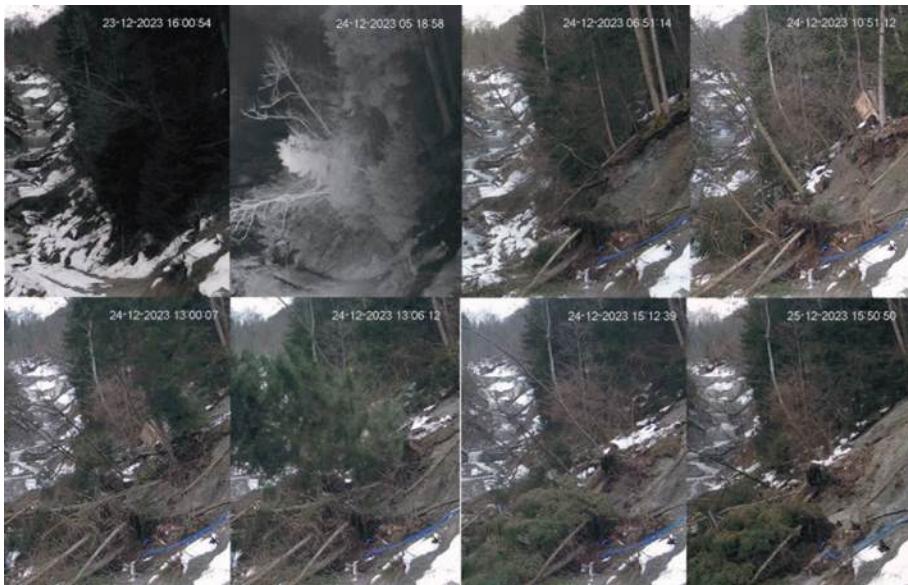


Abb. 6: Bilder des Hangmurenereignisses für den Zeitraum vom 23.12.2023 bis 25.12.2023

4.1 Regeneinfluss im Zeitraum des Rutschereignisses

Im November und Dezember 2023 trat im Bereich des Testfeldes eine über-durchschnittliche Regenmenge auf, die über 200% des langjährigen Mittels für diese Jahreszeit lag, Abbildung 7 (4).

Zur Analyse der Wetterdaten wurden Messwerte von Wetterstationen in Landeck und St. Anton herangezogen, die in Abbildung 8 dargestellt sind. Zwischen Ende Oktober und Mitte Dezember wurde ein durchschnittlicher Niederschlag von etwa 480 mm/m² registriert, wobei die Werte in St. Anton bei rund 580 mm/m² und in Landeck bei etwa 380 mm/m² lagen.

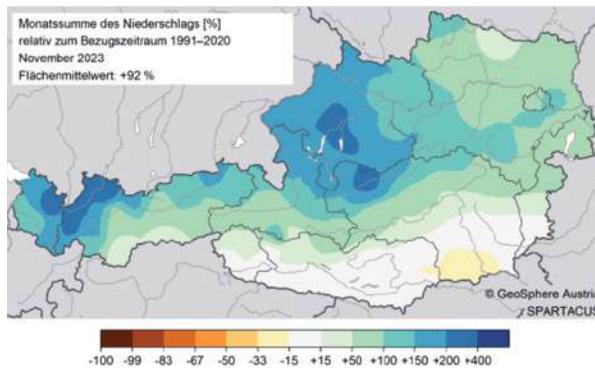


Abbildung 7: Monatssummen in % des Niederschlags im Nov 2023 relativ zum langjährigem Monatsmittel (4)

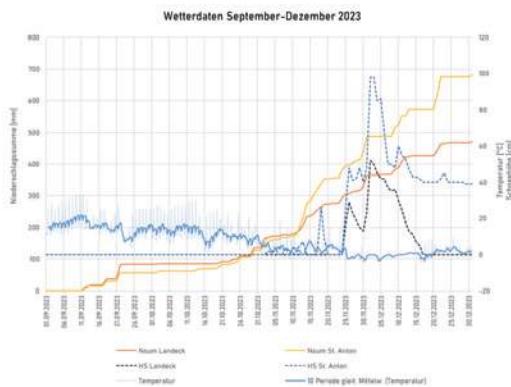


Abbildung 8: Wetterdaten von nahegelegenen Wetterstationen

Ein Teil des Niederschlags wurde zunächst in Form von Schnee an der Oberfläche gebunden. Durch die Schneeschmelze im Zeitraum vom 1. Dezember 2023 bis 15. Dezember 2024 gelangte zusätzliches Schmelzwasser in den Untergrund, was die Durchfeuchtung des Bodens weiter verstärkte.

4.2 Sensordaten

4.2.1 Saugspannungssensoren

Die Saugspannungssensoren zeigten während des Messzeitraums, abhängig von der Niederschlagsmenge, durchgehend negative Spannungswerte. Die Sensoren im unteren Bereich des Testfeldes reagierten dabei besonders empfindlich und verzeichneten bereits bei kleineren Niederschlagsmengen deutliche Veränderungen. Im Gegensatz dazu wiesen die Sensoren im oberen Bereich des Versuchsfeldes nur eine geringe Reaktion auf kurzzeitige Niederschläge auf. Die Daten der METER Saugspannungssensoren und die kumulative Niederschlagsmenge sind in Abbildung 9 dargestellt.

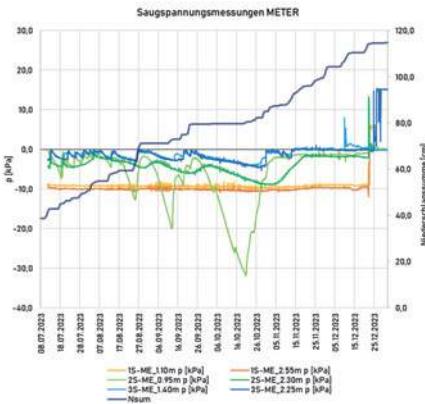


Abb. 9: Gegenüberstellung Saugspannungen zur kumulativen Niederschlagsmenge

Durch die anhaltenden Niederschläge im November und Dezember 2023 sowie die parallel verlaufende Schneeschmelze veränderten sich die Saugspannungswerte um den 21./22. Dezember 2023. Der zuvor negative Druckbereich wechselte in den positiven Porenwasserdruckbereich, wodurch die Stabilität des Untergrunds erheblich abnahm. Dieser Übergang spielte die entscheidende Rolle bei der Auslösung des Hangrutsches.

4.2.2 Hangneigungssensoren ARGOS DF

Die Überwachung der Hangneigungen mit dem ARGOS DF System zeigte, dass es zwischen Beginn des Monitorings bis November 2023 keine signifikanten Änderungen in den Messwerten gab. Erste Veränderungen am Hang traten Anfang Dezember 2023 beim Messpunkt 2 ein, der sich in einer „Rinne“ mit starker Neigung und mit wenig Rutschhindernissen befand, siehe Abbildung 11.

Beim Messpunkt 1 war während der Regenphase R4 ebenfalls bereits eine Neigungsänderung zu beobachten, die sich nach dem Abklingen des Regens wieder stabilisierte (Abbildung 10).

Mit der Regenphase R5 (Abbildung 10), bei der auch die Saugspannungen in positiven Porenwasserdruck übergingen, war bei allen Messstellen eine Neigungsänderung sowohl in Hangrichtung, als auch normal dazu erkennbar.

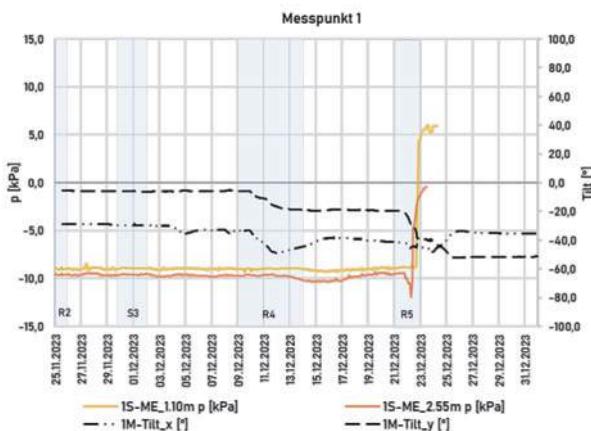


Abb. 10: Gegenüberstellung Neigungsmessung und Saugspannungen für Messpunkt 1

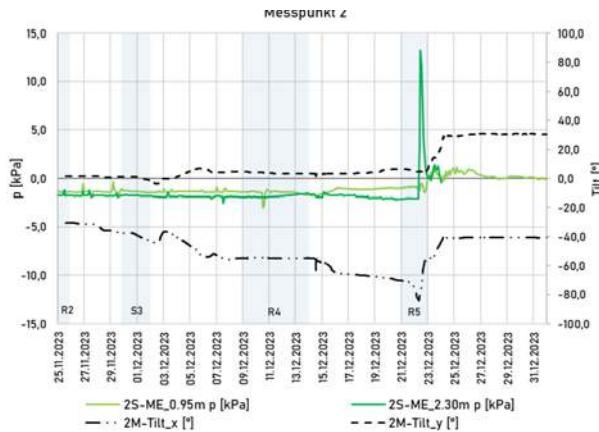


Abb. 11: Gegenüberstellung Neigungsmessung und Saugspannungen für Messpunkt 2

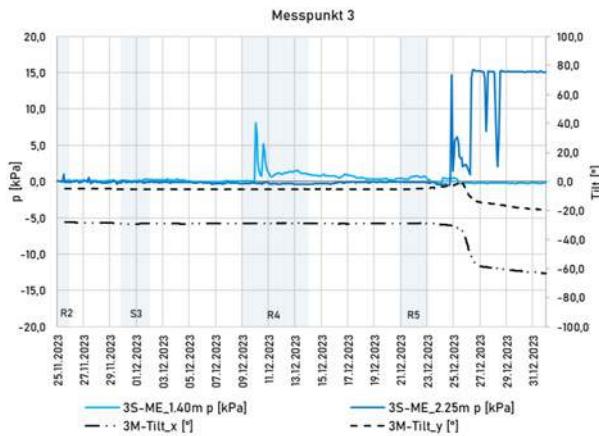


Abb. 12: Gegenüberstellung Neigungsmessung und Saugspannungen für Messpunkt 3

Die Abbildungen 10, 11, und 12 zeigen eine Gegenüberstellung aller Neigungsmessungen der ARGOS-Sensoren mit den Saugspannungen. Zusätzlich sind die Regenphasen (R) und Schneefall ersichtlich.

5 Fazit und Ausblick

Die Daten des Versuchshangs belegen, dass der Übergang von Saugspannungen zu positivem Porenwasserdruck mit messbaren Veränderungen der Geländeoberfläche einhergeht und einige Stunden vorher eintritt. Der Porenwasserdruck wurde in Tiefen von 1,5 bis 2,5 Metern erfasst. Die Zunahme der Drücke verringerte die Hangstabilität und löste die Rutschungen schlussendlich aus.

Man muss jedoch beachten, dass die Erfassung der Porenwasserdrucke allein weder den Rutschprozess noch Bewegungen im Hang direkt nachweisen kann. Sie kann jedoch wertvolle Hinweise darauf liefern, dass eine Rutschung wahrscheinlich mobilisiert wird, wenn zusätzliche Faktoren wie Niederschlag, Infiltration, Erosion oder geotechnische Belastungen hinzukommen.

Dieses Prinzip folgt dem „Cause-Event“-Ansatz, die Ursache – der steigende Porenwasserdruck – wird erkannt, bevor die eigentliche Rutschung – die Wirkung – eintritt. Dadurch kann ein Frühwarnsystem „scharfgeschaltet“ werden. Sehr oberflächennahe Bewegungen hingegen lassen sich bereits vor einem Anstieg des Porenwasserdrucks in tieferen Schichten durch Verschiebungs- oder Neigungsmessungen, wie das ARGOS DF System erkennen.

Die Installation von Saugspannungsmessungen erfordert einen hohen Aufwand, da stabile Bohrungen notwendig sind, um die Sensoren in den Untergrund zu platzieren. Im Gegensatz dazu lassen sich ARGOS DF Sensoren oberflächennah und in großer Anzahl einfach ausbringen.

Die gezielte Ausstattung eines Hanges mit Saugspannungssensoren kombiniert mit Neigungssensoren ermöglicht eine frühzeitige Erkennung bevorstehender Hangmuren-Ereignisse. Zur Validierung dieses Ansatzes sind weitere Messungen unter unterschiedlichen geologischen Bedingungen geplant.

Literatur

- [1] Geokon. [Online] 2023. [Zitat vom: 15. März 2023.] <https://www.geokon.com>.
- [2] truebner. [Online] 2023. [Zitat vom: 15. März 2023.] <https://www.truebner.de>.
- [3] METER Group. [Online] [Zitat vom: 29. März 2023.] <https://www.metergroup.com/>.
- [4] Austria, Geoshpere. zamg.ac.at. [Online] 06. 02 2024. <https://www.zamg.ac.at/cms/de/klima/news/niederschlagsreicher-november-2023>.
- [5] DataHub, GeoSphere Austria. GeoSphere Austria Data Hub. [Online] GeoSphere Austria. [Zitat vom: 06. 02 2024.] <https://data.hub.geosphere.at/>.
- [6] Renk, D. *Zur Statik der Bodenbewehrung*. Innsbruck : Universität Innsbruck, 2010.

Monitoring von mehrteiligen durch Hangdruck belasteten Konsolidierungssperren im Passeiertal

Jürgen Schäfer^{1,*}, Martin Dejori²

Co-Autoren:

Robert Hofmann², Simon Berger², Fabio De Polo³, Peter Egger³

¹ Amt für Hydrologie und Stauanlagen

² Universität Innsbruck – Arbeitsbereich Geotechnik

³ Agentur für Bevölkerungsschutz – Funktionsbereich Wildbachverbauung

Vortragender: jürgen.schäfer@provinz.bz.it

1 Einleitung

Dieses Projekt wurde in Zusammenarbeit zwischen dem Funktionsbereich Wildbachverbauung und dessen Amt West bzw. dem Amt für Hydrologie und Stauanlagen, als Institutionen der Autonomen Provinz Bozen-Südtirol, dem Arbeitsbereich Geotechnik der Universität Innsbruck und der Firma Geodata Messtechnik aus Leoben umgesetzt.



Abb. 1+2: Massenbewegung Ganderberg / Sperrenstaffelung Hahnebaum

Das Projektgebiet liegt im hinteren Passeiertal Südtirols zwischen den Dörfern Rabenstein und Moos.

Geschichtlich verweist die Historik auf einen großen Bergsturz im Jahre 1404, welcher die Talsohle gänzlich verschloss und das Gewässer Passer größtenteils rückstaute. Der Rückstau erhielt anfangs den Namen Wildsee, nach mehreren Ausbrüchen mit verheerenden Auswirkungen auf das talseitige Gebiet bis hin zur Stadt Meran, einschließlich dem Verlust vieler Menschenleben, den Namen Kummersee. Im Jahre 1774 kam es zum endgültigen Versagen des natürlichen Dammes mit wiederum schlimmen Folgen. Zum genannten Bergsturz bildete sich im Laufe der Zeit auch eine große tiefgründige Massenbewegung aus. So sackte im Jahre 1951 innerhalb von 2 Monaten die Timmelsjochstraße um etwa 120m ab. Nach weiteren Rutschaktivitäten in den Jahren 1962, 1988 und 2000 kam es im Jahre 2002 zur letzten für die Straße relevanten Aktivierung der Rutschmasse. Infolgedessen sackte die Infrastruktur weitere 50cm ab.

2 Die Hahnebaum-Sperren und deren Instrumentierung

Zur Geschiebestabilisierung am Fuße der Massenbewegung Ganderberg wurde eine Staffelung von Konsolidierungssperren, die sogenannte Hahnebaum-Verbauung, errichtet. Die erste systematische Verbauung erfolgte in der Nachkriegszeit in den Jahren 1950-1970. Diese erste Generation der Sperren wurde einteilig ausgeführt. Infolgedessen und weiters induziert durch die hohen Hangdrücke in Verbindung mit ausgeprägten Hochwässern wurden diese Bauwerke stark bis hin zur Unbrauchbarkeit beschädigt. In den 70er Jahren wurde eine 2. Generation der Staffelung in Form mehrteiliger Bauwerke errichtet. Diese Generation kämpfte mit den Problematiken einer zu kleinen Abflussektion, der geringen Einbindung der Flügel in den Hang und dem teilweisen Aufbau auf den alten Sperren. In den Jahren 1987 und 1991 kam es dadurch zu sehr großen Hochwasserschäden. Dies leitete die Errichtung einer 3. Sperrengeneration mit über 70 Bauwerken und Beginn der Bauausführung in den 90er Jahren ein, deren Umsetzung in den letzten

Jahren fertiggestellt wurde. Infolge der gesammelten Erfahrungen und der entsprechenden Umsetzung dieser in der Ausführung der Bauwerke unterlag diese Generation von Sperren bis heute nur kleineren Schäden. Talauswärts wurden außerdem 2 große Rückhaltebauwerke errichtet.

Bei der 3. Sperregeneration handelt sich um zwei- und dreiteilige Bauwerke mit Gesamtbreiten bis 65m, maximalen Bauwerkshöhen bis 8m, Abflussektionen bis 25m und Balkendicken von 1,5m.

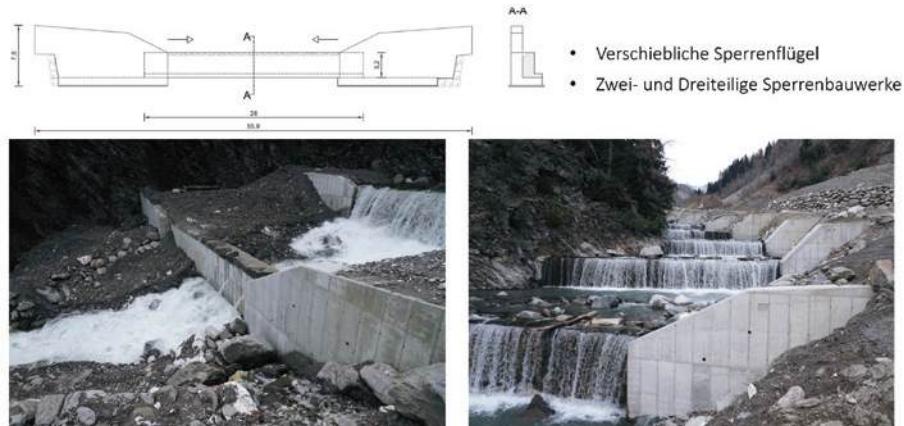


Abb. 3-6: Bewegliche mehrteilige Konsolidierungssperre in Hahnebaum



Abb. 7+8: Konvergenz der Hahnebaumsperrten

Die Verschiebungen der Sperrenteile, gemessen anhand der Reduzierung der Überfallbreite, erreichen derzeit Werte bis 4cm/Jahr bei einem Maximalwert von 50cm in 20 Jahren.

Da die Sperrenstaffelung Hahnebaum im Bereich zwischen Rabenstein und St. Martin in Passeier 2022 noch nicht zur Gänze fertiggestellt war, bot sich die Möglichkeit, nicht nur Bestandssperren, sondern auch eine Neubausperre zu instrumentieren. So wurden im Sommer drei Bestandssperren und eine neu errichtete Konsolidierungssperre mit Messsensorik der Firma Geodata ausgestattet. Ziel der Instrumentierung war und ist es die Belastungen auf die Sperrenbauwerke über einen längeren Zeitraum zu untersuchen. Dazu wurden an den Bauwerken verschiedene Sensoren verbaut. Insgesamt kamen 35 bauwerksaußen und 4 bauwerksinnen montierte Dehnungsaufnehmer, 12 Wegaufnehmer und 10 Druckmessdosen zum Einsatz.

Alle Messdaten werden in Echtzeit über Fernübertragung an einen Server versandt und lassen somit eine kontinuierliche Beurteilung der Verhältnisse zu.

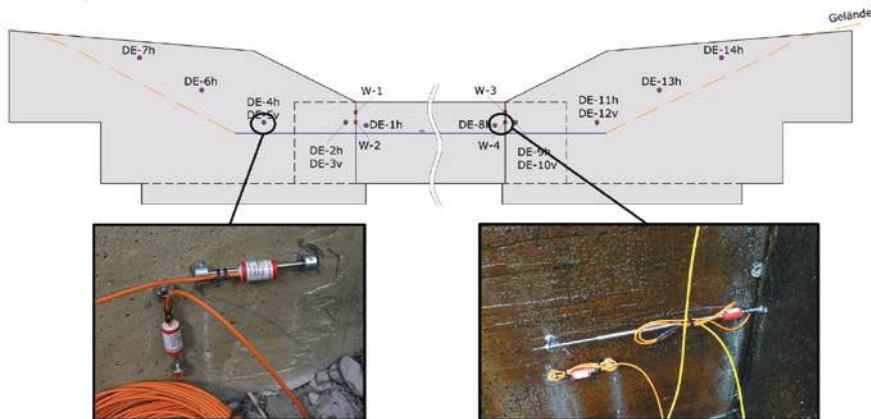


Abb. 9-11: Instrumentierung der dreiteiligen Bestandssperren 40+51

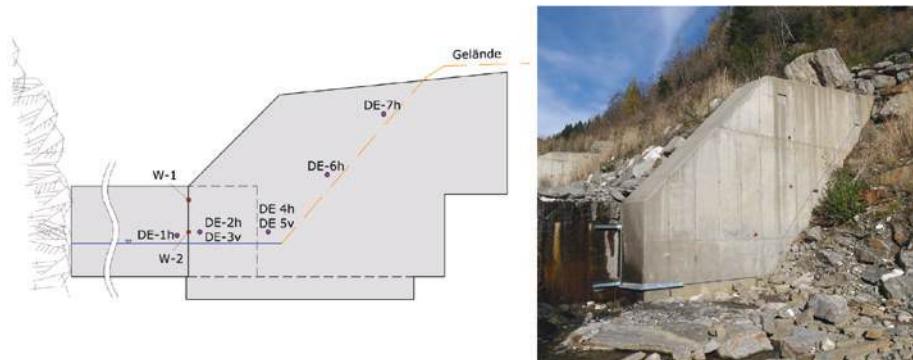


Abb. 12-13: Instrumentierung der zwei-teiligen Bestandssperre 58

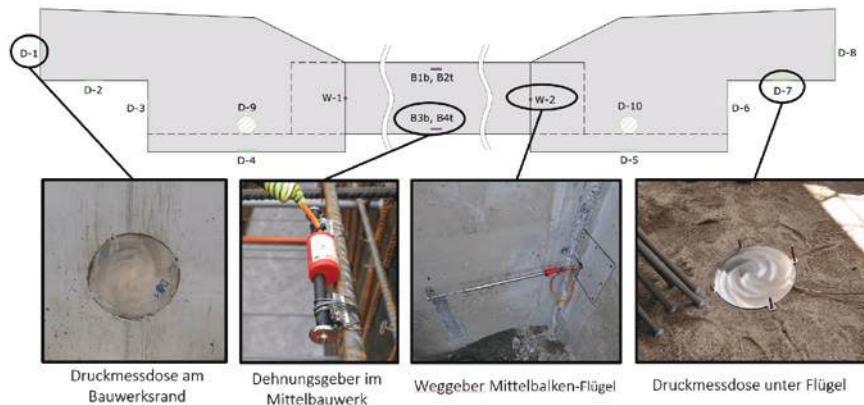


Abb. 14-18: Instrumentierung der dreiteiligen Neubausperre 68

3 Beobachtungen im Messzeitraum

Derzeit kann nur auf einen Messzeitraum von 1,5 Jahren bei den Bestands sperren und von einem Jahr bei der Neubausperre zurückgegriffen werden. Aus diesem Grund ist eine Analyse der Ergebnisse mit entsprechender Vorsicht zu betrachten. Es sollen trotzdem einige Auffälligkeiten aufgezeigt werden:

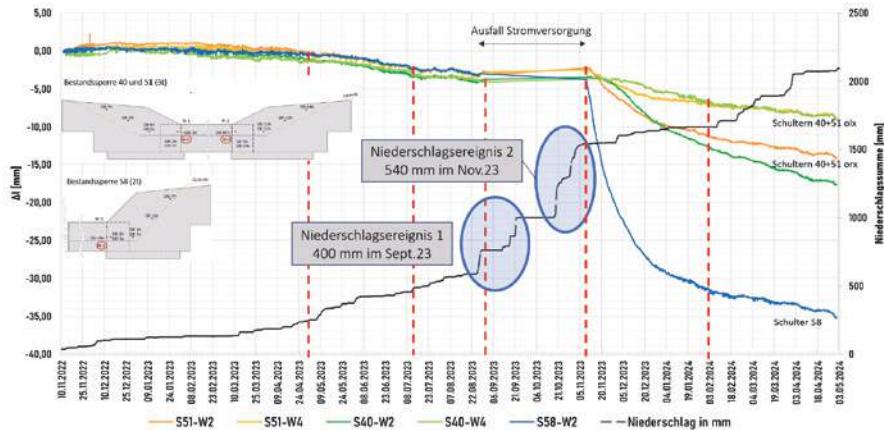


Abb. 19: Verschiebungsmessungen Sperre 40 (3t), 51 (3t) und 58 (2t)

Bei den Verschiebungsmessungen an den dreiteiligen Sperren 40 und 51 bzw. an der zwei-teiligen Sperre Nr. 58 sind infolge eines Starkniederschlags von 400mm im September 2023 und von 540mm im November 2023 (gemessen an einer naheliegenden Niederschlagsmessstation) und einer Verzögerung

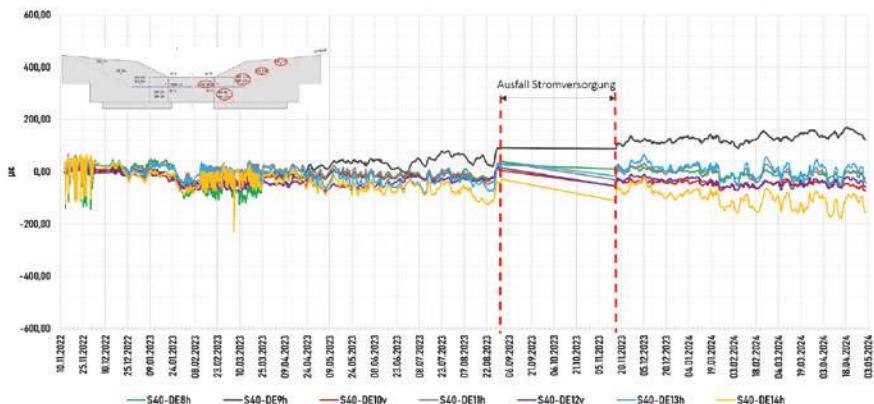


Abb. 20: Messungen Dehnungsgeber Sperre 40 (3t) orografisch links

von einer Woche nach dem letzten Ereignis starke Verschiebungen im Besonderen in den 2 Folgemonaten von 5-10mm bei den dreiteiligen Sperren und bis 30mm bei der zweiteiligen Sperre zu beobachten.

Die Betondehnungen bei der dreiteiligen Sperre 40 haben sich im Messzeitraum nur geringfügig geändert und liegen im Wertebereich von $\pm 150 \mu\text{g}$.

Die Messwerte der Druckmessdosen weisen bei der dreiteiligen Neubausperre 68 eine leichte Reduktion der Werte auf.

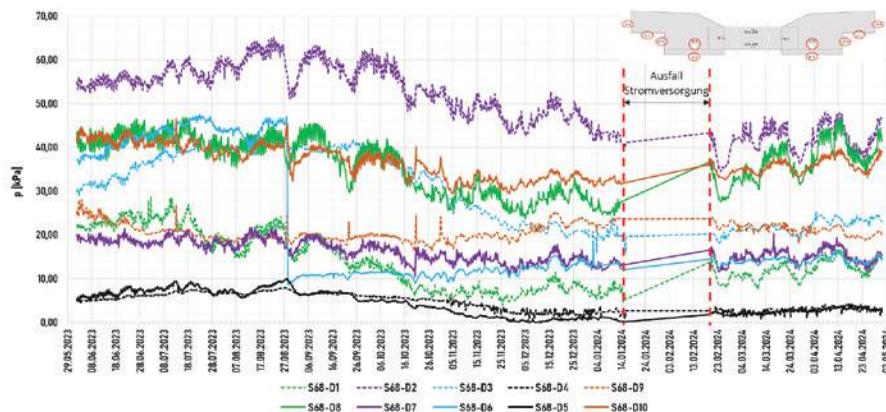


Abb. 21: Messwerte Druckmessdosen – Sperre 68 (3t)

Auch bei den bei der Neubausperre 68 im Innenbereich des Mittelbalkens gemessenen Dehnungen des Betons ist eine Reaktion auf die Starkniederschläge von September und November 2023 zu erkennen.

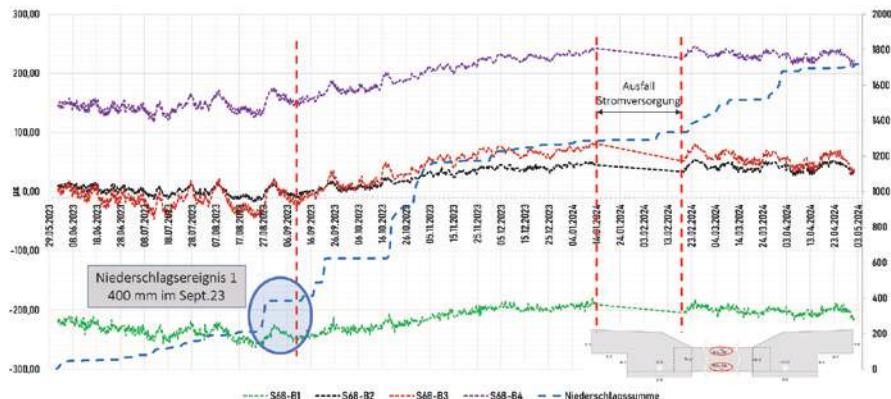


Abb. 22: Messwerte Dehnungen Mittelbalken Sperre 68 (3t)

4 Fazit und Ausblick

Das Messsystem ist in Funktion und gibt schon einige interessante Ansätze. Die Auswertung der Messergebnisse liegt infolge des kurzen Messzeitraumes allerdings erst in der Anfangsphase.

Zielsetzung ist es, die Belastungen auf das Bauwerk in Verbindung mit den Kriechdrücken aus den seitlichen Hangdrücken, die Größe der Verschiebungen der einzelnen Bauteile zueinander und den Einfluss von Starkniederschlägen in Verbindung mit Hochwässern auf das System im Detail zu analysieren und zu verstehen.

Dafür ist die Sicherstellung einer ausfallfreien Energieversorgung der einzelnen Messsysteme Voraussetzung.

Rutschung Brienz/Brinzauls GR: Eine Zukunft dank Tiefenentwässerung?

Flurina Brunold^{1,*}, Daniel Figi¹, Reto Thöny¹ und Marco Fürer²

¹ BTG Büro für Technische Geologie AG, Sargans

² Amberg Engineering AG, Chur

* Vortragende: flurina.brunold@btgeo.ch

1 Einleitung

1.1 Lage und Handlungsbedarf

Die Rutschung Brienz befindet sich im Zentrum vom Kanton Graubünden bei Tiefencastel, südlich der Lenzerheide (vgl. Abb. 1a) und erstreckt sich von der Albula (Fluss) auf etwa 850 m ü. M. bis ins Gebiet Propissi auf knapp 1'800 m ü. M. Die Rutschung bedeckt eine Fläche von rund 2.5 km², wobei im Zentrum das Dorf Brienz/Brinzauls GR liegt (vgl. Abb. 1b). Zudem wird die Rutschung von mehreren Verkehrsachsen, der RhB-Bahnlinie sowie der Stromleitung nach Italien gequert. Die Ortschaft Brienz/Brinzauls GR mit knapp 100 Einwohnern und die erwähnten Infrastrukturanlagen weisen ein erhebliches Schadenpotential durch die in Brienz vorherrschenden Naturgefahrenprozesse Sturz und Rutschung auf.

Es ist seit jeher bekannt, dass das Gebiet rund um das Dorf Brienz/Brinzauls GR in Bewegung ist. Die Rutschung Brienz wird seit 1924 geodätisch vermessen. Bis ins Jahr 2000 lagen Bewegungsraten von 5 - 10 cm/Jahr vor. Seit dem Jahr 2000 haben sich die Verschiebungsgeschwindigkeiten markant erhöht, mit einem Anstieg auf 0.5 m/Jahr bis ins Jahr 2017 und einer weiteren Zunahme bis zu 1.5 m/Jahr im Frühling 2022. Im Mai 2024 betrug die Geschwindigkeit der Rutschung im Dorf Brienz rund 2.0 m/Jahr und im Bereich der instabilen Felsen oberhalb des Dorfes bei 3 bis 8 m/Jahr. Aufgrund der zunehmenden Sturzaktivität bergseits des Dorfes wird die gesamte Großhang-



Abb. 1: (a) Der orange Punkt zeigt die geografische Lage der Rutschung Brienz (Quelle: OpenStreetMap), (b) Situation der Rutschung Brienz (rote Linie: Ausdehnung Rutschung) mit dem Dorf und den betroffenen Infrastruktur anlagen (Quelle: Gemeinde Albula/Alvra).

bewegung seit 2009 systematisch geodätisch überwacht.

Aufgrund der stetig zunehmenden Rutschgeschwindigkeiten und der damit einhergehenden Schäden an Wohngebäuden und Infrastruktur anlagen ist die gegenwärtige Entwicklung für Bewohner, Versorgungs- und Infrastrukturbetreiber nicht mehr tragbar und verlangt nach Maßnahmen, welche eine möglichst rasche und dauerhafte Verbesserung der Situation bringen.

1.2 Geologisches Modell vor Beginn der Detailuntersuchungen (Stand 2014)

Das zu Beginn der geologischen und hydrogeologischen Detailuntersuchungen im Frühling 2018 vorliegende geologische Modell stammte aus dem Jahr 2014 (vgl. Abb. 2, BauGrundRisk 2014). Das Modell wurde anhand von geologischen Kartierungen und Strukturmessungen an der Geländeoberfläche erstellt. Damals lagen keine Sondierungen resp. Tiefenerkundungen vor, weshalb keine verlässlichen Angaben zum Aufbau des Untergrundes, zur Tiefe der Gleitflächen sowie zum Einfluss durch das Wasser gemacht werden konnten.

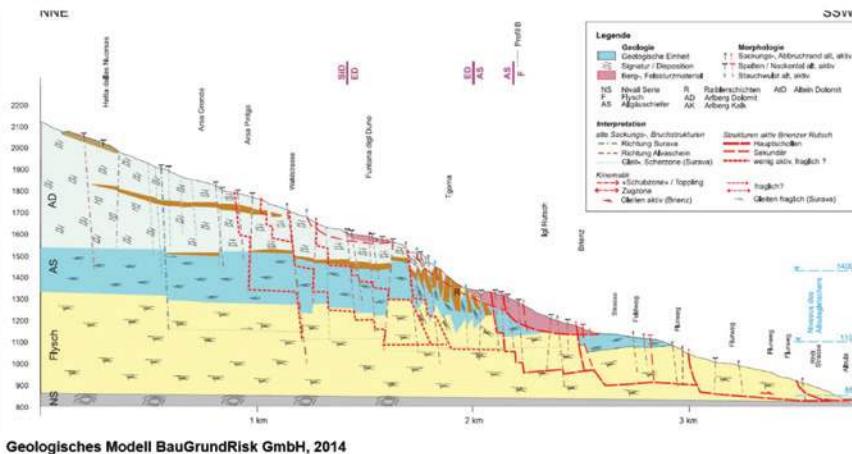


Abb. 2: Geologisches Modell der Rutschung Brienz aus dem Jahr 2014

(Quelle: BauGrundRisk 2014).

Gemäß der damaligen Modellvorstellung fielen die Schichten talwärts ein und waren im Bereich der Rutschung stark zerbrochen. Die Rutschung bestand aus mehreren, nicht zusammenhängenden Rutschschollen, welche miteinander interagieren. Der Verlauf der Gleitfläche wurde als gestuft angenommen und reichte bis auf die Gegenseite unter dem Fluss Albula hindurch. Die einsetzende Zunahme der Bewegungsrate sowie die kinematischen Prozesse konnte mit diesem Modell nicht erklärt werden. So wurden im Jahr 2018 im Rahmen einer großangelegten Untersuchungskampagne mit umfassenden Tiefenerkundungsmaßnahmen gestartet. Ziel der Detailuntersuchungen war, ein geologisches und hydrogeologisches Modell der Rutschung Brienz zu erstellen, welches in der Lage ist die geologischen, hydrogeologischen, kinematischen und geomechanischen Prozesse der Rutschung Brienz nachvollziehbar zu erklären. Zudem sollte geklärt werden, ob die Rutschung Brienz mit geeigneten technischen Maßnahmen saniert werden kann.

2 Geologische und hydrogeologische Untersuchungen 2018 bis 2024

2.1 Allgemeines

Die Detailuntersuchungen wurden im Zeitraum zwischen Juni 2018 und Juni 2021 durchgeführt. Die Untersuchungen fokussierten anfänglich auf die Rutschung Dorf und wurden im Jahr 2020 auf die Rutschung Berg ausgeweitet (vgl. Abb. 3). Gleichzeitig wurden mögliche Sanierungsmaßnahmen geprüft und evaluiert. In diesem Zusammenhang mussten ebenfalls weitere geologische Abklärungen durchgeführt werden, um die damit zusammenhängenden Fragestellungen zu klären. Basierend auf den fortlaufend neu gewonnenen geologischen und hydrogeologischen Erkenntnissen wurden die Untersuchungen laufend ergänzt und zeitlich verlängert.

2.2 Zusammenfassung Untersuchungen Juni 2018 bis März 2024

Die gesamte Südflanke vom Piz Linard bis zum Fluss Albula ist von geomorphologischen Phänomenen und Prozessen einer tiefgründigen Großhangbewegung geprägt, welche in verschiedenen Hangbereichen unterschiedlich aktiv sind. Der ausbauchende Hangbereich unterhalb von ca. 1'200 m ü. M., auf welcher das Dorf Brienz/Brinzauls GR liegt, wird als Rutschung Dorf bezeichnet und die Felswände und Ausbruchnischen oberhalb des Dorfes bis auf ca. 1'800 m ü. M. als Rutschung Berg (vgl. Abb. 3).

In Abbildung 3 ist eine Zusammenstellung aller durchgeföhrten Untersuchungen zwischen Juni 2018 und März 2024 grafisch dargestellt und daneben aufgelistet.

Zusätzlich zu den Sondierbohrungen und geophysikalischen Untersuchungsmethoden wurde eine großräumige geomorphologische, geologische und hydrogeologische Feldkartierung ausgeführt, um die Rutschphänomene zu erfassen.

Um ein besseres Verständnis der hydrogeologischen Verhältnisse im Gebiet zu erhalten, wurde zuerst ein umfassender Quellenkataster erstellt. Ausgewählte Quellen wurden daraufhin periodisch sowie permanent überwacht

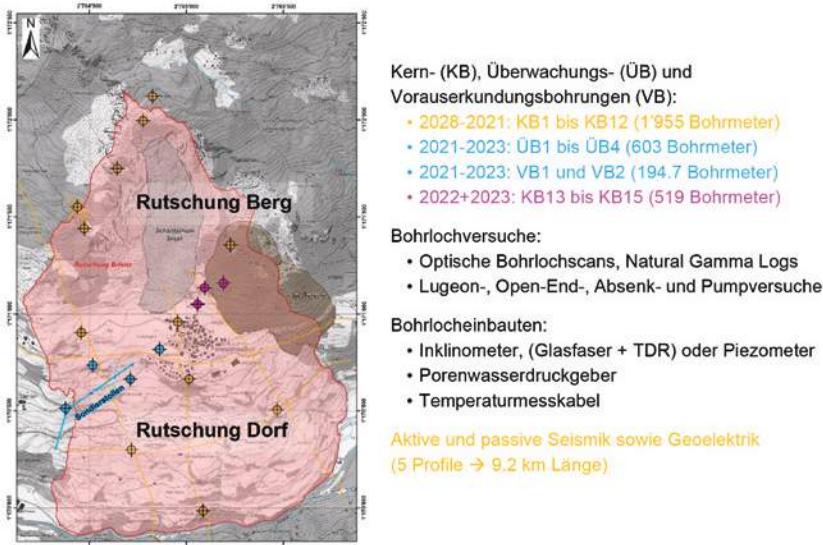


Abb. 3: Übersicht Rutschung Brienz mit ausgeführten Untersuchungen (farblich abgestimmt, Quelle: BTG 2022).

und es wurden chemisch-physikalische Wasserproben sowie Proben für Isotopenanalysen entnommen. Zudem wurde ein großräumiger Markierversuch und eine schneehydrologische Analyse zur Ermittlung der Wassereinträge und der Fließwege im Untersuchungsgebiet ausgeführt.

2.3 Geologisches Modell 2021 und 2024

Die Detailuntersuchungen (BTG 2022) haben gezeigt, dass Tiefenuntersuchungen für ein robustes und verlässliches geologisch-kinematisches Modell sowie für ein vertieftes Prozessverständnis einer komplexen Großhangbewegung unabdingbar sind. Die bis zu 340 m tiefen Kernbohrungen und die darin eingebauten Messinstrumente sowie die zahlreichen geophysikalischen Oberflächen- und Bohrlochuntersuchungen lieferten grundlegende Erkenntnisse zum geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Aufbau der instabilen Felsmassen und zu den Bewegungsmechanismen.

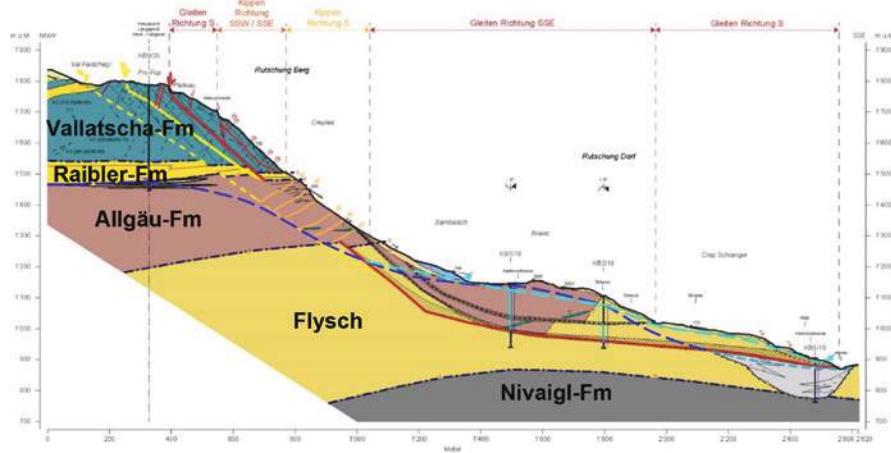


Abb. 4: Geologisches Modell 2021 (Quelle: BTG 2022).

Der geologische Aufbau der Rutschung Brienz kann generell in die Rutschmasse, den basalen Rutschhorizont und den stabilen Untergrund unterteilt werden.

Die Rutschmasse ist beim Dorf Brienz/Brinzauls rund 150 m mächtig (vgl. Abb. 4). Zu den seitlichen Rändern der Rutschung und zur Albula hin nimmt die Mächtigkeit der Rutschmasse deutlich ab und beträgt noch etwa 80 m im östlichen, 45-65 m im westlichen Bereich sowie knapp 30 m am Fuß der Rutschung. Im östlichen Randbereich überlagert zudem der Igl Rutsch, eine alte Rutschablagerung aus dem Jahr 1878, die Rutschung Brienz mit einer Mächtigkeit von etwa 20 m. Die Gleitfläche der Rutschung Brienz weist im Bereich des Dorfes eine Neigung von rund 10° und im Bereich der Rutschung Berg von rund 45° auf (bilineare Gleitfläche).

Die Rutschmasse besteht vorwiegend aus mechanisch unterschiedlich stark beanspruchtem Flysch und untergeordnet aus Allgäu-Schiefern. Der basale Rutschhorizont der Rutschung Dorf ist teils bis mehr als zehn Meter mächtig und besteht aus komplett entfestigtem, zu Silt und Ton zerriebenem Fels mit Gesteinsbruchstücken, der auch als Bruch- resp. Rutschbrekzie bezeichnet werden kann. Der stabile Untergrund unterhalb der Rutschmasse

und dem basalen Rutschhorizont besteht weitgehend aus anstehendem Fels. Eine Ausnahme bildet der Fussbereich der Rutschung. Hier wird der stabile Felsuntergrund von mehr als 100 m mächtigen, fluviatilen Ablagerungen der Albula überlagert. Diese Bachschuttablagerungen der Albula wurden im zentralen Bereich von der Rutschmasse um 400-500 m überfahren. Dabei hat die Rutschmasse den Flusslauf der Albula an den südlichen Talrand abgedrängt, wo sie heute fließt.

Die Kernbohrungen der Jahre 2022/23, welche im Zusammenhang mit der Planung der Linienführung des Entwässerungsstollens ausgeführt wurden, lieferten neue relevante Erkenntnisse über den geologischen und hydrogeologischen Aufbau der Rutschmasse nördlich des Dorfes Brienz/Brinzauls (vgl. pinker Kasten in Abb. 5).

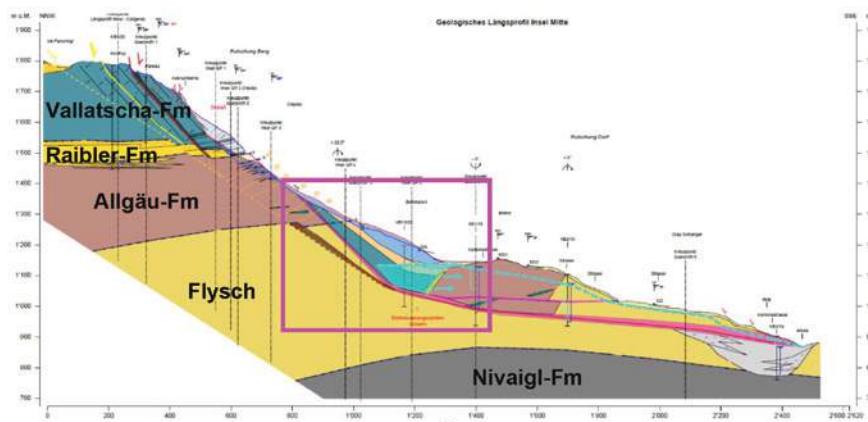


Abb. 5: Geologisches Modell 2024 (Quelle: BTG 2024).

Der geologische Aufbau der Rutschmasse im Gebiet des Dorfes Brienz/Brinzauls GR den geologischen Aufbau der bergseits des Dorfes aufgeschlossenen Gesteinsabfolge widerspiegelt (vgl. pinker Kasten in Abb. 5). Somit wird die Rutschmasse im Gebiet der Rutschung Dorf aus aufgelöstem und zerbrochenem Fels der Vallatscha-, der Raibler-Fm, der Allgäu-Fm und dem Flysch aufgebaut. Bei der Vallatscha-Fm handelt es sich um vollständig zu Lo-

ckergestein zerbrochenem Dolomit-Fels, welche als trogförmige Ablagerung vorliegt. Innerhalb dieses Lockergesteins wurde ein konstanter, untief liegender Hang-/Grundwasserspiegel angetroffen. Momentan wird davon ausgegangen, dass es sich hier um einen gut durchlässigen Lockergesteinsaquifer handelt, welcher die talseits davon liegende zerbrochene und geringer durchlässige Rutschmasse aus Allgäu-Fm und Flysch stetig mit Wasser speist und dafür sorgt, dass der Wasserspiegel in der talwärtigen Rutschmasse hoch gehalten wird.

Mit den Detailuntersuchungen wurde festgestellt, dass das Wasser im Untergrund der treibende Faktor ist, da eine 10° geneigte Gleitfläche ansonsten nicht in Bewegung wäre.

3 Sondierstollen

3.1 Allgemeines

Zeitgleich mit den geologischen und hydrogeologischen Detailuntersuchungen wurde ein Literaturstudium zu möglichen Sanierungsvarianten durchgeführt (BTG 2020a, 2020b). In dieser Studie wurde eine Tiefenentwässerung der Rutschung Brienzi mittels eines Stollens als erfolgversprechendste Variante beurteilt. Mit einem 635 m langen Sondierstollen südwestlich des Dorfes Brienzi (vgl. Abb. 3) und damit verbundenen Sondier-, Drainage- und Überwachungsbohrungen (vgl. Abb. 6) sollen die geologisch-hydrogeologischen Verhältnisse des stabilen, anstehenden Gebirges unterhalb der Rutschung Dorf sowie in der Rutschmasse selbst erkundet und charakterisiert sowie hinsichtlich der Drainierbarkeit mittels Tiefenentwässerung beurteilt werden. Der Sondierstollen stellt daher einen großmaßstäblichen Feldversuch zur vorgängigen Wirksamkeitsprüfung einer Tiefenentwässerung am Standort Brienzi/Brinzauls GR dar (BTG 2020c).

3.2 Projektierung und Konzept

Die Lage des Portalstandortes und der Verlauf der Linienführung des Sondierstollens sind das Resultat einer umfassenden Variantenstudie (BTG 2020b, vgl. Abb. 3). Folglich handelte es sich bei der projektierten Linienführung um den im Jahr 2020 erfolgversprechendsten Standort bezüglich des Nachweises der Wirksamkeit einer Tiefenentwässerung im Gebiet der Rutschung Dorf. Der Sondierstollen wurde bewusst außerhalb des Siedlungsgebiets geplant, um das Risiko von allfälligen negativen Auswirkungen (differenzielle Geländesetzungen) möglichst klein zu halten.

Die Bauphase des Sondierstollens erstreckte sich vom September 2021 bis Juni 2022 und beinhaltete den Stollenvortrieb, die Erstellung der talseitig angeordneten Bohrnicchen sowie einen Teil der daraus erstellten Drainage- und Überwachungsbohrungen ins stabile Gebirge. Der Sondierstollen wurde im steigenden Vortrieb mit einem Gefälle von 2% erstellt, damit im Stollen anfallendes Bergwasser frei auslaufen kann. Der Vortrieb erfolgte im Sprengvortrieb (Hufeisenprofil mit gekrümmten Paramenten und einer Gesamthöhe von 4.8 m, Ausbruchquerschnitt 17 m²) und verläuft durchgehend im unbewegten, stabilen Fels (Flysch) unterhalb der Rutschmasse und des Rutschhorizonts (Amberg Engineering AG, 2020).

Das Untersuchungskonzept aus dem Sondierstollen bestand aus einem zweiphasigen Vorgehen (BTG 2021). In der ersten Phase wurde die Drainierbarkeit des stabilen Gebirges unterhalb der Rutschung Dorf untersucht. Dies erfolgte einerseits mittels hydraulischer Charakterisierung der geologischen Strukturen und Wasserzutritte während dem Stollenvortrieb. Andererseits wurden an der Geländeoberfläche vier Überwachungs- und im Sondierstollen zwei Vorauserkundungsbohrungen erstellt und instrumentiert (vgl. pinke Bohrungen in Abb. 6) als auch 11 Drainagebohrungen aus den Bohrnicchen resp. Normalprofil ins stabile Gebirge erstellt und der Wasseranfall periodisch gemessen und chemisch analysiert (blaue Bohrungen in Abb. 6).

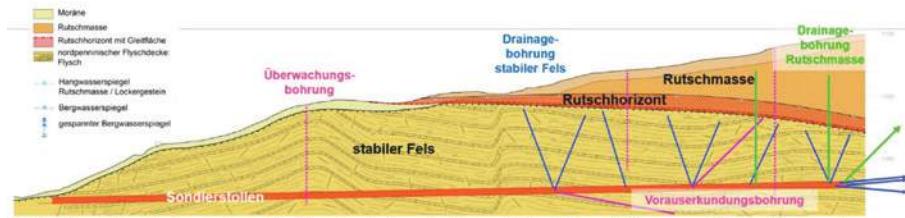


Abb. 6: Vereinfachte Darstellung des Sondierstollens (rot) im stabilen Fels mit den ausgeführten Überwachungs- und Vorauserkundungsbohrungen (pinke Linien), Drainage- (blaue Linien) und Sondierbohrungen (grüne Linien) (Quelle: BTG 2020d und 2021).

Rund ein halbes Jahr nach Abschluss der letzten Drainagebohrungen aus dem Sondierstollen begann die zweite Phase (April 2023), in welcher die Drainierbarkeit der Rutschmasse untersucht wurde. Dies erfolgte mittels vier 45° bis 90° steigenden nach oben gerichteten Sondierbohrungen durch den basalen Rutschhorizont in die Rutschmasse (vgl. grüne Bohrungen in Abb. 6). In diesen Bohrungen wurden ebenfalls Messungen des Wasseranfalls sowie chemische Analysen durchgeführt.

Das zweiphasige Vorgehen zielte darauf ab, dass sich sowohl die positiven wie auch allfällige negativen Auswirkungen einer Tiefenentwässerung innerhalb und unterhalb der Rutschung sowohl zeitlich als auch räumlich eindeutig zuordnen lassen.

3.3 Resultate

3.3.1 Entwässerung stabiles Gebirge

Während der Entwässerung des stabilen Gebirges konnte im nahen Einflussbereich des Sondierstollens eine markante Absenkung des gespannten Felswasserspiegels unterhalb der Rutschmasse beobachtet werden. In der Überwachungsbohrung ÜB3, welche bei Stollenmeter 571 und in einer Distanz von 45 m zum Sondierstollen liegt, konnte bis zum Abscheren der Messsonde eine Druckabsenkung von 52 m (5.2 bar nach 9 Monaten) erzielt werden (vgl. Abb. 7a pinker Kasten).

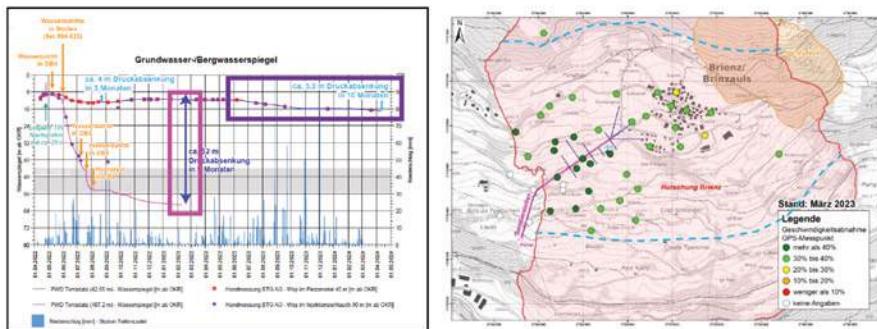


Abb. 7: (a) Ganglinien der Wasserspiegel im Fels sowie in der Rutschmasse (Quelle: BTG 2024), (b) Situation mit Rutschbewegungen vom März 2023 im Vergleich zum Referenzzeitraum Juli bis Dezember 2021. Die blau gestrichelte Linie stellt den Bereich mit Auftriebsdruck im stabilen Gebirge unterhalb der Rutschmasse dar. (Quelle: BTG 2024).

Die Beobachtungsphase der Entwässerung des stabilen Fels unterhalb der Rutschung dauerte von März 2022 bis und mit März 2023. Dabei konnte für große Teilbereiche der Rutschung Berg und Dorf eine signifikante Verlangsamung festgestellt werden (vgl. Abb. 7b). Im Nahbereich des Stollens konnten die Rutschgeschwindigkeiten beinahe halbiert werden (vgl. dunkelgrüne Punkte in Abb. 7).

3.3.2 Entwässerung Rutschmasse

Von den vier zwischen April und September 2023 ausgeführten Drainagebohrungen in die Rutschmasse waren nur deren drei erfolgreich. In der Überwachungsbohrung ÜB3 konnte rund drei Monate später im Nahbereich der entsprechenden Drainagebohrungen eine Absenkung des Hangwasserspiegels beobachtet werden (Juni 2023). Bis zum Abscheren dieser drei Drainagebohrungen im Mai 2024 konnte in der Rutschmasse eine totale Absenkung von rund 5 m (0.5 bar) in 10 Monaten erzielt werden (vgl. Bild 7a, violetter Kasten). Zu Beginn wurden in den drei Sondierbohrungen Abflussmengen von rund 100 l/min und pro Bohrung gemessen. Diese Abflussmenge nahm mit der Zeit ab und lag Ende März noch bei 4-12 l/min. Anfang April hat die Wassermenge

am Portal des Sondierstollens abrupt abgenommen und die Messungen an den Sondierbohrungen haben gezeigt, dass eine Abscherung dieser Drainagebohrungen begann.

3.4 Fazit Sondierstollen

Der Sondierstollen mit den daraus erstellten Vorauserkundungs-, Drainage- und Sondierbohrungen hat wertvolle und wichtige Erkenntnisse über die Drainierbarkeit und die Wirksamkeit einer Tiefenentwässerung der Rutschung Brienz hervorgebracht. So hat der Sondierstollen das geologische-hydrogeologische Modell des Jahres 2021 in vielen Bereichen bestätigt. Somit lag ein belastbares geologisches und hydrogeologisches Modell als Grundlage für die Planung des Entwässerungsstollens als Sanierungsmaßnahme vor.

Folgendes wurde mit dem Sondierstollen und den daraus erstellten Bohrungen nachgewiesen:

- Die Drainierbarkeit des stabilen Gebirges unterhalb der Rutschmasse
 - signifikante Druckabsenkung im Einflussbereich des Sondierstollens
 - Wirksamkeit einer Tiefenentwässerung des stabilen Gebirges
 - signifikante Verlangsamung der Rutschbewegungen
 - Drainierbarkeit der Rutschmasse (gering durchlässige Tonschiefer)
 - hoher Wasseranfall verbunden mit bescheidener Druckabsenkung
 - Wirksamkeit einer Tiefenentwässerung der Rutschmasse
 - verlangsamte Beschleunigung im Einflussbereich des Sondierstollens

4 Ausblick Entwässerungsstollen

Ziel der Sanierungsmaßnahme mittels Entwässerungsstollen ist eine möglichst rasche Verlangsamung der Geländebewegungen im Siedlungsgebiet auf unter 10 cm/Jahr. Das Drainagekonzept sieht eine gleichzeitige Entwässerung des stabilen Untergrundes (Fels) sowie der Rutschmasse mit über 100 Drainage- und Erkundungsbohrungen vor (BTG 2023b, vgl. Abb. 8). An-

gestrebt werden eine rasche Entwässerung und Wasserdruckreduktion über die gesamte Breite der Rutschung Dorf.

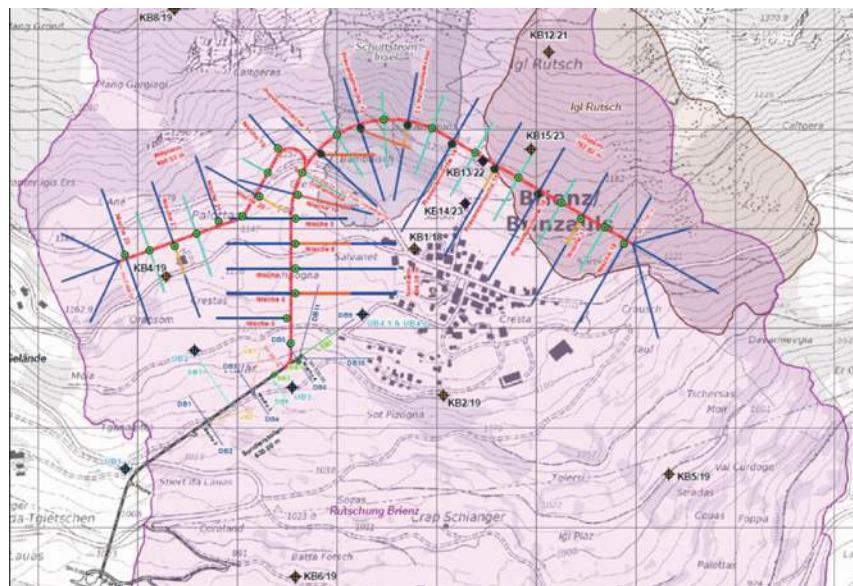


Bild 8, Verlauf Entwässerungsstollen und geplante Erkundungs- sowie Drainagebohrungen
(Quelle: BTG 2023b).

Die Resultate aus dem Sondierstollen haben zudem gezeigt, dass eine Verlangsamung der Rutschbewegungen im Gebiet der Rutschung Dorf auch eine stabilisierende Wirkung auf die instabilen Felsbereiche bergseits des Dorfes ausüben kann, welche infolge großvolumiger Bergsturzprozesse eine zusätzliche Gefährdung für das Dorf Brienz/Brinzauls GR darstellen.

Literatur

- [1] BauGrundRisk GmbH, Dr. R. Krähenbühl, (2014): Brienz / Brinzauls, Bergsturzgebiet Brienz, Geologische Abklärungen im Rutsch und Bergsturzgebiet (Bericht Nr. 13022183-1 vom 30. Juni 2014).

- [2] Amberg Engineering AG. 2020: Sondierstollen Rutschung Brienz. Bauprojekt, Technischer Bericht. Chur.
- [3] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2020a): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Literaturstudie Sanierung, Geologisch-hydrogeologischer Bericht (Bericht Nr. 5897-4 vom 4. Mai 2020).
- [4] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2020b): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Projektskizze geologische Machbarkeit Sondierstollen, Stufe Voruntersuchung, Geologischer Bericht (Bericht Nr. 5897-6 vom 15. Mai 2020).
- [5] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2020c): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Massnahmen-beurteilung für Sanierung, Geologischer Bericht (Bericht Nr. 5897-7 vom 26. Juni 2020).
- [6] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2020d): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Sondierstollen: Geologische Grundlagen Stufe Bauprojekt, Geologisch-geotechnischer Bericht (Bericht Nr. 5897-9 vom 18. Dezember 2020).
- [7] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2021): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Sondierstollen: Geologisches Untersuchungs- und Überwachungskonzept, Geologischer Bericht (Bericht Nr. 5897-10 vom 18. Dezember 2020/5. Februar 2021).
- [8] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2022): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Geologische Detailuntersuchungen 2018 - 2021: Sondierbohrungen (Bericht Nr. 5897-13), Geophysik (Bericht Nr. 5897-14), Struktureogeologie und Geomorphologie (Bericht Nr. 5897-15), Hydrogeologie (Bericht Nr. 5897-18), Geologisch-kinematicsches Modell (Bericht Nr. 5897-19), Hydrogeologisches Modell (Bericht Nr. 5897-20) und Zusammenfassende Synthese Geologie, Kinematik, Hydrogeologie (Bericht Nr. 5897-21) vom 1. Februar 2022.
- [9] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2023a): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Sondierstollen Rutschung Brienz, Befund Geologie, Hydrogeologie, Geotechnik (Bericht Nr. 5897-25 vom 31. März 2023).
- [10] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2023b): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Entwässerungsstollen, Bohr- und Drainagekonzept, Technischer Bericht (Bericht Nr. 5897-41 vom 21. September 2023).
- [11] BTG Büro für Technische Geologie AG, (2024): Rutschung Brienz/Brinzauls GR, Sondierstollen Überwachung Entwässerung (Bericht Nr. 5897-32 in Bearbeitung).



- **FARFALLA Böschung**

- Straßen- und Forstwegebau
- Sanierung von Rutschungen
- Schneller und einfacher Einbau
- Erhältlich in 2 Baugrößen

- **FARFALLA Bach- und Runsenverbauung**

- Stabilisierung von Gerinnen (Böchen / Runsen)
- Alternative zu Sperren aus Holz
- Schneller und einfacher Einbau
- Erhältlich in 3 Baugrößen

- **Lawinenschutzbauten aus Stahl**

- Stahlschneibrücken Dk-2,0 bis Dk-5,0
- Triebsschneewände
- Lawinenablenkwände
- Lawinenablenkkeile
- Gleitschutzböcke GSB-1,5

- **Stahlwasserspulen**

- Selbstreinigend
- Längen 4 bis 6 Meter



Block 3

Permafrost

Sektionsleiter DI Gebhard Walter
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und
Lawinenverbauung Tirol, Innsbruck

Permafrost und Klimawandel – Sind Anpassungen im Naturgefahren- und Risikomanagement notwendig?

Margreth Keiler^{1, 2},

¹ Universität Innsbruck, Institut für Geographie, Innsbruck

² Österreichische Akademie der Wissenschaften,

Institut für Interdisziplinäre Gebirgsforschung, Innsbruck

margreth.keiler@uibk.ac.at, margreth.keiler@oeaw.ac.at

1 Permafrost, Klimawandel und Naturgefahren

Permafrost in den Alpen erwärmt sich aufgrund des Klimawandels, wie einige Temperaturmessungen in Bohrlöchern aufzeigen (Biskaborn et al., 2019; Haberkorn et al., 2021). Dies bewirkt verändernde Bedingungen und Verbreitung von Permafrost, wobei dieser im Hochgebirge eine fragmentierte Verbreitung und starke Abhängigkeit von topographischen Faktoren aufweist. Die Erwärmung und Degradation von Permafrost beeinflusst direkt und indirekt geomorphologische Prozesse im Hochgebirge, wie zum Beispiel eine Verringerung der Hangstabilität oder die Häufung von Sturzereignissen (Haeberli et al., 2017). Diese Prozesse werden zu Naturgefahren, wenn sie zu möglichen Schäden in Siedlungen und an Infrastrukturen führen. Im Hochgebirge umfasst die Infrastruktur meist Bergbahnstationen, Masten, Restaurants, Schutzhütten, Wasserrohre, Lawinenverbauungen, Telekommunikationsanlagen, Stollen, Bahngleise, Bergwege und -straßen, welche Funktionen für den Tourismus, die Kommunikation, die Energieversorgung oder den Schutz vor Naturgefahren zur Verfügung stellen. Eine Veränderung des Risikos für Siedlungen und den Dauerwirtschaftsraum in Talregionen im Kontext von Permafrost entstehend meist durch Kaskadeneffekte oder Multi-Gefahren (z.B. Piz Cengalo – Bondo 2017).

2 Kaskadenereignisse und Risiko

Kaskadenprozesse sind in den letzten 15 Jahren in den Mittelpunkt der Gefahren- und Risikoforschung gerückt und stehen in engem Zusammenhang mit Studien über Multi-Gefahren. Unerwartete Kaskadenereignisse und die damit verbundenen Opfer und Schäden lenken die Aufmerksamkeit auf die möglichen verstärkten Risiken, die durch Kaskaden-Gefahren/Prozesse entstehen. Degradation von Permafrost und nachgelagerte geomorphologische Prozesse (Stürze, Rutschungen) oder auch Blockgletscher im Hochgebirge können dazu beitragen, dass mehr mobilisierbares Material für Murgänge aufbereitet wird. Dies kann ein Startpunkt für ein Kaskadenereignis sein. Ein Schwerpunkt des Beitrags liegt auf der Analyse der verschiedenen Arten von Wechselwirkungen, die bei kaskadierenden Gefahrenereignissen auftreten können, und deren Abhängigkeit von Zeit und Raum. Es werden aktuelle Herausforderungen in Bezug auf die Ansätze zur Analyse und zum besseren Verständnis von Gefahrenkaskaden und Permafrost vorgestellt sowie erste Ideen zur Beantwortung der Fragen, was fehlt, was benötigt wird und wie es für die Gefahren- und Risikoanalyse/das Risikomanagement genutzt werden kann.

Literatur

- [1] Biskaborn, B.K., Smith, S.L., Noetzli, J., Matthes, H., Vieira, G., Streletschi, D.A., Schoeneich, P., Romanovsky, V.E., Lewkowicz, A.G., Abramov, A., Allard, M., Boike, J., Cable, W.L., Christiansen, H.H., Delaloye, R., Diekmann, B., Drozdov, D., Etzelmüller, B., Grosse, G., Guglielmin, M., Ingeman-Nielsen, T., Isaksen, K., Ishikawa, M., Johansson, M., Johannsson, H., Joo, A., Kaverin, D., Kholodov, A., Konstantinov, P., Kröger, T., Lambiel, C., Lanckman, J.-P., Luo, D., Malkova, G., Meiklejohn, I., Moskalenko, N., Oliva, M., Phillips, M., Ramos, M., Sannel, A.B.K., Sergeev, D., Seybold, C., Skryabin, P., Vasiliev, A., Wu, Q., Yoshikawa, K., Zheleznyak, M., Lantuit, H., 2019. Permafrost is warming at a global scale. *Nature Communications* 10, 264. <https://doi.org/10.1038/s41467-018-08240-4>

- [2] Haberkorn, A., Kenner, R., Noetzli, J., Phillips, M., 2021. Changes in Ground Temperature and Dynamics in Mountain Permafrost in the Swiss Alps. *Frontiers in Earth Science* 9. <https://doi.org/10.3389/feart.2021.626686>
- [3] Haeberli, W., Schaub, Y., Huggel, C., 2017. Increasing risks related to landslides from degrading permafrost into new lakes in de-glaciating mountain ranges. *Geomorphology* 293, 405–417. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2016.02.009>

Permafrost – Einfluss auf Massenbewegungen und dessen Monitoring im Berner Oberland

Nils Hählen*, Adrian Peter

Amt für Wald und Naturgefahren des Kantons Bern, Interlaken, Schweiz

* Vortragender: nils.haehlen@be.ch

Zusammenfassung

Die Veränderungen im Gebirge infolge des Klimawandels sind groß. Neben dem Permafrost verändern sich auch viele andere Faktoren wie Starkniederschläge oder die Schneedeckung, welche ebenfalls die Auslösung von Massenbewegungen mitbeeinflussen.

Das Permafrost-Messnetz des Kantons Bern liefert Daten zum besseren Verständnis der Veränderungen und für die Beurteilung solcher Gefahren. Am Beispiel des Mutthorns, des Spitze Stei und des Ritzlihorens werden konkrete Auswirkungen dieser Veränderungen auf das Auftreten von Gefahrenprozessen gezeigt.

Der Klimawandel kann künftig im hochalpinen Bereich zu mehr Ereignissen führen (1). Ein neues Instrument zur Identifizierung potenzieller Instabilitäten ermöglicht es, frühzeitig Gebiete mit hohem Risikopotenzial zu erkennen und geeignete Maßnahmen zu ergreifen. Im Berner Oberland ist zu erwarten, dass nur wenige Ereignisse aus dem periglazialen Raum eine Gefahr für die Siedlungen darstellen. Lokal können aber sehr große Herausforderungen entstehen.

1 Einleitung

Die Jahre 2015-2023 waren in der Schweiz gemäß Meteoschweiz die wärmsten seit Messbeginn. Bei der Station Jungfraujoch (3582 m ü. M.) stieg die

Jahresmittlertemperatur zwischen den Perioden 1961-1990 bis 1991-2020 um 1.2°C an. Die Folgen des Klimawandels führen insbesondere im Hochgebirge zu einer veränderten Naturgefahrensituation (1).

Permafrost, der im Berner Oberland auf rund 7% der Fläche erwartet wird, kann bei der Auslösung von Massenbewegungen eine Rolle spielen. Ein Fels- oder Bergsturz wird aber nie durch einen einzelnen Faktor ausgelöst, sondern ist immer das Resultat des Zusammenwirkens verschiedener Faktoren. Davor kann Permafrost einer sein. Intakter Permafrost kann sowohl stabilisierende als auch destabilisierende Wirkung auf Felswände und Lockermaterial haben. Die stabilisierende Wirkung liegt beispielsweise darin, dass die Tiefenreichweite destruktiver Prozesse wie Frostwechselzyklen und das Eindringen von Wasser in den Felsen begrenzt wird (2). Die Konservierung bestehender Instabilitäten, die Reduktion der Scherfestigkeit eisgefüllter Klüfte bei Temperaturen über -1.5°C oder kryostatischer Druck durch Eisseggregation und Frostspaltung sind destabilisierende Wirkungen von Permafrost (2).

Neben der Erwärmung und Degradation des Permafrosts finden im Hochgebirge infolge des Klimawandels noch viele weitere Veränderungen statt:

- Intensivierung der Starkniederschläge
- Anstieg der Schneefallgrenze
- Schmelzen von Gletschern und Firnfeldern
- Zeitliche und räumliche Reduktion der Schneedeckung

2 Permafrost-Messnetz des Kantons Bern

Ab den 2010er Jahren war im Berner Oberland eine Häufung von Ereignissen aus dem periglazialen Raum festzustellen, die über das Gewöhnliche und Bekannte hinausgingen. Gleichzeitig kam eine Studie im Auftrag des Kantons Bern (5) 2015 zum Schluss, dass aus verschiedenen hochalpinen Gebieten Gefahrenprozesse entstehen können, die vereinzelt Siedlungen und wichtige Infrastrukturanlagen in den Tälern gefährden. Das nationale Permafrost Monitoring Netzwerk PERMOS beinhaltete damals nur zwei Stationen im Kanton Bern. Dadurch gab es bis 2015 kaum Informationen zum Vorkommen und

dem Zustand des Permafrosts im Berner Oberland. Aus diesem Grund hat das Amt für Wald und Naturgefahren des Kantons Bern ab 2016 begonnen, ein Permafrost-Messnetz aufzubauen, um Informationen über das Vorkommen, den Zustand und die Entwicklung des Permafrosts zu erhalten. Die Elemente dieses Messnetzes werden in den folgenden Kapiteln beschrieben.

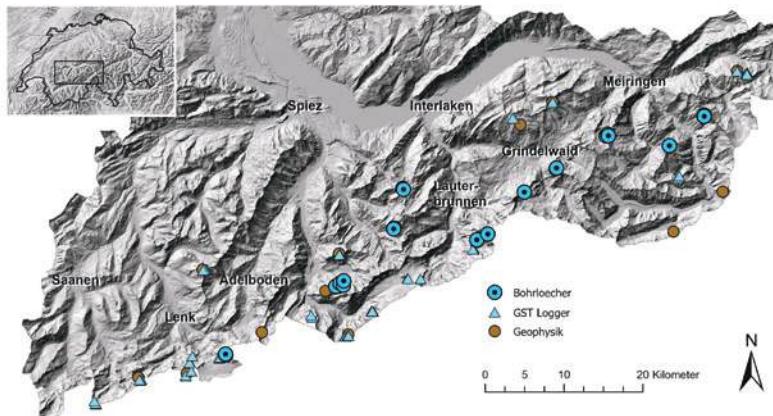


Abb. 1: Übersicht der Standorte des kantonalen Permafrost-Messnetzes.

Die Geodaten zu den Standorten (Metadaten) sind unter (6) aufrufbar.

2.1 Bohrlöcher

Die Messung der Temperatur im Boden ist die einzige Methode, um Permafrost direkt zu messen. Sie ist daher das zentrale Element der Permafrostbeobachtung. Dazu werden Bohrlöcher abgeteuft und mit Messketten instrumentiert, die in verschiedenen Tiefen kontinuierlich die Temperaturen messen. Im Messnetz des Kantons Bern sind die Bohrlöcher zwischen 6 und 30 m tief. Die Erstellung und Instrumentierung von Bohrlöchern sind sehr teuer, weshalb ihre Anzahl stark beschränkt ist. Heute umfasst das kantonale Messnetz 12 Standorte mit 29 Bohrlöchern (vgl. Abb. 1). Es ergänzt das nationale Messnetz von PERMOS.

Abbildung 2 zeigt exemplarisch die Entwicklung der mittleren Temperatur in 6 Meter Tiefe von drei Bohrlöchern an verschiedenen Standorten. Der

saisonale Temperaturverlauf ist bei allen drei Standorten ähnlich, auch wenn sich die absoluten Temperaturen deutlich unterscheiden.

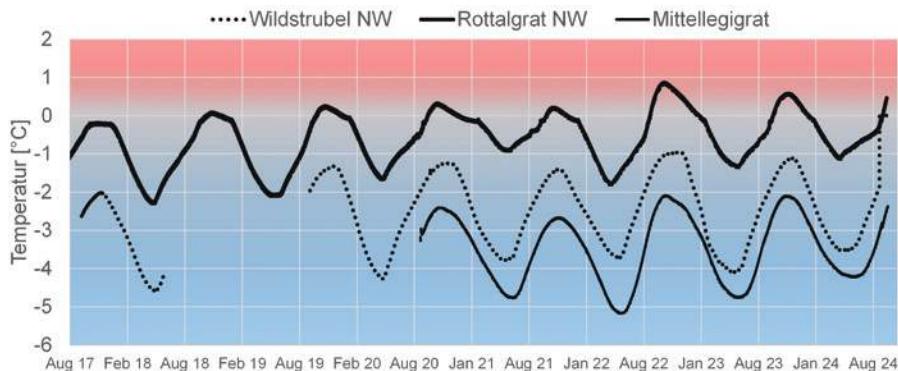


Abb. 2: Entwicklung der mittleren Temperatur in 6 Meter Tiefe von drei Bohrlöchern im Berner Oberland.

2.2 Bodenoberflächen-Temperatur

Die Temperatur an der Bodenoberfläche (Ground Surface Temperature, GST) ist der wichtigste Faktor, der das Vorkommen und die Entwicklung von Permafrost bestimmt. Sie kann relativ einfach über Kleinlogger erfasst werden, die an der Bodenoberfläche platziert werden. Die GST bildet die Energiebilanz an der Bodenoberfläche ab und bestimmt so weitgehend die Temperatur des Permafrosts. In der schneefreien Jahreszeit ist sie hauptsächlich von der Lufttemperatur und der Sonneneinstrahlung beeinflusst. Im Winter spielen die Dauer und Mächtigkeit der Schneedecke eine wichtige Rolle. Beispielsweise kann frühes Einschneien die Wärme vom Sommer im Boden konservieren; spätes Einschneien kann zu einer Auskühlung des Bodens führen (vgl. Abb. 3).

Das GST-Messnetz ergänzt das Messnetz der Bohrlöcher. Weil Logger für die Messung der GST im Vergleich zu Bohrlöchern kostengünstig sind, enthält das Messnetz des Kantons Bern 27 Standorte mit 100 Loggern. Rund die

Hälften der Logger übertragen die Daten automatisch über das Mobilfunknetz. Die andere Hälfte muss alle 2 bis 3 Jahre manuell ausgelesen werden.

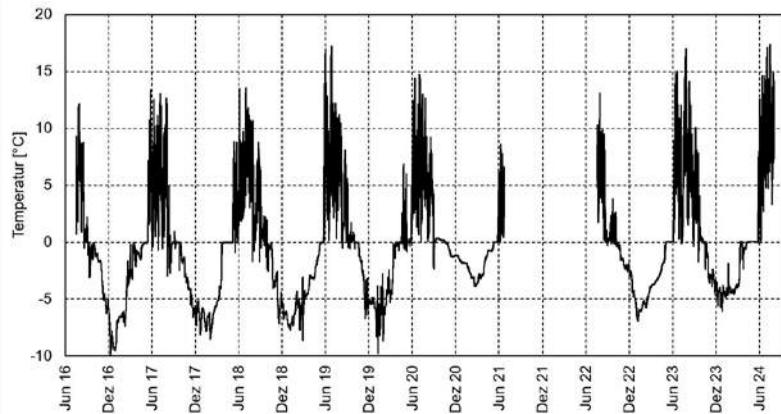


Abb. 3: Entwicklung des Temperaturverlaufs an der Bodenoberfläche am Standort Rottal.

In diesen Daten erkennt man beispielsweise, dass im Frühwinter 2020 sehr früh Schnee fiel und dadurch die Temperatur im Winter nur langsam und im Vergleich zu den Vorjahren viel weniger stark sank.



Abb. 4: Logger zur Erfassung der Temperatur an der Bodenoberfläche.

Der schwarze Logger ist ein Onset HOBO U23 pro v2 und der silbrige ein Altecno O4G-Logger.

2.3 Geophysikalische Messungen

In Permafrostgebieten werden ergänzend zu den Temperaturmessungen auch geophysikalische Messungen mit 2-dimensionaler elektrischer Widerstandstomographie und 2-dimensionaler Refractionsseismik durchgeführt. Diese Messungen erlauben, Wasser und Bodeneis im Untergrund zu erkennen. Durch Wiederholungsmessungen an den gleichen Profilen alle 4 bis 6 Jahre können Veränderungen des Eisanteils im Boden festgestellt werden (vgl. Abb. 5). An eisreichen Standorten lassen sich solche Änderungen allein über Temperaturmessungen im Untergrund nicht vollständig erfassen, weil Temperaturänderungen beim Auftauen des Eises durch die latente Wärme erheblich reduziert werden. Das geophysikalische Messnetz besteht aus 18 Standorten mit Profilen von total 12.5 km Länge.

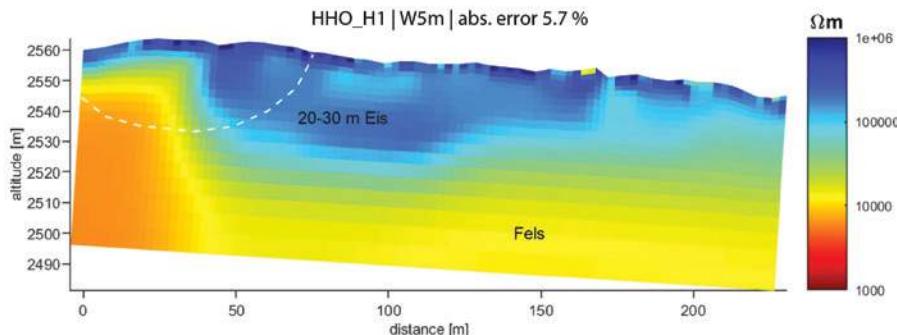


Abb. 5: Elektrisches Widerstandstomographie-Profil HHO-H1 Hohoren am Grimselpass in Guttannen. Die hohen Widerstände in Blautönen zeigen Eis. Die dunkelblauen Töne an der obersten Schicht sind durch luftgefüllte Hohlräume einer sehr grobblockigen Oberfläche verursacht (Bild: Université de Fribourg, Département de géosciences).

3 Fallbeispiele

3.1 Mutthorn

Das Mutthorn (3037 m ü. M.) ist ein Nunataker auf dem Grenzgebiet der Gemeinden Lauterbrunnen und Kandersteg. Seit 2021 werden dort verstärkte Bewegungen beobachtet, welche dazu geführt haben, dass die Hütte des schweizerischen Alpenclubs seit 2022 wegen drohender Felssturzgefahr nicht mehr betrieben werden kann. In Bewegung ist eine Felsmasse von weit über 1 Million Kubikmeter, welche sich aktuell mit rund 10 bis 30 cm pro Jahr verschiebt. Aus dem Frontbereich haben sich in den letzten Jahren bereits mehrfach Felsstürze ereignet. Das Vorkommen von Permafrost ist aufgrund von beobachtetem Kluftfeis nach solchen Felsstürzen erwiesen.

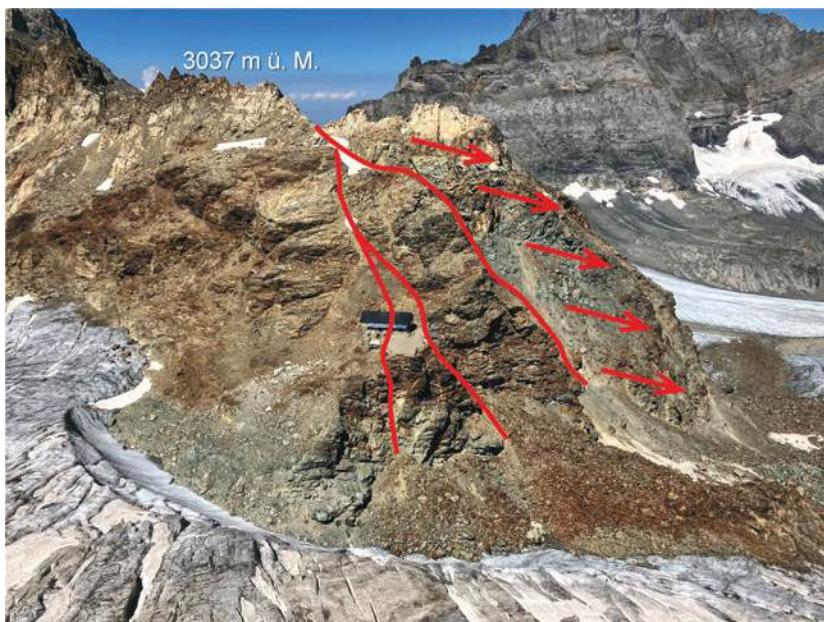


Abb. 6: Ansicht des Mutthorns aus Südosten mit den Hauptablöseflächen in Rot.
Die Felsbewegung erfolgt auf einer 30 bis 40° steilen, gegen SE (Azimut 116 bis 125)
abfallenden Gleitfläche, welche in mehreren Dekameter Tiefe liegt.

Die Felsinstabilität am Mutthorn eignet sich, um die Vielfältigkeit der involvierten Faktoren bei solchen Instabilitäten aufzuzeigen. Die dortige geologisch-geotechnische Prädisposition ist eine wichtige Voraussetzung, dass solche Bewegungen überhaupt auftreten können. Die Ursache für die Aktivierung und Beschleunigung der Bewegungen ist durch eine Kombination von verschiedenen Faktoren verursacht:

- Der Verlust der Gletschermächtigkeit rund um das Mutthorn von ca. 60 m seit 1974 verursacht neue thermische Verhältnisse, verstärkten Wassereintrag und Spannungsumlagerungen in den freigelegten Felsflächen.
- Der Anstieg der Nullgrad- und Schneefallgrenze führt zu einem erhöhten Anteil an flüssigem Niederschlag im Sommerhalbjahr in diesen Höhenregionen.
- Die Reduktion der Dauer der Schneedeckung verlängert die schneefreie Zeit und ermöglicht zusammen mit dem Verschwinden perennierender Schneefelder, dass mehr flüssiger Niederschlag an die Bodenoberfläche und in den Boden gelangt.
- Die Intensivierung der Starkniederschläge bringt in kurzer Zeit mehr Wasser auf die Oberfläche, das über Klüfte zu einem hohen hydrostatischen Wasserdruck im Untergrund führen kann.

All diese Faktoren verursachen zusammen eine starke Saisonalität in den Bewegungsraten der Felsschichten, wie sie von Blockgletschern bekannt sind: Im Winterhalbjahr liegen die Bewegungen auf sehr tiefem Niveau oder klingen ganz ab. Mit dem Einsetzen der Schneeschmelze und der Erwärmung des Bodens im Frühling steigen die Bewegungen rasch an und sind dann stark durch den Wassereintrag in die Felsschichten beeinflusst.

3.2 Spitze Stei

Am Spitze Stei (2974 m ü. M.) oberhalb von Kandersteg im Berner Oberland drohen größere Felsabbrüche mit Volumen von vielen 100'000 bis einigen Millionen Kubikmetern. Die instabile Bergflanke besteht aus mehreren Rutsch-

körpern (3), die sich teilweise um mehrere Meter pro Jahr verschieben. Permafrost ist in dieser Bergflanke durch thermische Messungen in Bohrlöchern, Geophysik sowie Beobachtung freigelegter Eiskörper infolge der Rutschbewegungen nachgewiesen. Wie beim Mutthorn dürfte eine von mehreren Ursachen der aktuellen Krise die Permafrostdegradation sein (vgl. Abb. 8), welche die Wasserdurchlässigkeit im Felsen erhöht. Dadurch nimmt der Wassereintrag in die instabile Bergflanke zu, was die Bewegungen antreibt (vgl. Abb. 7).

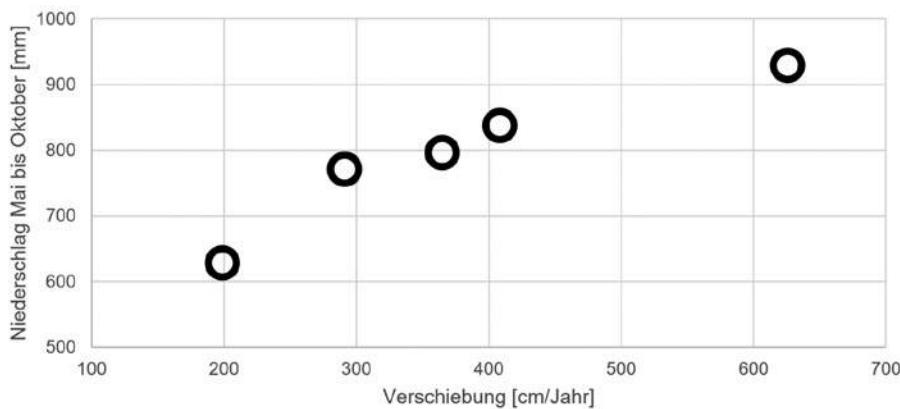


Bild 7, Abhängigkeit der jährlichen Verschiebung (2019 bis 2023, jeweils 1. November bis 31. Oktober) von der Niederschlagsmenge im Sommerhalbjahr zwischen Mai und Oktober am Beispiel des Messpunkts 21 in der Westflanke des Spitze Stei.

Abbildung 8 zeigt das Ergebnis einer rückwärtsgerichteten Modellierung der Temperaturen im Untergrund beim Bohrloch in der Westflanke des Spitze Stei. Es ist gut erkennbar, dass ab 2004 im Boden eine markante Erwärmung eingesetzt hat. Seit 2012 besteht ein Talik, also ein Zwischenbereich, der dauerhaft ungefroren ist. Ab 2015 vergrößert sich die Auftautiefe von Jahr zu Jahr markant. Dies ist auch der Zeitpunkt, ab dem im Berner Oberland vielerorts eine Zunahme von Instabilitäten festgestellt wurde. Seit 2018 haben sich die Bewegungen am Spitze Stei markant verstärkt. Wie am Mutthorn zeigen sie eine starke Saisonalität.

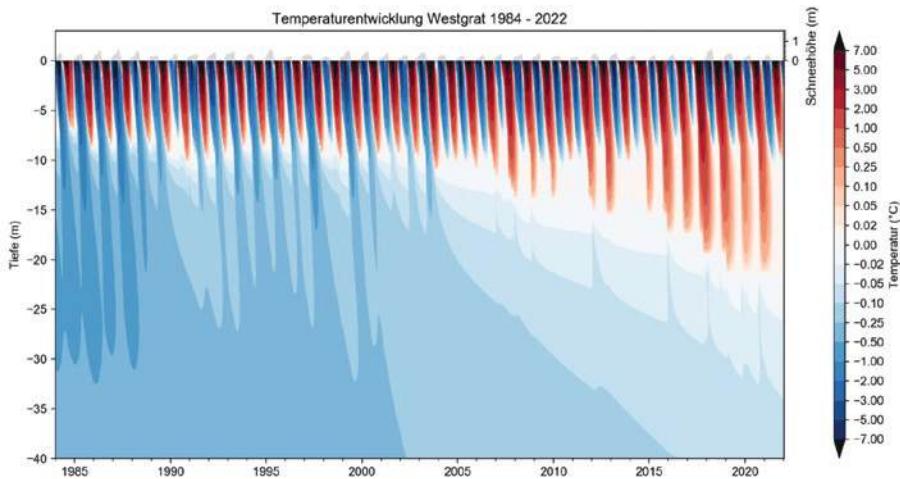


Abb. 8: Modellierte Bodentemperaturen und Schneehöhen am Bohrloch TB2 Westgrat (2'559 m ü. M.) für den Zeitraum 1984 bis 2022, basierend auf den Daten der Station Adelboden (6).

3.3 Ritzlihoren

Ab 2009 sind im Spreitgraben bei Guttannen, einem Seitenbach der Aare, jährlich mehrere große bis sehr große Murgänge aufgetreten, die bisher eine Geschiebefracht von mehr als einer Million Kubikmetern in die Aare transportiert haben. Auslöser und Treiber für die großen Murgänge sind Felsstürze aus der Nordflanke des Ritzlihoren (3277 m ü. M.). Das Vorkommen von Permafrost in der Nordflanke des Ritzlihoren ist durch thermische Messungen in einem Bohrloch nachgewiesen und wird durch GST-Messungen an anderen Stellen der Bergflanke gestützt. Die Felsstürze finden mehrheitlich aus einem Höhenband statt, wo infolge der Erwärmung mit einer starken Degradation des Permafrosts gerechnet werden muss.

Wie im Fallbeispiel Mutthorn ausgeführt, spielen am Ritzlihoren noch andere Faktoren, die starken Veränderungen unterworfen sind, eine wichtige Rolle bei der Häufung und Intensivierung von Ereignissen. Dazu gehören insbesondere die häufigeren und intensiveren Starkniederschläge, aber

auch das Schmelzen von Firnfeldern am Kegelhals, die in der Vergangenheit verhindert haben, dass leicht erodierbares Material mobilisiert wird (vgl. Abb. 9 links).



Abb. 9: (a) Stark verkleinerte bis vollständig fehlende Firnfelder am Kegelhals, (b) Ablagerungen der Murgänge in der Aare unterhalb der Eimündung des Spreitgrabens.

Das Gerinnebett hat dort seit 2009 um über 20 m angehoben.

4 Inventar potenzieller Instabilitäten

Die aktuellen Veränderungen im Gebirge durch den Klimawandel sind groß und bringen beachtliche Herausforderungen, wie die vorangehenden Beispiele gezeigt haben. Daher ist eine regelmäßige Überprüfung möglicher Gefahrenquellen und ihres Risikopotentials unabdingbar. Mit dem „Inventar potenzieller Instabilitäten“ (kurz IPIS) wurde für das Berner Oberland ein Instrument entwickelt, mit dem mögliche Instabilitäten erfasst und ihr Risikopotential mit einem einfachen Ansatz bestimmt werden (4). IPIS hat zum Ziel, rechtzeitig diejenigen Standorte zu identifizieren, die ein unzulässiges Risiko für den institutionellen Verantwortungsbereich darstellen könnten. Die einfache Methode erlaubt, die erfassten Instabilitäten jederzeit einfach nachzuführen, sobald neue Daten oder Erkenntnisse vorliegen.

In IPIS sind derzeit 408 Flächen erfasst, wo Hinweise auf mögliche Massenbewegungen bestehen; davon sind aus 169 Flächen Fels- oder Bergstürze, aus 153 große Rutschungen oder Murgängen und aus 86 Eislawinen zu erwarten. Mit der Methode IPIS wurde bei rund 30 Flächen ein erhöhtes Risikopotential identifiziert, was dazu führt, dass nun vertiefte Abklärungen getroffen werden.

5 Fazit

Die zahlreichen Messdaten aus dem Permafrost-Messnetz sind im Risikomanagement von Naturgefahren von großem Nutzen. So kann beispielsweise das Vorkommen von Permafrost in Gebieten zuverlässiger abgeschätzt werden, auch wenn am besagten Ort selbst keine Messdaten bestehen. Die automatische Übertragung der Daten ermöglicht auch, im Sommerhalbjahr den Beginn des Wärmeeintrags in den Boden und den damit verbundenen Anstieg der Bewegungsraten bei Instabilitäten zu bestimmen. Damit stehen wertvolle Daten für die laufende Sicherheitsbeurteilung kritischer Stellen zur Verfügung. Weil Permafrost in vielen hochalpinen Instabilitäten ein wichtiger Einflussfaktor auf Gefahrenprozesse ist, helfen Informationen zu dessen Vorkommen und Zustand, zuverlässige Beurteilungen durchzuführen.

Die Messstellen des Permafrost-Messnetzes des Kantons Bern liegen mehrheitlich am unteren Rand des erwarteten Permafrost-Vorkommens, da sie den Fokus haben, die Veränderungen zu erfassen, die dort besonders stark sind. Mit dem Bau von zwei Bohrlöchern an der Jungfrau auf 4'130 m ü. M. im Jahr 2023 wurde ein neuer Messstandort eingerichtet, mit dem die langfristige Entwicklung der Temperaturen im Untergrund in großen Höhen dokumentiert werden soll.

Literatur

- [1] Jacquemart M, Weber S, Chiarle M, et al., 2024: Detecting the impact of climate change on alpine mass movements in observational records from the European Alps, *Earth-Science Reviews*, <https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2024.104886>.
- [2] Kenner R, Philipps M, 2017: Fels- und Bergstürze in Permafrost Gebieten: Einflussfaktoren, Auslösemechanismen und Schlussfolgerungen für die Praxis, Schlussprojekt Arge Alp Projekt, Einfluss von Permafrost auf Berg- und Felsstürze, 33 S.
- [3] Hählen N, Brönnimann C, Häberle J, et al., 2022: Risikomanagement am «Spitze Stei», *Schweizerische Zeitschrift für Forstwesen* 173 (2022) 3: S. 137-143
- [4] Hählen N, Brönnimann C, Peter A, et al., 2024: Dynamic Hazard Assessment Method of Mass Movements in constantly changing alpine Environments, *Interpreevent*, Wien, S. 565-569
- [5] Tobler D, Mani P, Riner R, Hählen N, Raetzo H, 2015: Prediction of Climate Change Forced Mass Movement Processes Induced in Periglacial Areas. In: *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 1*. Springer, Cham. S. 143-147
- [6] Geotest AG, 2022: Kandersteg, «Spitze Stei» Gefahrenmanagement 2022, Auswertung Permafrostdaten, Permafrostmodellierungen, Bericht Nr. 14181391.28, 55 S., unveröffentlicht
- [7] Kanton Bern, Amt für Geoinformation, 2024: Permafrost. Hauptinformation. <https://www.agi.dij.be.ch/de/start/geoportal/geodaten/detail.html?type=geoprod&code=PF> (Zugriff: 01.09.2024)

Permafrost Monitoring im Hochgebirge – aktuelle Herausforderungen

Isabelle Gärtner-Roer

Department of Geography/University of Zurich, Zurich, Switzerland

isabelle.roer@geo.uzh.ch

Etwa 11% der Erdoberfläche sind durch das Vorkommen von Permafrost, dauerhaft gefrorenem Untergrund, charakterisiert. Permafrost spielt für die Stabilität des Untergrundes, den Wasserhaushalt sowie geochemische und ökologische Bedingungen eine wichtige Rolle. Im Zuge der klimatischen Veränderungen kommt es auch zu deutlichen Veränderungen im Permafrost (Erwärmung, Auftauen) und entsprechenden Auswirkungen, zum Beispiel auf das Vorkommen von Naturgefahren.

Im Gegensatz zu wissenschaftlichen Projekten, in denen für kurze Zeiträume (meist ein paar Jahre) Gelder für ausführliche Prozessstudien bereitgestellt werden, geht es beim Monitoring darum, langfristig standardisierte und systematische Erhebungen durchzuführen. Dabei steht weniger das aktuelle Geschehen im Vordergrund, als vielmehr das Grundlagenwissen, das Erfassen von typischen Messwerten und langfristigen Veränderungen, die dann auch statistisch abgesichert sind. Für das globale Permafrostmonitoring bedeutet dies, systematische Messungen der Untergrundtemperaturen durchzuführen und die jährliche maximale Auftauschicht zu protokollieren. Dies geschieht sowohl manuell als auch automatisiert. Vielerorts werden zudem Oberflächentemperaturen und Untergrundbedingungen (mittels geophysikalischer Methoden) beobachtet. In Gebirgsregionen wird an vielen Orten auch die Bewegung von Blockgletschern, gefrorenen Schuttloben, die sich kriechend hangabwärts bewegen, mit Hilfe terrestrischer und fernerkundlicher Methoden quantifiziert.

Die Permafrosttemperatur, die Mächtigkeit der Auftauschicht und die jährliche Bewegungsrate von Blockgletschern sind offizielle Produkte der *Essen-*

tial Climate Variable (ECV) „Permafrost“, die einheitlich erfasst werden und offiziell von der *WMO (World Meteorological Organization)* zur Erfassung der klimatischen Veränderungen weltweit herangezogen werden.

Die konkrete Umsetzung eines Monitoringprogramms passiert meist auf nationaler oder institutioneller Ebene. Oftmals fehlt es allerdings an der langfristigen Grundfinanzierung, um die Daten langfristig systematisch zu erheben, zu archivieren und zugänglich zu machen. Neben diesen strukturellen Herausforderungen haben die derzeitigen natürlichen Prozesse vermehrt Einfluss auf den Erfolg der Monitoringprogramme. Die zunehmende Zahl an Fels- und Bergsturzereignissen unterstreicht den (steigenden) Bedarf an Grundlagendaten zum Permafrost zum einen deutlich. Andererseits erhöht sich aber auch die Gefahr für die Messinstrumente sowie die Forschenden im Feld, wie jüngste Ereignisse gezeigt haben. Daher bedarf es technischer Anpassungen wie automatisierter Messsysteme, die die Aufenthaltszeit im Gelände verkürzen und/oder einer gründlichen, individuellen und flexiblen Gefahrenabschätzung. Diese Entwicklungen und Maßnahmen müssen nun in die Monitoringprogramme integriert und auch finanziert werden, um in der Zukunft weiterhin zuverlässige Daten liefern zu können.

In der Schweiz stellt bezüglich Permafrostmonitoring ein „role model“ dar. Das Schweizerische Permafrostnetzwerk (PERMOS) wird über mehrere nationale Institutionen finanziert. Die Instrumentierung sowie die Datenerhebung ist durch das Netzwerk sowie die teilnehmenden Universitäten und Institute gewährleistet. Die Koordination und das Datenmanagement läuft über das PERMOS Office. Alle oben genannten Produkte (Permafrosttemperatur, Mächtigkeit der Auftauschicht und Blockgletschergeschwindigkeit) werden durch PERMOS an mehreren Standorten quantifiziert (siehe Abbildung 1). Die Daten sind frei zugänglich und dienen der Analyse von Veränderungen im Rahmen des Klimawandels auf nationaler und internationaler Ebene.

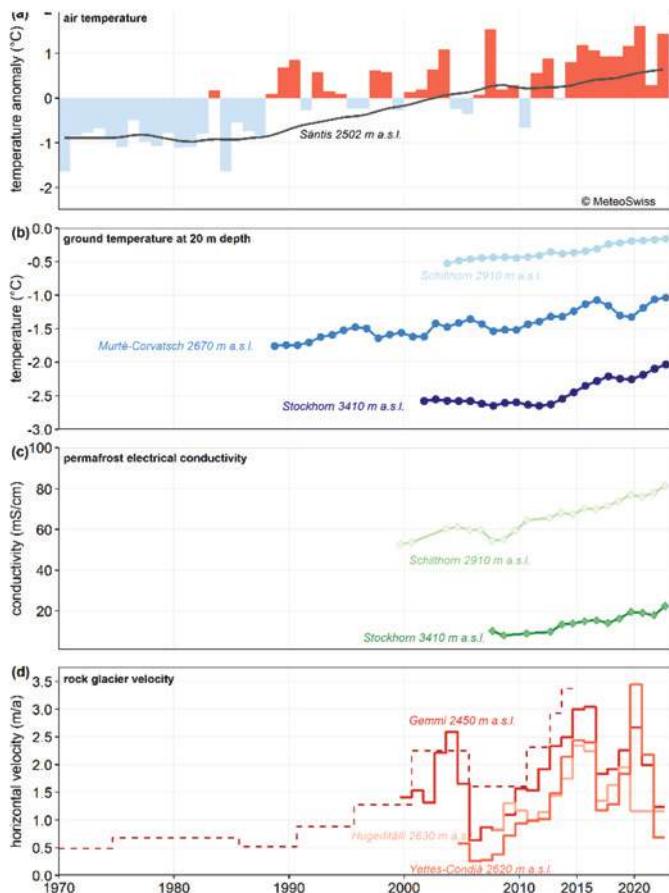


Abb. 1: Die Hauptvariablen von PERMOS: die Lufttemperatur (a), die Permafrosttemperatur in 20m Tiefe (b), die elektrische Leitfähigkeit im Untergrund (c) und die Blockgletschergeschwindigkeit (in-situ Messungen; gestrichelte Linie aus Luftbildanalysen) (d) (Quelle: PERMOS, 2024)



Unsere Leistungen zur Überwachung von Naturgefahren



GEODATA

Wir überwachen Felsinstabilitäten mit Steinschlag-gefahr und Rutschungen mittels:

- > Geotechnischer Instrumentierung
(Kluftverschiebung, Extensometer, Neigungs-sensoren)
- > Kluftwasser-, Porenwasser- und
Pegelmessung
- > Geodätsicher 3D-Messungen und GNSS
- > Terrestrischer Laserscanner und
Drohnenbefliegung
- > Geophonen und seismischer Sensoren

GEODATA SURVEYING &
MONITORING GROUP
Hans-Kudlich-Strasse 28
8700 Leoben, Austria
office@geodata.com
www.geodata.com

Mit unserem Online Datenportal KRONOS stellen wir die Messdaten in übersichtlicher Weise zur Verfügung und generieren wir automatische Alarne bei Grenzwertüberschreitungen.

01 | Instrumente, Software
& Systeme

02 | Infrastruktur &
Bergbau

03 | Industrievermessung

Block 4

Schutzbauwerke gegen Steinschlag

Franziska Weinzierl, M. Sc.

Landesbaudirektion, Bayern

Ermittlung der Pfahlkräfte bei Fundierungen von Steinschlagschutznetzen

Andreas Lanter

Geobrugg AG, Romanshorn

andreas.lanter@geobrugg.com

1 Richtlinien

In der europäischen Richtlinie zur Typenprüfung von Steinschlagschutznetzen (EAD 340059-00-0106) und deren nationalen Ergänzungen ist es zur Zeit nicht klar geregelt, ob Stützendruckkräfte vom Hersteller anzugeben sind und für die Bemessung der Stützenfundationen berücksichtigt werden müssen. Gemäß EAD ist es Sache der Konformitätsbewertungsstelle zu definieren, wo und wie Kräfte an der Fundation und an Seilen gemessen werden müssen.

1.1 Nationale Richtlinien

Sowohl in der ONR 24810:2021-05 als auch in den Grundlagen zur Qualitätsbeurteilung von Steinschlagschutznetzen in der Schweiz ist vorgeschrieben, dass nur die an der Scherfuge unterhalb der Stützengrundplatte auftretenden Scherkräfte vom Hersteller anzugeben und die Stützenfundation darauf zu bemessen ist. Es wird auf den rechnerischen Nachweis gemäß Gerber (1) verwiesen.

2 Schäden an Stützenfundationen



Abb. 1: Beschädigte Fundationen durch Druckkräfte

Werden Stützendruckkräfte bei der Dimensionierung der Fundamente zu wenig berücksichtigt, kann es im Ereignis zu erheblichen Schäden an der Fundation kommen. Die auftretenden Druckkräfte führen in den meisten Fällen nicht zu einem totalen Versagen der Stützenfundation, jedoch sind durch Verschiebungen an den Fundamenten große Reparaturarbeiten oder Ersatz notwendig.

Werden dagegen die auftretenden Schubkräfte bei der Dimensionierung der Stützenfundation nicht berücksichtigt, kann dies zu einem totalen Versagen der Verankerung der Stütze sowie unteren Tragseile führen und somit ist die Schutzwirkung nicht mehr gewährleistet.

3 Ermittlung der Kräfte

Anhand einer Kraftmessung an der Stützenfundation bei der Typenprüfung können Druckkräfte exakt ermittelt werden. Ist eine direkte Messung nicht möglich, können die Kräfte auch anhand der Reaktionskräfte in den Rückhalteseilen berechnet werden. Die angreifenden Schubkräfte durch die unteren Tragseile können ebenfalls direkt gemessen oder mit Hilfe der Seilkräfte berechnet werden.



Abb. 2: Messung der Stützen Druckkraft sowie Schubkräfte mit zwei Zweiachsigen Kraftmessbolzen

Beim Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Kräften zeigt sich, dass die berechneten Druckkräfte bis 30% unter den gemessenen liegen. Bei den Schubkräften liegen die berechneten Kräfte bis 15% über den gemessenen.

4 Fazit

Richtlinien sollten die Messung oder zumindest Berechnung der Stützen Druckkräfte klar regeln, sowie vorgeben wie diese bei der Bemessung der Stützenfundationen berücksichtigt werden müssen. Es gibt bereits einige erprobte Aufbauten wie die Kräfte an der Stützenfundation gemessen werden können, wobei der Einsatz von Kraftmessbolzen eine gute Möglichkeit ist.

Literatur

- [1] Gerber, W. Bemessung von Verankerungen basierend auf Daten der Typenprüfung von Schutznetzen gegen Steinschlag. FAN-Agenda 1/05. Hrsg.: Schweiz, Fachleute Naturgefahren St. Gallen. 2005

Fundierung von Stützen in Steinschlagschutzsystemen – Einwirkungen, statische Modelle, Nachweise

Gernot Stelzer^{1,*}, Axel Volkwein² und Marcel Fulde²

¹ Trumer Schutzbauten GmbH, Bad Vigaun

² Trumer Isofer AG, Knonau

a.volkwein@trumer.cc; m.fulde@trumer.cc

* Vortragender: g.stelzer@trumerschutzbauten.com

1 Einführung

In diesem Beitrag wird die Fundierung von Stützen in Steinschlagschutzsystemen betrachtet, die als Schutznetze nach EAD 340059-00-0106 bzw. ETAG 027 zugelassen bzw. bewertet wurden. Während deren technischen Ausführung in Österreich mit Zug- und Druckpfählen bei Energieeinträgen kleiner/gleich der Bemessungsenergie bisher zu keinen nennenswerten Schadensfällen geführt hat, birgt der rechnerische Nachweis doch gewisse Herausforderungen in sich. Hinzu kommt, dass sich die Stützenneigung v.a. bei Verwendung von Bremselementen in den bergseitigen Abspannseilen bei der Abbremsung des Steinschlagereignisses ändert. Gegenwärtig beschäftigen sich Arbeitsgruppen für die Erarbeitung der RVS-Richtlinie 08.22.02 und für die Überarbeitung der ONR 24810 zur zukünftigen ON B 4802 intensiver mit dem Thema Stützenfundierung.

2 Datengrundlagen

Als Grundlage stehen die Messdaten aus den Bewertungstests nach EAD 340059-00-0106 bzw. ETAG 027 zur Verfügung, die am Testgelände mit einer klaren Ausgangsgeometrie erfasst wurden. Im Allgemeinen handelt es sich

dabei bisher um Werte zu den Kräften an den Seilenden (Abb. 1 links) und den Zugkräften am Zugpfahl des Stützenfußes bei Systemen ohne bergseitige Abspaltung (Abb. 1 rechts). In der Europäisch Technischen Bewertung (ETA), die als Dokument öffentlich ist und durch die Technische Bewertungsstelle erstellt wird, stehen gesichert die maximalen Kräfte aus den gemessenen Kräften zur Verfügung.



Abb. 1: Kraftmessungen an Seilenden (links) und am Stützenfuß eines Steinschlagschutzsystems ohne bergseitiger Abspaltung (rechts)

Am Testgelände bei Trento (IT) können zusätzlich mittels sechs Messzellen am Stützenfuß alle sechs Auflagerreaktionen (Kräfte und Einspannmomente in allen drei Richtungen) ermittelt werden (Abb. 2).



Abb. 2: Einrichtung zur Kraftmessung an Stützenfüßen am Testgelände Trento

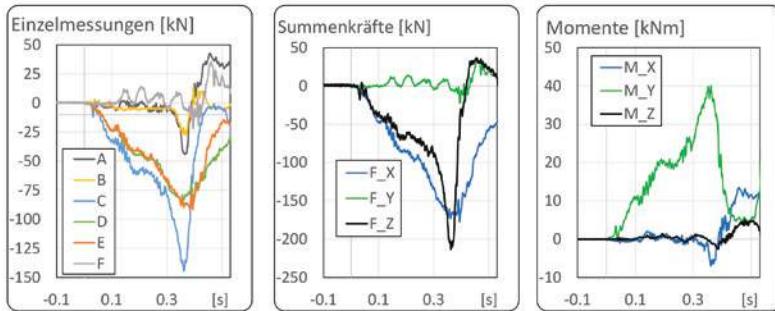


Abb. 3: Ergebnisse der Kraftmessungen am Stützenfuß: Einzelkräfte (links), resultierende Kräfte in x-, y- und z-Richtung (Mitte) und resultierende Momente (rechts)

3 Einwirkung für Ausführungsprojekt

Als Grundlage zur Ermittlung der Einwirkung auf die Fundierung dienen entsprechend ONR 24810 die gemessenen Maximalwerte der Seilkräfte, die in den produktspezifischen ETAs nach EAD 340059-00-0106 bzw. ETAG 027 explizit ausgewiesen sind. Während sich die Einwirkung für die Verankerung von Seilenden aus der maximalen Seilkraft (gegebenenfalls bei Verankerung mehrerer Seile an einem Verankerungspunkt durch skalare Addition der jeweiligen maximalen Seilkräfte) ergibt, ist die Ermittlung der charakteristischen Einwirkung für die Fundierung des Stützenfußes aufwendiger.

Abbildung 4 zeigt vereinfacht nach ONR 24810 bzw. Gerber (2005) das Ansetzen der gemessenen Seilkräfte an den Seilführungspunkten der Stütze als hangparallele Belastung, wobei sich die hangparallele Kraft an der Grundplattenunterkante einfach berechnen lässt.

Die Ermittlung der Kraftkomponente in hangnormaler Richtung ist von folgenden Geometrieraahmenbedingungen abhängig:

- Grundplatten- und Stützenneigung zur Hangebene
- Orientierung der Abspannseile zur Stütze

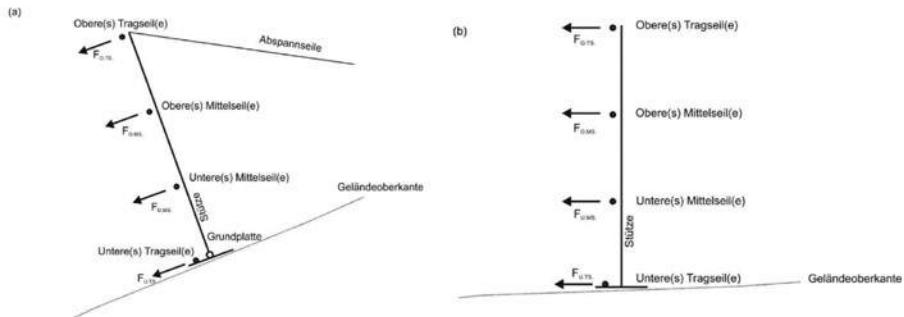


Abb. 4: Hangparallele Kräfte aus gemessenen Seilkräften für gelenkig gelagerte rückgespannte Steinschlagschutzsysteme (a) und eingespannte Steinschlagschutzsysteme ohne bergseitige Abspannung (b)

Abbildung 5 zeigt typische Stützenpositionierungen a) in der horizontalen Ebene mit Stützenneigung $\beta > 90^\circ$, b) in einer Böschung mit Stützenneigung $\beta < 90^\circ$, c) auf einer kleinen Berme mit Stützenneigung $\beta > 90^\circ$ und d) in einer vertikalen Felswand mit Stützenneigung $\beta < 90^\circ$. Es ist offensichtlich, dass die Stützennormalkräfte je nach Orientierung eine rückhaltende (bei $\beta > 90^\circ$) oder eine treibende ($\beta < 90^\circ$) Komponente parallel zur Grundplatte wirkenden Kraft beisteuert. Außerdem kann die hangnormale Kraft durch Aktivierung einer Reibungskraft günstig für den Nachweis der hangparallelen Kraft wirken.

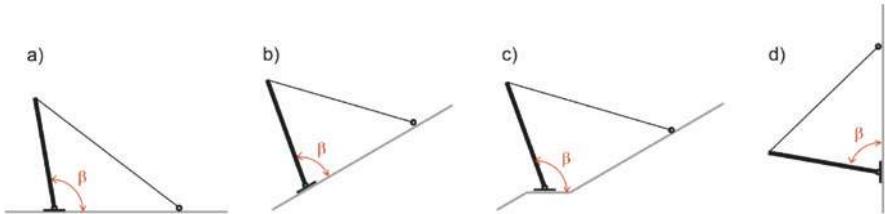


Abb. 5: Typische Ausbildungsformen der Stützenpositionierung

4 Kraftableitung am Stützenfuß

Bei der Kraftableitung am Stützenfuß bei Steinschlagschutzsystemen mit gelenkiger Stützen-Grundplattenverbindung sind zwei statische Modelvorstellungen bekannt.

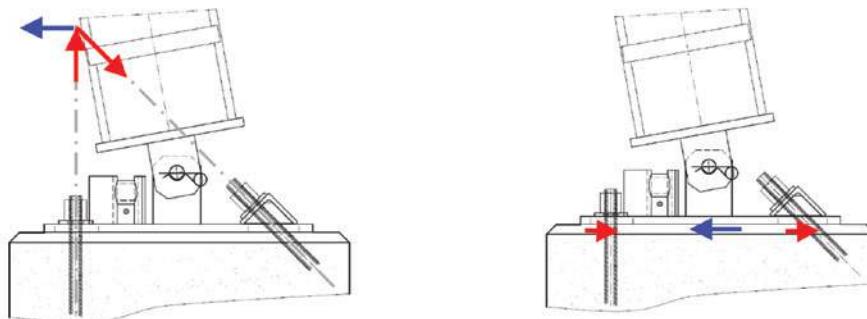


Abb. 6: Horizontalenkraftableitung mittels Kräftedreieck (links) und über Scherkraft in der Fuge zwischen Grundplatte und Untergrund

Abbildung 6 zeigt links die Horizontalenkraftableitung mittels Kräftedreieck, wobei die Wirkungslinien der Stabanker in einem Pol zum Schnitt gebracht werden. Sofern die Horizontalenkraft in diesem Pol angreift, ergeben sich für die beiden Stabanker nur Normalkräfte, für die der Nachweis als Pfahl nach ONR 24810 vereinfacht durchgeführt werden kann. Als Unzulänglichkeit erweist sich die Tatsache, dass die Horizontalenkraft nicht im Pol angreift, da einerseits Kräfte aus der Stütze über das Gelenk in die Grundplatte geleitet wird und andererseits Ablenkkräfte des unteren Tragseils in der Tragseilführung an der Grundplatte wirken.

Die rechte Seite von Abbildung 6 zeigt die Horizontalenkraftableitung über die Scherkraft, wobei nach dem Schnittprinzip zwischen Grundplatte und Untergrund freigeschnitten wird. Bei Vernachlässigung der Reibungskräfte zwischen Grundplatte und Untergrund wird die Horizontalenkraft über Scherkräfte in den beiden Stabankern übertragen. Die Nachweisführung auf Scherkraft im Stahlquerschnitt ist nach EN 1993 möglich, wobei sich der unterschied-

liche Scherkraftwiderstand von Vollstab- und Hohlstabquerschnitt sehr gut im Nachweis aufgrund der sich ergebenden unterschiedlichen Schubflächen abbildet. Als Unzulänglichkeit hierbei zeigt sich die eingeschränkte weitere normgemäße Ableitung der Scherkräfte in den Untergrund.

5 Zusammenfassung

Für den Anwender von EOTA-zertifizierten Steinschlagschutzsystemen gestaltet sich die Verwendung flexibler Schutzsysteme in Bezug auf die Verankerung verhältnismäßig einfach. Durch den 1:1 Bewertungstest sind die auf die Seilverankerungen wirkenden Kräfte gemessen worden, d.h. die Bemessungslasten können direkt angegeben werden.

Zusätzliche Berechnungen sind hingegen nahezu immer erforderlich für die Ermittlung der Einwirkungen an der Grundplatte, da diese bisher in nur den seltensten Fällen gemessen wurden. Für eine schlüssige Nachweisführung ist es wichtig, die Datengrundlagen (ETA, Datenblätter), die geometrischen Abweichungen zwischen Testgelände und Projekt und die statische Modellbildung klar zu dokumentieren, sowie die Verankerung nach den ange troffenen geotechnischen Bedingungen nachzuweisen.

6 Ausblick

Die Arbeitsgruppe zur ON B 4802 beschäftigt sich gegenwärtig mit dem Thema einer einheitlichen Ermittlung der Einwirkung auf Stützenfußfundierungen sowie mit einem standardisierten Nachweis dieser Fundierung, wodurch zukünftig eine klare Nachweisführung auf Grundlage gesicherter Werte aus den Europäisch Technischen Bewertungen möglich sein wird.

Literatur

- [1] Austrian Standards 2021: Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung, ONR 24810.
- [2] EOTA, 2018: Falling Rock Protection Kits. EAD 340020-00-0106.
- [3] Gerber, W. 2005: Bemessung von Verankerung basierend auf Daten der Typenprüfung von Schutznetzen gegen Steinschlag, FAN-Agenda 1/05

Prüfung von Ösenankerzäunen höherer Bauart

Andreas Koch¹, Philipp Jansen¹, Markus Schuch²,
Robert Hofmann³ und Simon Berger^{3,*}

¹ Zentralstelle Ingenieurbauwerke und Georisiken (ZIG), München

² ÖBB-Infrastruktur AG, Wien

³ Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur, AB für Geotechnik, Innsbruck

* Vortragender: simon.berger@uibk.ac.at

1 Einleitung

Die Straßenbauverwaltungen im DACH-Raum verbauen bereits seit Jahrzehnten Drahtzäune als konstruktiven Abrollschutz (auch „Ösenankerzaun“, „Schürze“ und diverse andere Lokalnamen) gegen Stein- und Blockschläge. Im Gegensatz zu Steinschlagschutzzäunen, zertifiziert nach „EAD 340059-00-0106 Falling rock protection kits“ [1], deren Energieaufnahmevermögen zwischen 100 und 10.000 kJ liegt, sind die zuvor genannten Drahtzäune nicht reguliert. Aktuell liegt lediglich ein unveröffentlichter Entwurf eines eigenen EAD 340089-00-0106 mit dem Titel „Falling rock protection kits with energy level (EL) less than 100 kJ“ vor.

Die Zentralstelle Ingenieurbauwerke und Georisiken (ZIG) der Bayerischen Staatsbauverwaltung hat daher in den Jahren 2019 und 2022 Drahtzäune mit einer Bauhöhe von 1,50 m getestet, welche im Ergebnis den Bereich einer Energieaufnahmefähigkeit bis 60 kJ abdecken [2] [3]. Der vorliegende Beitrag beschreibt eine erweiterte Versuchsdurchführung im Jahr 2023, bei der Drahtzäune als Abrollschutz mit einer Bauhöhe von 2,30 m mit messtechnischer Begleitung der Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik getestet wurden. Die Ergebnisse wurden in Bautechnik [4] publiziert.

2 Versuchsaufbau

Die in diesem Beitrag beschriebenen Versuche wurden Anfang Juli 2023 in einem Steinbruch der Firma Karl Bachl Granitwerk GmbH & Co. KG in Hauzenberg (DE) durchgeführt. Ziel der Testreihe, bestehend aus insgesamt neun Versuchen, war die Überprüfung der Lastaufnahmekapazität von Drahtzäunen als Abrollschatz.

Die Drahtzäune mit einer Bauhöhe von 2,30 m setzen sich im Wesentlichen aus einem Geflecht, Stützen aus Voll- oder Hohlstäben (Tabelle 1) im Abstand von 2,50 m, Trag- und Abspannseilen mit einem Durchmesser von 12 mm sowie den für die Lastabtragung notwendigen Abspannungen zusammen (Tabelle 2). Hierzu wurden entlang der Stützen bergseitig vier horizontal verlaufende Tragseile und am Kopf jeweils zwei Abspannseile geführt. Die einzelnen Komponenten sind bei einschlägigen Fachfirmen in der Regel vorrätig oder kurzfristig lieferbar, sodass sich die Errichtung der Drahtzäune als Sofortmaßnahme unproblematisch umsetzen lässt.

Tabelle 1: Technische Spezifikationen der verwendeten Stützen

Stütze	Vollstab	Hohlstab
Durchmesser	\varnothing 32 mm	\varnothing_a 40 mm / \varnothing_i 16 mm
E-Modul	205 kN/mm ²	212 kN/mm ²

Tabelle 2: Technische Spezifikationen der verwendeten Stahldrahtseile aus [4]

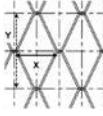
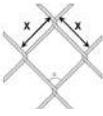
Seil	Stahldrahtseil verzinkt, ähnl. EN 12385-4
Durchmesser / Festigkeit / Aufbau	12,00 mm / 1960 N/mm ² / (6 x 19 + FE zn)
Mindestbruchkraft / Aktuelle Bruchkraft	86,69 kN / 89,10 kN

Bei den Versuchen wurden die Drahtzäune in einer nahezu senkrechten Felswand im Steinbruch mit einem Winkel weniger als 90° zu dieser errichtet und

im freien Fall belastet. Hierbei wurden die unvermörtelten Stützen über eingepresste Stahlrohre lediglich gesteckt, da das System vor jedem Belastungsversuch am Drahtzaun neu aufgebaut wurde. Um ein Versagen der seitlichen und bergseitig verpressten Verankerungspunkte im Vorhinein zu verhindern, wurden diese überdimensioniert. Für jeden Versuch wurden fünf Felder mit einer Länge von jeweils ca. 2,5 m und einer Höhe über Felsoberkante von 2,3 m hergestellt.

Um ein möglichst anwendungsbezogenes Ergebnis zu erzielen, wurden drei hochfeste Geflechte für die Versuche genutzt, welche zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung auf dem Markt erhältlich waren (Tabelle 3). Damit die Prüfkörper hinsichtlich Gewicht und Form einem möglichst realistischen Sturzkörper entsprechen, wurden für die Versuche nicht etwa gerundete Betonkörper verwendet, sondern Felsblöcke mit natürlichen Bruchstrukturen direkt aus dem Steinbruch entnommen. Die zwischen 330 kg und 420 kg schweren Felsblöcke wurden vor jeder Versuchsdurchführung gewogen und mittels eingeborinem Dübel und Öse mit dem pneumatischen Auslösemechanismus verbunden. Die Steuerung des pneumatischen Auslösemechanismus erfolgte über die Druckluft eines Kompressors, wodurch sich der Versuchsblock vom Hebeseil des Mobilkrans trennte [4].

Tabelle 3: Technische Spezifikationen der verwendeten Geflechte aus [4]

Geflecht	Slope Stabilization System	TECCO G65/3	Sigma Netting
Form	Sechseck	Rhomboïd	Rechteckig
	X = 120 mm; Y = 65 mm	X = 83 mm; Y = 143 mm	X = 50 mm
			
Drahtdurchmesser	3.0 mm	3.0 mm	3.2 mm
Drahtfestigkeit	1770 N/mm ²	1770 N/mm ²	1770 N/mm ²
Korrosionsschutz	Galvanisiert Zink-Aluminium	Galvanisiert Zink-Aluminium	Galvanisiert Zink-Aluminium

2.1 Messtechnik

Die insgesamt zehn Seilkraftwägezellen mit einer Genauigkeit bei Vollaus-
schlag von ca. 2 % und zusätzlich gekoppelten Messverstärker wurden an
sechs bergseitigen Abspannseilen und an vier horizontalen Tragseilen ange-
bracht (Abb. 1). Ihr Messbereich liegt bei ca. 40 kN und sie dürfen bis zu
150 % überlastet werden. Die Messfrequenz der Datenlogger betrug 4800 Hz.
Mittels Dehnmessstreifen in den Seilkraftwägezellen konnte die Zugkraft im
Seil ermittelt werden. Neben der Messinstrumentierung dienten Videoaufnah-
men zur Dokumentation.

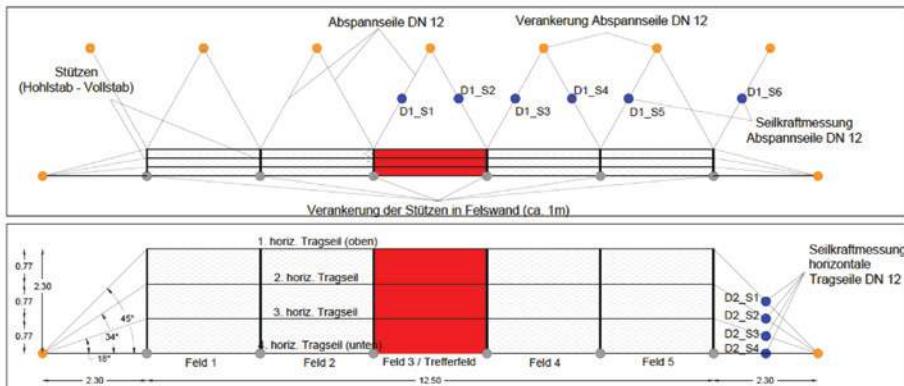


Abb. 1: Versuchsaufbau, Schutzbauwerk Drahtzaun vor Belastung aus [4]

3 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

In der Tabelle 4 sind die unterschiedlichen Zaunsysteme und die Belastungen (Geflecht, Stütze, Belastungsfeld, Gewicht des Versuchsblocks, Fallhöhe und Energie) der einzelnen Versuche aufgelistet. Um die Auswirkungen sowohl auf das Geflecht als auch auf die horizontalen Tragseile zu untersuchen, wurde in den Versuchen Nr. 1 bis Nr. 8 die Belastung zentral im oberen Drittel des mittleren Feldes aufgebracht. Beim letzten Versuch Nr. 9 wurden die Auswir-

kungen bei einem Stützentreffer (Vollstab) – an der vierten Stütze von links – untersucht.

Tabelle 4: Übersicht der durchgeführten Belastungsversuche Nr. 1 bis Nr. 9 aus [4]

Versuch Nr.	Geflecht	Stütze	Belastungsfeld	Gewicht Block	Fallhöhe	Energie
1	Slope Stab.	Hohlstab	3. Feld (Feldmitte)	410 kg	14,9 m	59,9 kJ
2	Tecco	Hohlstab		400 kg	15,3 m	60,0 kJ
3	Sigma	Hohlstab		410 kg	15,0 m	60,3 kJ
4	Sigma	Vollstab		330 kg	18,6 m	60,2 kJ
5	Sigma	Vollstab		420 kg	14,9 m	61,4 kJ
6	Slope Stab.	Vollstab		400 kg	15,3 m	60,0 kJ
7	Tecco	Vollstab		410 kg	15,0 m	60,3 kJ
8	Tecco	Vollstab		410 kg	15,0 m	60,3 kJ
9	Slope Stab.	Vollstab	4. Stütze v.l.	410 kg	15,0 m	60,3 kJ

Bei allen Versuchen wurde ein Felsblock mit einer Einschlagenergie von 60 kJ als Erstbelastung am unverformten System erfolgreich zurückgehalten. Dieses Ergebnis wurde unabhängig von den verwendeten Stützen (Voll- oder Hohlstab) und vom verwendeten Geflecht erzielt. Die Rückhaltefähigkeit wurde trotz teilweise zerstörter Systemkomponenten und deutlich verminderter Restnutzhöhe erreicht. Auch bei dem Stützentreffer in Versuch Nr. 9 wurde der Block – trotz einer enormen Verformung der Stütze – erfolgreich zurückgehalten [4].

3.1 Auswertung der Messungen

Die maximal gemessene Belastung von 39,1 kN in den bergseitigen Abspansseilen ergab sich zufolge eines Feldtreffers und liegt deutlich unterhalb der Mindestbruchkraft des Seils mit 86,69 kN.

Derselbe Versuch führte auch zu der maximal gemessenen Belastung von 54,1 kN im horizontalen Tragseil. Der Stützentreffer zeigte keine erhöhte Belastung in den bergseitigen Abspansseilen und horizontalen Tragseilen.

Treffen mehrere Abspannungen an einem Verankerungspunkt zusammen, so sind die gemessenen Maximalkräfte gemäß ONR 24810 [5] aufzusummen. Dies gilt sowohl für die bergseitigen Abspannungen als auch für die horizontalen Tragseile. In Tabelle 5 sind die Belastungen der Verankerungspunkte ersichtlich. Für die Berechnung der Bemessungswerte wurde gemäß ONR 24810 ein Teilsicherheitsfaktor auf der Einwirkungsseite angesetzt.

Tabelle 5: Einwirkungen auf die Verankerungen gemäß ONR 24810

	bergseitig	horizontal	
	Verankerungspunkt 3	Verankerungspunkt 4	Verankerungspunkt
charakteristische Einwirkung [kN]	55,3	38,4	132,3
Bemessungswert der Einwirkung [kN]	83,0	57,6	198,5

3.2 Abbremszeit und maximale Auslenkung

Auf Grundlage der Auswertung der Messergebnisse wurde eine maximale Aufprallgeschwindigkeit der Versuchsblöcke zwischen 16 m/s und 20 m/s ermittelt. Die mittlere Beschleunigung der Felsblöcke betrug ca. 9,9 m/s². Als Bremszeit wird jene Zeit definiert, die ein Felsblock aus der Maximalgeschwindigkeit bis zum Stillstand, in diesem Fall bei erstem Erreichen der Geschwindigkeit mit 0 m/s definiert. Somit ergab sich für die getesteten Drahtzäune eine mittlere Bremszeit von 0,23 s, um den Versuchsblock zurückzuhalten (Abb. 2).

Die bei den Versuchen gemessene maximale Auslenkung bestätigt die Beobachtung der vorhergehenden Versuche, wonach die maximale Auslenkung in etwa der Bauhöhe des Drahtzaunes beträgt (Abb. 3). Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Verwendung von Vollstäben eine größere Auslenkung zulässt als die von Hohlstäben. Das Verhältnis beträgt hier ca. 1,2.

Dies ist auf die unterschiedliche Biegesteifigkeit (vgl. Tabelle 1) der verwendeten Stützen zurückzuführen.

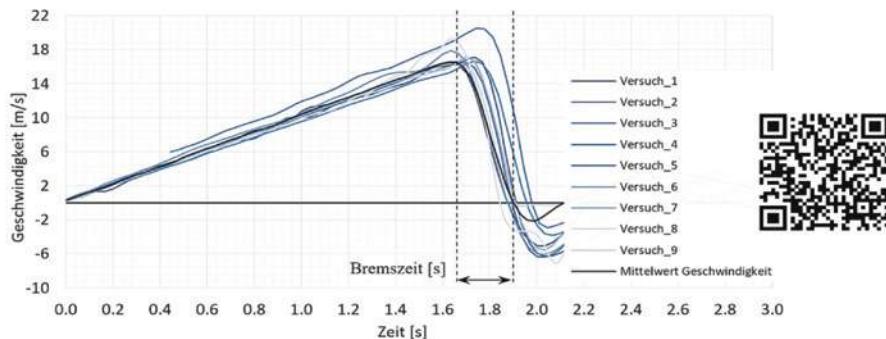


Abb. 2: Zeit-Geschwindigkeitsverlauf der Versuchsblöcke für Versuche 1–9 mit Darstellung der gemittelten Bremszeit aus [4] (links) und QR-Code, Video Versuch Nr. 5 Belastungsversuch Drahtzaun als Abrollschutz (rechts)

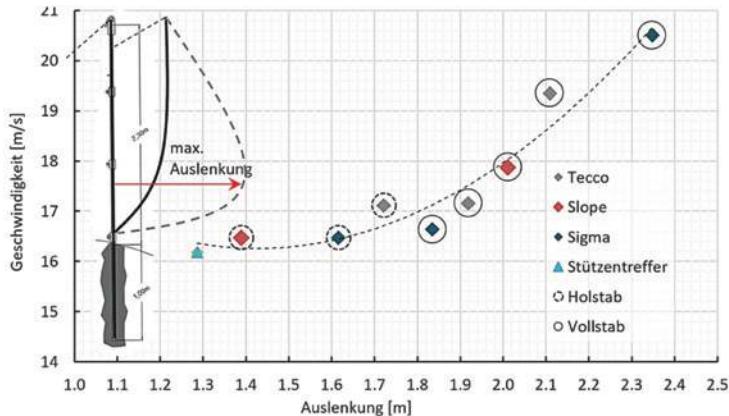


Abb. 3: Maximale Auslenkung in Abhängigkeit von Geschwindigkeit, Geflechten und Stützen für Versuche Nr. 1–9 aus [4]

Literatur

- [1] EOTA, EAD 340059-0-0106 – Falling Rock Protection Kits, EOTA European Organisation for Technical Approvals, 2018.
- [2] A. Koch, P. Jansen und H. Böse, Ösenankerzäune – Erste Ergebnisse der Prüfung dieses einfachen zu errichtenden Abrollschatzes, Bd. Tagungsband 21. Geoforum Umhausen 17./18. Okt. 2019, Geoforum-Tirol, Hrsg., Umhausen-Niederthai, 2019.
- [3] A. Koch, P. Jansen und F. Wild, Energieaufnahmefähigkeit von Drahtzäunen als Abrollschatz unter Verwendung von hochfesten Geflechten, Bd. Tagungsband 24. Geoforum Umhausen 20./ 21. Okt. 2022, Geoforum-Tirol, Hrsg., Umhausen-Niederthai, 2022.
- [4] A. Koch, S. Berger, R. Hofmann und P. Jansen, Bewertung von Steinschlagschutzäunen für Niedrigenergiebereiche, Bautechnik 101, H.9, 2024, pp. 488-499.
- [5] ORN 2810, technical protection against rockfall – Terms and definition, effects of actions, design monitoring and maintenance, Wien: Austrian Standards Institute, 2021.

**Technische Daten**

Multifrequenz Sensoren (L1, L2, L5)
mit GPS, Glonass, Galileo und
Beidou mit Schutzgehäuse und
Transformator (230V/12V)

Gewicht HAWK 1.9kg
COLIBRI 1.4kg

Stromverbrauch HAWK 0.9A
COLIBRI 0.4A

Kanäle HAWK336
COLIBRI 432

Internet Internes Modem

Neigungssensor optional (nur HAWK)

Genauigkeit HAWK

horizontal: +/-1.0mm / 24h*
vertikal: +/-2.5mm / 24h*

Genauigkeit COLIBRI

horizontal: +/-1.0mm / 24h*
vertikal: +/-2.5mm / 24h*

*Die Genauigkeit hängt von Umgebung,
Messdauer und den Abdeckungen ab.

Voraussetzung 3G -Mobilfunk**VISION**

Weltweit führend in der Echtzeit-Überwachung jeglicher
Hangbewegungen in natürlichen Landschaften oder von Infrastrukturbauten.

Mission

Sicurent hat die globalste innovativste Lösung zur frühzeitigen Gefahrenerkennung,
um Menschen vor potenziellen Risiken zu schützen.

Mehrwert

Datenanalyse in Echtzeit ohne Post-Processing. Die Hard- & Software liefert sehr
hohe Genauigkeit im Millimeterbereich. App and Web mit Plug and Play.



ISBN 978-3-99106-161-8

A standard linear barcode representing the ISBN number 9783991061618.

9 783991 061618