

19. Geoforum Umhausen 19. – 20. Oktober 2017



in memoriam

em. O. Univ. Prof. Dr. Helfried Mostler

TAGUNGSBAND

Grußworte von Landeshauptmann-Stellvertreter ÖR Josef Geisler

Sehr geehrte Tagungsteilnehmer, Referenten und Organisatoren!

Zum 19. Mal treffen sich heuer zahlreiche renommierte Fachleute der verschiedensten Fachbereiche zum Geoforum Umhausen. Die Tagung zeigt damit klar auf, dass sie seit Jahren zu den etablierten Veranstaltungen ihrer Art gehört.

Die Themen, die auch heuer wieder in zahlreichen Expertenvorträgen besprochen werden, sind - wie uns die letzten Wochen und Monate deutlich gemacht haben - hochaktuell. Es ist die Aufgabe der Fachleute, die nötigen Grundlagen für die politischen Entscheidungen zu erarbeiten und vorzustellen. Dies gelingt dem Geoforum Umhausen seit seiner Gründung 1999 in hervorragender Weise.

Angesichts des Klimawandels und der immer intensiveren Nutzung des beschränkten Lebensraumes in den Alpen und speziell in Tirol ist es eine der wichtigsten Aufgaben, unseren Lebensraum lebenswert zu erhalten. Wir stellen immer mehr fest, dass sich die Art und Weise der Niederschläge ändert. Wochenlang haben heuer Starkregenereignisse aller Art die Einsatzkräfte und auch unsere Landesgeologen in Atem gehalten. Verkehrswege und Siedlungsraum wurden zahlreich bedroht. Das Geoforum Umhausen trägt auch heuer dazu bei, das Fachwissen für die auf uns zukommenden Herausforderungen des zu erwartenden Klimawandels zu erarbeiten und zu diskutieren, nicht zuletzt auch im Hinblick auf den für die Tiroler Bevölkerung besonders wichtigen Hochwasserschutz im Unterinntal.

Die dramatischen Bergstürze am Piz Cengalo im südlichen Graubünden vor einigen Wochen haben wieder einmal gezeigt, dass die Klimaänderungen im Hochgebirge dramatische Änderungen der Landschaft, sogar verbunden mit vehementen Auswirkungen auf den dortigen Siedlungsraum. Ich begrüße es daher ganz besonders, dass es den Organisatoren des Geoforums gelungen ist, zwei der Fachleute des mit der Katastrophenbewältigung beschäftigten Krisenstabes zum Geoforum einzuladen, um uns sozusagen „aus erster Hand“ darüber zu berichten. Dies ist für unsere Tiroler Fachleute, die im Zuge der bei uns so zahlreichen Naturereignisse an vorderster Front im Einsatz stehen, von ganz besonderem Interesse.

Ich darf nun das 19. Geoforum Umhausen eröffnen. Ich wünsche Ihnen, meine sehr geehrten Damen und Herren aus dem In- und Ausland eine spannende und abwechslungsreiche Tagung und möchte mich sehr bei der kleinen Gruppe der Organisatoren dieser Tagung für ihr großes Engagement bedanken. Ich freue mich auf ein Wiedersehen im Jahr 2018, wenn wir zum 20. Geoforum Umhausen zusammenkommen werden.

ÖR Josef Geisler
(Landeshauptmann-Stellvertreter von Tirol)



Grußworte von LA Klubobmann Bgm. Mag. Jakob Wolf

Sehr geehrte Tagungsteilnehmerinnen und Tagungsteilnehmer, sehr geehrte Vortragende, liebes Organisatorenteam!

Dass wir uns nunmehr schon das 19. Mal zu einem Geoforum Umhausen treffen, ist eine beeindruckende Tatsache, die ich als Bürgermeister von Umhausen nicht hoch genug würdigen kann. Wenn sich 19 Mal Fachexperten der unterschiedlichsten Fachrichtungen und aus zahlreichen Ländern Europas und aus Übersee in unserer Gemeinde mitten im Ötztal einfinden, um ihre Erfahrungen auszutauschen, ist dies für mich ein Beweis dafür, dass das Geoforum Umhausen eine anerkannte und hochkarätige Expertentagung ist.



Ich begrüße es auch sehr, dass das Geoforum Umhausen mit seinen öffentlichen Abendvorträgen oder abendlichen Podiumsdiskussionen bewusst die Bevölkerung in die Tagung miteinbezieht. Heuer steht ein Thema auf dem Programm, das - vorgetragen von einem anerkannten Experten der Bayerischen Akademie der Wissenschaften - sich den möglichen Auswirkungen des Klimawandels auf das Ötztal widmet. Ich bin sicher, dass die Bewohner von Umhausen und anderen Orten des Ötztales und darüber hinaus zahlreich die Gelegenheit nutzen werden, den sicherlich spannenden Ausführungen des Experten zu lauschen.

Als Bürgermeister einer Gemeinde, deren Ortsname eng mit Naturkatastrophen verbunden ist - unsere Vorväter mussten wegen der Naturereignisse immer wieder „umhausen“ - gilt mein Mitgefühl insbesondere auch den Bewohnern von Bondo im südlichen Graubünden, die schwer von den heurigen Bergsturzereignissen des Piz Cengalo getroffen sind. Dass wir „aus erster Hand“ über die dortigen Geschehnisse und die Anstrengungen zur Bewältigung der Katastrophe fachkundig informiert werden, ist als besondere Wertschätzung unserer Tagung zu werten.

Das Geoforum Umhausen hat auch heuer wieder eine reiche Palette an vielfältigen Themen aufgegriffen. Ich bin mir mit Landeshauptmann-Stellvertreter Josef Geisler einig, dass die Pläne des Landes Tirol zur Umsetzung der Hochwasserschutzes im Unterinntal eines der wichtigsten Vorhaben zum Schutz unserer Bevölkerung darstellt und freue mich sehr, dass das Geoforum Umhausen dieses Vorhaben - so wie viele andere wichtigen Themen - durch Vorträge aufgegriffen hat.

Ich bin überzeugt, dass das 19. Geoforum Umhausen an die Erfolge der Tagungen seit 1999 nahtlos anknüpfen wird. Es ist dies der Verdienst der fachlich hochkarätigen Vortragenden aus den verschiedensten Ländern aus vielen Teilen Europas und aus außereuropäischen Staaten, aber auch der Verdienst der zahlreichen fachlich kompetenten Tagungsteilnehmer. Ihnen allen möchte ich sehr für Ihre Beiträge zur Erfolgsgeschichte der Geoforumstagungen danken. Natürlich gilt mein Dank aber auch den Organisatoren des Geoforums, die Jahr für Jahr mit besonderem Engagement die Tagungen planen und vorbereiten.

Getrübt wird meine Freude natürlich durch den Tod unseres Mitbegründers und Ehrenpräsidenten, Herrn em. O. Univ. Prof. Dr. Helfried Mostler, der uns am 27.02.2017 nach langer und mit großer Tapferkeit ertragener Krankheit verlassen hat. Prof. Mostler hat sich stets mit seinem großen Wissen als exzellenter Wissenschaftler und als Praktiker mit großem Engagement für das Geoforum Umhausen eingesetzt. Wir werden ihn stets ehrend in Erinnerung behalten.

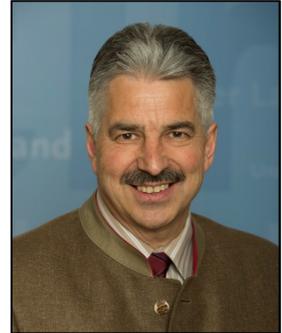
Ich möchte Ihnen nun eine spannende und interessante Tagung wünschen und hoffe Sie auch 2018 zum 20. Geoforum Umhausen wieder begrüßen zu dürfen.

Mag. Jakob Wolf
(Klubobmann der Volkspartei im Tiroler Landtag und Bürgermeister der Gemeinde Umhausen)

Grußworte von Bezirkshauptmann Dr. Raimund Waldner

Sehr geehrte Tagungsteilnehmer und Referenten!

Ich begrüße Sie sehr herzlich beim 19. Geoforum in Umhausen! Zugleich möchte ich mich dafür entschuldigen, dass es mir heuer terminlich nicht möglich ist, selbst an dieser wichtigen Fachveranstaltung teilzunehmen.



Ich kenne und schätze das Geoforum als multidisziplinäre Tagung, der es immer wieder gelingt, Erfahrungen aus der Praxis mit der Wissenschaft zu verbinden und dadurch wertvolle Impulse zu erzeugen. Die diesjährigen Themenschwerpunkte sind aktuell und dringlich, denn mit ihren Folgewirkungen werden sie uns letztlich alle betreffen! Katastrophale Ereignisse wie die heurigen Felsstürze (auch im Bezirk Imst) machen deutlich, wie vernetzt die Zusammenhänge bei Naturgefahren sind und dass eindimensionales Denken und Handeln nicht mehr greift. Gerade hier liegt der Wert einer multidisziplinären Fachtagung, wie sie das Geoforum darstellt. Der eingeladene Expertenkreis setzt sich aus Vertretern aller wichtigen Bereiche zusammen, die Fachvorträge aus Wissenschaft und Praxis regen immer wieder zur Zusammenarbeit und zum notwendigen Blick über den Tellerrand an.

Ich möchte an dieser Stelle den Veranstaltern für die Mühen der Organisation sehr herzlich danken, ebenso den Referenten für die Aufbereitung wichtiger Inhalte. Sie alle tragen mit ihrem Engagement dazu bei, dass das Geoforum Umhausen sich zu einer bedeutenden Fachveranstaltung entwickelt hat. Der in Umhausen immer wieder gelingende Brückenschlag verschiedener Fachrichtungen sowie der Informations- und Gedankenaustausch von vortragenden und teilnehmenden Experten sowie Vertretern von Behörden und Politik kommt im Rahmen der gemeinsamen Abwendung bzw. Bewältigung von Naturgefahren unserer gesamten Bevölkerung zugute!

So bleibt mir an dieser Stelle nur, Ihnen allen eine anregende Tagung und einen guten Aufenthalt in Umhausen zu wünschen!

Dr. Raimund Waldner

(Bezirkshauptmann des Bezirkes Imst)

Dem Mitbegründer und langjährigen Präsidenten und Ehrenpräsidenten des Geoforums Umhausen Herrn em. O. Univ. Prof. Dr. Helfried Mostler zum Gedenken



Am 27. Februar 2017 verließ uns unser langjähriger Präsident und Ehrenpräsident, Herr em. O. Univ. Prof. Dr. Helfried Mostler nach langer schwerer Krankheit für immer.

Herr Prof. Mostler hat sein gesamtes berufliches Leben, das er nahezu bis zuletzt ausgeübt hat, der Geologie gewidmet. Nach dem Ende seines Studiums in Graz und Innsbruck konnte er an der Universität Innsbruck seine wissenschaftliche Laufbahn voll entfalten. Als langjähriger Institutsvorstand zählte er, wie z. B. im Bereich der Mikropaläontologie und Mikrofazies zu den Besten der Welt und hat so maßgeblich zum Ansehen der Universität beigetragen. Hunderte wissenschaftliche Veröffentlichungen zeugen von der hervorragenden Tätigkeit Mostlers. Sein Talent, sein überaus reiches Wissen seinen Studenten in lebhafter Weise vermitteln zu können, ermöglichte nicht nur vielen seiner ehemaligen Studenten eine wissenschaftliche Berufslaufbahn, sondern vor allem auch vielen einen erfolgreichen Berufsweg in der Angewandten Geologie und Ingenieurgeologie.

Prof. Mostler war ja nicht nur einer der ganz großen wissenschaftlichen Geologen Österreichs, sondern auch einer der erfahrensten praxisorientierten Fachleute seiner Zeit. Als derartiger Experte konnte er vor allem in Tirol zahlreiche Vorhaben wie Speicherteiche, Schipisten, Seilbahnen und Lifte geologisch planen und er war lange Zeit auch „der Spezialist“ im Bereich der Erkundung, Sicherung und Gewinnung von Rohstoffen. Zahlreiche Lehrpfade zeugen von Prof. Mostlers Streben, die Geologie auch den Bürgern unseres Landes einprägsam näher zu bringen. Vor allem sei auf die Erschließungen von Tiefenwässern in Längenfeld und in St. Jakob i. D. verwiesen, die beide nur möglich waren, weil Prof. Mostler die nötigen Tiefbohrungen mit Erfolg geologisch geplant und begleitet hat. Er hat somit den entscheidenden Grundstein für die kommerzielle Nutzung der Tiefenwässer im Ötztal und im Defereggental gelegt.

So lag es auf der Hand, dass die Zusammenarbeit zwischen Herrn Prof. Mostler und mir mit den Jahren immer enger wurde und dass daraus die Idee in uns beiden entstand, ein Gesprächsforum zu gründen, in dem Geologen nicht nur unter sich, sondern interdisziplinär, also „eingebettet“ in die „Nachbardisziplinen“ ihre Erfahrungen – vor allem im angewandten Bereich – diskutieren können. 1999 wurde das 1. Geoforum Umhausen mit großem Erfolg abgehalten. Seitdem treffen sich jährlich im Herbst Experten aus vielen Ländern Europas und aus Übersee und haben die Tagungen des Geoforums Umhausen längst zu einem Qualitätsbegriff werden lassen. Auch die Landespolitik weiß diese Tagungen sehr zu schätzen. In Anerkennung all seiner Leistungen und Verdienste wurde Herrn Prof. Mostler 2012 als bisher einzigem Geologen das Verdienstkreuz des Landes Tirol verliehen.

Wir sind sehr traurig über den großen Verlust. Aber sein Vorbild gibt uns die Zuversicht, dass wir den von und mit ihm eingeschlagenen Erfolgsweg der Tagungen Geoforum Umhausen in seinem Sinn weiter fortsetzen und damit eines seiner wirklich großen Anliegen, welches er bis zuletzt in den persönlichen Gesprächen vermittelt hat, auch zukünftig erfolgreich umsetzen werden. Wir werden unseren Ehrenpräsidenten stets ehrend in Erinnerung behalten.

Hofrat Dr. Gunther Heißel
(Präsident des Vereins Geoforum Tirol)

Liste der wissenschaftlichen Publikationen (nicht vollständig)

1. Geologisch-tektonische Arbeiten

MOSTLER, H. (1963): Geologie der Berge des vorderen Großarl- und Kleinarl-Tales (Salzburg). - Verh. Geol. B.-A., 132-135, Wien.

MOSTLER, H. (1964): Einige Bemerkungen zur Salzach-Längstalstörung und der sie begleitenden Gesteine. - Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud. 14: 185-196, Wien.

MOSTLER, H. (1966): Bericht 1965 über stratigraphische Untersuchungen auf Blatt Fieberbrunn (122/2). - Verh. Geol. B.-A., Wien.

MOSTLER, H. (1966): Geologische Aufnahmen 1965 auf Blatt St. Georgen (124/ 3). - Verh. Geol. B.-A., Wien.

AL HASANI, N. & MOSTLER, H. (1969): Zur Geologie der Spießnägel südlich Kirchberg (Nördliche Grauwackenzone, Tirol). - Alpenkundl. Studien, V: 5-26, Veröff. d. Univ. Innsbruck, 9.

BAUER, LOACKER, H. & MOSTLER, H. (1969): Geologisch-tektonische Übersicht des Unterpinzgaues, Salzburg. - Alpenkundl. Studien, VI: 1-30, Veröff. d. Univ. Innsbruck, 13.

MOSTLER, H. (1970): Der Westabschnitt der Nördlichen Grauwackenzone Tirol und Salzburg). - Nachr. deutsch. Geol. Ges. 1970, H2: 52-54.

BECHSTÄDT, Th., BRANDNER, R. & MOSTLER, H. (1976): Das Frühstadium der alpinen Geosynklinalentwicklung im westlichen Drauzug. - Geol. Rundschau 65(2): 616-648.

BECHSTÄDT, Th. & MOSTLER, H. (1976): Riff-Beckenentwicklung in der Mitteltrias der westlichen Nördlichen Kalkalpen. - Z. dt. Geol. Ges. 127: 271-289, Hannover.

MOSTLER, H. (1975): Bericht über geologisch-petrographische Untersuchungen in der Grauwackenzone des Zeller Raumes. - Geol. Tiefbau der Ostalpen.

HOSCHEK, G. & MOSTLER, H. (1976): Jahresbericht über das Jahr 1975. - Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Publikation Nr. 212.

BECHSTÄDT, Th., BRANDNER, R., MOSTLER, H. & SCHMIDT, K. (1976): Middle Triassic Paleotectonics of the Eastern and Southern Alps. - Geotraverse Band, Z. dt. Geol. Ges.

BAUMGARTNER, P. & MOSTLER, H. (1978): Zur Entstehung von Erd- und Schuttströmen am Beispiel des Gschlifgrabens bei Gmunden (Oberösterreich). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 8 (Festschrift W. Heißel): 113—122, Innsbruck.

DONOFRIO, D.A., HEISSEL, G. & MOSTLER, H. (1979): Zur tektonischen und stratigraphischen Position des Martinsbühels bei Innsbruck. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 7, 7, 1-43, Innsbruck.

COLINS, E., HOSCHEK, G. & MOSTLER, H. (1980): Geologische Entwicklung und Metamorphose im Westabschnitt der Nördlichen Grauwackenzone unter besonderer Berücksichtigung der Metabasite. - Mitt. österr.geol. Ges., 71/72, 343-378, Wien.

DONOFRIO, D.A., HEISSEL, G. & MOSTLER, H. (1980): Beiträge zur Kenntnis der Partnachschichten (Trias) des Tor- und Rontales und zum Problem der Abgrenzung der Lechtaldecke im Nordkarwendel (Tirol).-Mitt. Österr. Geol. Ges.73, 55-94, Wien.

HOSCHEK, G., KIRCHNER, E.Ch., MOSTLER, H. & SCHRAMM, J.-M. (1980): Metamorphism in the Austroalpine Units between Innsbruck and Salzburg (Austria) - A Synopsis. - Mitt. Österr. Geol. Ges., 71/72: 335-341, Wien.

BRANDNER, R. & MOSTLER, H. (1982): Der geologische Aufbau des Schlerngebietes und seiner weiteren Umgebung. - Exkursionsführer, Jahrestagung der Österr. Geol. Ges., Seis am Schlem, Südtirol, 1-42.

MOSTLER, H. (mit Beiträgen von RESCH, W. und DONOFRIO, D.A.) (1982): Bozener Quarzporphyr und Werfener Schichten. - Exkursionsführer, Jahrestagung der Österr. Geol. Ges., Seis am Schlem, Südtirol, 43-79.

MOSTLER, H. (1986): Zur Mitteltrias westlich von Innsbruck (Exkursion A am 1. April 1986). - Jber. Mitt. Oberrhein. geol. Ver., N.F. 68: 15-27.

MOSTLER, H. (1986): Zur Geologie des Wipptales (Innsbrucker Quarzphyllit, unterostalpinen Mesozoikum, Matreier Schuppenzone, Altkristallin, Steinacher Decke, Silltalstörung)(Exkursion B am 3. April 1986). - Jber. Mitt. Oberrhein. geol. Ver., N.F. 68: 29-42.

MOSTLER, H. (1986): Der Nordabschnitt der Bozener Porphyryplatte (Exkursion F am 4. und 5. April 1986).- Jber. Mitt. Oberrhein. geol. Ver., N.F. 68: 105-117.

HADITSCH, J.G. & MOSTLER, H. (1986): Jungalpidische Kupfervererzungen im Montafon (Vorarlberg). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 13: 277-296, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1989): Geodynamische Prozesse und deren Auswirkungen auf die Lagerstättenbildung in den Ostalpen. - Arch. f. Lagerst.forsch. Geol. B.-A., Festbd. f. O.M. Friedrich, 10: 33-41, Wien.

MOSTLER, H., KRÄINER, K. & STINGL, V. (1989): Überlegungen zur jurassischen Beckenentwicklung in den Nördlichen Kalkalpen. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 16: 81-83.

MOSTLER, H. (2002): Zur Geologie von Serfaus und Umgebung. In: R. Klien (Hrsg.), Dorfbuch Serfaus, Athesia-Tyrolia Druck GmbH, Innsbruck, S. 360 – 371.

2. Lagerstättenkundliche Arbeiten

MOSTLER, H. (1965): Bemerkungen zur Genese der sedimentären südalpinen Blei-Zinkvererzung im Perm. - Arch. f. Lagerstättenforsch. i.d. Ostalpen, 3: 55-70, Leoben.

MOSTLER, H. (1966): Sedimentäre Blei-Zink-Vererzung in den mittelpermischen „Schichten von Tregiovo“. - Mineralium Deposita, 1(2): 89-103, Heidelberg .

MOSTLER, H. (1966): Zur Genese der schichtgebundenen Blei-Zink-Erze im südalpinen Perm. - Symposium Internazionale sui Giacimenti Minerari delle Alpi, Trento.

HADITSCH, J.G. & MOSTLER, H. (1967): Die Bleiglanz-Zinkblende-Lagerstätte Thumersbach bei Zell a. See (Nördliche Grauwackenzone, Salzburg). - Archiv f. Lagerstättenforsch. i.d. Ostalpen, 5:170-191, Leoben.

MOSTLER, H. (1968): Bemerkungen zur Geologie der Ni-Co-Lagerstätte Nöckelberg bei Leogang (Salzburg). - Archiv f. Lagerstättenforsch. i.d. Ostalpen, 9: 32-45, Leoben.

HADITSCH, J. G. & MOSTLER, H. (1969): Beiträge zur Kenntnis ostalpiner Kupferlagerstätten I. - Die Fahlerzlagerstätte auf der Gratlspitze (Thierberg bei Brixlegg). - Arch. f. Lagerstättenforsch. i.d. Ostalpen, 9: 169-194, Leoben.

MOSTLER, H. (1968): Anhydrite and Gypsum in Low-Grade Metamorphic Rocks along the Northern margin of the Grauwackenzone (Tyrol, Salzburg). - Symposium on the Geology of Saline Deposits, Hannover.

EMMANUILIDIS, G. & MOSTLER, H. (1970): Zur Geologie des Kitzbüheler Horns und seiner Umgebung mit einem Beitrag über die Barytvererzung des Spielberg-Dolomites (Nördliche Grauwackenzone, Tirol). - Festschr. Geol. Inst. 300-Jahr-Feier Univ. Innsbruck, Innsbruck, 547-569.

MAVRIDIS, A. & MOSTLER, H. (1970): Zur Geologie der Umgebung des Spielberghorns mit einem Beitrag über die Magnesitvererzung (Nördliche Grauwackenzone, Tirol - Salzburg). - Festschr. Geol. Inst., 300-Jahr-Feier Univ. Innsbruck, Innsbruck, 523-546.

MOSTLER, H. (1970): Zur Barytvererzung des Kitzbüheler Horns und seiner Umgebung (Tirol). - Arch. f. Lagerstättenforsch. i.d. Ostalpen, 11: 101-112, Leoben.

MOSTLER, H. (1970): Ein Beitrag zu den Spatmagnesitvorkommen im Westabschnitt der Nördlichen Grauwackenzone (Tirol und Salzburg). - Archiv f. Lagerstättenforsch. i.d. Ostalpen, 11: 113-125, Leoben

HADITSCH, J. G. & MOSTLER, H. (1970): Die Kupfer-Nickel-Kobalt-Vererzung im Bereich Leogang (Inschlagalm, Schwarzleo, Nöckelberg). - Arch. f. Lagerstättenforsch. i.d. Ostalpen, 11: 161-209, Leoben.

HADITSCH, J. G. & MOSTLER, H. (1970): Bemerkungen zu einem syngenetischen Bleiglanz-Zinkblende-Vorkommen in Nordtirol (Silberberg bei Brixlegg). - Anz. Akad. Wiss., Wien.

MOSTLER, H. (1973): Alter und Genese ostalpiner Spatmagnesite unter besonderer Berücksichtigung der Magnesitlagerstätten im Westabschnitt der Nördlichen Grauwackenzone (Tirol, Salzburg). - Festschrift W. Heißel, Veröff. Univ. Innsbruck, 86: 237-266, Innsbruck.

HADITSCH, J. G. & MOSTLER, H. (1973): Neue Molybdänglanz- und Scheelit-Fundpunkte in den Hohen Tauern. - Arch. f. Lagerstättenforsch. i.d. Ostalpen, 14: 105-112, Leoben.

HADITSCH, J. G. & MOSTLER, H. (1974): Mineralisationen im Perm der Ostalpen. - Carinthia H, 84./164. Jg.: 63-71, Klagenfurt.

MOSTLER, H. (1976): Zur Genese schichtgebundener Fluoritvorkommen in den mittelpermischen Schichten von Tregiovo (Nonsberg, Norditalien). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 5 (8): 9–22.

ANGERER, J. ., HADITSCH, J. G.; LEICHTFRIED, W. & MOSTLER, H. (1976): Disseminierte Kupfererze im Perm des Montafon. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 6(7/8): 1-57.

HADITSCH, J.G., LEICHTFRIED, W. & MOSTLER, H. (1978): Intraskythische, exogen (mechanisch)-sedimentäre Cu-Vererzung im Montafon (Vorarlberg). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 8 (Festschr. W. Heissel): 183-207, Innsbruck.

HADITSCH, J. G. & MOSTLER, H. (1979): Genese und Altersstellung der Magnesitlagerstätten in den Ostalpen. - Verh. Geol. B.-A.: 357-367, Wien .

HADITSCH, J. G., LEICHTFRIED, W. & MOSTLER, H. (1979):

Über ein stratiformes Schwerspatvorkommen in unterpermischen Schichten des Montafons (Vorarlberg). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 7(6): 1-14, Innsbruck.

ANGERER, H., HADITSCH, J. G., LASKOVIC, F., LEICHTFRIED, W., & MOSTLER, H. (1980): Ein Beitrag zur Kenntnis der Gipslagerstätten des Montafons (Vorarlberg). - Geol. Paläont. Mitt. Innsbruck, 9: 263-320.

BRANDNER, R., HADITSCH, J.G. & MOSTLER; H. (1981): Beiträge zur vortertiären Pb-Zn-Cu-Metallogene im Raum zwischen Rasht und Chalus (Alburs, Iran). - Geol. Paläont. Mitt. Innsbruck, 10(7): 257-285, Innsbruck.

HADITSCH, J.G. & MOSTLER, H. (1982): Zeitliche und stoffliche Gliederung der Erzvorkommen im Innsbrucker Quarzphyllit. - Geol.- Paläont. Mitt. Innsbruck, 12(1): 1-40, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1982): Erkundung mineralischer Rohstoffe für die Mineralwolleerzeugung in Tirol. - Arch. f. Lagerstättenforsch. Geol. B.-A., 1, 69-76, Wien.

MOSTLER, H. (1982) (unter Mitarbeit von HEISSEL, G. & GASSER, G.): Untersuchung von Erzlagerstätten im Innsbrucker Quarzphyllit und auf der Alpeiner Scharte. - Arch. Lagerst.forsch. Geol. B.-A., 1: 77-83, Wien.

MOSTLER, H. (1982) (unter Mitarbeit von APOLLONER, V. & DAVOGG, B.): Erfassung und Beurteilung von Natursteinen in Tirol. - Arch. Lagerst.forsch. Geol. B.-A., 2: 121–130, Wien.

MOSTLER, H. (1982) (unter Mitarbeit von KRAINER, K. & STINGL, V.): Erzlagerstätten in der postvariszischen Transgressionsserie im Arlberggebiet. - Arch. f. Lagerstättenforsch. Geol. B.-A., 2: 131-136, Wien.

KLAU, W. & MOSTLER, H. (1983): Alpine Middle and Upper Triassic Pb-Zn Deposits. - International Conference on Mississippi Valley Type Lead-Zinc Deposits, Proceedings Volume, University of Missouri, Rolla.

MOSTLER, H. (1983): Magmatisch kontrollierte Vererzungen im Ordovizium der Grauwackenzone (Salzburg – Tirol). – Geol. Paläont. Mitt. Innsbruck, 12(16): 341-359.

HADITSCH, J.G. & MOSTLER, H. (1983): The Succession of Ore Mineralization of the Lower Austroalpine Innsbruck Quartzphyllite. - In: SCHNEIDER, H.-J. (ed.): Mineral Deposits of the Alps and of the Alpine Epoch in Europe, Springer-Verlag: 51-59.

KLAU, W. & MOSTLER, H. (1983): Zn-Pb-F-Mineralization in Middle Permian of Tregiovo (Province of Bozen/Trient, Italy). - In: SCHNEIDER, H.-J. (ed.): Mineral Deposits of the Alps and of the Alpine Epoch in Europe, Springer-Verlag, 70-80.

MOSTLER, H. (1984): An jungpaläozoischen Karst gebundene Vererzungen mit einem Beitrag zur Genese der Siderite des Steirischen Erzberges. – Geol. Paläont. Mitt. Innsbruck 13(4): 97-111.

MOSTLER, H. (1984): Erfassung basischer Massengesteine im Raum Mittersill – Zell am See, Salzburg. – Arch. Lagerst.forsch. Geol. B-A. 5:105-115.

3. Stratigraphische und mikropaläontologische Arbeiten

MOSTLER, H. (1958): Taxodioxyton sequoianum als Geröll in der „Eggenberger Breccie“. - Mitt. naturw. Ver. Stmk., 88, 210-212, Graz.

MOSTLER, H. (1964): Conodonten aus der westlichen Grauwackenzone. - Verh. Geol. B.-A, 1964: 223-226.

MOSTLER, H. (1965): Bericht über stratigraphische Untersuchungen in der westlichen Grauwackenzone. - Anz. math.-naturw. Kl., 102: 37-39, Wien.

MOSTLER, H. (1965): Conodonten aus dem Paläozoikum der Kitzbüheler Alpen (Tirol). - Verh. Geol. B.-A. 1965: 163-167, Wien.

MOSTLER, H. (1966): Das Silur (Gotlandium) der Lachtalgrundalm (Fieberbrunn, Tirol). - Anz. math.-naturw. Kl. 103: 1-3, Wien.

EBERHARDT, N. & MOSTLER, H. (1966): Ein Beitrag zur Alterseinstufung der Wildschönauer Schiefer (Grauwackenzone, Tirol). - Anz. Akad. Wiss., math.-naturw. Kl. 103: 3-8, Wien.

MOSTLER, H. (1966): Zur Einstufung der „Kieselschiefer“ von der Lachtalgrundalm (Fieberbrunn, Tirol) . - Verh. Geol. B.-A. 1966: 157-170, Wien.

MOSTLER, H. (1966): Conodonten aus der Magnesitlagerstätte Entachen-Alm. - Ber. Nat.-Med. Ver. Innsbruck, 54: 21-31, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1967): Conodonten und Holothurien-Sklerite aus den norischen Hallstätter Kalken von Hernstein (N.Ö.). - Verh. Geol. B.-A. 1967: 177-188, Wien.

MOSTLER, H. (1967): Conodonten aus dem tieferen Silur der Kitzbüheler Alpen (Tirol). – KÜHN-Festschrift; Ann. naturhist. Mus., 71: 295-303, Wien.

MOSTLER, H., OBERHAUSER, R. & PLÖCHINGER, B. (1967): Die Hallstätter Kalkscholle des Burgfelsens Hernstein (N.Ö.) - Verh. Geol. B.-A. 1967: 27-36, Wien.

MOSTLER, H. (1967): Bericht 1966 über stratigraphische Untersuchungen im Raume Fieberbrunn – Kitzbühel - Westendorf. - Verh. Geol. B.-A., Wien .

MOSTLER, H. (1968): Das Silur im Westabschnitt der Nördlichen Grauwackenzone (Tirol und Salzburg). - Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud., 18: 89-150, Wien.

MOSTLER, H. (1968): Bericht 1967 über stratigraphische Untersuchungen im Raum Westendorf-Kirchberg-Kitzbühel. - Verh. Geol. B.-A., Wien.

MOSTLER, H. (1968): Holothurien-Sklerite und Conodonten aus dem Schreyeralmkalk (anisische Stufe). - Verh. Geol. B.-A. 1968: 54-64, Wien.

MOSTLER, H. (1968): Holothurien-Sklerite aus oberanisischen Hallstätter Kalken. - Alpenkundl. Studien, Veröff. Univ. Innsbruck 2: 1-44.

MOSTLER, H. (1968): Neue Holothurien-Sklerite aus norischen Hallstätter Kalken (Nördliche Kalkalpen). - Ber. Nat.-Med. Ver. Innsbruck, 56: 427-461, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1968): Conodonten aus den Werfener Schichten (Skythium) der Nördlichen Kalkalpen (Salzburg). - Sitzber. Akad. Wiss., math.-naturw.Kl. 105: 62-64, Wien.

MOSTLER, H. (1969): Entwicklungsreihen triassischer Holothurien-Sklerite. - Alpenkundl. Studien, VII: 1-53, Veröff. Univ. Innsbruck, 18.

FUCHS, G. & MOSTLER, H. (1969): Mikrofauna aus der Tibetzone, Himalaya. - Verh. Geol. B.-A., Wien.

MOSTLER, H. (1970): Über einige Holothurien-Sklerite aus der Nord- und Südalpinen Trias. - Festschr. Geol. Inst., 300-Jahr-Feier Univ. Innsbruck, Innsbruck, 339-360.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1970): Neue Conodonten aus der Trias. - Ber. Nat. Med. Ver. Innsbruck, 58: 428-464, Innsbruck.

KOZUR, H., & MOSTLER, H. (1970): Holothuriensklerite aus der Unter-und Mitteltrias des germanischen Beckens und alpinen Raumes, sowie deren stratigraphische Bedeutung. Festschr. Geol. Inst., 300-Jahr-Feier Univ. Innsbruck, Innsbruck, 361-398.

MOSTLER, H. (1971): Die permoskythische Transgressionsserie der Gailtaler Alpen. - Verh.Geol.B.-A. 1971: 143-149, Wien.

MOSTLER, H. (1971): Zur Gliederung des Permoskyths im Raum zwischen Wörgl und Hochfilzen (Tirol). – Verh.Geol.B.-A. 1971: 155-162, Wien.

MOSTLER, H. (1971): Postvariszische Sedimente im Montafon (Vorarlberg). - Verh.Geol.B.-A. 1971: 171-174, Wien.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1971): Probleme der Conodontenforschung in der Trias. - Geol.-Paläont. Mitt.Innsbruck, 1(4): 1-19, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1971): Holothuriensklerite aus anisischen, karnischen und norischen Hallstätter Kalken. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 1(1): 1-30, Innsbruck 1971.

MOSTLER, H. (1971): Ophiurenskelettelemente (äußere Skelettanhänge) aus der alpinen Trias. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 1(9): 1-35, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1971): Holothurien-Sklerite und Conodonten aus der Mittel- und Obertrias von Köveskal (Balatonhochland, Ungarn). - Geol.- Paläont. Mitt. Innsbruck, 1(10): 1-36, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1971): Häufigkeit und Bedeutung der Schwammspiculae in triassischen Mikrofaunen. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 1(11): 1-19, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1971): Mikrofaunen aus dem Unterkarbon vom Hindukusch. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 1(12): 1-19, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1972): Die Conodonten der Trias und ihr stratigraphischer Wert. Monographie in V Teilen. Teil I. Die Zahnreihenconodonten der Mittel- und Obertrias. Teil II. Kritische Bemerkungen zur Gattung Neospathodus MOSHER 1968 und zur zeitlichen Einstufung der ihr zugeordneten Arten. - Abh.Geol. B.-A., 28/1: 1-36, Wien.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1972): Die Bedeutung der Mikrofossilien für stratigraphische, paläogeographische und regionalgeologische Untersuchungen in der Trias. - Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud., 21: 341-360, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1972): Die Spiculae triassischer Porifera. - Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud., 21: 539-546, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1972): Die stratigraphische Bedeutung von Crinoiden-, Echiniden- und Ophiurenskelettelementen aus triassischen Karbonatgesteinen. - Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud., 21: 711-728, Innsbruck.

MOSTLER, H.: Holothuriensklerite der Trias und ihre stratigraphische Bedeutung. - Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud., 21: 729-744, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1972): Die Bedeutung der Conodonten für die Stratigraphie und Paläogeographie der Trias. - Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud., 21: 777-810, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1972): Mikroproblematika aus Lösungsrückständen triassischer Kalke und deren stratigraphische Bedeutung. - Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud., 21: 989-1012, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1972): Ein Beitrag zur Genese mitteltriadischer Crinoidenkalk im Gebiet von Reutte, Tirol (Nördliche Kalkalpen). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 2, 5, 1-21, Innsbruck.

FUCHS, G. & MOSTLER, H. (1972): Der erste Nachweis von Fossilien (kambrischen Alters) in der Hazira-Formation, Hazara, Pakistan. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 2(2): 1-12, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1972): Triasconodonten: Erwiderung auf eine Kritik. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 2(1): 1-12, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1972): Holothuriensklerite aus dem Jura der Nördlichen Kalkalpen und Südtiroler Dolomiten. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 2(6): 1-29, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1972): Neue Holothuriensklerite aus der Trias der Nördlichen Kalkalpen. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 2(7): 1-32, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1972): Beiträge zur Erforschung der mesozoischen Radiolarien, Teil I: Revision der Oberfamilie Coccodiscacea' HAECKEL 1862 emend. und Beschreibung ihrer triassischen Vertreter. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 2 (8/9): 1-60, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1973): Mikrofaunistische Untersuchungen der Triasschollen im Raume Csövar, Ungarn. - Verh. Geol. B.-A., 2, Wien.

MOSTLER, H. & PARWIN, P. (1973): Ein Beitrag zur Feinstratigraphie der Hallstätter Kalke am Sirius-Kogel (Bad Ischl, Oberösterreich). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 3(7): 1-47, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1973): Beiträge zur Mikrofauna permotriadischer Schichtfolgen, Teil I: Conodonten aus der Tibetzone des Niederen Himalaya (Dolpogebiet, Westnepal). - Geol. Paläont. Mitt. Innsbruck, 3(9): 1-23, Innsbruck.

BECHSTÄDT, Th. & MOSTLER, H. (1974): Fossilagerstätten im mitteltriadischen Plattenkalk der Gailtaler Alpen (Kärnten, Österreich). - Österr. Akad. Wiss., Schriftenr. Erdwiss. Komm, 2: 45-55, Wien.

BECHSTÄDT, Th. & MOSTLER, H. (1974): Mikrofazies und Mikrofauna mitteltriadischer Beckensedimente der Nördlichen Kalkalpen Tirols. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 4(5/6): 1-74, Innsbruck.

MOSTLER, H. & SCHEURING, B.W. (1974): Mikroflora aus dem Langobard und Cordevol der Nördlichen Kalkalpen und das Problem des Beginns der Keupersedimentation im Germanischen Raum. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 4(4): 1-35, Innsbruck.

BECHSTÄDT, Th. & MOSTLER, H. (1975): Faziesheteropie mitteltriadischer Beckensedimente im Westabschnitt der Nördlichen Kalkalpen. - Int. Symposium „Geodynamik der Ostalpen“, München/Salzburg.

BECHSTÄDT, Th., BRANDNER, R. & MOSTLER, H. (1975): Das Frühstadium der alpinen Geosynklinale im Drauzug. - Symp., Salzburg.

MOSTLER, H. & MOSLEH-YAZDI, A. (1975): Neue Poriferen aus oberkambrischen Gesteinen der Milaformation im Elburzgebirge (Iran). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 5(1): 1-36, Innsbruck.

DONOFRIO, D.A. & MOSTLER, H. (1975): Neue Schwebcrinoiden aus Hallstätter Kalken des Berchtesgadener Raumes. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 5(2): 1-28, Innsbruck.

KOZUR, H., MOSTLER, H. & RAHIMI-YAZD, A. (1975): Beiträge zur Mikrofauna permotriadischer Schichtfolgen, Teil II: Neue Conodonten aus dem Oberperm und der basalen Trias von Nord— und Zentraliran. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 5(3): 1-23, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1976): Die stratigraphische Stellung der Gipsvorkommen in der Trias von Recoaro (Vicentin, Italien). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 5(6): 1-20, Innsbruck.

KOZUR, H., MOCK, R. & MOSTLER, H. (1976): Stratigraphische Neueinstufung der Karbonatgesteine der „unteren Schichtenfolge“ von Ochtina (Slowakei) in das oberste Vise und Serpukhovian (Namur A). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 6(1): 1-29, Innsbruck.

MOSTLER, H. & RAHIMI-YAZD, A. (1976): Neue Holothuriensklerite aus dem Oberperm von Julfa im Nordiran. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 5(7): 1-35, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1976): Poriferenspiculae der alpinen Trias. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 6(5): 1-42, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1976): Neue Conodonten aus dem Jungpaläozoikum und der Trias. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 6(3): 1-33, Innsbruck.

MOSTLER, H. & ROSSNER, R. (1977): Stratigraphisch-fazielle und tektonische Betrachtungen zu Aufschlüssen in skyth-anisischen Grenzschiechten im Bereich der Annaberger Senke (Salzburg, Österreich). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 6(2): Innsbruck.

MOSTLER, H. (1977): Zur Palökologie triadischer Holothurien (Echinodermata). - Berichte des Naturwissenschaftlich-medizinischen Vereins in Innsbruck, 64: 13-40.

DONOFRIO, D.A. & MOSTLER, H. (1977): Wenig beachtete Echinodermaten-Skelettelemente aus der alpinen Trias. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 6(6): 1-27, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1978): Ein Beitrag zur Mikrofauna der Pötschenkalke an der Typlokalität unter besonderer Berücksichtigung der Poriferenspiculae. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 7(3): 1-28, Innsbruck.

DONOFRIO, D.A. & MOSTLER, H. (1978): Zur Verbreitung der Saturnalidae (Radiolaria) im Mesozoikum der Nördlichen Kalkalpen und Südalpen. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 7(5): 1-55, Innsbruck.

MOSTLER, H., SCHEURING, B.W. & URLICHS, M. (1978): Zur Mega-, Mikrofauna und Mikroflora der Kössener Schichten (alpine Obertrias) vom Weißloferbach in Tirol unter besonderer-Berücksichtigung der in der *suessi*- und *marshi*-Zone auftretenden Conodonten. - Österr. Akad. Wiss., Schriftenr. Erdwiss. Komm, Wien.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1978): Beiträge zur Erforschung der mesozoischen Radiolarien. Teil II: Oberfamilie Trematodiscacea HAECKEL 1862 emend. und Beschreibung ihrer triassischen Vertreter. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 8 (Festschr. W. Heißel): 123-182, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1979): Beiträge zur Erforschung der mesozoischen Radiolarien. Teil III: Die Oberfamilien Actinomacea HAECKEL 1862 emend., Artiscacea HAECIGEL 1882. Multiarcusellacea nov. der Spumellaria und triassische Nassellaria. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 9(1/2): 1-132, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1980): Zur Mikrofauna des Unterkambriums in der Haziraformation Hazara, Pakistan. - Ann.Naturhist. Mus. Wien, 83, 245—257, Wien.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1979): Eine neue Radiolariengattung aus dem höheren Cordevol (Unterkarn) von Göstling (Österreich). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 9(4): 179-181, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1980): Ein Beitrag zur mitteltriadischen Mikrofauna von Recoaro und Tretto (Vicentin, Italien). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 9(9): 321-351, Innsbruck.

DUMITRICA, P., KOZUR, H., & MOSTLER, H. (1980): Contribution to the radiolarian fauna of the Middle Triassic of the Southern Alps. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 10(1): 1-46.

MOSTLER, H. & PAHR, A. (1981): Triasfossilien im „Cäker Konglomerat“ von Goberling. - Verh. Geol.B.-A.: 83-91, Wien.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1981): Beiträge zur Erforschung der mesozoischen Radiolarien. Teil IV: Thalassosphaeracea HAECKEL, 1862, Hexastylacea HAECKEL. 1882 emend. PETRUSEVSKAJA, 1979, Spongumcea HAECKEL, 1862 emend. und weitere triassische Lithocycliacea, Trematodiscacea, Actinomacea und Nassellaria. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, Sonderbd. 1: 1-208, Innsbruck.

AMEROM, H.W.J. van, ANGERER, H. & MOSTLER, H. (1982): Über eine Autuno-Stephanische Flora aus den Kristbergsschichten im Montafon, Vorarlberg (Österreich). - Jb. Geol. B.-A., 124(2): 283-323, Wien.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1982): Neue Conodontenarten aus dem Illyr und Fassin der Profile Fellbach und Karalm (Gailtaler Alpen, Kärnten, Österreich). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 11(8): 291-298, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1982): Entactinaria subordo nov., a new radiolarian suborder. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 11(12): 399-414, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1983): Holothurien-Skleritelemente der jungpaläozoischen Formgattung *Microantyx* (Echinodermata: Holothuroidea). - Ber. nat.-med. Ver. Innsbruck, 70: 35-43, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1983): The Polyphyletic Origin and the Classification of the Mesozoic Saturnalids (Radiolaria). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 13(1): 1-47, Innsbruck.

BRANDNER, R., DONOFRIO, D.A., KRÄINER, K., MOSTLER, H., RESCH, W. & STINGL, V. (1984): Correlation of Transgressional and Regressional Events in the Lower Triassic of the Northern and Southern Alps (Buntsandstein-, Servino-, Werfen Formation). – 5th European regional meeting of Sedimentology, Marseille.

MOSTLER, H., & ROSSNER, R. (1984): Mikrofazies und Palökologie der höheren Werfener Schichten (Untertrias) der Nördlichen Kalkalpen. - Facies, 10(1): 87-143.

MOSTLER, H. (1985): Neue heteractinide Spongien (Calcispongea) aus dem Unter- und Mittelkambrium Südwestsardiniens. - Berichte des naturwissenschaftlich-medizinischen Vereins Innsbruck, 72, 7-32.

MOSTLER, H. (1986): Ein Beitrag zur Entwicklung phyllostrophiaer Megaskleren (Demospongea) aus oberjurassischen Beckensedimenten (Oberalmer Schichten, Nördliche Kalkalpen). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 13 (13): 297-329, Innsbruck.

MOSTLER, H.: Neue Kieselschwämme aus den Zlambachschichten (Obertrias, Nördliche Kalkalpen). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 13(14): 331-361, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1986): Beitrag zur stratigraphischen Verbreitung und phylogenetischen Stellung der Amphidiscophora und Hexasterophora (Hexactinellida, Porifera). - Mitt. österr. geol. Ges., 78 (1985): 319-359, Wien.

KOZUR, H., & MOSTLER, H. (1989): Radiolarien und Schwammaskleren aus dem Unterperm des Vorurals. – Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, Sonderband, 2: 147-275.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1989): Echinoderm Remains from the Middle Permian (Wordian) from Sosio Valley (Western Sicily). - Jb. Geol. B.-A., 132(4): 677-685, Wien.

MOSTLER, H. (1989): Mikroskleren hexactinellidaer Schwämme aus dem Lias der Nördlichen Kalkalpen. - Jb. Geol. B.-A., 132(4): 687-700, Wien.

MOSTLER, H. (1989): Mit „Zygomen“ ausgestattete Dermalia von Kieselschwämmern (Demospongiae) aus pelagischen Sedimenten der Obertrias und des unteren Jura (Nördliche Kalkalpen). - Jb. Geol. B.-A., 132(4): 701-726, Wien.

MOSTLER, H. (1990): Mikroskleren von Demospongiern (Porifera) aus dem basalen Jura der Nördlichen Kalkalpen. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 17: 119-142, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1990): Hexactinellide Poriferen aus pelagischen Kieselkalken (unterer Lias, Nördliche Kalkalpen). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 17: 143-178, Innsbruck.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1990): Satunaliacea DEFLANDRE and some other stratigraphically important Radiolaria from the Hettangian of Lenggries/Isar (Bavaria, Northern Calcareous Alps). - Geol.-Paläont.Mitt. Innsbruck, 17: 179-248, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1991): Das Germanische Muschelkalkbecken und seine Beziehungen zum tethyalen Muschelkalkmeer. In: Muschelkalk. Schöntaler Symposium, 1991: 11-14.

MOSTLER, H. & MEHL, D. (1991): On the origin of Hexastrophora and Amphidiscophora (Hexactinellida).-Further discussion of their phylogenetic significance. - Fossil Cnidaria, 19(2): 13-15, Münster.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1991): Pelagic Permian conodonts from an oceanic sequence at Sang-e-Sefid (Fariman, NE-Iran). – Abh. Geol. B.-A, 38: 101-110.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1991/92): Erster paläontologischer Nachweis von Meliaticum und Süd-Rudabányaicum in den Nördlichen Kalkalpen (Österreich) und ihre Beziehungen zu den Abfolgen in den Westkarpaten. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 18:87-129, Innsbruck.

KRAINER, K. & MOSTLER, H. (1991/92): Neue hexactinellide Poriferen aus der südalpiner Mitteltrias der Karawanken (Kärnten, Österreich). - Geol.-Paläont.Mitt. Innsbruck, 18: 131-150, Innsbruck.

KAYA, O. & MOSTLER, H. (1992): A Middle Triassic age for low-grade greenschist facies metamorphic sequence in Bergama (Izmir), western Turkey: the first paleontological age assignment and structural-stratigraphic implications. - Newsletters on Stratigraphy (1992): 1-17.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1992): Erster paläontologischer Nachweis von Meliaticum und Süd-Rudabányaicum in den Nördlichen Kalkalpen (Österreich) und ihre Beziehungen zu den Abfolgen in den Westkarpaten. - Geol. Paläont. Mitt. Innsbruck, 18: 87-129.

MEHL, D. & MOSTLER, H. (1993): Neue Spicula aus dem Karbon und Perm: Konsequenzen für die Evolutionsökologie der Hexactinellida (Porifera), Strategien ihrer Gerüstbildung im Spätpaläozoikum und frühen Mesozoikum. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 19: 1-28. Innsbruck.

KRAINER, K., KOZUR, H., & MOSTLER, H. (1993): Zur Sedimentologie permischer Tiefseeablagerungen ('Lercara Formation') von Roccapalumba/Sizilien. Sediment, 93.

MOSTLER, H. & KRAINER, K. (1993): Neue Ophiuren aus liassischen Slope-Sedimenten der Nördlichen Kalkalpen in der Umgebung von Lofer (Salzburg). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 19: 29-47, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1993): Das Germanische Muschelkalkbecken und seine Beziehungen zum tethyalen Muschelkalkmeer. - In: HAGDORN, H. & SEILACHER, A., (Hrsg.): Muschelkalk. Schöntaler Symposium 1991 (Sonderbände der Gesellschaft für Naturkunde in Württemberg 2), Stuttgart.

MOSTLER, H. & KRAINER, K. (1993/94): Saturnalide Radiolarien aus dem Langobard der südalpinen Karawanken (Kärnten, Österreich). - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 19, 93-131, Innsbruck.

MOSTLER, H. & BALOGH, Z. (1993/94): Zur Skelettarchitektur, Entwicklung und stratigraphischen Bedeutung ausgewählter lithistider Schwämme aus dem Oberjura. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 19: 133-153, Innsbruck.

MOSTLER, H. & BALOGH, Z. (1993/94): Spätsedimentäre bis frühdiagenetische Veränderungen an Mikroskleren criccomorpher Demospongien aus dem Oberjura.- Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 19: 155-163, Innsbruck.

KOZUR, H., KRAINER, K. & MOSTLER, H. (1993/94): Middle Triassic conodonts from the southern Karawanken Mountains (Southern Alps) and their stratigraphic importance. - Geol.-Paläont. Mitt. Innsbruck, 19: 165-200, Innsbruck.

MOSTLER, H. (1994): Der erste Nachweis von agelasiden Schwämmen (Demospongiae) aus dem Jungpaläozoikum. – Abh. Geol. B.-A. 50:341-352 (Festschrift E. Flügel), Wien.

KRAINER, K., MOSTLER, H. & HADITSCH, J. G. (1994): Jurassische Beckenbildung in den Nördlichen Kalkalpen bei Lofer (Salzburg) unter besonderer Berücksichtigung der Manganerz-Genese. – Abh.Geol.B.-A. 50: 257-293 (Festschrift E. Flügel).

ARAL, I., & MOSTLER, H. (1994): Carboniferous and Permian radiolarite blocks from the Karakaya Complex in Northwest Turkey.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1994): Anisian to Middle Carnian radiolarian zonation and description of some stratigraphically important radiolarians. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Sonderband 3: 39–255.

KOZUR, H., & MOSTLER, H. (1995): Guadalupian (Middle Permian) conodonts of sponge-bearing limestones from the margins of the Delaware Basin, West Texas. - Geologia Croatica, 48(2): 107-128.

KOZUR, H., KRAINER, K., & MOSTLER, H. (1995): A conodont-rich pelagic Olenekian-Anisian boundary section in the Sosio Valley area, Western Sicily (Italy). – Albertiana

KOZUR, H., & MOSTLER, H. (1996): *Iranognathus sosioensis* n. sp., a New Conodont Species from the Changxingian (Late Permian) of Western Sicily. - Geologia Croatica, 49(2): 129-134.

KOZUR, H.W., MCKENZIE, K. & MOSTLER, H. (1996): *Microcheilinella* GEIS (Ostracoda) with preserved “soft parts” from Upper Triassic Hallstatt Limestones of the Alps. — Proceedings of the Second European Ostracodologist Meeting, British Micropalaeontological Society, London 1996: 9-16.

MOSTLER, H. (1996): Demospongien mit außergewöhnlich gebauten anatriaenen Megaskleren. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Bd. 21: 153-171.

MOSTLER, H. (1996): Erster Nachweis von rosettenförmigen Holothurien-Skleriten aus oberjurassischen Beckensedimenten (Oberalm-Formation, Nördliche Kalkalpen). - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Bd. 21: 173-183.

MOSTLER, H. (1996): Ein Beitrag zur Genese liassischer Toxa und Forcipes (Skelettelemente von Demospongien). - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Bd. 21: 185-199.

KOZUR, H.W., MOSTLER, H. & REPETSKI, J.E. (1996): „Modern“ siliceous sponges from the lowermost Ordovician (early Ibexian - early Tremadocian) Windfall Formation of the Antelope Range, Eureka County, Nevada, U.S.A. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Bd. 21: 201-221.

MOSTLER, H. (1996): Polyactinellide Schwämme, eine auf das Paläozoikum beschränkte Calcispongien-Gruppe. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Bd. 21: 223-243.

KOZUR, H.W., MOSTLER, H. & REPETSKI, J.E. (1996): Well-preserved Tremadocian primitive Radiolaria from the Windfall Formation of the Antelope Range, Eureka County, Nevada, U.S.A. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Bd. 21: 245-271.

KOZUR, H. W., KRAINER, K., & MOSTLER, H. (1996): Ichnology and sedimentology of the Early Permian deep-water deposits from the Lercara-Roccapalumba area (Western Sicily, Italy). - *Facies*, 34(1): 123-150.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1996): Longobardian (Late Ladinian) Oertlispongidae (Radiolaria) from the Republic of Bosnia-Herzegovina and the stratigraphic value of advanced Oertlispongidae. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Sonderband 4: 105-193.

KOZUR, H. & MOSTLER, H. (1996): Longobardian (Late Ladinian) Muelleritortiidae (Radiolaria) from the Republic of Bosnia-Herzegovina. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Sonderband 4: 83-103.

KOZUR, H.W., KRAINER, K. & MOSTLER, H. (1996): Radiolarians and facies of the Middle Triassic Loibl Formation, South Alpine Karawanken Mountains (Carinthia, Austria). - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Sonderband 4: 195-269.

KOZUR, H.W., KAYA, O. & MOSTLER, H. (1996): First evidence of Lower to Middle Scythian (Dienerian - Lower Olenekian) radiolarians from the Karakaya Zone of northwestern Turkey. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Sonderband 4: 271-285.

KRAINER, K. & MOSTLER, H. (1997): Die Lias-Beckenentwicklung der Unkener Synklinale (Nördliche Kalkalpen, Salzburg) unter besonderer Berücksichtigung der Scheibelberg Formation. - Geologisch-Paläontologische Mitteilungen Innsbruck, Bd. 22: 1-41.

KOZUR, H. W., MOSTLER, H., & KRÄINER, K. (1998): *Sweetospathodus* n. gen. and *Triassospathodus* n. gen., two important Lower Triassic conodont genera. - *Geologia Croatica*, 51(1): 1-5.

MOSTLER, H. & REICH, M. (2001): A new name for *Achistrum brevis* Mostler, 1971 (Holothuroidea)[non *Achistrum brevis* Gutschick, 1959 (Holothuroidea)]. - *Journal of Micropalaeontology*, 20(2): 126-126.

REICH, M. & MOSTLER, H. (2002): *Gillocystis* (Echinodermata) aus dem Unter-Karbon Afghanistans. - *Neues Jahrbuch für Geologie und Paläontologie, Monatshefte*, 10: 588-596.

TEKIN, U.K. & MOSTLER, H. (2005): Longobardian (Middle Triassic) entactinarian and nassellarian radiolaria from the Dinarides of Bosnia and Herzegovina. - *Journal of Paleontology*, 79(1): 1-20.

TEKIN, U.K. & MOSTLER, H. (2005): Late Ladinian (Middle Triassic) spumellaria (radiolaria) from the Dinarides of Bosnia and Herzegovina. - *Rivista Italiana di Paleontologia e Stratigrafia*, 111(1): 21-43.

KOZUR, H.W. & MOSTLER, H. (2006): Radiolarien aus dem Longobard der Dinariden. - *Hallesches Jahrbuch für Geowissenschaften* 28 (2006): 23-91.

MOIX, P., KOZUR, H.W., STÄMPFLI, G.M., & MOSTLER, H. (2007): New paleontological, biostratigraphical and paleogeographic results from the Triassic of the Mersin Mélange, SE Turkey. - *The Global Triassic. New Mexico Museum of Natural History Science Bulletin*, 41: 282-311.

KOZUR, H.W., MOSTLER, H. & REPETSKI, J.E. (2008): A new heteractinellid calcareous sponge from the lowermost Ordovician of Nevada and a discussion of the Suborder Heteractinellidae. - *Geo.Alp*, Bd. 5: 53–67.

KOZUR, H.W. & MOSTLER, H. (2008): Neue Holothurien-Sklerite aus dem unteren Wordian vom Nordwestrand des Delaware Beckens am Südosthang der Guadalupe Mountains (West-Texas, USA). - *Geo.Alp*, Bd. 5:107–119.

MOSTLER, H. (2009): Ein moderner Kieselschwamm der Gattung *Coelodischela* (Demospongiae) aus pelagischen Kirchsteinkalken tiefliassischen Alters (Nördliche Kalkalpen, Deutschland). - *Geo.Alp*, Bd. 6: 11-17.

MOSTLER, H. (2009): Pedicellarien obernorischer Echiniden aus der Hallstätter Tiefschwellen-Fazies, Nördliche Kalkalpen. - *Geo.Alp*, Bd. 6: 19-52.

MOSTLER, H. (2011): Pinakide Mikroskleren demospongiider Poriferen, weit verbreitet in mesozoischen Beckensedimenten der Nördlichen Kalkalpen. - *Geo.Alp*, Bd. 8: 4-19.

Literaturliste zusammengestellt von:

Univ. Prof. Dr. Karl Krainer

Institut für Geologie

Universität Innsbruck

Innrain 52, A-6020 INNSBRUCK

Email: Karl.Krainer@uibk.ac.at

Langfassungen in Reihenfolge der Vorträge DONNERSTAG 19. Oktober 2017

Donnerstag 19. Oktober 2017

09:30-10:00

**Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal - Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal:
Wasserbau, Geologie und Geotechnik**

N. Georgi¹⁾, St. Eder¹⁾, J. Henzinger²⁾, F. Remmert¹⁾, P. Hanisch³⁾, H. Hammer⁴⁾, Chr. Waldhör⁵⁾, St.
Walder⁵⁾

¹⁾ *ILF Consulting Engineers Austria GmbH, Feldkreuzstraße 3, 6063 Rum*

²⁾ *Geotechnik Henzinger, Plattach 5, 6095 Grinzens*

³⁾ *DonauConsult Ingenieurbüro GmbH, Klopstockgasse 34, 1170 Wien*

⁴⁾ *GTH - Geotechnik Hammer, Bahnhofstraße 1A, 6175 Kematen*

⁵⁾ *Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft, Herrengasse 1-3, 6020 Innsbruck*

ABSTRACT

Flood risk management has become increasingly important in Alpine regions. Hence, the Inn River located in the lower Inn valley is the subject of intensive research, which aims to decrease the flood risk for this densely settled valley plain. This article concerns the general hydraulic concept for flood protection of the Inn River section from Brixlegg/Kramsach Inn-km 231,5 to Angath Inn-km 253,0, with focus on the geological and geotechnical characteristics and required ground investigations.

ALLGEMEINES UND VERANLASSUNG

In Folge der Erfahrungen des Inn-Hochwassers 2005 und der angepassten hydrologischen Bemessungswerte wurde im Jahr 2009 eine Abflussuntersuchung für den Inn einschließlich der Ausweisung von Gefahrenzonen von der Bundeswasserbauverwaltung Tirol beauftragt. In den Gefahrenzonenplänen ist der aktuelle Zustand der Hochwassergefährdung ausgewiesen. Große Flächen der Siedlungs- und Gewerbegebiete sind von Überflutungen beim Bemessungsereignis HQ₁₀₀ betroffen (vgl. Abb. 1).

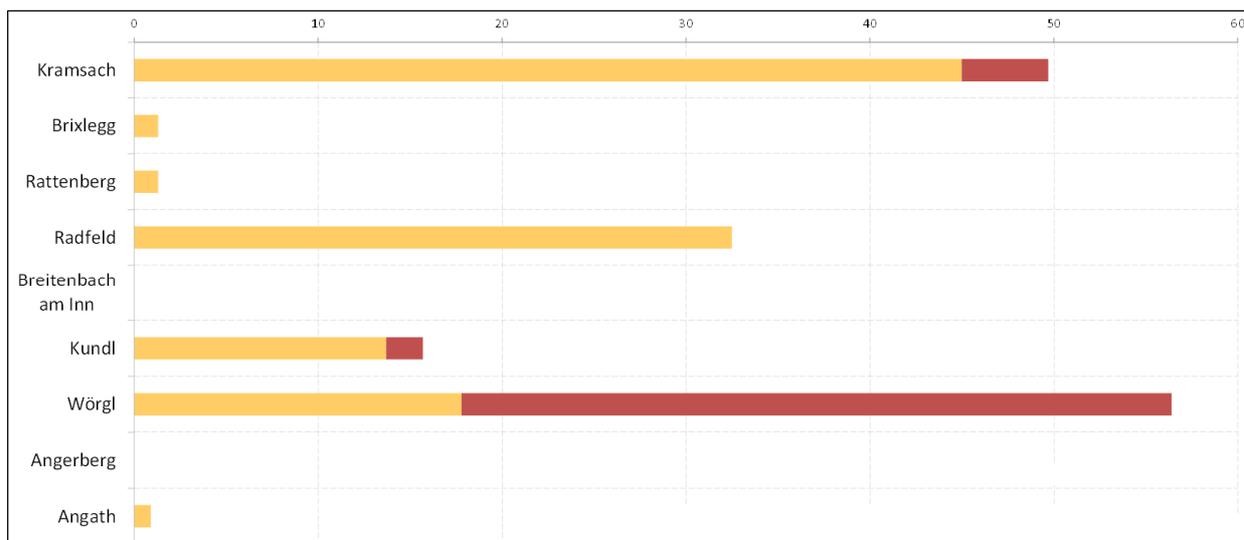


Abb. 1: Betroffene Baulandfläche in ha je Gemeinde im Unteren Unterinntal lt. Gefahrenzonenplan.

Projektgebiet

Aufgrund der dargestellten Hochwassersituation im Unterinntal erfolgen gegenwärtig im Auftrag der Bundeswasserbauverwaltung Tirol umfangreiche Planungsarbeiten. Das Unterinntal wurde dabei in drei unabhängige Planungsabschnitte unterteilt (vgl. Abb. 2). In jedem Abschnitt können unabhängig voneinander lineare Hochwasserschutzmaßnahmen wie Dämme, Mauern und mobile Elemente errichtet und durch sogenannte optimierte Retentionsräume die Abflussverschärfung kompensiert werden.

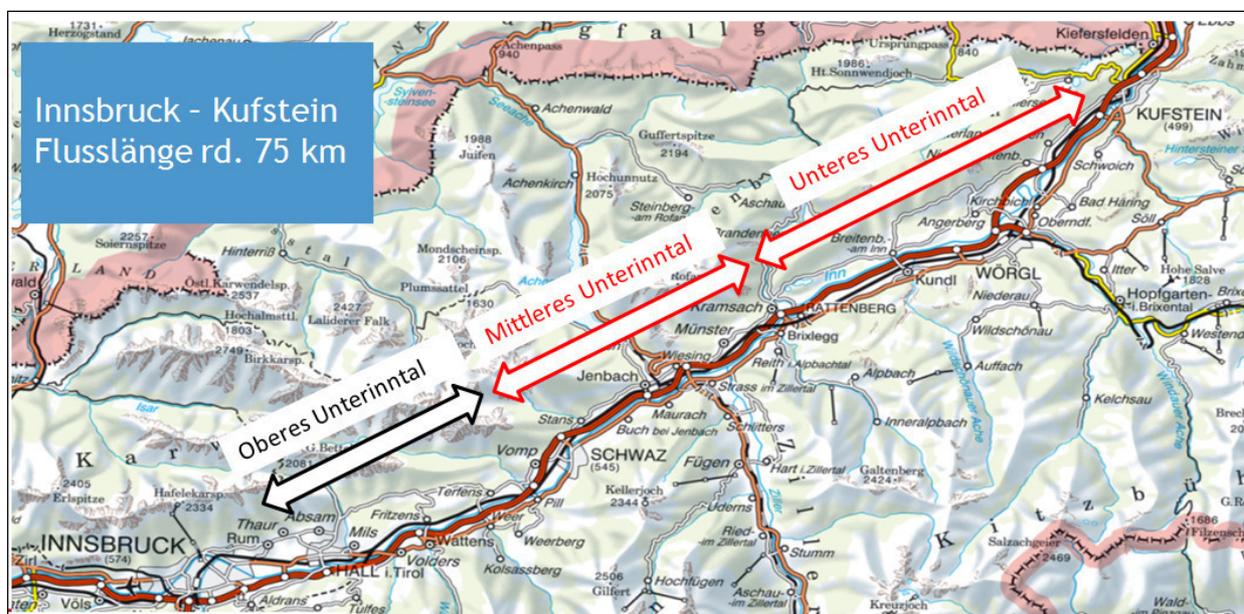


Abb. 2: Planungsabschnitte des Projektgebiets Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal.

Die Maßnahmenplanung für das Untere Unterinntal wird von der ARGE DonauConsult/ILF als Auftragnehmerin durchgeführt. Die Projektleitung erfolgt von der Abteilung Wasserwirtschaft im Amt der Tiroler Landesregierung. Das Projektgebiet erstreckt sich von Brixlegg/Kramsach bei Inn-km 231,5 bis

Angath bei Inn-km 253,0 und betrifft die Gemeinden Angath, Wörgl, Kundl, Radfeld, Rattenberg, Brixlegg, Angath, Breitenbach am Inn und Kramsach.

Ziel der Maßnahmen

Die Linienführung und Dimensionierung der erforderlichen Hochwasserschutzmaßnahmen ist so gewählt, dass für bebautes Gebiet sowie für bedeutende Infrastruktureinrichtungen bis zum HQ₁₀₀ ein Hochwasserschutz gewährleistet wird. Um das Abflussverhalten im Projektabschnitt und für die Unterlieger durch das Umsetzen der Hochwasserschutzmaßnahmen nicht zu verschlechtern, wird die Retentionswirkung der entfallenden aktuellen Überflutungsgebiete durch die Schaffung von optimierten, bewirtschafteten Retentionsräumen kompensiert. Die Abflusswerte des hydrologischen Längenschnittes im Ist-Zustand am Ende des Bearbeitungsbereiches werden nach Umsetzung der Hochwasserschutz- und Retentionsmaßnahmen nicht überschritten (vgl. Abb. 3).

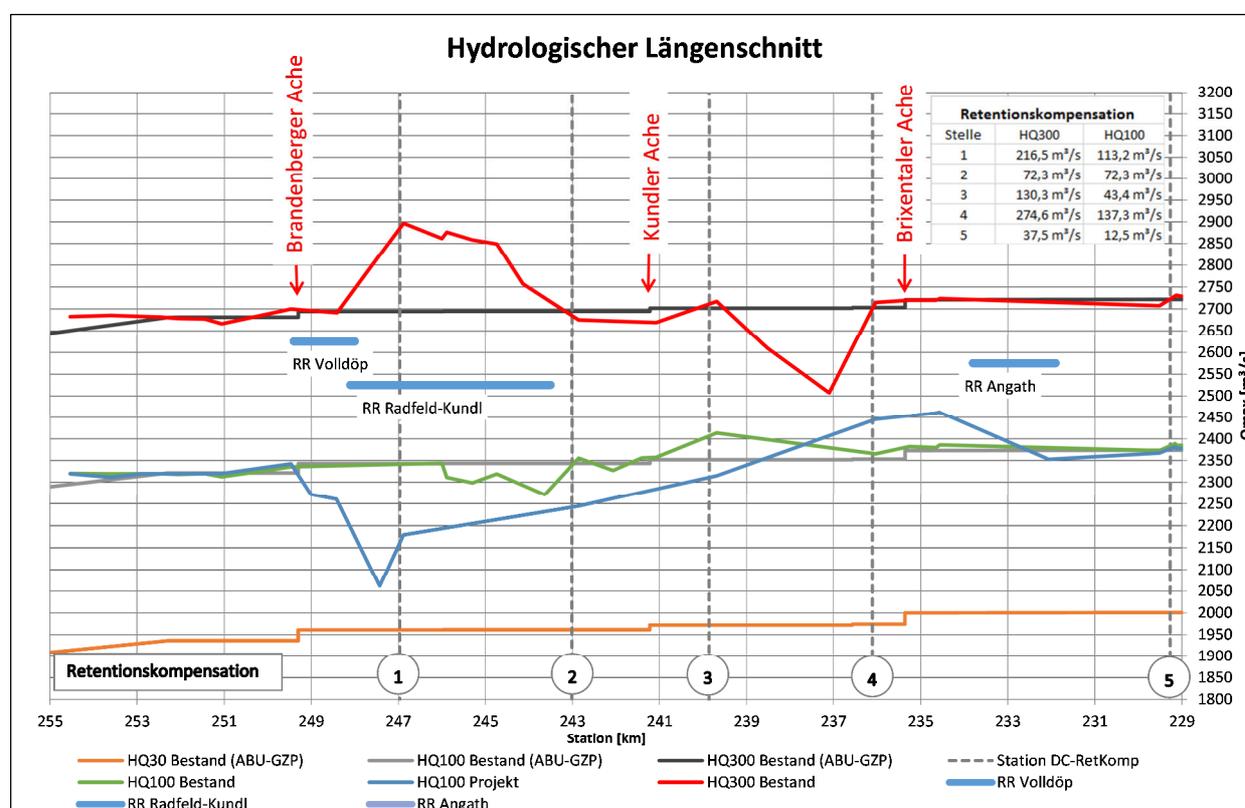


Abb.3: Hydrologischer Längenschnitt (HD-Tirol) mit hydrologischem Längenschnitt HWS UII (inkl. Retentionskompensation).

HOCHWASSERSCHUTZKONZEPT

Grundkonzeption

Als Grundidee für die Sicherstellung des Hochwasserschutzes im Unterinntal wurde bereits in der Regionalstudie die Kombination von Linearmaßnahmen mit ausgewiesenen, bereits im Bestand im Hochwasserfall beanspruchten Überflutungsflächen und optimierten Retentionsräumen vorgeschlagen. Eine Sicherstellung eines dem Stand der Technik entsprechenden Hochwasserschutzes im gesamten

Planungsraum ist anders nicht möglich, ohne die Hochwasserabflussverhältnisse und damit das Gefährdungspotenzial für die Unterlieger zu erhöhen.

Durch die besonderen topografischen Verhältnisse, welche vor allem durch die talparallelen Infrastrukturtrassen der Autobahn und der Eisenbahn bestimmt werden, ergeben sich im Bestand Überflutungsflächen, die ohne gesonderte technische Maßnahmen keine ausreichende Vorflut für ausgeferte Wassermengen aufweisen. Um die im Gefährdungsbereich liegenden Siedlungs- und Gewerbeflächen sowie die Infrastrukturtrassen zu schützen, ist der Ersatz dieser bestehenden, natürlichen Retentionsflächen durch optimierte Retentionsräume erforderlich.

Das hydraulisch-hydrologische Ziel, die Abflusswerte des hydrologischen Längenschnittes am Ende des Bearbeitungsbereiches nach Umsetzung der Hochwasserschutzmaßnahmen einzuhalten (Erreichung des Kompensationszieles) ist ein Muss-Kriterium.

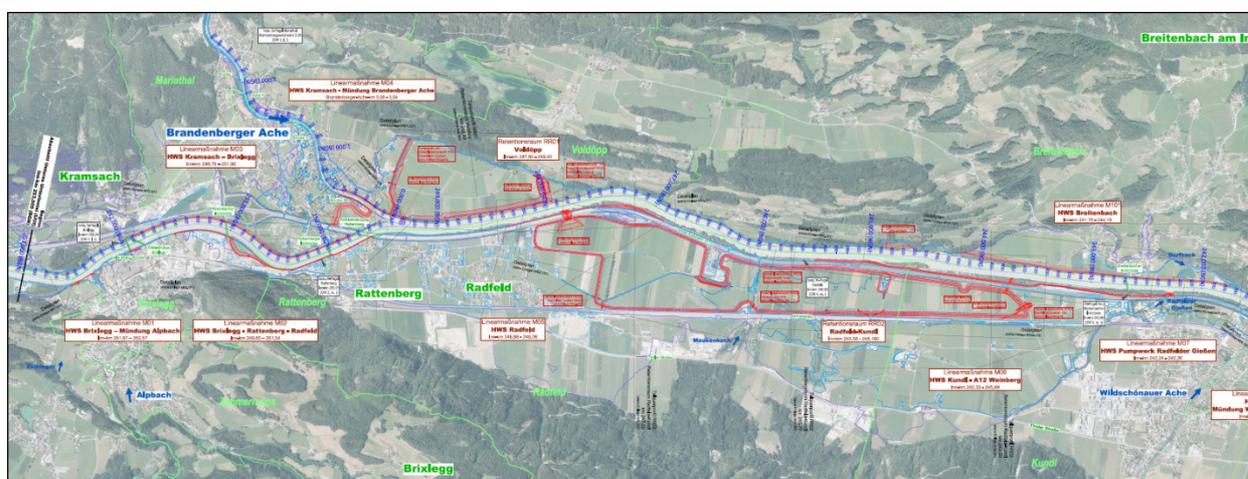


Abb. 4: Übersicht Maßnahmenkonzept Generelles Projekt 2016: Brixlegg/Kramsach bis Kundl (in Rot, geplante Linearmaßnahmen und Bauwerke).

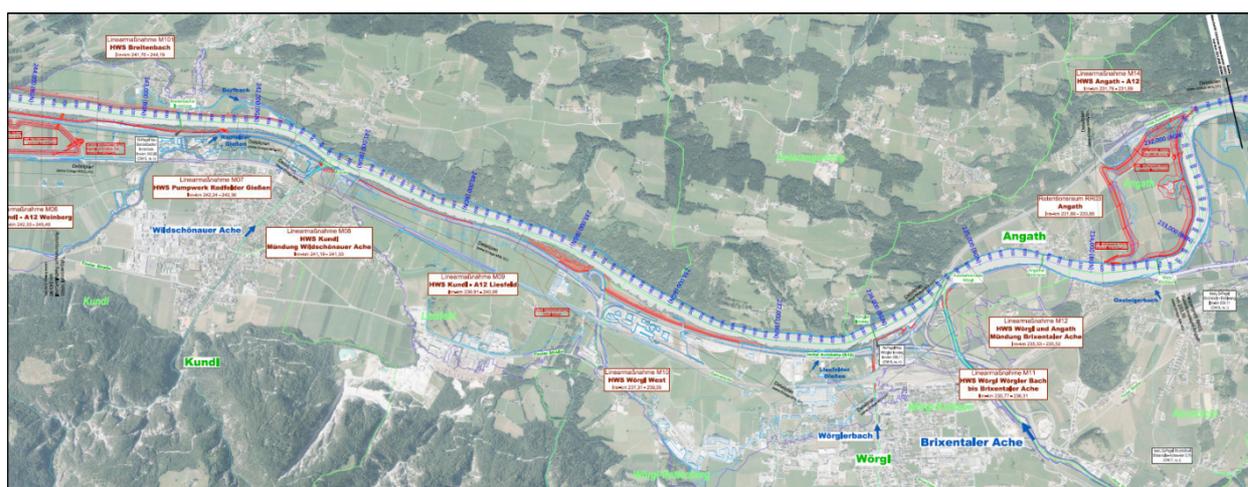


Abb. 5: Übersicht Maßnahmenkonzept Generelles Projekt 2016: Kundl bis Angath (in Rot, geplante Linearmaßnahmen und Bauwerke).

Betriebsweise

Bezüglich des Betriebes der optimierten Retentionsräume wurde in der hydraulisch-hydrologischen Optimierung festgestellt, dass die Dotation der Retentionsräume nur über steuerbare Einlaufbauwerke erfolgen kann. Die erforderliche Öffnung der Wehrverschlüsse zur Sicherstellung der richtigen Einzugs mengen wird durch Echtzeit-Beobachtung der Wasserstände flussabwärts des Dotationsbauwerkes bestimmt. Zusätzlich werden auch unmittelbar am Bauwerk die Ober- und Unterwasserspiegel gemessen, um über die hydraulische Bauwerks-Charakteristik die Entlastungsmengen verifizieren zu können.

Überlastfall, Restrisiko

Für eine Hochwasserschutzanlage stellt der Bemessungsfall, im gegenständlichen Fall das HQ_{100} , den Regel-Betriebsfall dar. In der Betriebsordnung werden alle erforderlichen Vorgänge und Tätigkeiten für diesen Fall bei ordnungsgemäßer Funktion aller Anlagenteile beschrieben.

Für eine derartige Anlage werden jedoch auch die Stör- und Überlastfälle sowie das dadurch verursachte Restrisiko und erhöhte Risiko näher untersucht. Grundsätzlich wird von zwei Situationen ausgegangen:

- Störfall - Versagen von Anlagenteilen innerhalb des geplanten Funktionsbereiches beim Bemessungsereignis HQ_{100} : Restrisiko
- Überlastfall - Beaufschlagung des HWS-Systems mit Ereignissen größer als das Bemessungsereignis: erhöhte Risiko

Zur Abdeckung dieser Risiken werden sowohl bauliche als auch betriebliche Vorkehrungen getroffen. Das wesentlichste Element der Risikovorsorge ist die Anlage einer Hochwassernotentlastung, welche zur schadlosen Abfuhr von über das Bemessungsereignis hinaus zufließenden Wassermengen dient. Im Zuge der laufenden und noch anstehenden Abstimmungen mit der Staubeckenkommission wird festgelegt, welches Überlastszenario und welcher Zufluss für die Ermittlung der Leistungsfähigkeit der Hochwassernotentlastung anzusetzen sind. Da die optimierten Retentionsräume im Nebenschluss betrieben werden, kann davon ausgegangen werden, dass bei Erreichen des Bemessungsdurchflusses die Einlaufbauwerke wieder geschlossen werden und damit der Zufluss in den Retentionsraum gestoppt wird.

BAUGRUNDMODELL UND GEOTECHNISCHE PLANUNG

Durchführung einer geologisch-/ geotechnischen Erkundung

Geologisch befindet sich das gesamte Projektgebiet in quartären (holozänen) Ablagerungen im Bereich des Inntales. Für die im Inntal vorherrschenden Lockergesteine (v.a. sandig-kiesige Schotterablagerungen, feinkörnige Stillwasserablagerungen) liegen aus den Baulosen der Neubaustrecke Kundl/Radfeld-Baumkirchen, die zwischen Kundl und Radfeld das Projektgebiet schneidet, umfangreiche Bauerfahrungen vor. Das Inntal wird durch Lockergesteine des Inns und seiner Zubringer dominiert, deren Schwemmfächerablagerungen heterogene Ablagerungsräume geschaffen haben.

Der hangendste Abschnitt dieser fluviatilen Lockermaterialserie wird aus beigebraunen bis beigegrauen schluffigen Feinsanden der Austufe gebildet. Lokal sind deutliche Schichtgrenzen zwischen Aulehmen und Kiesen ausgebildet. Es sind jedoch auch graduelle Übergänge möglich. Die Mächtigkeiten liegen

Die Festlegung der neu zu erstellenden Aufschlüsse diente primär der Erkundung der Ausedimente, der Innschotter und darunter vorhandenen Stauerschichten mit ihren Übergangsbereichen. Für den Bau von neuen Linearmaßnahmen, Sanierung von Bestandsdämmen und Schaffung von Retentionsräume ist die Erarbeitung von Grundlagen (geotechnische Erkundung i.e.S.) für die standsichere und erosionssichere Gründung der Absperrbauwerke bzw. Bemessung der Abdichtungsmaßnahmen unerlässlich. Die Unterströmung der Bauwerke spielt hierbei eine sehr wichtige Rolle und wurde durch zahlreiche Siebkurvenanalysen und Pumpversuche untersucht. Das Ziel der Erkundung der Bestandsmauern war die Untergründegebenheiten im Bereich der Ufermauern und Hochwasserschutzmauern und den Aufbau und die Geometrie der Ufermauer zu erfassen.



Abb. 8: Typisches Bodenprofil (Schurf, Rotationskernbohrung) aus dem Projektgebiet.

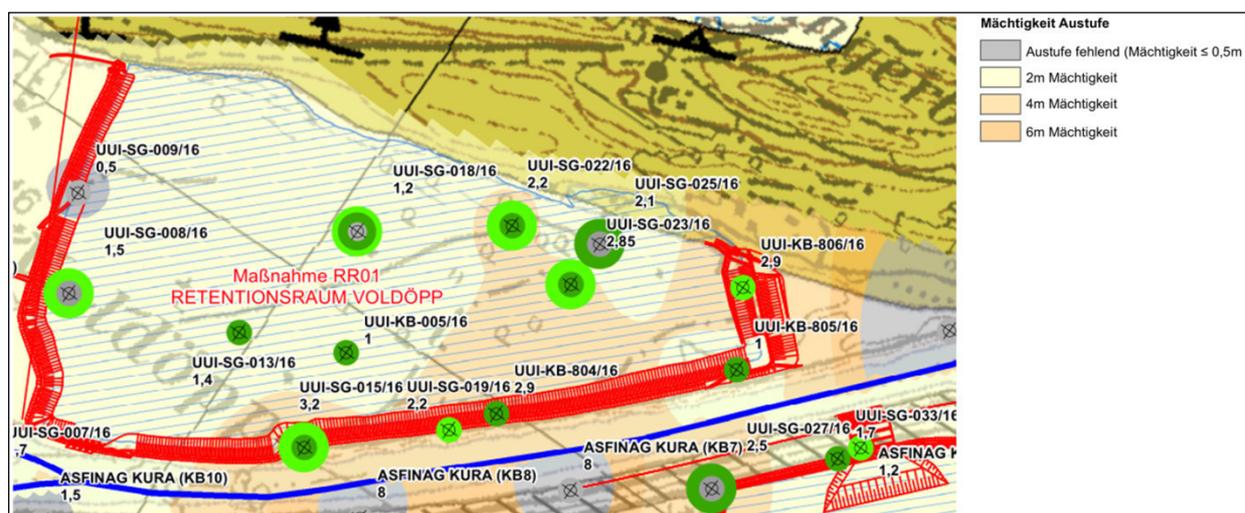


Abb. 9: Auswertung der Ausandmächtigkeiten (GIS, IDW).

Festlegung der Homogenbereiche / Böden

Die Unterscheidung der Böden wurde aufgrund der Laborergebnisse der Erkundungsprogramme und vorhandenen Bestandsdaten (z.B. TIWAG, BEG, ASFINAG etc.) festgelegt. Dabei wurden Böden (Faziesbereiche) gleicher geotechnischer Eigenschaften, die vor allem aus Kornverteilungskurven, Auswertung von Pumpversuchen ermittelt wurden zu einem Homogenbereich zusammengefasst.

Kurzbezeichnung	Boden	Fazies
A0	Kiese, Sande	Anschüttung
A1	Schluff-Feinsande	Austufe
A2	Mittelsande-Kiese	
B1	Weitgestufte sandige Kiese	Innschotterfazies, Schwemmfächerfazies, Verzahnungsbereich, verschwemmte Innschotter
B2	Fein-Mittelsande	Braunsandfazies
B3	Schluff-Feinsande	Grausandfazies
B4	Tonige Schluffe	Lakustrine Fazies

Tabella 1: Homogenbereiche.

Geotechnische Verhältnisse

Bauwerke im Bereich der Retentionsräume

Es wird derzeit davon ausgegangen, dass die Bauwerke (Einlaufbauwerke) flach gegründet werden können. Nach Vorliegen und Auswertung der detaillierten Baugrunderkundung der Bauwerke werden im Zuge des Einreichdetailprojektes die genauere Gründungsart und die Abdichtungsmaßnahmen für die Bauwerke festgelegt. Auf der Grundlage der bisherigen Erkenntnisse werden die Dämme im Bereich der Retentionsräume Kramsach/Voldöpp und Angath mittels Schmalwand und im Retentionsraum Kundl-Radfeld mittels MIP-Wand abgedichtet. Im Bereich der Einlaufbauwerke muss diese zentrale Dammdichtung unterbrochen werden. Im Bereich der Betonbauwerke werden die Bauwerke selbst zum Untergrund und seitlich mittels Spundwand abgedichtet. Die Dammdichtung schließt an diese Spundwand mit einem beidseitigen Übergriff an. Die Spundwandlänge unterhalb der Bauwerke ist mit 10 m geplant. Den Damm querende Leitungen müssen mittels DSV-Körper abgedichtet werden.

Dämme im Bereich der Retentionsräume und Linearmaßnahmen

Die Dämme werden prinzipiell als homogene Erddämme, teils mit einer zentralen Dichtung geplant. Für die Linearmaßnahmen beträgt die Regelneigung der Böschungen 1:2, wobei in Ausnahmefällen bei geringen Dammhöhen eine Neigung von bis zu 1:1,5 möglich ist. Wo ausreichend Gelände zur Verfügung steht, werden die Dämme landseitig ausgeflacht.

Als Untergrundabdichtung wird zur Verminderung der Unterströmung und um hydraulischen Grundbruch zu verhindern eine Dichtwand (z.B. Schmalwand, Spundwand, DSV-Wand) durch den Damm abgeteuf. Die Oberkante der Dichtwand wird immer bis über die Wasserspiegelhöhe HQ_{100} geführt. Bei einem Weg- bzw. Straßenaufbau mit einer Frostschuttschicht reicht die Dichtwand nur bis zur Unterkante der Frostschuttschicht. Das bedeutet, dass ein Teil des Freibordes nicht abgedichtet ist. Die Beanspruchung des Dammes im Bereich des Freibordes durch Wellenschlag kann auch durch die durchlässige Frostschuttschicht aufgenommen werden.

Sofern der Wasserspiegel des HQ_{100} nicht höher als 0,5 m über GOK liegt, wird als Dichtung an der wasserseitigen Dammkrone ein mineralischer Dichtkern (Erdbeton oder Magerbeton) eingebracht. Die

Tiefe dieser Abdichtung ist abhängig von der gegebenen Situation und kann mit 1,0 bis 1,5 m angegeben werden.

Im Bereich der Retentionsräume Kramsach/Voldöpp und Angath beträgt die Regelneigung der Böschungen luftseitig 1:3, wobei in Ausnahmefällen bei geringeren Dammhöhen eine Neigung von bis zu 1:2 möglich ist. In der Regel werden die Dämme auf landwirtschaftlich bewirtschafteten Flächen innerhalb des Retentionsraumes 1:10 ausgeflacht.

Als Untergrundabdichtung ist zur Verminderung der Unterströmung und um hydraulischen Grundbruch zu verhindern eine Schmalwand (od. alternative Dichtwand) geplant. Die Dichtwand wird in von der Dammkrone aus wasserseitig (auf der Seite des Retentionsbeckens) außerhalb des Wegaufbaus eingebracht. Die Längen der Dichtwände unter GOK betragen je nach Erkenntnissen aus der Detailerkundung mindestens 10 m und werden nach Vorliegen der Ergebnisse aus der GW-Modellierung endgültig festgelegt.

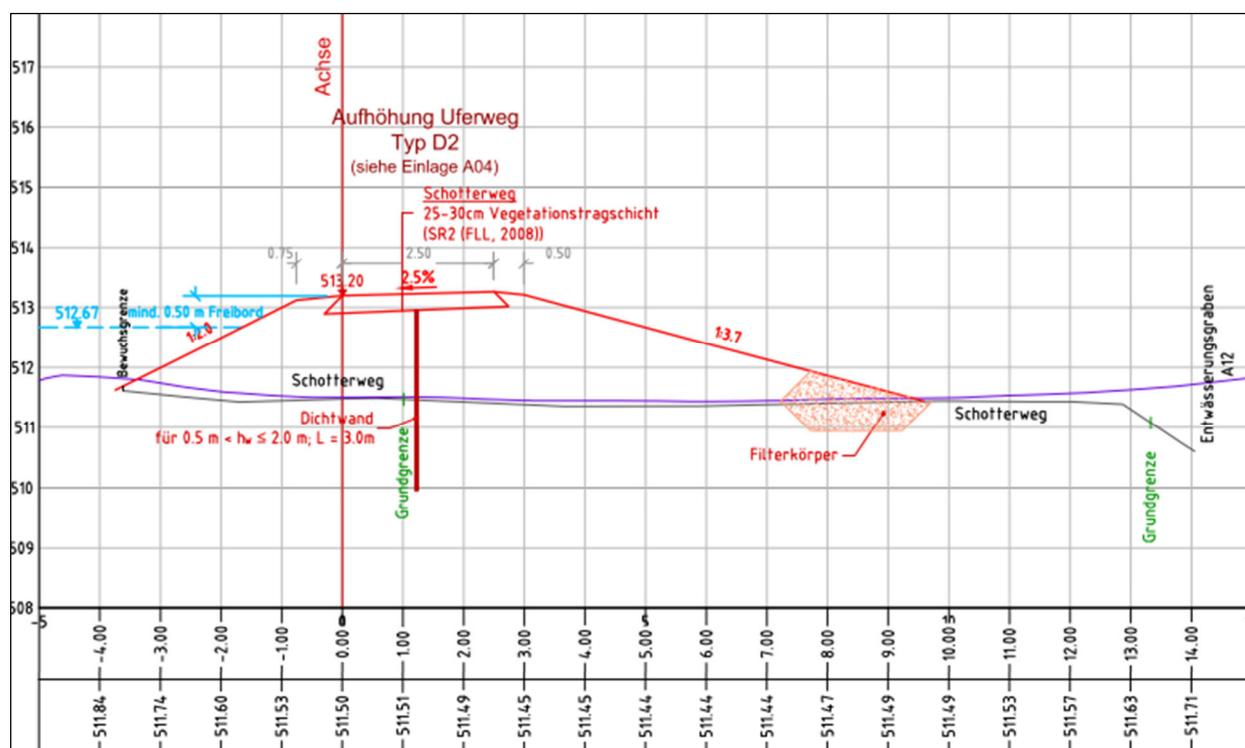


Abb. 10: typischer Dammquerschnitt einer Linearmaßnahme im Projektgebiet.

Für den Retentionsraum Kundl-Radfeld wird der Umschließungsdamm als zonierter Damm geplant. Der Damm weist eine zentrale Dichtung mittels MIP-Wand (60 cm) auf. Die MIP-Wand wird bis ca. 10 m unter GOK geführt. Im luftseitigen Stützkörper ist eine Drainagezone vorgesehen, um einerseits die geringe Durchlässigkeit der zentralen Dichtung zu überprüfen und andererseits eine mögliche Sickerlinie aufgrund einer Fehlstelle in der Dichtung zur Dammfußdrainage zu führen. Die Regelneigung der Dammböschungen beträgt luftseitig 1:2 bis 1:2,5 und wasserseitig 1:2.

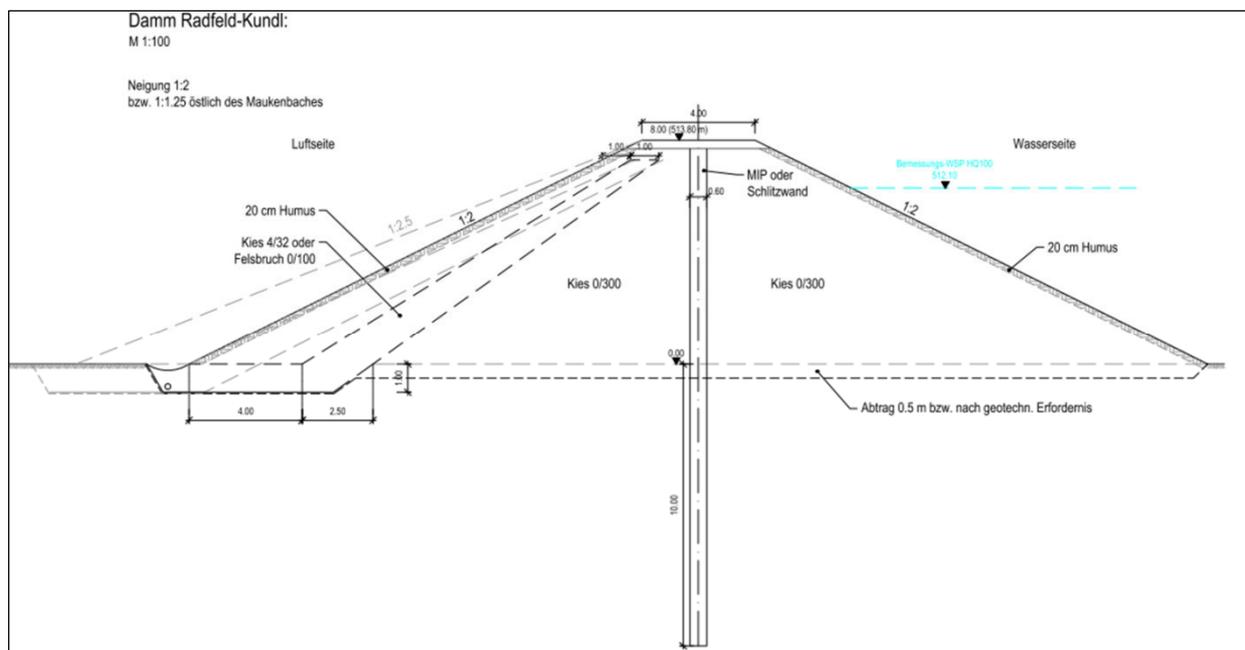


Abb. 11: Regelquerschnitt des Damms im Retentionsraum Kundl-Radfeld.

Mauern im Bereich der Linearmaßnahmen

Die Mauern als Leiteinrichtungen werden als Winkelstützmauern geplant, wobei der liegende Schenkel aus statischen Gründen möglichst zur Wasserseite hin ausgebildet wird. Die Mauern werden gegen Unterströmen und hydraulischen Grundbruch durch eine Dichtwand unterhalb der Mauer gesichert, welche in das Fundament der Mauer einbindet. Für flach gegründete Mauern wird die Dichtwand wasserseitig angeordnet, da dies die größtmögliche Reduzierung des Auftriebs unter dem Mauerfundament erzielt. Örtlich sind Mauern meist direkt an der steilen Uferböschung zu errichten.

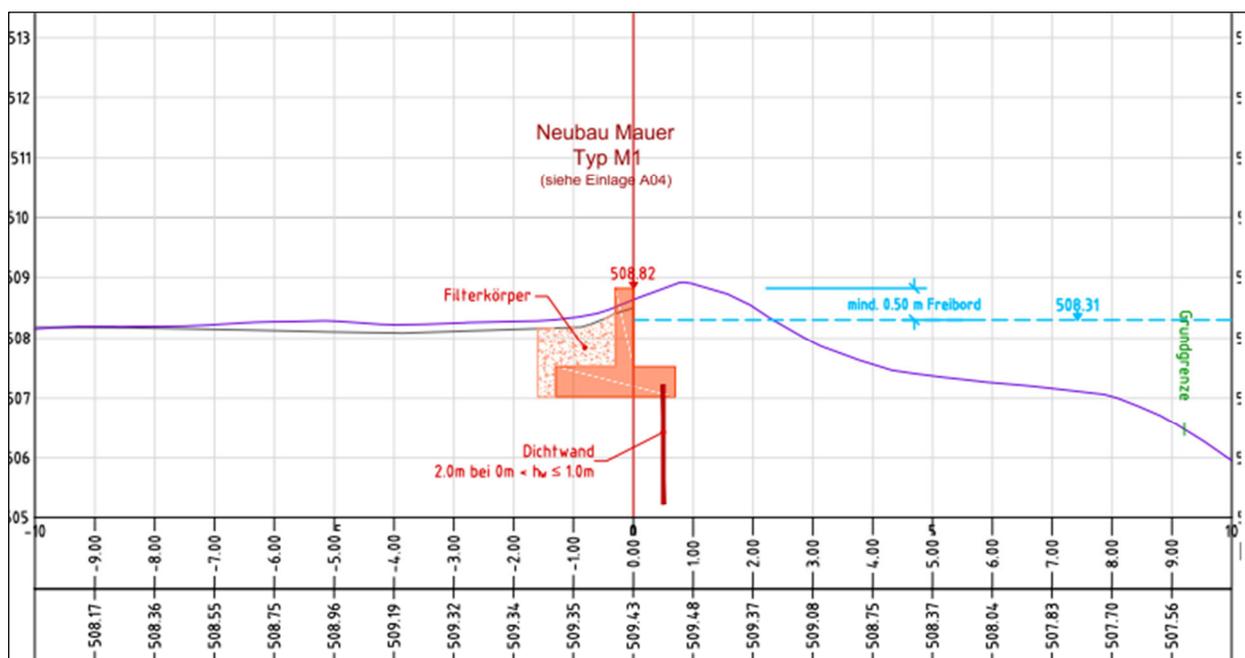


Abb. 12: Typischer Mauerquerschnitt einer Linearmaßnahme im Projektgebiet.

STAND DES PROJEKTS

Anfang 2017 wurde das „Generelle Projekt“ zum Hochwasserschutz Unteres Unterinntal allen Gemeinderäten der betroffenen Gemeinden vorgestellt und diese wurden eingeladen, eine Rückmeldung zum Generellen Projekt zu geben sowie eine grundsätzliche Zustimmung zu den Planungen zu beschließen. Weiters haben mit betroffenen Grundeigentümern in den künftigen Retentionsräumen Einzelgespräche stattgefunden. Die Rückmeldungen der Gemeinden und der Grundeigentümer werden derzeit auf ihre Umsetzbarkeit geprüft und für die weiteren Planungsschritte strukturiert.

Parallel zur Maßnahmenplanung erfolgt derzeit die Gründung eines Wasserverbandes nach Wasserrechtsgesetz (WRG) mit den betroffenen Gemeinden und den Infrastrukturträgern als Mitglieder. Dieser tritt dann auch zukünftig als Bauherr für die Hochwasserschutzmaßnahmen auf.

LITERATUR

ARGE DonauConsult/ILF (2016): Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal - Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Generelles Projekt 2016 „Brixlegg/Kramsach bis Angath“, Auftraggeber Bundeswasserbauverwaltung Tirol (nicht veröffentlicht).

Donnerstag 19. Oktober 2017

10:00-10:30

Berücksichtigung von geologischen und hydrogeologischen Rahmenbedingungen bei der Planung und Ausführung von Speicheranlagen anhand von Beispielen

Mario Seebacher, Andrea Ferrai

AEP Planung und Beratung GmbH – Beratende Ingenieure, Münchner Straße 22, A-6130 Schwaz

Abstract:

For purposes of planning and construction of water storage facilities for the production of artificial snow, a variety of specialist fields like structural hydraulic-, system- and geotechnical engineering as well as geology and especially natural phenomena such as avalanches and wild water ways have to be considered.

Following comprehensive investigations in the case of the Sivretta Montafon GmbH project “Speicher Schwarzköpfe”, such a complex drainage system was envisaged that an additional sealing liner was dispensed with.

During an on-site foundation bed inspection of the intake structure for the “Viderböden”-storage of the “Silvrettaseilbahn AG”, water seepage was discovered and selective measures for the harmless redirecting thereof, were implemented.

Due to the tight schedule and construction sequence of such projects, drastic and competent decisions of the site management, in coordination with specialists, are often called for.

However, cognisance has to be taken with the implementation of such changes, to ensure that they tie in with the overall concept, construction, as well as with the official project approval.

1. Einleitung

Bei der Planung und Ausführung von Speicheranlagen für die technische Schneeerzeugung müssen unterschiedlichste Fachbereiche berücksichtigt werden. Neben den Bereichen Wasserbau und Anlagenbau sind dabei unter anderem Naturgefahren wie Lawinen und Wildbäche, Ökologie und Gewässerökologie sowie Geologie und Geotechnik von besonderer Bedeutung.

Gerade die Fachbereiche Naturgefahren und Geologie sind bereits beim Entwurf einer Anlage von wesentlicher Bedeutung. Der Speicher und der Untergrund bilden bautechnisch eine Einheit, sodass die Untergrundbeschaffenheit und Aufbau des Dammkörpers für die Sicherheit entscheidend sind.

Im Zuge der Voruntersuchungen werden die Rahmenbedingungen für die weitere Planung festgelegt. Die getroffenen Annahmen sind im Zuge der Planung durch Versuche und weitere Untersuchungen zu bestätigt und zu konkretisieren. Die Planung einer Speicheranlage ist somit ein dynamischer Prozess bei dem die Ergebnisse der Untersuchungen sämtlicher Fachbereiche eingearbeitet und abgestimmt werden müssen.

Trotz sorgfältiger Erkundungen können im Zuge der Ausführung Abweichungen der angetroffenen Verhältnisse oder Details festgestellt werden, welche eine Anpassung der projektierten Maßnahmen erfordern. Von besonderer Bedeutung ist es dabei die geänderten Umstände zu erkennen und die Ausführung unter Berücksichtigung aller Fachgebiete anzupassen.

Im Weiteren werden Beispiele aus der Praxis dargestellt bei denen die geologischen und hydrogeologischen Rahmenbedingungen bei der Planung und Ausführung von Speicheranlagen von besonderer Bedeutung waren.

2. Speicher Schwarzköpfe (Silvretta Montafon GmbH)

Die Silvretta Montafon GmbH betreibt im Montafon ein umfangreiches Skigebiet mit den Bereichen Valisera, Versettla, Garfrescha, Grasjoch, Seeblika und Kapell in den Gemeinden Silbertal, Schruns, St. Gallenkirch und Gaschurn. Die Skigebiete erstrecken sich mit ca. 37 Bahnen und Liften und ca. 140 Pistenkilometer über eine Höhenlage von ca. 700 m Mh bis auf ca. 2.430 m Mh. Die Silvretta Montafon GmbH plant die Bereitstellung zusätzlicher Wasserressourcen mit Umsetzung des Speichers Schwarzköpfe mit einem Nutzinhalt von 307.200 m³ zur Steigerung der Leistungsfähigkeit der Schneeanlage Versettla und Valisera.

Der Speicher Schwarzköpfe wurde in der November-Sitzung 2016 der Staubeckenkommission, Wien, positiv beurteilt. Das Einreichprojekt für die Wasser- und Naturschutzrechtliche Bewilligung wurde im März 2017 bei den zuständigen Behörden eingegeben. Das Bewilligungsverfahren ist derzeit im Gange. Die Umsetzung ist für 2018/2019 vorgesehen.

2.1 Allgemeines

Der Speicher Schwarzköpfe mit einem Nutzinhalt von 307.200 m³ und maximale Dammhöhen von 26,2 m ist rund 600 m nordöstlich des Schwarzköpfles im Bereich einer markanten glazialen Verflachung auf 2 100 m Mh situiert. Im Dammfußbereich ist die Pumpstation Schwarzköpfe mit einer Wasserleistung von 1000 l/s vorgesehen und dient der Wasserkühlung, Filterung und Druckerhöhung vor Weitertransport zu den abgehenden Transport- und Feldleitungen. Im Nahbereich werden mit Überschussmaterial aus dem Speicherbaufeld bestehende Pistenabschnitte skitechnisch verbessert und ökologische Ausgleichsmaßnahmen umgesetzt.

2.2 Geologisch – hydrogeologische Situation

Der Speicher Schwarzköpfe ist im Silvretta Kristallin gelegen. Die Kristallinen Gesteine werden durch die variszische Gebirgsbildung metamorph, in der alpidischen Prägung erfolgt die die Deckenüberschiebung mit der Anlage von Störungssystemen. Den Untergrund des geplanten Speichers bilden überwiegend Hornblendengneise und Amphibolite, untergeordnet treten stark quarzitisches Gneise, Schiefergneise und Glimmerschiefer auf, wobei kontinuierliche Übergänge vorhanden sind. Die Gesteine stehen in den Felswänden des Schwarzköpfles, in der nordwestlichen Flanke des Speichers sowie in einzelnen Aufschlüssen unterhalb des geplanten Dammes, vor allem im Bereich des Gerinnes an. Der Felsuntergrund ist von unterschiedlich mächtigen Lokalmoränenmaterial überlagert. Vor allem südlich des Speicherstandortes sind schön ausgeformte Erdmoränenwälle eines Vorstoßes vom Schwarzköpfe

ausgebildet. Eine markante glaziale Verflachung findet sich im Bereich des geplanten Speichers und taleinwärts von diesem. Der kleine Karsee wird über einen Quellaustritt gespeist, welcher stark niederschlagsabhängig ist und diffus austritt. In einem Schurfschlitz wurde im Bereich des Hauptzuflusses ein starker Wasserhorizont auf der Felsoberfläche festgestellt. Durch den Schurfschlitz sind die seitlich und unterhalb diffus austretenden Quellaustritte versiegt. Es ist anzunehmen, dass der Hauptzufluss dieser Quellen im Lockermaterial zu suchen ist. Dies wird durch die schnelle Reaktion der Quellen auf die Niederschläge und das Trockenfallen der Quellen untermauert. Das Einzugsgebiet umfasst die oberhalb vorhandenen Moränenablagerungen, welche dicht gelagert sind und aus stark sandigen Kiesen gebildet werden. Die durchgeführten Wassermessungen haben gezeigt, dass dem Karsee oberflächlich weniger Wasser zufließt als abrinnt. Daher muss angenommen werden, dass auch Bergwässer in die Karschwelle entwässern. Diese werden über die zerklüfteten Gratbereiche oberhalb des Speichers in den Felsuntergrund eingeleitet und bilden einen Hangwasserspiegel, welcher auch jahreszeitliche Schwankungen zeigt. (Auszug aus geologischem Bericht von Geomähr GmbH vom 23.02.2017.)

Um die Untergrundverhältnisse im Bereich des Speichers erkunden und beurteilen zu können, wurden insgesamt 16 Schurfschlitz und zwei Kernbohrungen mit Wasserabpressversuche, sowie Wassermessungen durchgeführt.

2.3 Befund und Auswirkungen auf die Planung

Für den Speicher Schwarzköpfe liegt ein feuchter Standort in einer Karmulde mit Gerinnen und Feuchtflächen vor. Der Standort ist in der nachstehenden Abbildung dargestellt.



Abb. 1: Standort des projektierten Speichers Schwarzköpfe

Aufgrund der Erkundungen ist davon auszugehen, dass entlang der Felsoberfläche eine erhebliche Sickerwasserführung vorhanden ist. Im anstehenden Fels der Einschnittsböschungen werden Bergwasseraustritte erwartet. Während hoher Wasserspiegellagen können Wässer in die Speichersohle eindringen. Bei niedrigen Hangwasserspiegellagen werden die Wässer im Felsen unter der Speichersohle weitergeleitet. Speicherwässer können somit teilweise unter der Sohle versickern. In der nachfolgenden Abbildung ist ein geologischer Profilschnitt mit Darstellung der vorliegenden Wasserführungen aufgrund der geologischen und hydrogeologischen Situation abgebildet.

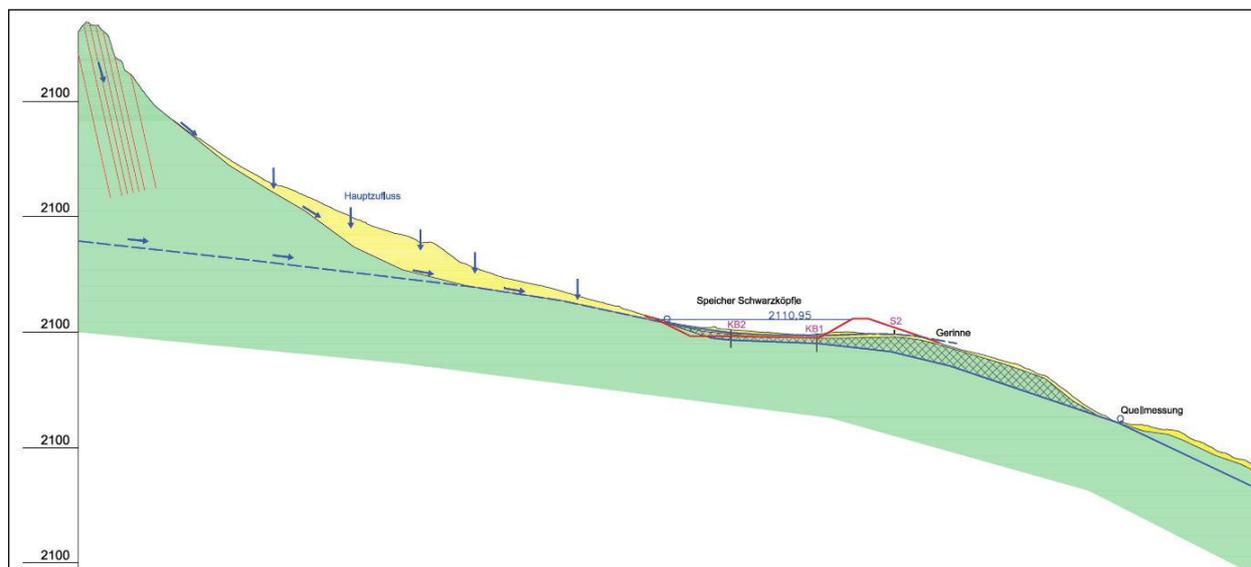


Abb. 2: Geologischer Profilschnitt und Darstellung der Wasserführung im Untergrund (Geomähr GmbH)

2.4 Gesetzte Maßnahmen

Aufgrund der Erkenntnisse aus den Untergrunderkundungen und Beurteilungen seitens der Projektgeologen und Projektgeotechnikern wurde seitens AEP Planung und Beratung GmbH ein umfangreiches Entwässerungssystem vorgesehen. Dabei ist die Entwässerung des Vorlandes mittels Fassungen mit Betondichtriegel und Zulaufriegen, Flächendrainagen bei den luftseitigen Einschnittsböschungen, welche teilweise gesichert werden müssen, vorgesehen und Berg- und Drainagegräben im Bereich der Berme. Im Speicher sind bei den wasserseitigen Böschungen Flächendrainagen mit Drainagekies sowie separate Flächendrainagen für einzelne größere Hangwasseraustritte geplant. An der Ixe zur Speichersohle wird eine separate Hangdrainage angeordnet, sodass zutretende Wässer aus den Böschungen von den Sohlwässern getrennt behandelt und beobachtet werden können. Die Funktionen und Anordnung der Drainagen sind in den nachfolgenden Abbildungen schematisch dargestellt.

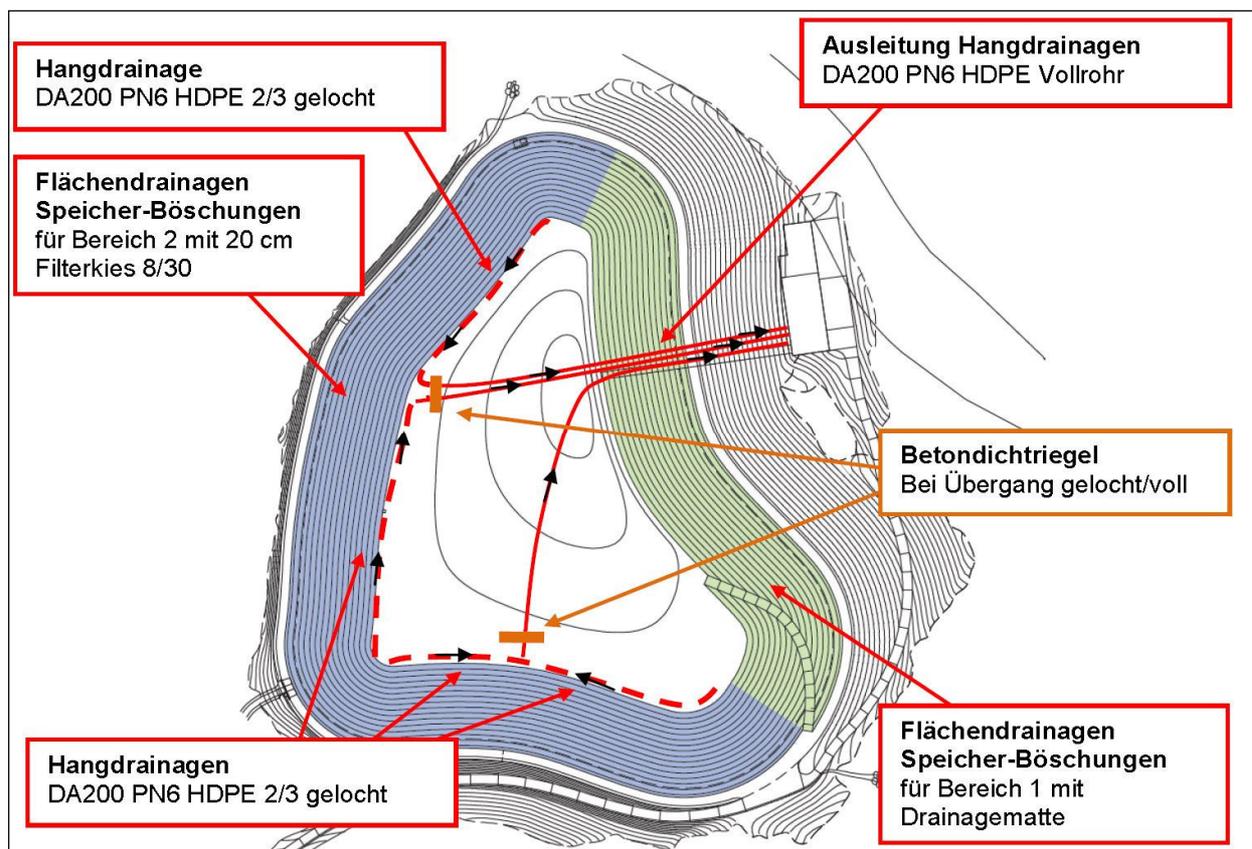


Abb. 3: Drainagen für wasserseitige Böschungen

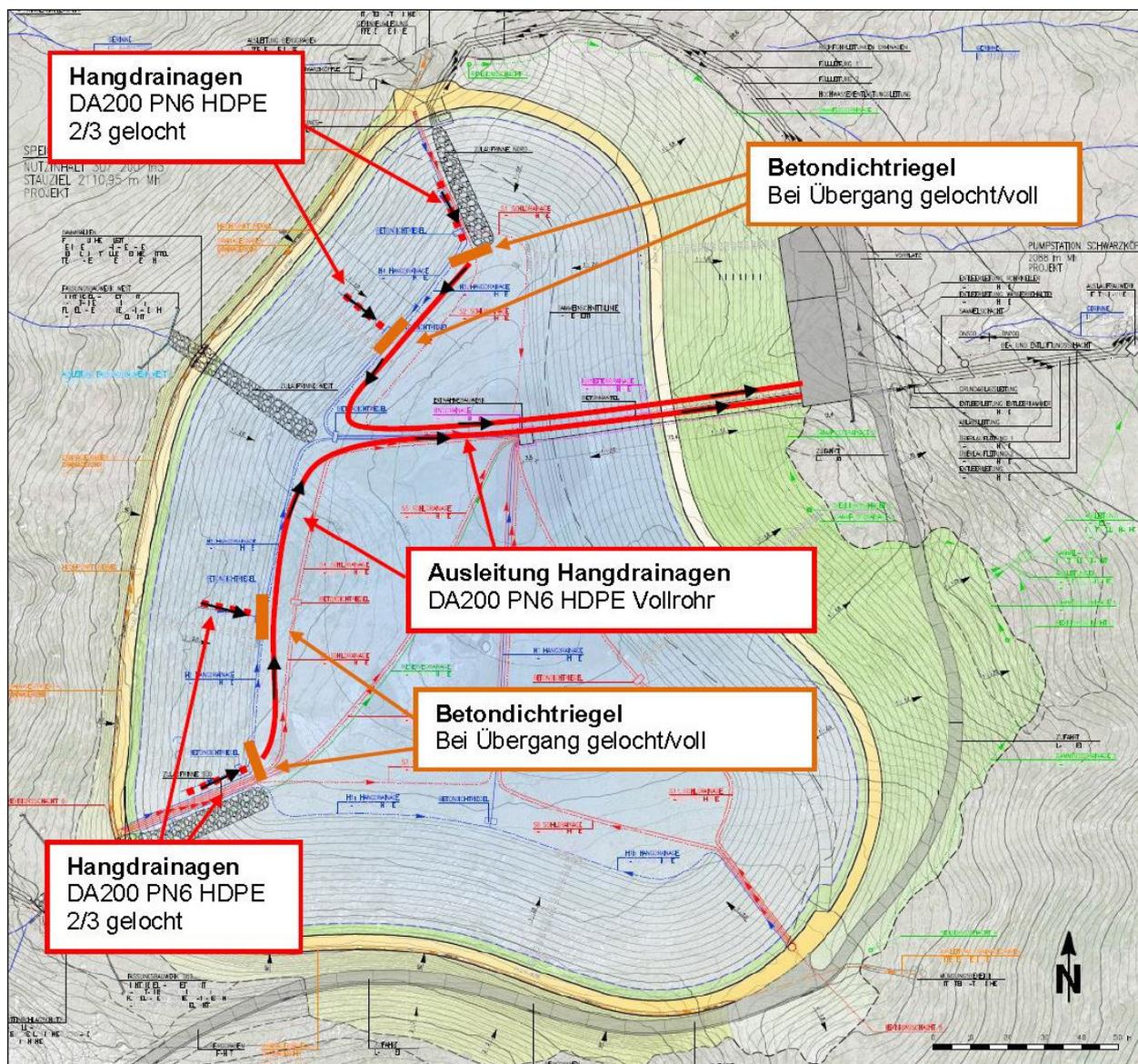


Abb. 4: Drainagen für lokale Quell- und Hangwasseraustritte

Die vorliegenden Klüfte in der Sohle können aufgrund des erwarteten Wasserspiegels nicht geschlossen werden. Die Erfordernis einer zweiten Abdichtungsebene für die Trennung von Hang- und Leckagewässer wurde im Zuge der Sitzung der Staubeckenkommission mit den Referenten und Mitgliedern der Staubeckenkommission diskutiert. Durch die Ausbildung von 11 separaten Sektionen der Sohldrainagen konnte auf die zweite Abdichtungsebene verzichtet werden. Die Sektionen sollen Auskunft über das Verhältnis zwischen zutretender Bergwassermenge und möglicher Leckagewassermenge im Hinblick auf die Erkennbarkeit einer Leckage verbessern und Bereiche mit Wasserverlusten an der Sohle von Bereichen mit Wasserzutritten trennen. In der Pumpstation werden Drainagesektionen mit größeren natürlichen Wasserzutritten getrennt von Sektionen mit geringeren Wasserzutritten in fünf separaten Messkammern automatisiert überwacht und werden jeweils mit eigenen Grenzwerten versehen. Die für den unterirdischen Abfluss maßgebenden Quellen des Unterhanges werden durch eine automatische Schüttungsmessung in das Überwachungsprogramm des Speichers einbezogen.

2.5 Schlussfolgerungen

Durch die gewählten und durchgeführten Voruntersuchungen und deren Beurteilung konnten die komplexen hydrogeologischen Verhältnisse des Standortes in der Planung bereits berücksichtigt werden. Insbesondere wurden eine Vielzahl von Sohl- und Hangdrainagen vorgesehen, sodass im Zuge der Umsetzung auch eventuell zusätzlich auftretende Hangwasserzutritte schadlos abgeführt werden können. Durch die enge Zusammenarbeit zwischen Planung und den Sonderfachleuten für Geologie und Geotechnik sowie den Referenten der Staubeckenkommission konnte durch das projektierte und sehr aufwendige Drainage- und Überwachungskonzept auf eine zweite zusätzliche Abdichtungsebene verzichtet werden.

Trotz den durchgeführten Untersuchungen und der detaillierten Planung und Begutachtung durch die Staubeckenkommission müssen die vorliegenden Annahmen zur Geologie und Hydrogeologie während des Baus ständig überprüft und angepasst werden. Aufgrund des Zeitplanes und des Bauablaufs bei solchen Projekten sind durch die technische Oberbauleitung somit immer wieder rasche und kompetente Entscheidungen in Abstimmung aller Sonderfachleute zu treffen. Gleichzeitig müssen sämtliche Änderungen in Hinblick auf Verträglichkeit und Einbindung in das Gesamtkonzept und die Gesamtausführung sowie dem Bewilligungsbescheid geprüft werden.

3. Speicherteich Viderböden (Silvrettaseilbahn AG)

Die Silvrettaseilbahn AG betreibt bei Ischgl ein umfangreiches Skigebiet mit 45 Lift- und Seilbahnanlagen und über 238 km präparierten Pisten rund um die Idalp. Das Hauptskigebiet liegt zwischen 2.000 m Mh und 2.872 m Mh und ermöglicht aufgrund der schneesicheren Nordhänge und der modernen Schneeanlage bestes Skivergnügen von Ende November bis Anfang Mai.

Die Silvrettaseilbahn AG hat im heurigen Sommer den Speicherteich Viderböden mit einem Nutzinhalt von 52.000 m³ als Ersatz für den bestehenden Speichersee Idalp errichtet. Für die Umsetzung des Projektes mit Speicherteich Viderböden und der Übernahme der Funktion als Dreh- und Angelpunkt der Schneeanlage Idalpe ist sprichwörtlich gesehen eine „Herztransplantation“ vom Speichersee Idalpe zum Speicherteich Viderböden vorgenommen worden.

3.1 Allgemeines

Der Speicherteich Viderböden mit einem Nutzinhalt von 52.000 m³ liegt auf rund 2.300 m Mh zwischen den Pisten „Idalp-Höllboden“ und „Greit Spitze-Idalp“ rund 300 m südlich der Bergstation 8 CLD Höllboden. Der Speicherteich fungiert in Abstimmung mit der WLV als Retentionskörper bezogen auf die Lamelle zwischen Sommer- und Winterstauziel, sodass die bestehenden Idbäche im Hochwasserfall entlastet werden und somit eine Verbesserung des Bestandes erzielt werden kann. Im Dammfußbereich ist die Vorpumpstation mit einer Wasserleistung von 400 l/s situiert. Sie dient zum Weitertransport des Wassers zur nachgelagerten und neu errichteten Hauptpumpstation im Bereich des nördlichen Überganges zwischen Krone und Berme. Die Stationen mit einer Wasserleistung von ja 400 l/s dient zur Filterung, Druckerhöhung und Wasserverteilung in Feldleitungssystem. Im Nahbereich wurden mit Überschusmaterial aus dem Speicherbaufeld bestehende Pistenabschnitte skitechnisch verbessert.

3.2 Geologisch – hydrogeologische Situation

Im Bereich des Skigebietes Ischgl – Idalpe – Samnaun bauen Gesteine zweier tektonischer Großeinheiten der Ostalpen den Untergrund auf. Einerseits bilden im Bereich westlich des Fimbatales und nördlich der Idalpe (Bereich Pardatschgrat – Vesulspitz) polymetamorphe Kristallingesteine der oberostalpinen Silvrettadecke die Gratrücken und Hänge. Andererseits sind im Gebiet Idalpe – Alp Trida (Samnaun, Schweiz) und nördlich des Fimbatales Gesteine des Penninikums des Unterengadiner Fensters aufgeschlossen. Im Projektgebiet sind Gesteine des Silvrettakristallins nicht am Untergrundbau beteiligt. Die penninischen Gesteine des Unterengadiner Fensters können folgenden großtektonische Gruppen zugeordnet werden: Gesteine der Filmspitz- und Bürkelkopfschuppen, Trias-Jura-Gesteine und bunte Bündnerschiefer. Im Zuge der alpidischen Orogenese wurden die Gesteine der nördlichen Kalkalpen und der Silvrettadecke über die penninischen Einheiten überschoben. Diese erlitten dabei eine niedrige temperierte Hochdruckmetamorphose verbunden mit intensiver Verfallung und Schieferung der penninischen Gesteine. Im Zuge der Gebirgshebung und des Abtrags des überliegenden Silvrettakristallins kam es zum Aufbeulen des „Engadiner Gewölbes“ und damit zum Steilstellen der Schieferungsflächen und der Deckgrenzen. Während der letzten Eiszeit wurden im Bereich des Fimbatales und der Idalpe großflächig Moränen angelagert. Wie die zahlreichen Untergrundaufschlüsse im Bereich der Idalpe gezeigt haben, handelt es sich bei der den Felsuntergrund unmittelbar überlagernden Moräne meistens um eine sehr feinkörnige bindige und hoch gepresste Moräne von grauer Farbe. In hydrogeologischer Sicht ist eine Dreiteilung des weiteren Projektgebietes feststellbar. Die überschobenen Gesteine des Oberostalpinen Silvrettakristallins sind nördlich der Idalpe im Bereich des Pardatschgrates entlang der Schieferung und der Klüftung abgeschert bzw. abgesackt. Die geöffneten Gefügeelemente (Schieferung, Klüftung) der großflächigen Bergzerreißen des Pardatschgrates stellen einen potenten Kluftwasserträger dar und entwässern in nördlicher bis nordwestlicher Richtung zum Fimbatal. Die Gesteine des Unterengadiner Fensters, insbesondere die Bündnerschiefer-Abfolgen sind generell wenig durchlässig. Die Kluftwasserführung ist auf Grund der großflächigen Abdeckung des Lockergesteinsuntergrundes mit stark bindiger Moräne und auf Grund des hohen Tonschieferanteiles der Bündnerschiefer selbst sehr gering. Lediglich an der Schichtgrenze Lockergesteinsüberdeckung – Felsuntergrund (Bündnerschiefer) sind untergeordnete Hangwasserzutritte feststellbar bzw. an diese Grenze gebunden. Den potentesten Hangsickerwasser- bzw. Wasserträger im Bereich der Idalpe stellen die grobkörnigen Hangschutthalden, Blockgletscher und Bach-/Murschuttablagerungen dar. Diese sind im Projektbereich insbesondere im Bereich des Speicherteiches Viderböden vorhanden. Die geologische Detailkartierung zeigt, dass der Speicherteich vollflächig von Gesteinen des Unterengadiner Fensters unterlagert wird. Östlich bzw. südöstlich des Speicherteiches bzw. im Einhangbereich und knapp nördlich des Dammes großflächige Hangvernässungen, zum Teil mit Bildung von torfigen Böden, feststellbar. Diese großflächigen Vernässungen werden durch kleine Quellaustritte, die aus den westlich unterhalb der Felswände des Schmalzköpfles gelegenen groben Hangschutthalden entspringen und durch kleine, zum Teil ganzjährig wasserführende Gerinne mit Wasser versorgt. (Auszug aus geologischem Bericht von Geognos Bertle ZT GmbH vom 16.12.2016.)

Die Untergrundverhältnisse wurden durch 5 Schurfschlitze und drei Rotationskernbohrungen abgeteufelt, eine wurde zusätzlich mit einem Inklinometerrohr ausgebaut. In der nachfolgenden Abbildung ist der geologische Lageplan auszugsweise dargestellt.

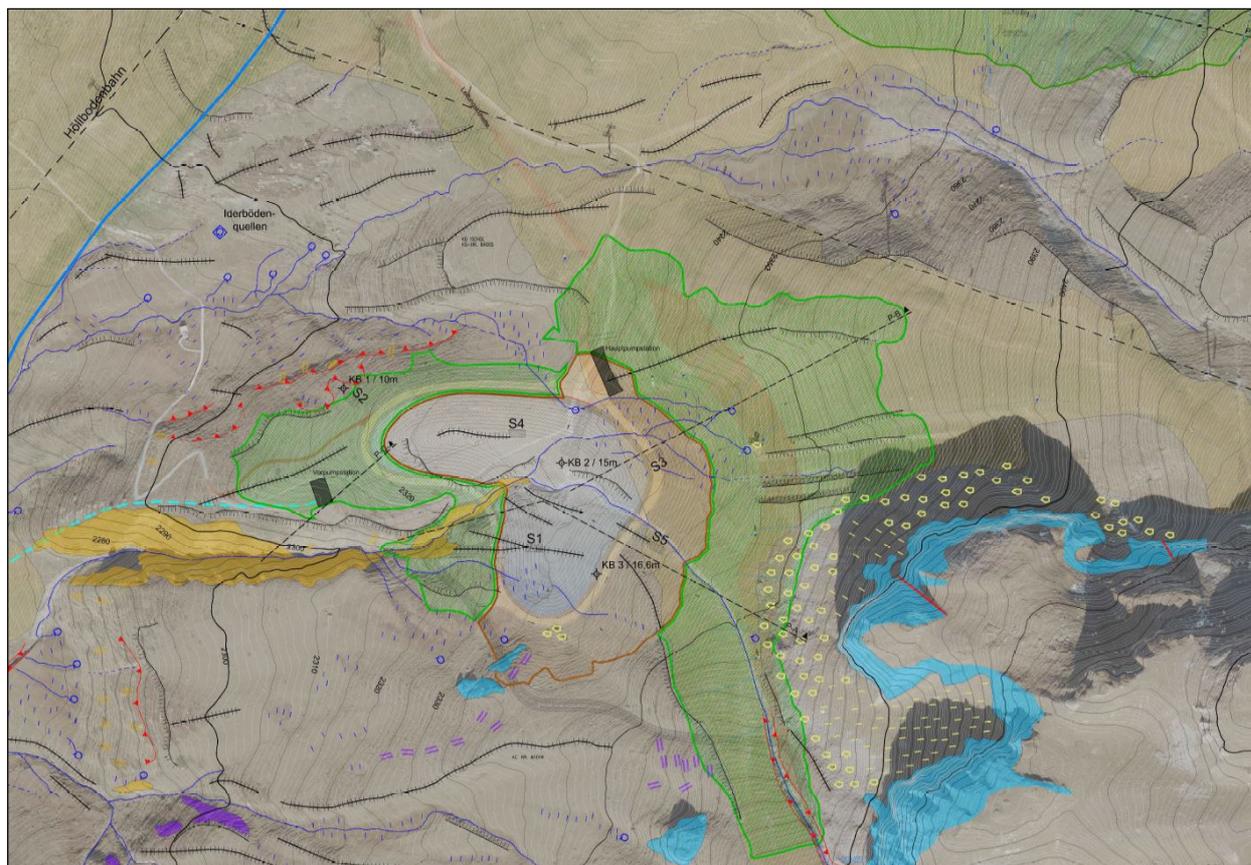


Abb. 5: Geologischer Detaillageplan (Geognos Bertle ZT GmbH)

3.3 Befund und Auswirkungen auf die Planung und Ausführung

Im Bereich der östlichen wasserseitigen und luftseitigen Einschnitte wurden Hangwasseraustritte vermutet und vorgefunden. Bereits in der Planung wurden somit Flächendrainagen und eigene Drainageausleitungen für die Hangwasseraustritte vorgesehen. Im Bereich des Entnahmebauwerkes im westlichen Bereich des Speicherteiches wurden aufgrund der Bündnerschiefer und der Tiefe des Bauwerkes unter Geländeoberkante von rund 16 m keine Hangwasseraustritte vermutet. Der Entnahmegraben ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.



Abb. 6: Entnahmegraben von Entnahmebauwerk zu Vorpumpstation

Im Bereich des Entnahmebauwerkes wurde ein Dichtriegel bis zum festen anstehenden Felsen projiziert. Der Dichtriegel soll zur Erkennbarkeit eines eventuellen Schadens und deren Beurteilung Wasser trennen, sodass sie definitiv den Sohl drainagen oder den Drainagen des Betonmantels zugeordnet werden können. Bei Fertigstellung der Abtragsarbeiten für die Anbindung des Dichtriegels an den Felsen und nach dem händischem Ausputzen der Gründungssohle wurden bei der Abnahme für die Freigabe des Betonvorganges leichte Wasseraustritte unter dem vorgesehenen Dichtriegel beobachtet. Die Wasseraustritte sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.



Abb. 7: Wasseraustritte unter Gründungssohle Dichtriegel bei Entnahmebauwerk

3.4 Gesetzte Maßnahmen

Die Wasseraustritte unter dem geplanten Dichtriegel des Entnahmebauwerkes wurden durch eine Kiespackung zur Flächendrainage der Sohle hin entspannt und werden nach geringem Aufstau noch unterhalb der Abdichtungsebene mit einer eigenen Drainage (Ringdrainage Entnahmebauwerk) zur Vorpumpstation ausgeleitet. Die Abgrenzung zu den Sohl drainagen erfolgt dabei mittels Betondichtriegel, sodass eine eindeutige Trennung der Sohlwässer und der Wässer aus der Ringdrainage möglich ist. Der ursprünglich geplante Dichtriegel wurde dann um rund 3 m weiter talwärts verschoben und an das Entnahmebauwerk und den dichten Felsen angebunden. Das Entnahmebauwerk und der nach hinten versetzte Dichtriegel sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt. Das abgebildete Wasser stammt jedoch hauptsächlich aus den vorliegenden Hangwasserzutritten im Bereich der Einschnittböschungen, welche in einem späteren Zuge gefasst und separat ausgeleitet wurden. Die Ableitung dieser Wässer sowie sonstiger Oberflächenwässer aus Niederschlägen wird temporär über das verlegte Ableitungsrohr abgeführt, welches vor Folienverlegung dicht verplombt wurde.



Abb. 8: *Betondichriegel beim Entnahmebauwerk sowie temporäre Ausleitung der Oberflächenwässer*

3.5 Schlussfolgerungen

Im Zuge der Ausführung wurde durch die technische Oberbauleitung die Abnahme der Gründungssohle des Dichtriegels und des Entnahmebauwerkes angeordnet. Durch die Oberbauleitung konnten die Wasseraustritte erkannt werden und gezielt vor Ort in Abstimmung mit der geologischen und geotechnischen Bauaufsicht die erforderlichen Ersatzmaßnahmen vorgeschrieben werden.

Grundsätzlich wurde das geologisch-geotechnische Modell aus der Planung mit geringfügigen Anpassungen im Zuge der Bauausführung bestätigt.

4. Resümee und Ausblick auf zukünftige Projekte

Die Werkzeuge für die Ingenieurbüros sowie Geologen und Geotechniker haben sich in den vergangenen 20 Jahren wesentlich verbessert. Zum Beispiel durch Befliegungen und deren Auswertung mittels Schummerungen können bereits im Vorfeld geologisch kritische Bereiche eingegrenzt werden. Auf Basis dieser Schummerungen können somit erste Abschätzungen zur möglichen Umsetzung für derartige Sperrbauwerke getroffen werden.

Durch die Vielzahl an umgesetzten Speicherteichen aus den letzten Jahrzehnten sind die geologisch gut geeigneten Standorte bereits oft verbaut. Die Entwicklung der letzten Jahre zeigte die Erfordernis von wesentlich höheren Volumina in der Speicherbewirtschaftung für die technische Beschneidung. Dies gilt

insbesondere in den Gebieten wo keine leistungsstarken Direktentnahmen wie z.B. Kraftwerkentnahmen vorliegend sind. Die Aufbringung der Grundbeschneigung ist, dem heutigen Stand der Technik entsprechend, innerhalb von 3 bis 5 Tagen erforderlich. Somit sind hohe Wasserleistungen der Pumpwerke und große vorgelagerte Wasserversorger unabdingbar. Der aktuelle Trend sieht große Speicheranlagen mit Fassungsvermögen zwischen 100.000 m³ bis 300.000 m³ vor. Um derartige Nutzinhalt zu erzielen, werden einerseits bestehende Speicheranlagen vergrößert (oftmals mit Dammhöhen > 15 m unter Einbeziehung der Staubeckenkommission (STBK)) und andererseits neue Standorte so groß wie möglich umgesetzt (Dammhöhen < 15 m und/oder > 15 m, je nach Topographie). Wie bereits eingangs erwähnt, sind die geologisch gut geeigneten Standorte bereits verbaut. Für die Umsetzung von Speichern bei geologisch-geotechnisch anspruchsvollen Projekten sind facheinschlägige Erfahrungen und Know-How der Ingenieurbüros von wesentlicher Bedeutung.

Literaturverzeichnis

DI Thomas Eistert et al. (2011): Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1. - Land Salzburg, Dipl.-Ing. Wolfgang Haussteiner (Herausgeber)

Dr. Lothar Mähr (2017): Schneeanlage Versettla und Valisera, Erweiterung mit Speicher Schwarzköpfe, Einreichprojekt, Geologischer Bericht und Beilagen vom 23.02.2017.

Dr. Mag. Rufus Bertle (2016): Schneeanlage Idalpe, Erweiterung mit Speicherteich Viderböden, Einreichprojekt, Geologischer Bericht und Beilagen vom 16.12.2016.

Donnerstag 19. Oktober 2017

11:00-11:30

Seismik in instabilem Gelände des Flimser Bergsturzes

Jochen Fiseli ¹⁾, Ruedi Krähenbühl ²⁾

¹⁾ Geotest AG, CH-8045 Zürich; ²⁾ BauGrundRisk GmbH, CH-7000 Chur

Zusammenfassung

Die in Graubünden, Schweiz, von Chur nach Ilanz durch das Flimser Bergsturzgebiet führende, Rechtsrheinische Oberländerstrasse wird an vielen Stellen von Rutschungen deformiert. Der im Carreratobel durch die Rutschung vor Valendas ausgeführte Strassenausbau wurde nach dessen Fertigstellung erneut deformiert und erforderte jährlich aufwendige Unterhaltsarbeiten, da auch eine neue Lehenbrücke davon betroffen war (Abb. 1). In Abhängigkeit der Jahresniederschläge betragen die Verschiebungen 20 – 70 mm/Jahr.

Das auf ersten Bohrungen basierende, geologische Modell musste aufgrund von erdstatischen Untersuchungen in Frage gestellt werden, was die Planung von Instandsetzungsmassnahmen vorerst nicht zulies. Mit einer detaillierten Hybridseismik, ergänzt mit weiteren, tieferen Bohrungen konnte ein vertrauenswürdiges, geologisches Modell von erheblicher Komplexität erarbeitet werden, was die Planung von nachhaltiger Sicherungsmassnahmen ermöglicht.

1. Die Instabilität Sandkehr West

Da die Hauptverkehrsachse von Chur nach Ilanz über Flims führt, war die Rechtsrheinische Oberländerstrasse zwischen Bonaduz und Ilanz in einem schlechten Zustand und wurde erst in den letzten zwei Jahrzehnten schrittweise ausgebaut. Der Ausbau durch das Carreratobel erfolgte erst nach 2000. Vor Valendas quert die Strasse eine Mulde, in der seit jeher eine schwach aktive Rutschung bekannt war. Mit dem Ausbau wurde eine grosse Schüttung mit einer 2:3 Böschung erstellt, die im Übergang zum anstehenden Flimser Bergsturzmaterial mit einer Lehenbrücke erschlossen wurde.

Schon kurz nach dem Strassenausbau machte sich die Rutschung wieder mit anhaltenden Deformationen bemerkbar. Als die Lehenbrücke Sandkehr West zunehmend davon betroffen war, wurden 2011 drei Sondierbohrungen bis in Tiefen von 20 m u.T. abgeteuft und diese mit Inklinometern versehen. Das daraus abgeleitete, geologische Modell ergab über dem Flimser Bergsturzmaterial flach liegende siltig-feinsandige Ablagerungen des durch den Bergsturz rückgestauten Ilanzer Sees [1]. Über den Seeablagerungen wurden Kiessande des Carrerabachschuttfächers geschüttet.



Abb. 1: Jährlich hinter der Lehnenbrücke Sandkehr West sich öffnende Risse.

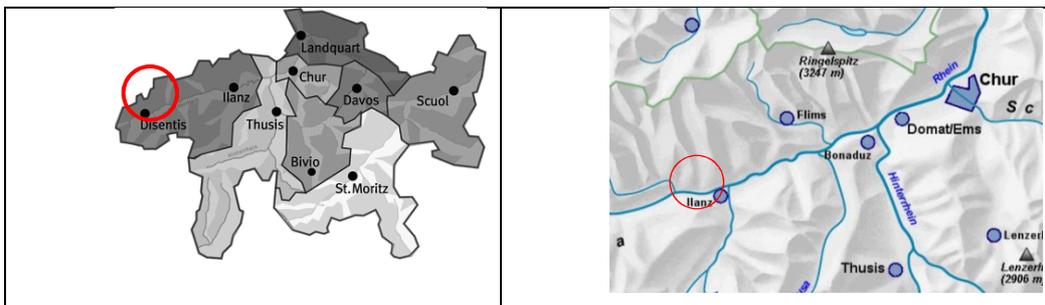


Abb. 2: Die Rechtsrheinische Oberländerstrasse verläuft von Bonaduz nach Ilanz über weite Strecken im Flimser Bergsturz (roter Kreis Carreratobel).

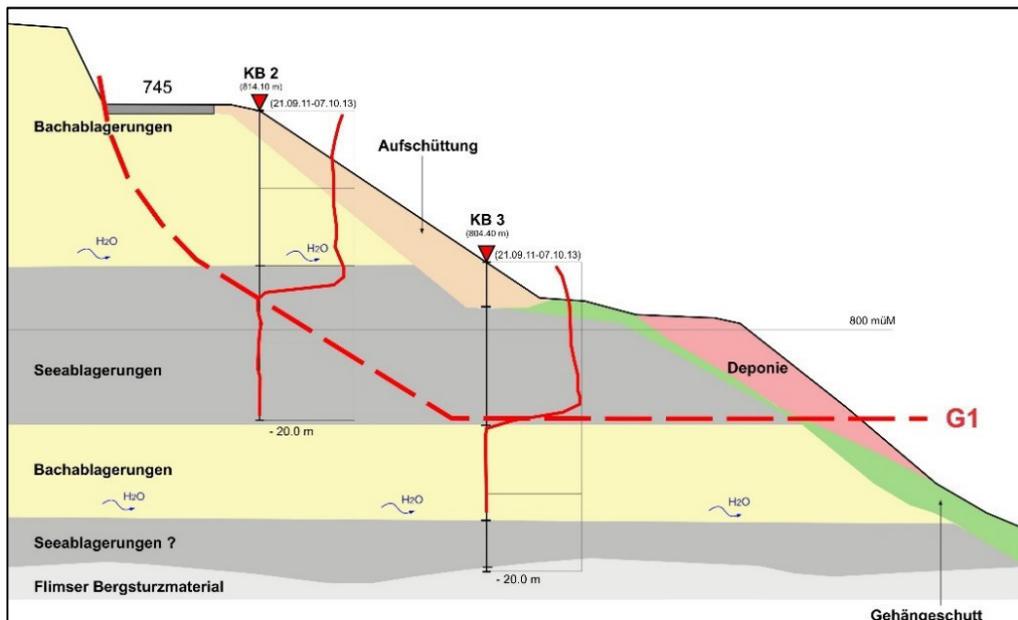


Abb. 3: Ursprüngliches, in einem Querprofil dargestelltes, geologisches Modell der Rutschung, mit einer in den siltig-feinsandigen Seablagerungen über weite Strecken flach verlaufenden Gleitzone G1 [1, 2].

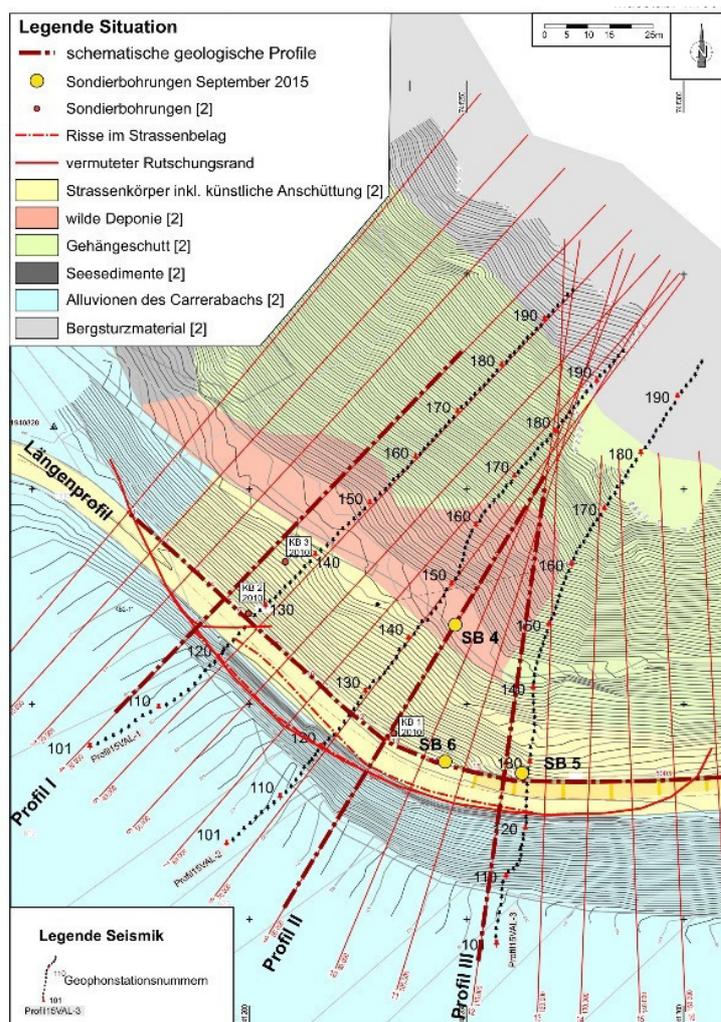


Abb. 4: Situation mit den geologischen Einheiten, den Rutschanrissen im Strassenbereich und der Lage der Sondierbohrungen sowie der ausgeführten Seismikprofile [3].

Die im Zuge des Massnahmenkonzeptes zur Stabilisierung der Strasse 2014 durchgeführten, erdstatischen Betrachtungen zeigten, dass bei dem vorliegenden geologischen Modell mit den zum Tobel hin über weite Strecken flach liegenden Gleitzonen Porenwasserspannungen von 50 kN/m² eingeführt werden mussten, damit eine Instabilität überhaupt eintreten konnte ([2], Abb. 3). Mit Gleittiefen von über 10 m Tiefe kommt man für Sicherungsmassnahmen einer untergeordneten Strasse mit wirtschaftlichen Mitteln an die Grenze des Machbaren. Vor diesem Hintergrund musste das geologische Modell und insbesondere die Lage der massgebenden Gleitzonen in Frage gestellt werden.

Im Jahr 2015 wurden drei weitere Bohrungen bis maximal 40 m u.T. abgeteuft und mit Inclinometern ausgerüstet. Die tiefste Bohrung SB 4 von 40 m Länge brachte über eine Länge von 20 m verschürftes Bergsturzmaterial mit angerundeten, kristallinen Komponenten zu Tage. In 28 m Tiefe fand man darin paralleltexturierte, tonige Silte, die als eine Gleitzone angesprochen wurden [3].

Um die räumliche Lage der Bodenschichten zu klären wurden zusätzlich drei seismische Profile durch die Rutschmulde gelegt. Zusätzlich erhoffte man sich dabei, ebenfalls über die räumliche Lage der Gleitzonen nähere Angaben zu erhalten.

2. Seismische Untersuchungen

In diesem Kontext war das Auffinden und Darstellen von Schwächezonen im Lockergestein und die wahrscheinlich damit in Zusammenhang stehenden Gleitzonen im projektrelevanten Abschnitt als

Hauptziel der seismischen Untersuchung definiert. Da für ein zukünftiges Sanierungskonzept auch tiefer liegende Gleitzone relevant sind, sollte der Verlauf und die Tiefenlage zum unterlagernden Flimser Bergsturzmaterial ebenfalls aufgefunden und dargestellt werden. Zudem waren die verschiedenen Gesteinsausprägungen der heterogenen Lockergesteinsmasse von Interesse.

Aufgrund dieser für seismische Randbedingungen sehr komplexen Fragestellung wurde das Verfahren der Hybridseismik, die Kombination aus refraktionstomographischer Tauchwellentomographie und hochauflösender Reflexionsseismik, angewendet.

Durchgeführte Untersuchungen

Im August 2015 wurden insgesamt drei Profile über die Oberländerstrasse entlang der Falllinie des Hanges seismisch aufgezeichnet, ausgewertet und interpretiert.



Abb. 5: Die seismischen Profile konnten im Bereich der Lehnenbrücke ohne grössere Unterbrücke installiert werden.

Da das Auflösungsvermögen, der seismischen Resultate sich stets proportional zur räumlichen Datendichte verhält, wurde versucht eine möglichst grosse Datendichte zu erreichen. Diese wird vor allem durch das Verhältnis zwischen Empfänger- und Anregungsstationen erreicht, dabei gilt immer: Je kleiner der Empfänger- und Schlagabstand, desto höher ist das Auflösungsvermögen der seismischen Abbildung. Je länger die aktive Geophonauslage, desto grösser ist die erreichbare Erkundungstiefe. Die Akquisitionsparameter wurden der Fragestellung entsprechend wie folgt gewählt:

Profillänge:	3 x à ca. 180 m
Auslagetyp:	Asymmetrischer split spread
Anzahl aktive Kanäle:	96 pro Profil
Geophonabstand:	2 m
Geophontyp:	10 Hz

Anregungsabstand: 4 m
 Impulsanregung: Hammer 6 kg
 Abtastrate: 0.25 Millisekunden
 Horchzeit: 384 Millisekunden

Hybridseismik

Bei der Darstellung hybridseismischer Daten wird das Refraktionstomographische Geschwindigkeitsfeld transparent auf das Reflexionsseismische Tiefenprofil projiziert. In der Reflexionsseismischen Abbildung ist der strukturelle Aufbau des geologischen Schichtenbaus angezeigt. Die seismischen Geschwindigkeiten des überlagerten Refraktionstomographischen Geschwindigkeitsfeldes sind als direkte Maß für die Gesteinsfestigkeit zu verstehen. Sie verhalten sich sozusagen direkt proportional zur Gesteinsfestigkeit und werden in einem 2D farbcodierten Geschwindigkeitsfeld dargestellt. Durch die Projektion erhält man als Resultat die direkte Korrelation der Ergebnisse beider Messverfahren. Das hybridseismische Tiefenprofil bildet die Grundlage für eine geophysikalische, resp. geologische Interpretation der seismischen Daten (Abb. 5).

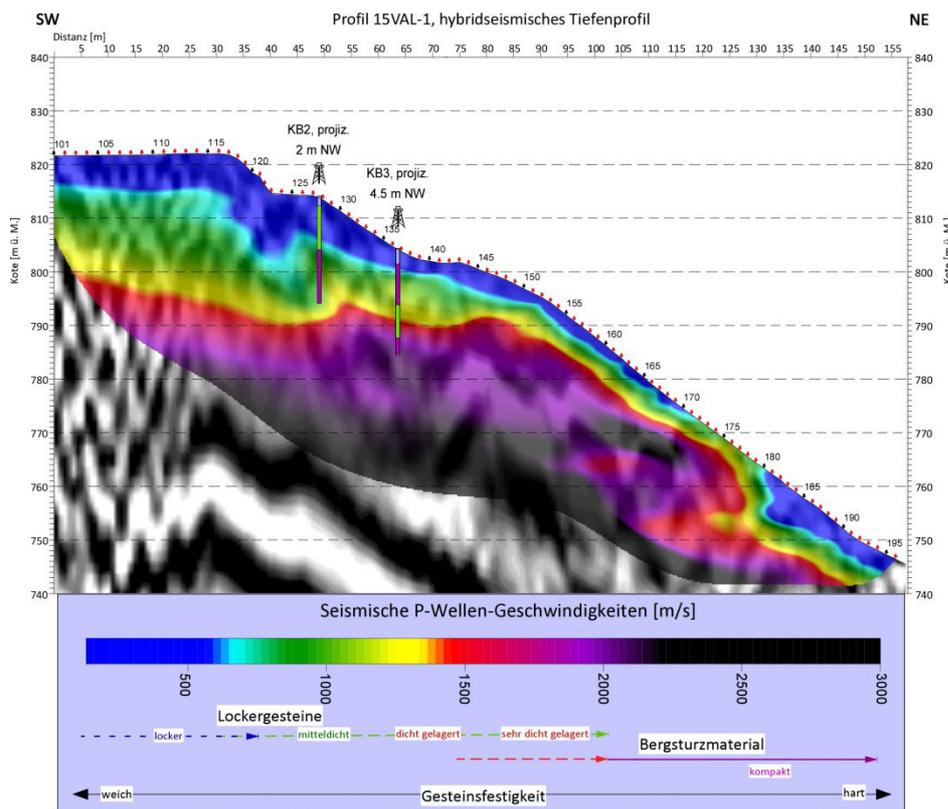


Abb. 5: Das hybridseismische Tiefenprofil von Profil 2 zeigt die kombinierte Darstellung des Refraktionstomographischen Geschwindigkeitsfeldes, das transparent auf das Reflexionsseismische Tiefenprofil projiziert wird.

Einführende Bemerkungen

Bei der geophysikalisch / geologischen Beurteilung des Untersuchungsgebietes mit seismischen Verfahren ist die direkte Proportionalität der Gesteinsfestigkeit zur Ausbreitungsgeschwindigkeit seismischer Kompressionswellen das bedeutendste physikalische Kriterium. Ergänzend dazu sind geologische

Einschätzungen, wie sie aus dem reflexionsseismischen Profil subjektiv abgeleitet werden, ein weiterer wichtiger Bestandteil der seismischen Interpretation. In diesem Zusammenhang sei daran erinnert, dass verschiedene Lockergesteine wie zum Beispiel Bach- und Seeablagerungen häufig ähnlich hohe Gesteinsfestigkeiten aufweisen. Zudem kann zersetztes und verwittertes Festgestein ebenfalls ähnliche Gesteinsfestigkeiten besitzen wie zum Beispiel dicht gelagertes Lockergestein.

Kritische Erfolgsfaktoren

Wenn sich die seismischen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten im Ablagerungsraum nicht mindestens 4-7% von denjenigen im darunter liegenden Gesteinsmedium unterscheiden, ist mangels Schallhärtekontrast die lithologische Abgrenzung zwischen den beiden Gesteinsformationen mit seismischen Verfahren nicht eindeutig möglich.

Die seismischen Geschwindigkeiten im Ablagerungsraum

Für die Gesteine im Ablagerungsraum wurde eine Interpretation mit Hilfe der als Referenz dienenden Resultate der Kernbohrungen vorgenommen. Diese ergab folgendes Abbild (von oben nach unten):

- Ausbreitungsgeschwindigkeiten von bis zu 800 m/s im refraktionstomographisch hergeleiteten Geschwindigkeitsfeld entsprechen hier ungefähr den Gesteinsfestigkeiten von locker gelagerten Ablagerungen, die als Aufschüttung und obere kiesführende Bach- und Rufenablagerungen der oberflächennahen Schichten zusammengefasst werden.
- Im Liegenden zeigen die modellierten Geschwindigkeiten innerhalb einer Geschwindigkeitsbandbreite von 800 m/s bis 1200 m/s eine mitteldichte Lagerung an, die den Ausprägungen der oberen Seeablagerungen der Lockergesteinsmasse entsprechen dürften.
- Die darunterliegenden Schichten, die hier als untere Bachablagerungen bezeichnet werden, dürften mit zunehmender Tiefe dicht (ab ca. 1300 m/s) und sehr dicht (ab ca. 1700 m/s) gelagert sein.
- Die folgenden Seeablagerungen zeigten eine Geschwindigkeitsbandbreite von ca. 1700 m/s und schneller an.
- Ab einer Geschwindigkeit von ca. 2000 m/s werden Gesteine angezeigt, die wahrscheinlich vorrangig dem Flimser Bergsturzmateriale zuzuordnen sein dürften.
- Es ist anzumerken, dass refraktionsseismische Ausbreitungsgeschwindigkeiten bis 2000 m/s in diesem Untersuchungsperimeter sowohl sehr dicht gelagerte Seeablagerungen, als auch die einsetzenden, verschürften Bergsturzaablagerungen abbilden können.
- Insgesamt kann die Grenze zwischen Locker- und einsetzendem Flimser Bergsturzmateriale ab einer Ausbreitungsgeschwindigkeitsbandbreite von rund 2000 bis ca. 2250 m/s angenommen werden.
- Ausbreitungsgeschwindigkeiten > 2500 m/s dürften mit hoher Sicherheit kompaktes Bergsturzmateriale anzeigen.

Eine nähere, quantitative Lockergesteinsausscheidung, das heisst die lithologische Ausscheidung der erbohrten Wechsellagerung von See- und Bachablagerungen war aufgrund der ähnlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten und den vorgefundenen geringen Schallhärtekontrasten nicht eindeutig möglich.

Die geophysikalische Interpretation von Schwächezonen

Schwäche- und Gleitzone können in der Regel anhand von Geschwindigkeitsinversionen im refraktionstomographischen Geschwindigkeitsfeld lokalisiert und dargestellt werden.

Im hybridseismischen Profil 2 ist die Grenze zwischen den abgelagerten Lockergesteinen und den zu erwartenden Auflockerungshorizonten (Schwächezonen) als weiße Linien eingezeichnet (Abb.6). Dabei markieren diese weiße Linien Bereiche, in denen die grösste seismische Geschwindigkeitsänderung (Geschwindigkeitsinversion) relativ zum Umgebungsgestein zu beobachten ist. Die Stärke der Geschwindigkeitsinversionen variiert teilweise stark. Dies hängt mit den entsprechenden vorgefundenen Schallhärtekontrasten der einzelnen oberflächennahen Lockergesteinsschichten zusammen. Generell lässt sich die Zuverlässigkeit betreffend des Verlaufs und der Tiefenlage der im Lockergestein aufgefundenen Geschwindigkeitsinversionen rein unter Betrachtung der Ausbreitungsgeschwindigkeiten im refraktionstomographischen Geschwindigkeitsfeld nur schwierig beurteilen.

Insgesamt kann zusammengefasst werden, dass weder das refraktionstomographische Geschwindigkeitsfeld noch die Resultate der reflexionsseismischen Auswertung ein hinreichend klares und scharfes Abbild der Schwäche- und Gleitzone darstellen konnten (Abb.6).

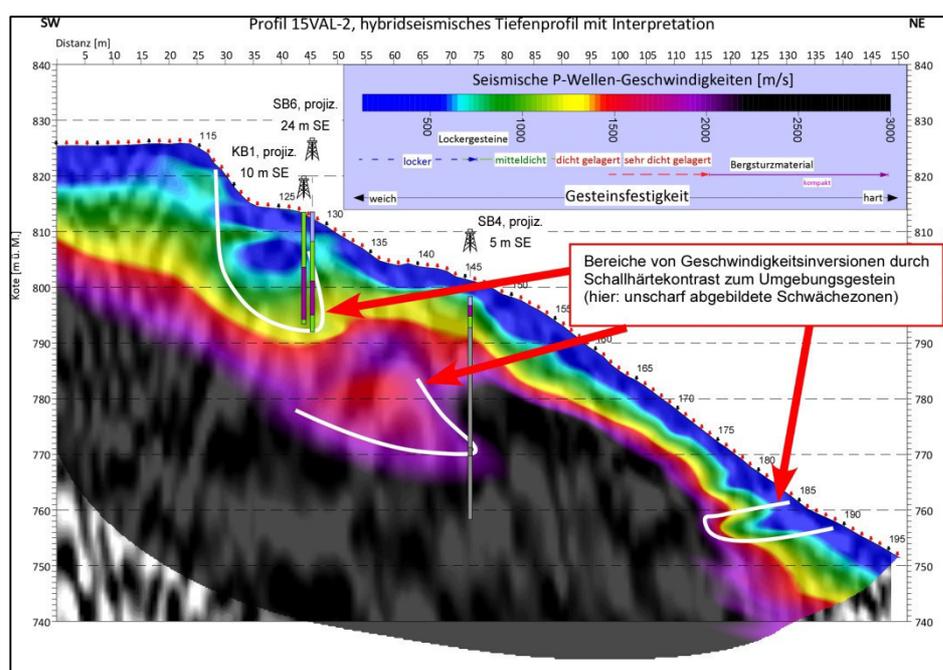


Abb. 6: Das refraktionstomographische Geschwindigkeitsfeld von Profil 2 zeigt mehrere Bereiche von Geschwindigkeitsinversionen, die als Schwächezonen interpretiert werden.

Da das Hauptziel dieser Untersuchungen so nicht erreicht werden konnte, mussten zusätzliche Auswertungen vorgenommen werden. Aus diesem Grund wurde die Verteilung der lokalen refraktionstomographischen Wellenstrahldichte genauer untersucht. Sie wird vom gleichen Datensatz abgeleitet, wie das refraktionstomographische Geschwindigkeitsfeld.

Die lokale refraktionstomographische Wellenstrahldichte

Die lokale refraktionstomographische Wellenstrahldichte ist das Mass für die Anzahl der Wellenstrahlen pro Einheitsfläche. Sie stellt die Intensität der Schallwellenbündelung an akustischen Grenzflächen dar und wird pro Quadratmeter gemessen. Denn hartes Gestein, mit hohen Ausbreitungsgeschwindigkeiten, bindet in einer Art Anziehungskraft seismische Kompressionswellen an sich. Dies wird deutlich durch die Tatsache, dass seismische Kompressionswellen zwischen zwei Punkten stets den zeitlich kürzesten Weg wählen und nicht unbedingt den räumlich kürzesten. Die lokale refraktionstomographische Wellenstrahldichte ist ein wichtiges Hilfsmittel zur Quantifizierung der Grösse des Schallhärtekontrastes und somit zur Identifizierung und Festlegung des Verlaufs von geologischen Schichtgrenzen. Zusätzlich ermöglicht die Betrachtung der lokalen refraktionstomographischen Wellenstrahldichte eine genaue Analyse des horizontalen- und vertikalen Ablagerungsmilieus, da die Dichte und der Verlauf der Wellendurchstrahlung bei qualitativ guten und quantitativ sehr grossen Datenmengen hochauflösend visualisiert werden kann.

Ändert sich die Wellendurchstrahlung pro Quadratmeter relativ zu seinem Umgebungsgestein, so lässt sich darauf rückschliessen, dass ein Schallhärtekontrast zum Umgebungsgestein eine Materialänderung anzeigt, ob zum weicheren oder härteren Material. Da Schwächezonen eine Herabsetzung der Wellendurchstrahlung zur Folge haben sollten, können diese Bereiche als sogenannte verborgene Schichten erkannt werden und gegenüber der umgebenden heterogenen Lockergesteinsmasse ausgeschieden werden, unabhängig von einer eindeutigen Lithologieunterscheidung.

Nicht verwechseln und fehlinterpretieren darf man allerdings die herabgesetzte Wellenstrahldichte an den seitlichen und unteren Profilrändern des Modells. Aufgrund der geringeren Datendichte und der begrenzt zur Verfügung stehenden Impulsenergie nimmt die Wellenstrahldichte gegen die seitlichen und unteren Profilränder ab.

Die Darstellung der lokalen refraktionstomographischen Wellenstrahldichte erfolgt einem 2D farbcodierten Wellenstrahldichtefeld (Abb.7).

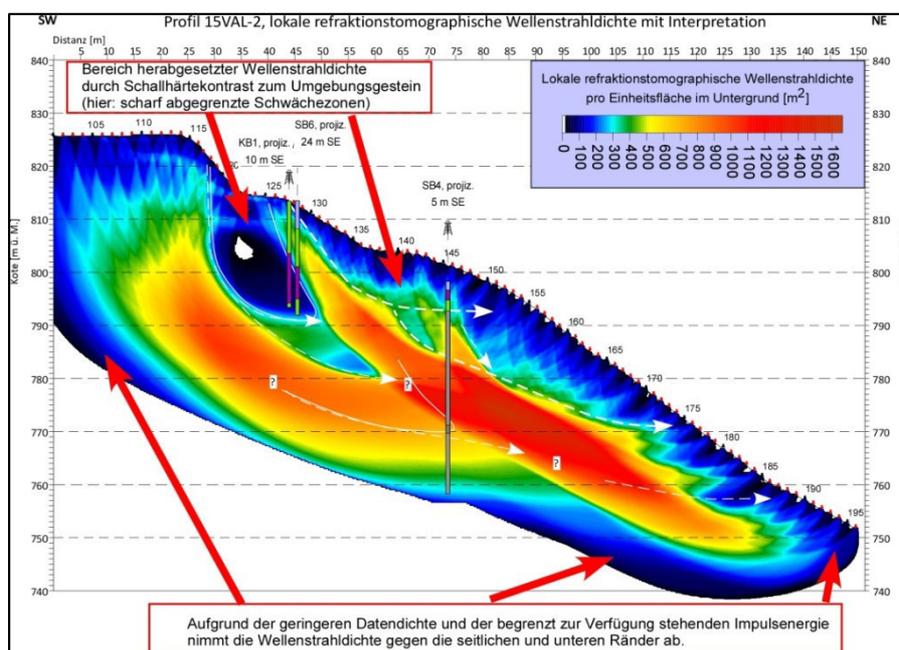


Abb. 7:

Die Verteilung der lokalen refraktionstomographischen Wellenstrahldichte zeigt am Beispiel von Profil 2 die Bereiche herabgesetzter Wellendurchstrahlung im Vergleich zum Umgebungsgestein.

Die Lokalisierung von Schwächezonen mittels refraktionstomographischer Wellenstrahldichte

Die Verteilung der Wellendurchstrahlung weist auf markante Herabsetzungen der Wellendurchstrahlung relativ zum Umgebungsgestein hin. Diese Herabsetzung der Durchstrahlungsdichte wird als Schwächezone interpretiert. Die Basis dieser Schwächezonen zeigen deutliche Dichtekontraste zu härteren Gesteinsausprägungen an – die wiederum als mögliche Gleithorizonte interpretiert werden können (Abb. 7).

Deutliche Hinweise finden sich auf allen Profilen im Bereich der Strasse und unterhalb davon. Die mittels einer weissen gestrichelten Linie dargestellten „Gleitzone“ an der Basis der als Schwächezonen beschriebenen Abschnitte zeigen unterhalb der Strassen und der Lehenkonstruktion den möglichen Verlauf von mehreren oberflächennahen und tieferen Gleitzone an (Abb.8).

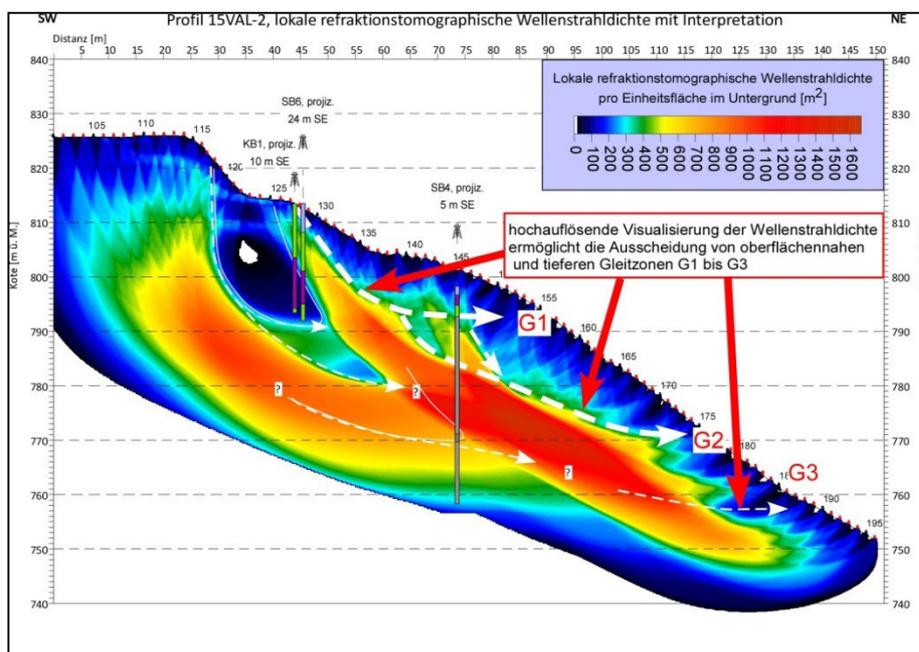


Abb. 8:

Die lokale refraktionstomographische Wellenstrahldichte zeigt am Beispiel von Profil 2 die Visualisierung von Schwächezonen und Gleitzone im Untersuchungsgebiet.

Bohrungen und Inclinometermessungen als wichtige Referenz

Die nachträglich durchgeführten Sondierbohrungen SB4, SB5 und SB6 wurden zu Inclinometermessstellen ausgebaut und werden bis dato im halbjährlichen Intervall gemessen [6]. Die Resultate bestätigen die seismisch prognostizierten Gleitzone G1 und G2 doch relativ genau.

Die weiter unten im Hang befindlichen, oberflächennahen Schwächezonen, die bei allen drei Profilen deutlich als Geschwindigkeitsinversionen zu erkennen sind und zunächst als Ausbisslinien einer tiefen Gleitzone G3 gedeutet wurden, liessen sich anhand der Inclinometermessungen hingegen nicht als aktive Gleitzone bestätigen.

3. Folgerungen

Die jüngsten Inclinometer Folgemessungen zeigten, dass die mit den Bohrungen und der Seismik postulierten, tiefen Gleitzone von > 25 m u.T. heute nicht mehr aktiv sind [6]. Hingegen wurden in mehreren Bohrungen neben den aktiven Gleitzone bis in maximal 18 m Tiefe reichende, schwach aktive Gleitzone festgestellt (Abb. 9). Das mit der Seismik und den Inclinometermessungen aktualisierte,

geologische Modell ergab im verschürften Bergsturzmaterial tiefer liegende, kriechende Rutschschollen, welche den rückhaltenden Teil der im Strassenbereich erkennbaren, aktiven Gleitzonen anhaltend destabilisieren [5].

Die erneuten erdstatischen Überprüfungen bestätigten, dass damit die aktive Gleitzone G1 ohne dem Einwirken von Porenwasserspannungen destabilisiert wird.

Vor dem Hintergrund dieses komplexeren, geologischen Modells mit zusätzlich tiefer liegenden, kriechenden Gleitzonen wurde klar, dass relativ kostengünstige Sicherungssysteme mit ungespannten Ankern keine nachhaltige Lösung sein können. Hierbei eine zweckmässige Lösung zu finden, ist für die Ingenieure eine grosse Herausforderung an der sie derzeit arbeiten.

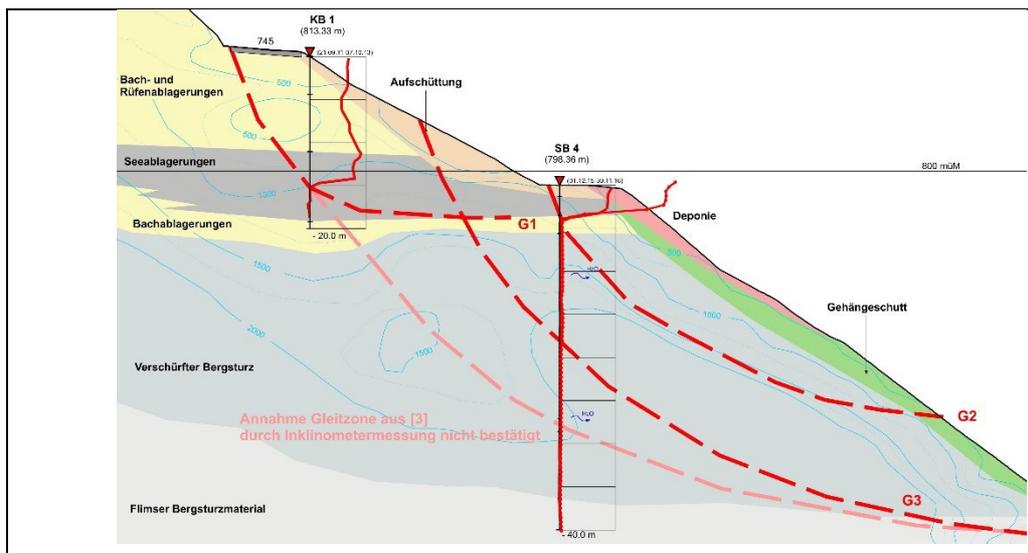


Abb. 9: Aufgrund der Hybridseismik und den zusätzlichen Bohrungen aktualisiertes, geologisches Modell mit mehreren, aktiven Gleitschollen G1 und G2 sowie einer kriechenden Scholle G3 in den verschürften Bergsturzablagerungen [5].

Referenzen

- [1] CSD Ingenieure AG 2011: Geotechnischer Bericht Abschnitt Versam – Valendas/ Rutschung, 745 Rechtsrheinische Oberländerstrasse, Bericht Nr. 7368.10, 28.11.2011.
- [2] BauGrundRisk GmbH 2014: Rechtsrheinische Oberländerstrasse, Lehenbrücke Sandkehr West, Baugrundanalyse und Massnahmenkonzept, Bericht 1310198-1, 15.04.2014.
- [3] BauGrundRisk GmbH 2015: Rechtsrheinische Oberländerstrasse, Lehenbrücke Sandkehr West, Baugrundabklärungen, Bericht 1510198-1, 21.12.2015.
- [4] Geotest AG 2015: Rechtsrheinische Oberländerstrasse, Lehenbrücke Sandkehr West, Messbericht Seismische Untersuchungen, Bericht 1615127.1b, 16.11.2015.
- [5] BauGrundRisk GmbH 2017: Rechtsrheinische Oberländerstrasse, Strassendeformationen Sandkehr West, geologische Beurteilung Inklinometer Folgemessungen, Bericht 1612198-1 vom 07.02.2017.
- [6] CSD Ingenieure AG 2016: 9. Inklinometer Folgemessung vom 30.11.2016, Valendas, Rutschung Sandkehr West

Donnerstag 19. Oktober 2017

11:30-12:00

Bericht zum aktuellen Bergsturz am Piz Cwengalo 2017, Bergeller Alpen im Engadin

Yves Bonanomi¹, Martin Keiser²

¹ Bonanomi AG Geologische Beratungen, Vadelsweg 2A, CH-7206 Igis

² Amt für Wald und Naturgefahren, Graubünden, Schweiz

Am 23.8.2017 um 09.30 Uhr ereignete sich am Pizzo Cengalo im bündnerischen Bergell ein Bergsturz von 3 Mio. Kubikmetern.

Der Bergsturz mit einer Fallhöhe von 500m und einer Reichweite von 2.7km erreichte das Haupttal der Val Bondasca und verschüttete auf dem Wanderweg 8 Personen. Auf dem unterhalb des Cengalo liegenden Gletschers, wurden ca. 600'000 m³ Eis mobilisiert, wodurch die Bergsturzmasse verflüssigt wurde. Aus dem Bergsturzmateriale ist unmittelbar ein Schuttstrom/Murgang entstanden. Circa 500'000 m³ Material bewegten sich talwärts und zerstörten mehrere Maiensässe und Gebäude.



Abb. 1 Übersicht mit Topographie (Quelle: Google maps)

Die bestehende Murgangwarnanlage detektierte ca. 1km oberhalb des Dorfes Bondo um 9.34 Uhr den Murgang und löste Alarm aus. Am Tag des 23.8.2017 stießen weitere sechs durch Schmelzwasser ausgelöste Murschübe bis nach Bondo vor und lagerten insgesamt ca. 220'000 m³ Material im 2015 erstellten Auffangbecken ab. Aufgrund der großen Schuttmassen ist das Auffangbecken an die Kapazitätsgrenze gestoßen und es wurden Gebäude und Straßen im Dorf Bondo beschädigt.

Zwei Tage nach dem Bergsturz, am 25.8.2017, entwickelte sich ein weiterer durch Schmelzwasserausgelöster Murgang. Auch dieser erodierte im verflüssigten Bergsturzmateriel und stieß bis nach Bondo vor. Durch einen Starkniederschlag am 31.8.2017 wurde der bisher größte Murschub ausgelöst und stieß mit ca. 100-150'000 m³ bis nach Bondo und Spino vor.

Durch die 9 Murschübe wurden insgesamt knapp 500'000 m³ Material im Raum Bondo abgelagert. Aufgrund der Murgänge wurden diverse Gebäude bzw. Infrastrukturen zerstört und es mussten mehr als 150 Personen für mehrere Wochen/Monate evakuiert werden.

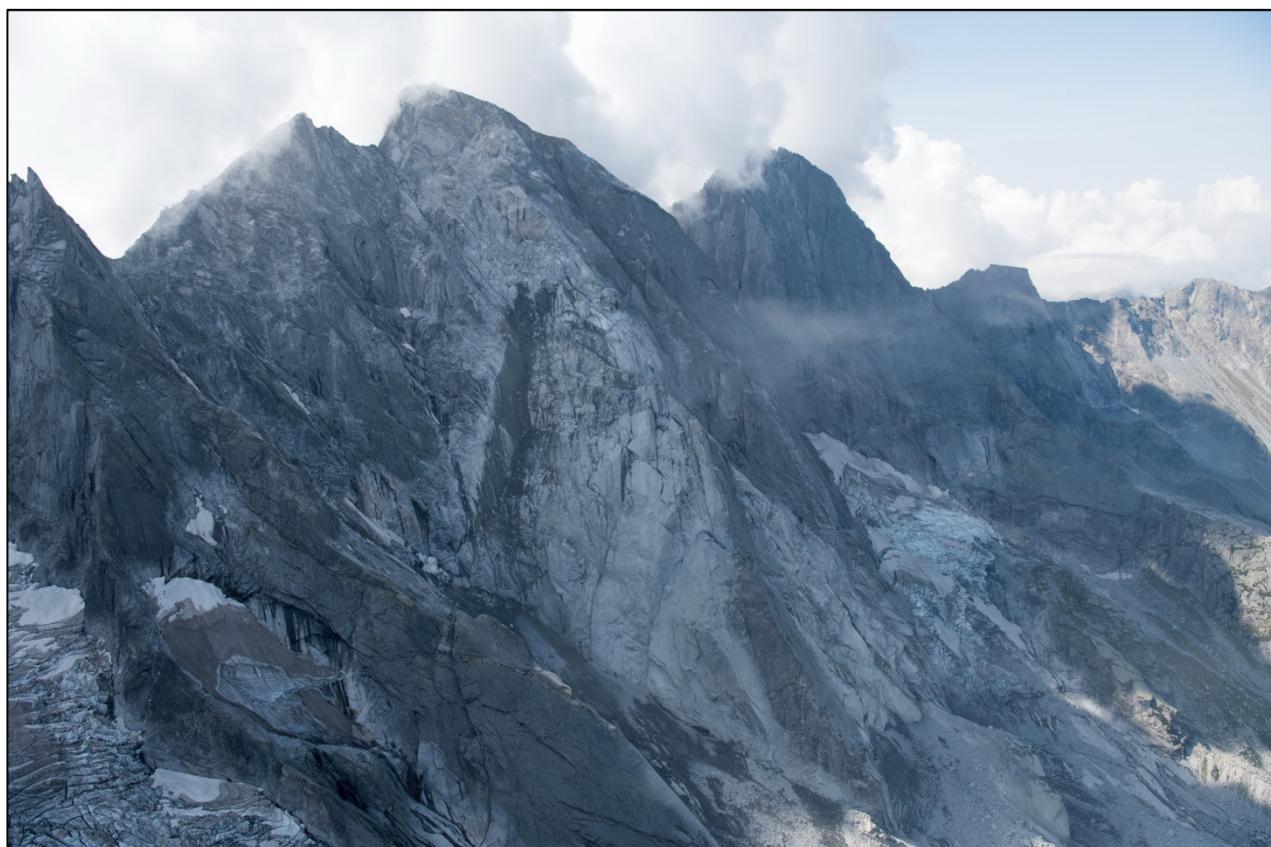


Abb.2. Ausbruchsstelle am Pizzo Cengalo (© VBS swisstopo Flugdienst)



Abb.3. Auslauf des Bergsturzes (© VBS swisstopo Flugdienst)



Abb.4. Druckwirkung des Bergsturzes (© VBS swisstopo Flugdienst)



Abb.5. Druckwirkung des Bergsturzes (© VBS swisstopo Flugdienst)



Abb.5. Bergsturzablagerungen (© AWN Graubünden)



Abb.6. Murgangspuren (© AWN Graubünden)



Abb.7. Murgangablagerungen bei Lera (© VBS swisstopo Flugdienst)



Abb.8. Murgangspuren am Kegelhals (© VBS swisstopo Flugdienst)



Abb.9. Murgangablagerungen bei Bondo (© VBS swisstopo Flugdienst)

Donnerstag 19. Oktober 2017

12:00-12:30

Analoge Modellierung von Tomahügeln [An Analogue Toma Hill Model]

Christian Wolkersdorfer^{1,2,3}, Kagiso S. More¹, Mlindelwa Lupankwa¹

¹Department of Environmental, Water and Earth Sciences, Tshwane University of Technology, Private Bag X680, Pretoria, 0001, Südafrika; ²Laboratory of Green Chemistry, Lappeenranta University of Technology, Sammonkatu 12, 50130 Mikkeli, Finland;

³Weidach 16, 6632 Ehrwald/Tirol; Corresponding author: christian@wolkersdorfer.info

Zusammenfassung

Die hier vorgestellte Studie befasst sich mit der analogen Modellierung von Tomahügeln des Fernpassbergsturzes im Labormaßstab. Tomahügel sind charakteristische Landschaftsformen bei zahlreichen Felsstürzen, und bislang wurden im Wesentlichen vier Hypothesen für die Entstehung von Tomahügeln vorgeschlagen:

- Transport von Bergsturzmaterial auf einem noch vorhandenen Gletscher
- Bildung von Tomahügeln durch Schmelzen von Toteis
- Verkarstung zur Bildung von Tomahügeln
- Transport von Bergsturzmaterial auf verflüssigten, wassergesättigten Sedimenten

Das Hauptziel der vorliegenden Studie war es, den potenziellen Beitrag der internen Erosion und Suffosion durch Grundwasser bei der Bildung von Tomahügeln zu untersuchen. Dazu diente ein Analogmodell im Labormaßstab in den Ausmaßen 1,5 × 1 × 0,8 m. Im Modell wurden hydrogeologische Berechnungen der Darcy-Geschwindigkeit und der hydraulischen Leitfähigkeit ermittelt, um das Verständnis der vorliegenden Studie zu unterstützen.

Im Durchschnitt lag die Abstandsgeschwindigkeit im Modell 10 Mal höher als die errechnete in der Realität. Die hydraulische Leitfähigkeit des Experiments wurde mit dem Feldverfahren der hydraulischen Leitfähigkeitsmessung von Bialas und Seelheim bestimmt. Die Entwicklung der Risse, die seitlichen Vertiefungen des Materials im Modell und der Transport feineren Materials belegen, dass die interne Erosion ein wesentlicher Beitrag zur Bildung von Tomahügeln ist.

Abstract

This study focuses on Toma Hills that were formed after the occurrence of the Fernpass rock slide in Tyrol, Austria. These Hills are typical for many rockslides and the name "Toma" is derived from the local dialects in Switzerland and Tyrol, Austria. So far, four hypotheses have been proposed for the formation of Toma Hills:

- Transportation of rockslide material on a still existing glacier
- Formation of Toma Hills due to dead ice melting
- Karstification resulting in the formation of Toma Hills
- Transportation of rockslide material on liquefied, water saturated sediments

The main objective of the present study was to investigate the potential contribution of internal erosion by suffosion due to the presence of groundwater flow in the formation of Toma Hills. Construction of laboratory scale analogue model was used to investigate internal erosion by suffosion processes. From the model, hydrogeological calculations of Darcy velocity and hydraulic conductivity were determined to help understanding the present study.

The average groundwater velocity in the model was found to be 10 times higher than the velocity in reality. Hydraulic conductivity of the experiment was found to correlate with the field method hydraulic conductivity measurement, Bialas and Seelheim hydraulic conductivities. Development of the cracks, lateral depressions of the material in the model and discharge of finer material implicated that internal erosion is a substantial contribution to Toma Hill formation.

Einleitung

Dieser Beitrag stelle eine stark verkürzte Version einer Publikation dar, die derzeit von den Verfassern für eine internationale, in Englisch erscheinende Zeitschrift vorbereitet wird. Außerdem sind von den fünf geplanten Laborversuchen bislang nur vier abgeschlossen, sodass die hier vorgestellten Ergebnisse sich nur auf diese vier Versuche beziehen. Dennoch lassen sich schon jetzt Grundzüge ableiten, die dem nationalen Fachpublikum zur Diskussion vorgestellt werden sollen.

Tomahügel sind charakteristische Landformen vieler alpiner Bergstürze, die sich durch eine kegelartige Form mit abgeflachter Spitze auszeichnen und aus lokalem Bergsturzmaterial bestehen (Abele 1964; Nussbaum 1934; Staub 1910). Sie haben ihren wissenschaftlichen Namen von den Lokalbezeichnungen derartiger Hügel aus der Schweiz (Brunner 1962; Tarnuzzer 1896); die Lokalnamen finden sich aber auch im Zwischentoren wieder („Dummabichl“ nördlich Biberwier).

Ohne hier auf Details einzugehen, wurde ihre Entstehung bislang auf die folgenden Ursachen zurückgeführt (Abele 1964; Carlson Calhoun 2015; Meili et al. 2013; Mostler 2013; Penck 1882; Penck and Brückner 1901; Poschinger 2005; Staub 1910):

- Transport von Bergsturzmaterial auf einem noch vorhandenen Gletscher
- Schmelzen von Toteis
- Fluvial
- Verkarstung
- Transport von Bergsturzmaterial auf verflüssigten, wassergesättigten Sedimenten

Keine dieser fünf Hypothesen kann jedoch alle im Gelände erkennbaren Phänomene abschließen erklären, und die beiden Ersten wurden zwischenzeitlich hinreichend widerlegt (Imre et al. 2010; Meili et al. 2013; Prager et al. 2006). Auch gegen die rein fluviale Entstehung wurden von verschiedenen Autoren schon früh Argumente vorgebracht (Nussbaum 1934) und Schleier (2016) stellt fest, dass bislang nicht alle Zusammenhänge zwischen der Mechanik und der Bildung von Tomahügeln fest stünden. Insbesondere die „glattflächigen, symmetrisch angeordneten Flanken und geradlinigen scharfen Firsten“ (Abele 1969) lassen sich mit den bisherigen Modellen noch nicht abschließend erklären.

Dem Erstverfasser war bei hydrogeologischen Kartierungen und Geländeuntersuchungen im Bereich des nördlichen Fernpasses (Abb. 1) drei Charakteristika aufgefallen, die teilweise schon von früheren

Bearbeitern beschrieben wurden: (1) an der seitlichen Begrenzung der Bergsturzmassen, zum anstehenden Fels hin sind Tälchen vorhanden, in denen ganzjährig oder nach der Schneeschmelze Bäche fließen, (2) zwischen den Tomahügeln finden sich Täler, in denen gelegentlich das fließende Grundwasser zu hören ist und (3) die Winkel der Hügelflanken entsprechen größenordnungsmäßig den natürlichen Schüttwinkeln des jeweiligen Materials aus denen die Hügel aufgebaut sind.



Abb. 1: Tomahügel im nördlichen Ast des Fernpassbergsturzes bei Biberwier (rechts). Links im Bild der Weißensee (unten) und Blindsee (oben). Blickrichtung nach Westen (Foto: Wolkersdorfer).

Im analogen Modell sollte die Hypothese getestet werden, dass die Tomahügel des Fernpassbergsturzes wesentlich durch interne Erosion und Suffusion geprägt wurden und dass sich die initiale Entstehung auf diese Prozesse zurückführen lässt. Niederschlag oder fluviatile Prozesse wurden in dem analogen Modell nicht mit in Betracht gezogen, obgleich die endgültige Gestaltung der Tomahügel möglicherweise fluviatil erfolgte. Keinesfalls ist diese Hypothese gegensätzlich zu der des Transports auf verflüssigten, wassergesättigten Sedimenten zu sehen, sondern als Ergänzung. Obgleich die vorgenannten Prozesse von verschiedenen Autoren erwähnt wurden, hat es bislang keine systematische Untersuchung darüber gegeben, in welchem Umfang diese für die Bildung der Tomahügel verantwortlich sind. Diese Lücke sollen unsere analogen Modellierungen schließen.

Methoden

Aus den Ergebnissen von 45 Siebanalysen der Sedimente aus dem nördlichen Fernpassgebiet (Schuch 1981) wurde ein idealisiertes Bergsturzsediment zusammengestellt. Grundlage dafür bildete der Median aller Siebanalysen (Tab. 1). Diese Verfahrensweise wurde als Vereinfachung gewählt, da keine umfangreicheren Daten zur Verfügung standen und zum Zeitpunkt der Untersuchungen kein, wie bei Wolkersdorfer (1991) beschriebener, repräsentativer Aufschluss an einem Tomahügel existierte. Tatsächlich stellt dies eine starke Vereinfachung der tatsächlichen sedimentologischen Zusammensetzung eines Tomahügels dar, zumal einige der Tomahügel aus kompaktem Felsmaterial und nicht aus kleinröchigem Bergsturzmateriale *sensu stricto* bestehen. Ziel des analogen Modells war es, einen Anfangszustand herzustellen, der weitgehend einem Zeitpunkt kurz nach dem Ende des Sturzstromereignisses entsprach. Basierend auf dieser idealisierten Zusammensetzung wurde im Labor ein synthetisches Sediment hergestellt (De Souza Hardware & Brick Depot, Hestea Park, Südafrika). Unter Verwendung der Siebanalysen errechnen sich ein Median der hydraulischen Leitfähigkeiten nach Seelheim und Bialas (Aschenbrenner 1996) von $5,0 \times 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ ($n = 41$) und $1,8 \times 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ ($n = 16$).

Tab. 1: Statistische Daten der 45 Siebanalysen in Schuch (1981). StdAbw: Standardabweichung der Population. Synt Sed: synthetisches Sediment (Ergebnisse der Siebanalyse von Experiment № 3).

Größenbereich	Median	Mittelwert	Min.	Max.	StdAbw	Synt Sed
0,002—0,063	29%	29%	10%	76%	14%	18%
0,063—0,20	7%	10%	3%	38%	8%	15%
0,2—0,63	13%	14%	2%	33%	6%	18%
0,63—2,00	15%	16%	1%	37%	9%	23%
2,00—6,30	15%	14%	1%	27%	7%	6%
6,30—20,00	11%	12%	0%	36%	9%	18%
20,00—63,00	2%	5%	0%	22%	7%	2%

Um die Entstehung der Tomahügel analog zu modellieren, wurde ein 150 × 100 × 80 cm großer Tank aus Polyethylen (PE) verwendet (PioneerPlastics, Rosslyn, Südafrika), der neun verschiedene Einlässe und drei Auslässe besitzt. Diese wurden so angeordnet, dass unterschiedliche Strömungsverhältnisse und Abstandsgeschwindigkeiten des „Grundwassers“ eingestellt werden konnten. In drei Experimenten wurden 0,98 m³ locker (1,52 t; Schüttdichte 1,56 g cm⁻³) und in einem Experiment 0,75 m³ kompaktiert (1,52 t; Schüttdichte 2,03 g cm⁻³) synthetisches, homogenisiertes und nicht verkarstungsfähiges „Bergsturzmateriale“ in den Tank gefüllt. Nach vollständiger Befüllung mit 1,52 t Material wurde mittels zweier Peristaltikpumpen (Heidolph PD 5006, Schwabach, Deutschland) Ca-Mg-HCO₃-Leitungswasser (Vegter 1996) unter Raumtemperatur (15 – 25 °C) durch das Bergsturzmateriale geleitet. Jedes Experiment hatte eine Dauer von 30 Tagen und der Durchfluss wurde zwischen 1,2 und 1,8 L/min bei einem hydraulischen Gradienten zwischen 0,13 und 0,40 eingestellt. Dies ist in etwa 10 Mal größer als der natürliche hydraulische Gradient.

Bei den analogen Modellierungen zur Entstehung der Tomahügel wurden die folgenden Parameter variiert: Durchfluss, hydraulischer Gradient sowie Kompaktierung des Materials. Niederschlag oder fluviale Prozesse wurde bei diesen Experimenten nicht simuliert, da der Tank keinen Abfluss für oberirdisch fließendes Wasser aufwies.

Zur Abschätzung der Wassergeschwindigkeit innerhalb des Tanks wurden das Hjulström-Diagramm (Hjulström 1935; Sundborg 1956) sowie die Kornverteilung des aus dem Tank erodierten Materials herangezogen.

Ergebnisse und Diskussion

Wenige Minuten nach Beginn des Wasserzulaufs in den Tank begannen sich laterale und transversale Risse im Sediment auszubilden, die sich im Verlauf des Experiments bis auf eine Breite von etwa 1 cm weiteten (Abb. 2). Weiterhin entstanden an den langen Seiten des Tanks bis zu 5 cm breite und wenige Zentimeter tiefe Depressionen, in denen sich nach längerer Zeit Wasser ansammelte. Unabhängig von der Zugabetiefe des Wassers begann ein Teil des Wassers innerhalb von Minuten bis Stunden oberflächlich zu fließen um nach wenigen Zentimetern oder Dezimetern im Sediment zu versickern. Risse traten in allen Experimenten auf, auch wenn das Material vor dem Experiment kompaktiert worden war (Experiment 4). Bei diesem Experiment mit kompaktiertem Material dauerte die Rissbildung jedoch länger als bei den Experimenten mit locker eingefülltem Sediment.

Bis zum Ende der Experimente zeigten sich verschiedenste, sich teilweise überkreuzende Risse von bis zu 1 cm Breite und nicht zu ermittelnder Tiefe. In einigen Experimenten zeigten sich längs der Risse Setzungen bis zu mehreren Zentimetern an denen sich abgeflachte Böschungswinkel ausbildeten. Wenn sich Risse überkreuzten kam es Mitunter dazu, dass isolierte „Hügel“ stehen blieben, an denen sich im Verlauf des Experiments materialcharakteristische Böschungswinkel einstellten.



Abb. 2: Ausgebildete, laterale Randmulde mit beginnender „See“- und Rissbildung. Zulauf von Links in 30 cm Tiefe. Abstand der Markierungsstriche 10 cm; rote, gestrichelte Line gibt die ursprüngliche Sedimenthöhe an (Foto: Wolkersdorfer).

Im Experiment 3, bei dem das Wasser an der tiefsten Stelle des Tanks zugegeben wurde, bildete sich an der Oberfläche, nahe der Einlassseite eine Limnokrene (Tümpelquelle) aus. Interessanterweise existiert eine solche Limnokrene auch südwestlich von Biberwier, in etwa 20 m Entfernung vom Pfarrer-Fink-Steig. Wie dort sprudelte das Wasser aus der Limnokrene und spülte feinkörniges Sediment an die Oberfläche.

In allen Experimenten bildeten sich flache Mulden aus, die sich gelegentlich mit Wasser zu füllen begannen, wenn Oberflächenerosion, ausgehend vom Einlass, eine Verbindung zwischen Einlass und der Mulde hergestellt hatte (Abb. 3). Einige dieser wassergefüllten Mulden hatten keine Oberflächenverbindung sondern wurden nur durch unterirdisch im Tank strömendes Wasser gespeist. Von der Anordnung her bildeten sich sowohl in Längsrichtung als auch in Querrichtung angeordnete Wassermulden. Sie scheinen somit den Fernpässe zu entsprechen.



Abb. 3: Laterale Randmulde mit „See“- und Rissbildung. Zulauf im Vordergrund aus 30 cm Tiefe und Fließrichtung in den Hintergrund. Abstand der Markierungsstriche 10 cm (Foto: Wolkersdorfer).

Bei den Experimenten 1 – 3 wurden 158 – 317 g des Sediments mit einer Korngröße von maximal 0,425 mm und einem d_{50} von 0,1 mm aus dem Tank erodiert, wobei sich keine Abhängigkeit von den experimentellen Parametern feststellen ließ. Basierend auf dem Hjulström-Diagramm (Hjulström 1935; Sundborg 1956) lassen sich somit interne Wassergeschwindigkeiten von 9 – 18 m/min ableiten. Für das synthetische Sediment errechnen sich aus den Kornverteilungskurven hydraulische Leitfähigkeiten von $2,1 \times 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ (Seelheim) $8,3 \times 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ (Bialas), was unwesentlich geringer als der Median des natürlichen Materials ist (Tab. 2). Unter Hinzuziehung des Gesetzes von Darcy (Darcy 1856; Hölting and Coldewey 2013), dem gemessenen Abfluss und den eingestellten hydraulischen Gradienten errechnet sich eine hydraulische Leitfähigkeit von $8,7 \times 10^{-6}$ bis $8,0 \times 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$. Diese sind deutlich geringer als die von Schuch (1981) im Labor ermittelten hydraulischen Leitfähigkeiten ($a \times 10^{-5} - 4,8 \times 10^{-3}$), was daran liegt, dass jenes Gutachten nur in ausgewählten, potentielle grundwasserleitende Schichten die hydraulische Leitfähigkeiten ermitteln ließ.

Tab. 2: Zusammenstellung der mit verschiedenen Methoden ermittelten hydraulischen Leitfähigkeiten (k_f -Werte) für das Bergsturzmaterial nördlich des Fernpasses.

Methode	$k_f, \text{ m s}^{-1}$
Natürliches Material (errechnet)	$1,8 \times 10^{-5} - 5,0 \times 10^{-4}$
Synthetisches Material (errechnet)	$8,3 \times 10^{-6} - 2,1 \times 10^{-4}$
Aus Experiment (gemessen)	$8,7 \times 10^{-6} - 8,0 \times 10^{-5}$
Schuch (1981)	$a \times 10^{-5} - 4,8 \times 10^{-3}$

Schlussfolgerungen

Wie die Ergebnisse zeigen, kommt es im Labor bei der analogen Modellierung der Tomahügel zur Ausbildung von Rissen, Böschungen und wassergefüllten Mulden. Dies ist einerseits auf Materialsetzungen, andererseits auf interne Erosion und Suffusion des synthetischen Bergsturzmaterials zurückzuführen. In der analogen Modellierung zeigte sich, dass die mehr oder weniger horizontale Abdachung der Hügel erhalten bleibt, während sich materialcharakteristische Flanken ausbilden, in denen sich das ehemals an Top der Fläche befindende Material wiederfindet. An den Rändern des analogen Modells bildeten sich muldenartige Strukturen aus, in denen entweder Wasser floss oder sich Wasser ansammelte. Diese Strukturen finden sich auch am Fernpass wieder, wo beispielsweise der Dorfbach in Biberwier oder der Weißensee in ganz ähnlichem räumlichem Kontext vorhanden sind. Laterale und transversale Risse, wie sie sich im Modell ausbildeten, finden sich auch am Fernpass selbst. Diese wurden bislang im Wesentlichen durch Sackungen erklärt; es muss aufgrund der vorliegenden Ergebnisse aus der analogen Modellierung jedoch davon ausgegangen werden, dass diese durch Setzungen infolge interner Erosion entstanden sind. In fast allen analogen Modellierungen zeigte sich ein Rissmuster, wie es im topographisch höheren Teil des Fernpassbergsturzes beobachtet werden kann. Auch dolinenartige Strukturen traten im Modell auf, sodass sich die Dolinen des Fernpassbergsturzes gänzlich durch interne Erosion erklären ließen.

In einem der Experimente bildete sich ein Limnokren aus, wie er ähnlicher südlich Biberwier vorhanden ist, sich aber dort von den anderen Quellen im nördlichen Fernpassgebiet unterscheidet. Dies deutet darauf hin, dass Grundwasser im Untergrund des Fernpassbergsturzes fließt und an präferenziellen Fließwegen mit geringerer hydraulischer Leitfähigkeit als Quelle an die Oberfläche kommt und feinkörniges Material des Fernpassbergsturzes transportiert.

Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, wieso es zwischen manchen Tomahügeln enge Tälchen gibt, deren Flanken jeweils dem natürlichen Schüttungswinkeln dieses Materials entsprechen. Dies ließ sich auch im Experiment zeigen. Dort kam es durch interne Erosion zu einem Materialdefizit und folglich zu einem Nachrutschen des Materials.

Aufgrund der bisherigen Ergebnisse, der Geländebefunde und den Ergebnissen der Literaturuntersuchungen lässt sich die Morphologie der Tomahügel wie folgt erklären: Bergsturzmaterial fällt auf wassergesättigte fluviatile Sedimente und breitet sich auf diesen aus wobei es sich zu größeren oder kleineren Anhäufungen von mehr oder weniger zusammenhängendem Material kommt. In dieses Material fließen von den Flanken der Berge Bäche, werden im Bergsturzmaterial zu Grundwasser und verursachen in dem teilweise locker geschütteten Material interne Erosion, was zu Setzungen und zur Ausbildung von Tälchen führt. Beim Nachrutschen des Materials rutscht auch Material vom Top in die Flanken, was das Vorhandensein von Moränenmaterial am Top der Hügel und in deren Flanken erklären würde. Durch die Kombination dieser Prozesse lässt sich die Morphologie der Tomahügel zwanglos deuten.

Welche konkreten Fließwege das Wasser im analogen Modell nimmt, ließ sich nicht feststellen, da es dazu zu Eingriffen in das Modell hätte kommen müssen. Auch Tracerversuche zur Ermittlung der hydraulischen Leitfähigkeit oder der Abstandsgeschwindigkeit des Wassers ließen sich bislang nicht durchführen. Sie sollen in einem abschließenden Experiment erfolgen.

Danksagung

Die Autoren danken der National Research Foundation (NRF) Südafrika unter dem SARChI Chair für Mine Water Management für die Finanzierung des Projekts. Besonderer Dank gilt außerdem Lwazi Shongwe, der bei der Handhabung des Materials mitgeholfen hat und der Firma De Souza Hardware & Brick Depot dafür, dass sie die Tonnen an Sediment für uns gelagert, gemischt sowie entsorgt haben.

Literatur

- Abele, G. (1964): Die Fernpaßtalung und ihre morphologischen Probleme. – Tübinger Geograph. Studien, 12:1-123, 7 Abb., 4 Bilder, 3 Tab., 1 Faltkarte.
- Abele, G. (1969): Vom Eis geformte Bergsturzlandschaften – Zur Frage der glazialen Umgestaltung der Bergstürze von Sierre, Flims, Ems und vom Fernpaß. – Z. Geomorph. N.F. Suppl., 8:119-147, 11 Abb.
- Aschenbrenner, F. (1996): Die Auswertung von Kornverteilungskurven zur Ermittlung der Durchlässigkeit. – Gießener Geol. Schr., 56:33-48, 4 Abb., 10 Tab.
- Brunner, H. (1962): Die Churer Toma. – Bündner Jb., 4:67-75, 4 Abb., 1 Tab.
- Carlson Calhoun, N. (2015): LiDAR and geomorphic characterisation of landslide-induced liquefaction deposits in the eastern Swiss Alps. Simon Fraser University. – 137 S., 63 Abb.; (Publisher).
- Darcy, H. P. G. (1856): Les fontaines publiques de la ville de Dijon – Exposition et application des principes a suivre et des formules a employer dans les questions de distribution d'eau – Ouvrage terminé par un appendice relatif aux fournitures d'eau de plusieurs villes au filtrage des eaux à la fabrication des tuyaux de fonte, de plomb, de tole et de bitume. – 647 S., Paris (Dalmont).
- Hjulström, F. H. (1935): Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the river Fyris. – Bull. Geol. Inst. Univ. Uppsala, 25:221-525, 51 Abb., 38 Tab., 8 Taf.
- Hölting, B. & Coldewey, W. G. (2013): Hydrogeologie – Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie, 8 edn. – 326 S., 118 Abb., 69 Tab.; Berlin Heidelberg (Springer).
- Imre, B., Laue, J. & Springman, S. M. (2010): Fractal fragmentation of rocks within sturzstroms: insight derived from physical experiments within the ETH geotechnical drum centrifuge. – Granular Matter, 12(3):267-285, doi:10.1007/s10035-009-0163-1.
- Meili, R., Imre, B., Laue, J., Askarinejad, A. & Springman, S. M. (2013): Die Toma Hügel des Fernpass Bergsturzes – Hinweise zur Entstehung aus physikalischen Experimenten. Paper presented at the Geoforum Umhausen, Umhausen. – S. 16-19, 2 Abb.
- Mostler, W. (2013): Der Fernpassbergsturz in völlig neuem Lichte. Paper presented at the Geoforum Umhausen, Umhausen. – S. 20-28, 8 Abb.
- Nussbaum, F. (1934): Ueber die Formen von Bergsturzmassen, mit besonderer Berücksichtigung des Bergsturzes im Kandertal. – Schweizer Geogr., 11(1):12-13, doi:10.5169/seals-13979.

- Penck, A. (1882): Die Vergletscherung der deutschen Alpen. – 483 S., Leipzig.
- Penck, A. & Brückner, E. (1901): Die Alpen im Eiszeitalter: 3 Bde. – Leipzig (Tauchnitz).
- Poschinger, A. v. (2005): Fluidisation of Alluvial Deposits by Large Rock Slides. – Geophys. Res. Abstr., 7(1607-7962/gra/EGU05-A-01785):01785.
- Prager, C., Krainer, K., Seidl, V. & Chwatal, W. (2006): Spatial features of Holocene sturzstrom-deposits inferred from subsurface investigations (Fernpass rockslide, Tyrol, Austria). – Geo.Alp, 3:147-166, 11 Abb., 1 Tab.
- Schleier, M. T. (2016): Rock-slope failures in Innerdalen and Innfjorddalen, western Norway – rock-slope instabilities and rock avalanches in a changing landscape following the melt down of the Scandinavian ice sheet. Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg. – 176 S., 48 Abb., 23 Tab.; Erlangen (Publisher).
- Schuch, M. F. (1981): Bericht über die Ergebnisse der Hydrogeologischen Untersuchungen im Bereiche des Weißen-, Mitter- u. Finstersees. Michael F. Schuch, Innsbruck, 14 S.
- Staub, W. (1910): Die Tomalandschaften im Rheintal von Reichenau bis Chur. – Jb. Geogr. Ges. Bern, 22 4 Taf., 1 Abb.; doi:10.5169/seals-322528.
- Sundborg, Å. (1956): The River Klarälven – A study of fluvial processes. – Geografiska Annaler, 38(2, 3):127-316, 60 Abb., 8 Tab.; doi:10.2307/520140; 10.2307/520285
- Tarnuzzer, C. (1896): Geologische Beobachtungen während des Baues der Rhätischen Bahn bei Chur und Reichenau. – Jb. Naturforsch. Ges. Graubünden, 39:55-63, doi:10.5169/seals-594855.
- Vegter, J. R. (1996): The fountains of Pretoria. – Environmental Geology, 27(2):113-117, doi:10.1007/bf01061682.
- Wolkersdorfer, C. (1991): Aufschluß an einem Tomahügel des Fernpaßbergsturzes/Tirol. – Jb. Geol. Bundesanst., 134(2):439-441, 2 Abb.

Donnerstag 19. Oktober 2017

14:00-14:30

Neubau Eibseebahn Zugspitze unter extremen geologisch-geotechnischen Bedingungen

Rufus J. Bertle und Heiner Bertle

GEOGNOS Bertle ZT GmbH, Kronengasse 6, 6780 Schruns

1.) Einführung:

Nach jahrzehntelangen Diskussionen zur Erschließung des höchsten Berges Deutschlands wurde in den Jahren 1928 bis 1930 (Zwischenkriegszeit!) die heute noch in Betrieb befindliche Zahnradbahn von Garmisch – Partenkirchen über Grainau, Eibsee und Riffelriß durch die Nordwand der Zugspitze auf das „Zugspitzplatt“ zum damaligen Gletscherrand des Schneeferners und von dort die Luftseilbahn vom Schneeferner zum Zugspitzgipfel neben dem Münchner Haus errichtet. Der ursprüngliche Plan, die Zahnradbahn bis auf den Gipfel der Zugspitze zu führen, musste auf Grund der geologischen Bedingungen fallen gelassen werden. Auf Grund des starken Anstieges der Besucherzahlen nach dem 2. Weltkrieg wurde in den Jahren 1960 bis 1962/1963 von bayerischer Seite die Eibseebahn als direkte Verbindung vom Eibsee zum Zugspitzgipfel errichtet. Auf Grund der örtlichen Verhältnisse und der technischen Erfordernisse konnte bei der Planung dieser Seilbahnanlage KEINE Rücksicht auf die geologischen Verhältnisse genommen werden, sondern waren nur noch Anpassungen hinsichtlich der Gründungstiefen und der Ausführung der Bergstationsfundamente in der Bauausführung möglich (siehe KÖRNER & ULRICH 1965). Die Einfahrten der beiden Spuren in der Bergstation wurden in einem Horizontalabstand von ca. 25 m errichtet, sodass zwischen diesen Einfahrten ein Felspfeiler verbleiben konnte.

Die bis 2017 bestehende Seilbahnanlage überwindet mit einer Fahrbahnlänge von 4.453 m und 2 Stützen einen Höhenunterschied von 1.949 m und ist somit hinsichtlich des überwundenen Höhenunterschiedes in einer Sektion eine „Weltrekordbahn“.

Auf Grund des starken Anstieges der Besucherzahlen und den damit verbundenen Wartezeiten während der fast 54-jährigen Betriebszeit der Eibsee-Seilbahn hat sich die Bayerische Zugspitzbahn entschieden, die bestehende Seilbahn durch eine neue größere und modernere Seilbahn zu ersetzen. Statt der bisher im Einsatz befindlichen 44-Personen-Kabinen sollen nunmehr 120-Personen-Kabinen eingesetzt werden und damit die Förderkapazität der Seilbahnanlage mehr als verdoppelt werden. Die neue und ab Ende 2017 in Betrieb befindliche Seilbahn Zugspitze weist folgende Kenndaten auf

Errichtung 2015 - 2017: 120 Personen je Kabine

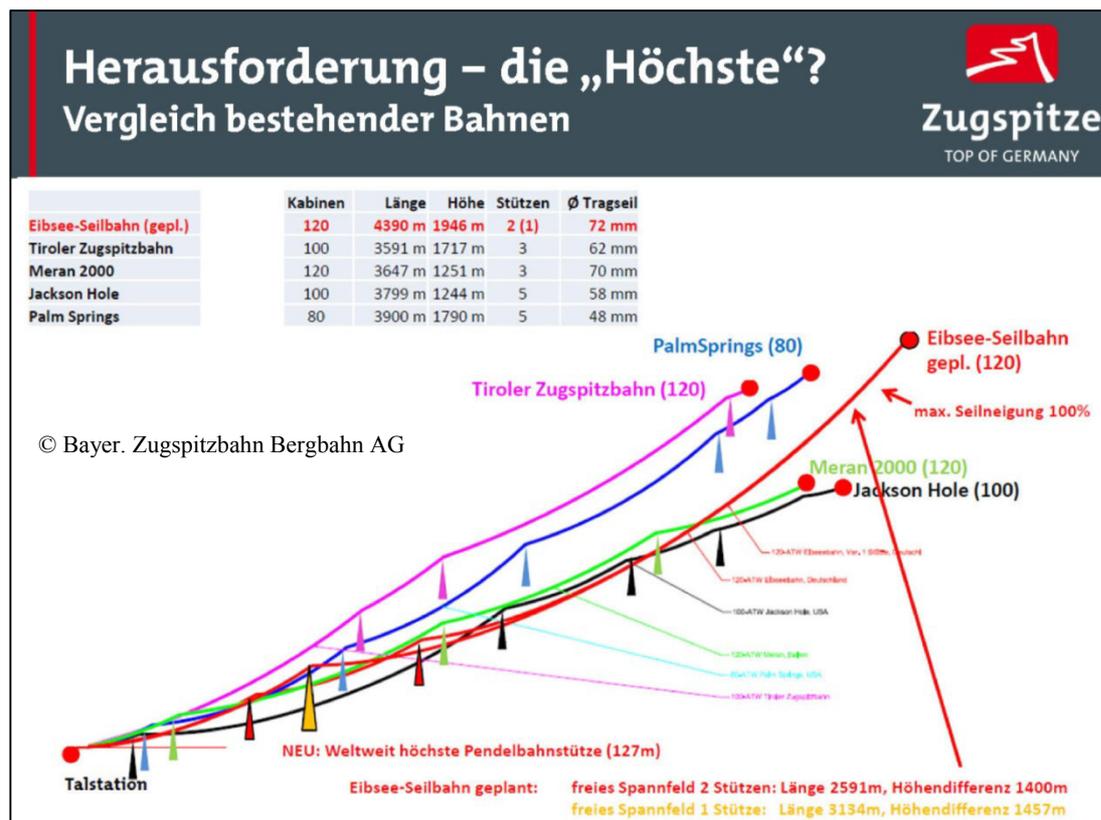
Gesamtlänge: 4.466,90 m

Höhenunterschied: 1.945,25 m (! – größter Höhenunterschied in einer Sektion weltweit)

Fahrgeschwindigkeit: 10,6 m/s = 36 km/h

Spurweite durchgehend: ca. 10 bis 14 m

Eine Stahlfachwerkstütze mit 127 m Höhe (derzeit höchste Stahlfachwerkstütze für Pendelbahnen in der Welt)



Die Errichtung der neuen Bergstation erfolgte unter Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes auf der bestehenden Seilbahnanlage in den Jahren 2015 bis 2016, die Errichtung der Gesamtanlage in den Jahren 2015 bis 2017.

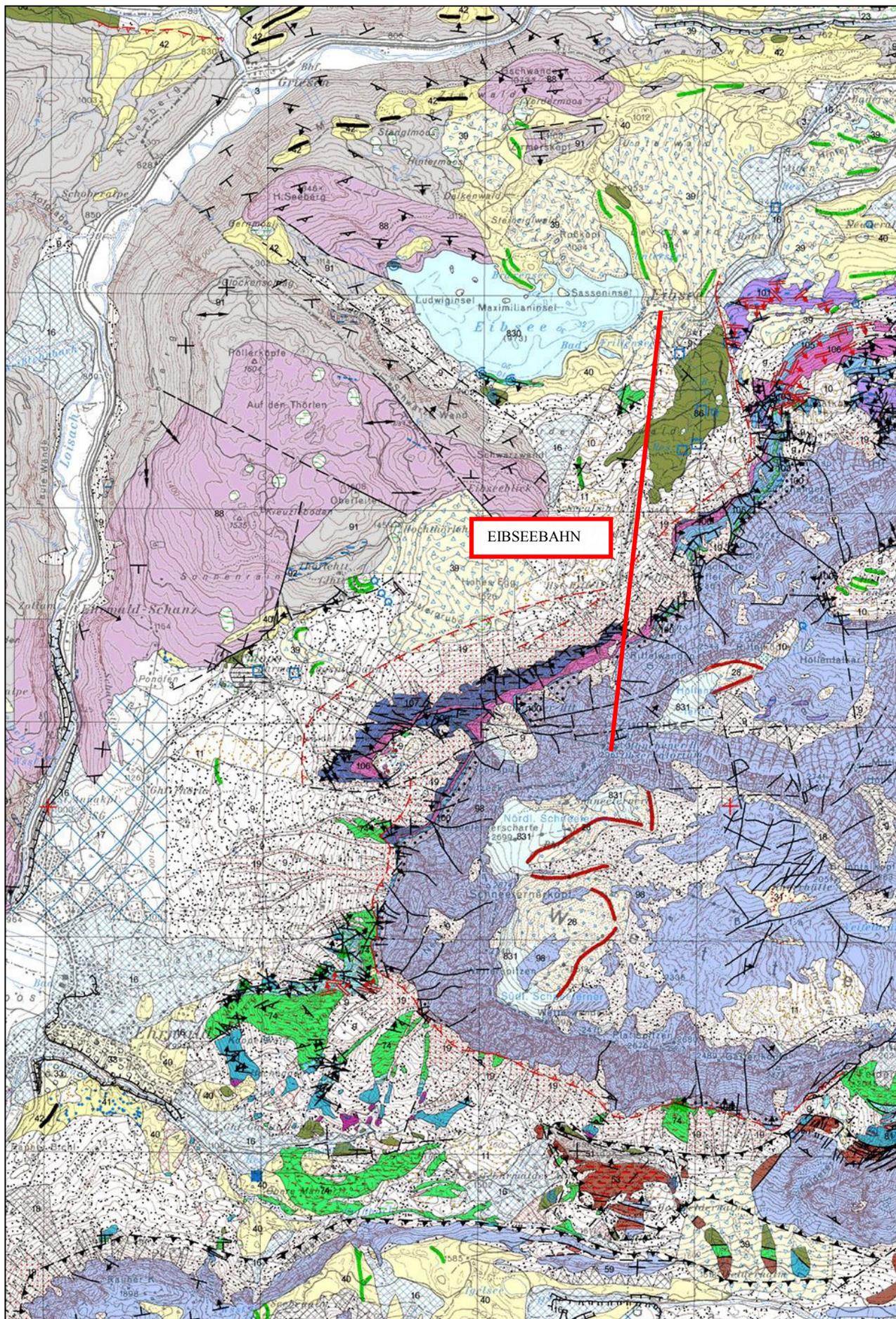
2.) Geologische Übersicht:

Das Zugspitz-Massiv ist gem. TOLLMANN Teil der Lechtaldecke der Nördlichen Kalkalpen und ist als Teilscholle der Lermooser Synklinale der Lechtaldecke aufgeschoben. Betrachtet man – ohne Berücksichtigung der lokalen geologischen Verhältnisse weiter im Osten – das Zugspitzmassiv im Profil Eibsee – Ehrwalder Alm alleine, so wäre auch eine Zuordnung zur Inntaldecke (Tirolikum) möglich.

Auf Grund des Schuppen- bzw. Deckenbaues sind daher im Bereich der Talstation der neuen Eibseebahn jüngere Gesteine zu erwarten als an der Bergstation. Der Festgesteinsuntergrund im Bereich der Talstation wird von Tonschiefern und Mergeln der Kössen-Formation gebildet, die im Fußbereich der Nordwand der Zugspitze von der normal aufrechten Schichtfolge „Alpiner Muschelkalk“ – Wettersteinkalk überlagert wird.

Von der Talstation bis zum Fuß der Nordwand der Zugspitze ist der Felsuntergrund großflächig von Lockergesteinen verdeckt. Es handelt sich hier insbesondere um locker gelagerten holozänen Hangschutt unmittelbar an den Felswandfuß anschließend und um Ablagerungen des „Eibsee-Bergsturzes“ und spätglaziale Moräne.

Der Eibseebergsturz entstammt der Zugspitz-Nordwand unmittelbar unterhalb der bestehenden und neuen Bergstation und weist ein geschätztes Bergsturzvolumen von ca. 300 Mio. m³ auf und ist ca. 3.700 a v.h. abgegangen (JERZ & von POSCHINGER 1995).



Der Gipfelbereich der Zugspitze befindet sich nahe 3.000 m ü.M., ist von Gletschern umgeben und befindet sich daher im Permafrostbereich. Permafrost wurde auch beim Bau der Eibseebahn 1960 und bei den Tunnelbauten für die Verlegung der Zahnradbahn am „Platt“ angetroffen.

3.) Geologische Verhältnisse bei der neuen Seilbahnanlage:

Die hervorragende geologische Dokumentation und Baubegleitung der Eibseebahn beim Bau 1960 bis 1962 durch Hr. Dr. Roland ULRICH in Verbindung mit den seit ca. 2007 ausgeführten Permafrostmessungen in 2 Bohrlöchern am Zugspitzgipfel durch das Bayerische Landesamt für Umwelt bildete zusammen mit der eigenen geologisch-geotechnischen Erkundung und Gefügebildung die Grundlage für die geologisch-geotechnische Beurteilung der neuen Seilbahnanlage.

In der Planungsphase für die neue Seilbahnanlage wurden die vorhandenen Literatur- und Bauunterlagen ausgewertet und durch je ein bis zwei Schurfschlitze im Bereich der neuen Talstation sowie der Stütze 1 ergänzt. In der Nord- und Südwand wurden im Seil hängend ergänzende Gefügebildungen ausgeführt. Zusammenfassend wurde festgehalten, dass die Gründung der Talstation und der Stütze 1 im Lockermaterial erfolgen wird, während in der Bergstation auf Grund der Gefügebildung umfangreiche Ankerungen zur Gewährleistung der Stabilität der neuen und bestehenden Seilbahnanlage erforderlich werden.

3.1) Talstation und Stütze 1

Im Zuge der Bauausführung wurde im Bereich der **Talstation** überraschenderweise stellenweise die Unterlagerung der Felssturzmasse freigelegt. Das Felssturzmaterial aus Wettersteinkalk (gemischtkörniges Kies mit zahlreichen Steinen und Blöcken) wird durch eine grau-ockerfarbene stark bindig-lehmige Moräne mit zahlreichen Holzeinlagerungen (Baumstämme bis 70 cm Durchmesser) unterlagert. Diese Baumstämme wurden auf ca. 3.150 a v. h. (cal.) datiert und sind damit jünger als die bisher bekannten C-14-alter. Die feinkörnige Moräne weist geringe Scherfestigkeit auf, allerdings ist die Gleitsicherheit der Talstation auf Grund der großen Masse trotzdem mit großer Sicherheit gegeben.



Baumstämme im Bereich der Talstation

Die Gründung der **Stütze 1** mit ihren vier Stützenfüßen erfolgte wie erwartet vollflächig in gemischtkörniger Felssturzmasse ohne besondere geotechnische Maßnahmen (Schwergewichtsfundamente).



Aufstandsfläche Fundament Stütze 1

3.2. Bergstation

Genauere Untersuchungen des Gipfelbereiches erfolgten seit den 1920-er Jahren (KNAUER, KÖRNER & ULRICH, bei denen unter anderem die intensive Zerlegung des Gesteins (Reibungsbreccien) im Bereich von Großstörungen erkannt wurde. In diesen Reibungsbreccien ist Eis enthalten, sodass schon frühzeitig Kenntnis von Permafrost erlangt wurde.

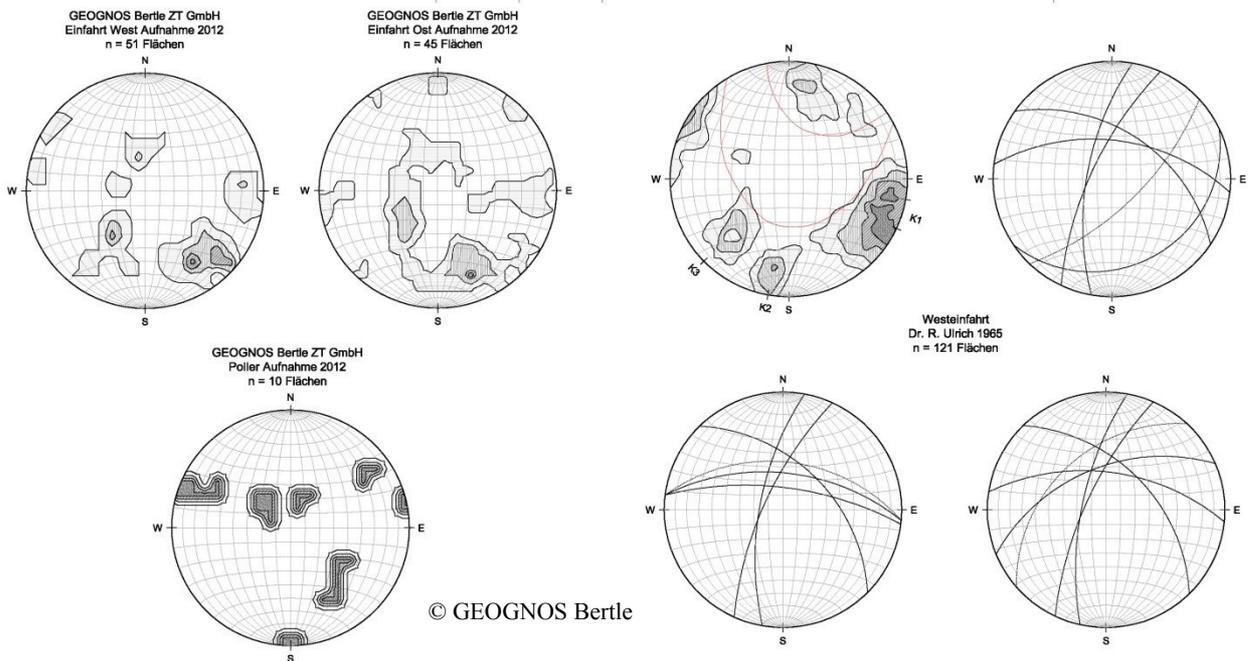
Dominierende Gefügeelemente der Wettersteinformation sind die Sedimentäre Schichtung, die +/- flach bis mittelsteil gegen S bis SE einfällt und die dem Faltenbau zuordenbaren Klüfte.



Gefüge in der Nordwand



Gefüge(aufnahme) in der Nordwand



Lagenkugeldarstellung des Gefüges im Bereich der Westeinfahrt

Schon die früheren Bearbeiter, insbesondere auch Hr. Dr. ULRICH erkannten, dass jene Klüfte, die in der unterhalb der Bergstation liegenden Ausbruchsnische des Eibsee-Bergsturzes in der Nordwand der Zugspitze ausstreichen, als stabilitätsmäßig entscheidend beachtet werden müssen. Der Lasteintrag aus

der Seilbahn in das Gebirge muss so erfolgen, dass diese Klüfte auf Grund der zusätzlichen Last nicht durchscheren. Dieses Konzept ist im u.a. Profilschnitt von Hr. Dr. Ulrich dargestellt. Die aus der Seilbahn resultierenden Kräfte beim Abspannpoller müssen über Reibung und Anker in das Gebirge eingeleitet werden. Die Ankerung muss auf das Gefüge Rücksicht nehmen:

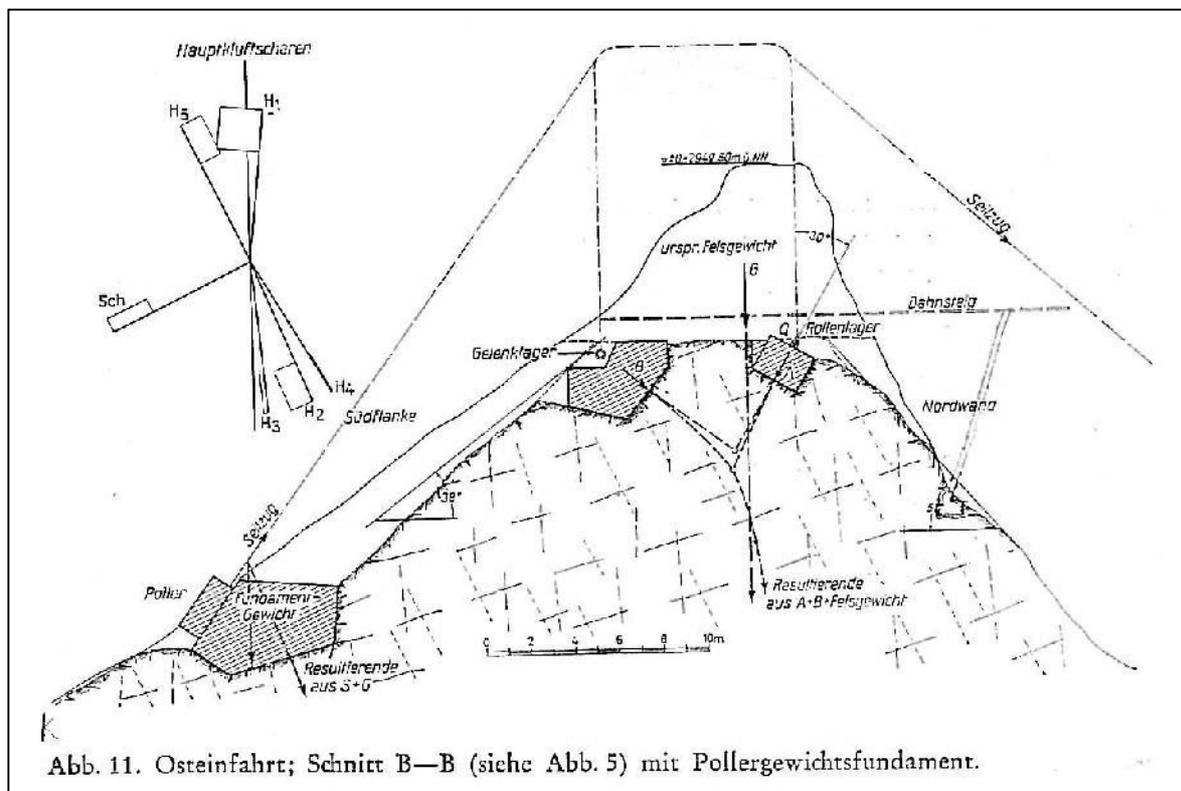


Abb. 11. Osteinfahrt; Schnitt B—B (siehe Abb. 5) mit Pollergewichtsfundament.

ULRICH, R. (1965 – Geol. Bavarica)

Die ergänzenden geologische Aufnahmen (Gefüge) mit Abseilen in die Nordwand bestätigen die früheren Aufnahmen und Beurteilungen vollumfänglich.

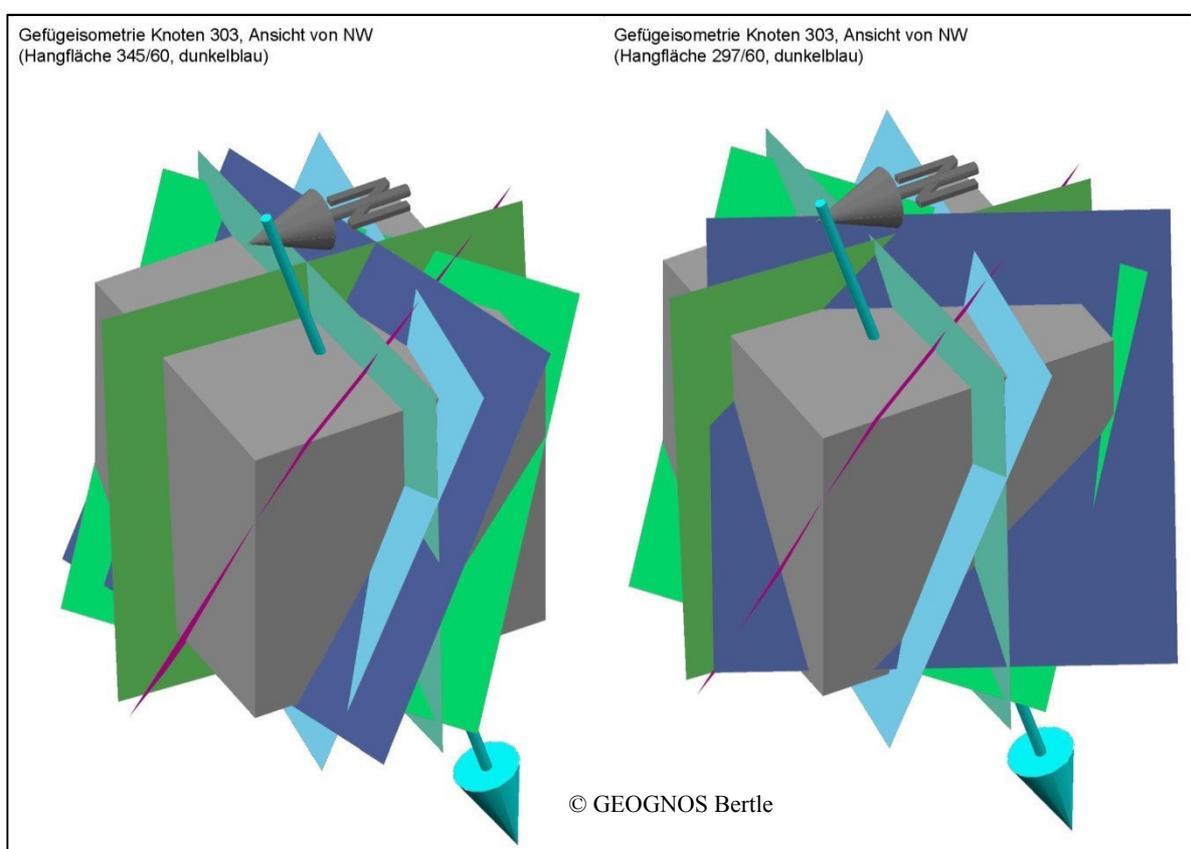
Temperaturmessungen in 2 Forschungsbohrungen wenig östlich unterhalb der in Ausführung befindlichen Bergstation zeigen ein geringes jahreszeitliches Auftauen auf der Nordseite (ca. 2m Tiefe). Auf der Südseite ist das Gebirge tief hinein (> 10 m) aufgetaut und gefriert bzw. taut jahreszeitlich nur oberflächennah. Seit Beginn dieser Temperaturmessungen sind keine Änderungen der Auftaugrenzen des anzjährig gefrorenen Gratkernes eingetreten.

Die neue Bergstation wurde zwischen den beiden Fahrbahnen des Bestandes errichtet. Die Lasten sind wesentlich größer (ca. 3 bis 4-mal so groß als beim Bestand) bzw. müssen bis zu 20.000 kN je Fahrbahn in das Gebirge übertragen werden.

Auf Grund des Gefüges wurden die Einbindetiefen von GEOGNOS Bertle ZT GmbH festgelegt. Lasten müssen bergseits der kritischen Klüfte mit gefüge-angepasster Krafrichtung in das Gebirge eingeleitet werden. Es wurde ein möglichst kleinvolumiger und gefügeschonender Sprengabtrag mit

Erschütterungsmessung an maßgeblichen Überwachungspunkten (Bestandsbergstation, Münchener Haus) vorgeschrieben und durchgeführt.

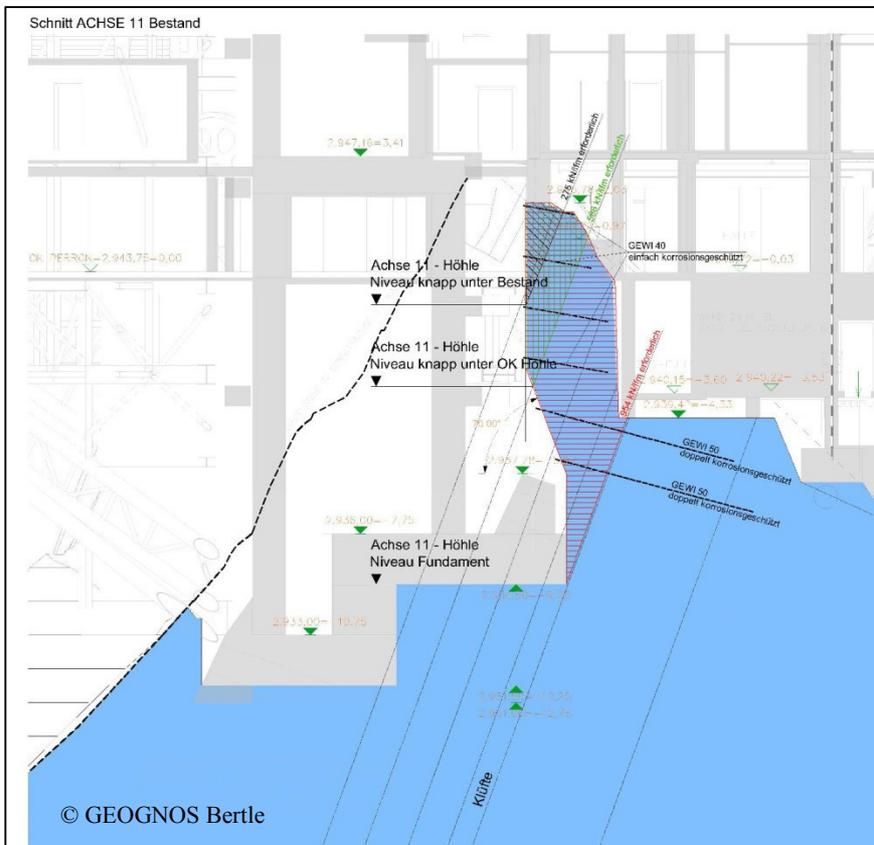
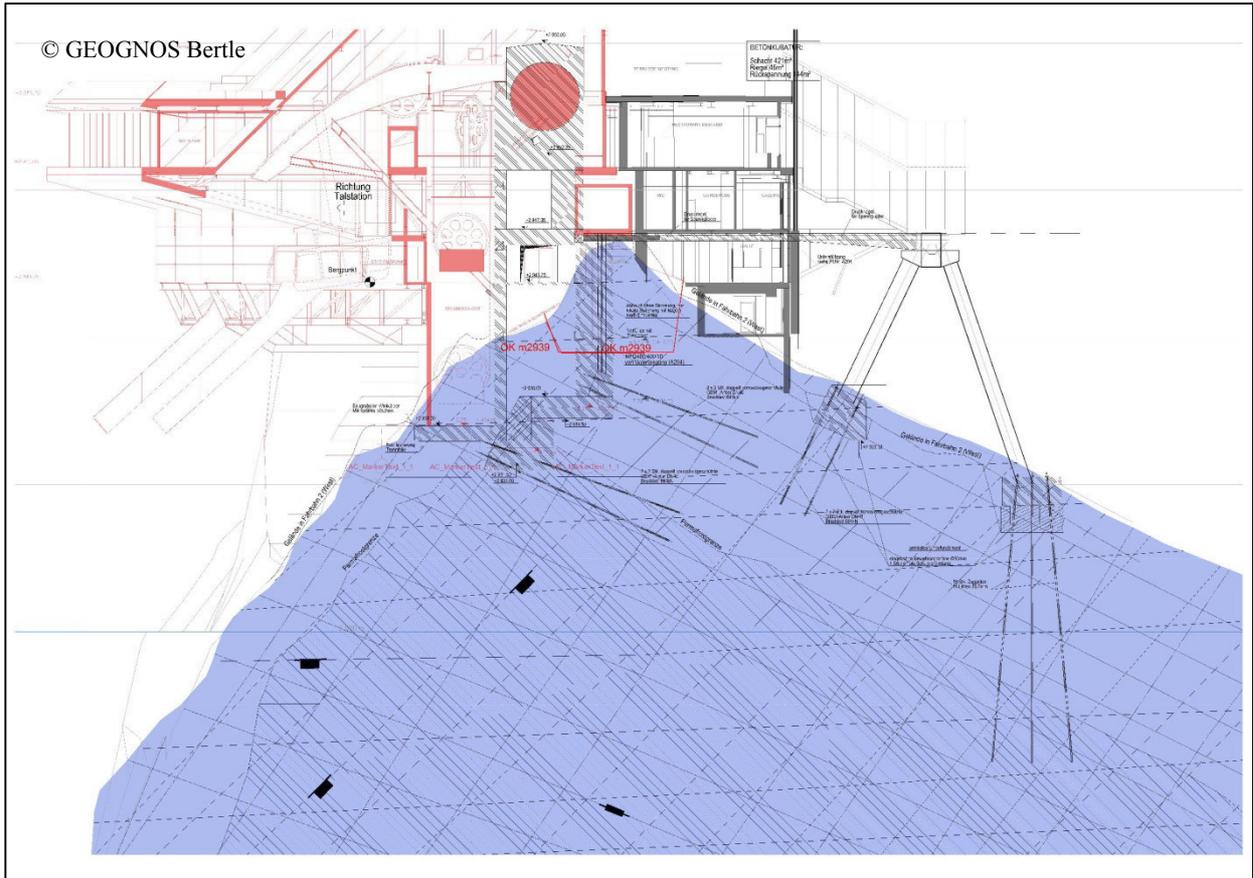
Die Planung für die Bewilligung der Seilbahnanlage wurde in statischer Hinsicht von DI Alfred BRUNNSTEINER (Natters), in geologisch-geotechnischer Hinsicht von GEOGNOS Bertle ZT GmbH ausgeführt. Die Planung lehnt sich an die Konstruktion aus 1960 an. Die Ausführungsplanung in statischer Hinsicht erfolgte nach Vergabe der Seilbahnkonstruktion an DOPPELMAYR / Garaventa durch BAUCON ZT GmbH, die geologisch-geotechnische Planung wiederum durch GEOGNOS Bertle ZT GmbH. Gegenüber der Bewilligung musste die Station in statischer Sicht aus verschiedenen Gründen (z.B. Brandschutz) völlig umgeplant werden, während die geologisch-geotechnischen Vorgaben hinsichtlich der stabilitätsentscheidenden Klüfte unverändert blieben:



Gefügeisometrien in Auflagerpunkten auf der Nordseite

Das ausgeführte Konzept von BAUCON ZT GmbH sieht 2 Pollerschächte auf der Nordseite des Gipfelgrates vor, die über vorgespannte „Druckriegel“ auf die Südseite hin gesichert werden. An den Pollerschächten werden die Tragseile der neuen Seilbahn befestigt, ebenso die Stahlkonstruktion der neuen Bergstation inkl. neuem Restaurant. Diese Lasten werden über die Druckriegel auf die Südseite des Gipfelgrates abgeleitet und über einen „A-Bock“ in das Gebirge eingeleitet.

Das ausgeführte Konzept der beiden Pollerschächte auf der Nordseite des Gipfelgrates erforderte wesentlich tiefer reichende Baugrubenaushübe (wegen der kritischen Klüfte) und damit verbunden wesentlich umfangreichere Sprengabträge und Baugrubensicherungen als bei der Bestandsbahn.



Die Betonarbeiten, Felsabträge, Baugrubensicherung und Daueranker des Neubaues wurden durch GEOALPIN-Bau und GEOS Spezialbau (Mils i. Tirol) ausgeführt.

Baufotos SÜDSEITE



Beginn 2015



Litzenanker Zugfundament

Baufotos NORDSEITE:



Baustelle Bergstation Nordseite



Kranfundament Nord



Abtrag Poller WEST



Baugrube Poller West

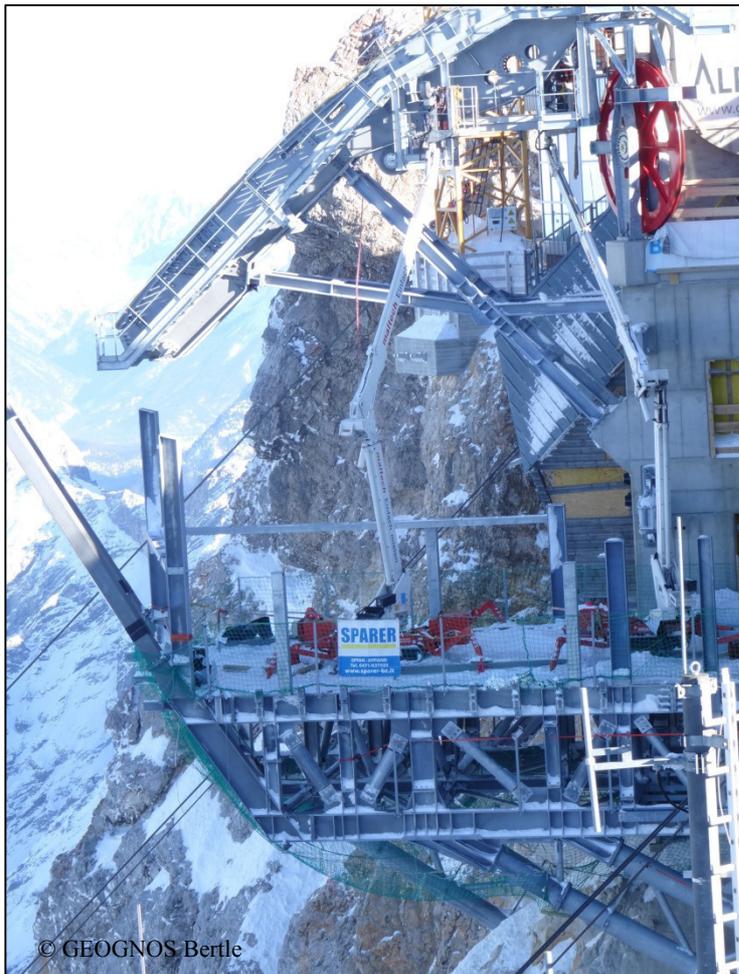


Offene Kluft Baugrube Poller WEST



© GEOGNOS Bertle

Aufstandsfläche Poller OST, Kluft mit Permafrosteis



© GEOGNOS Bertle

Bergstation in Ausführung (Nordseite)

Donnerstag 19. Oktober 2017

14:30-15:00

Hydrogeologische Aspekte von Blockgletscherquellen in Tirol

Karl Krainer

Institut für Geologie, Universität Innsbruck

Einleitung

In den Alpen hat das Interesse an der Erforschung des Permafrostes, vor allem in Zusammenhang mit der gegenwärtigen Klimaerwärmung und der damit verbundenen möglichen Zunahme an Naturgefahren im Hochgebirge in den letzten 20 Jahren stark zugenommen. Nachdem Permafrost in den Alpen recht weit verbreitet ist, stellt sich auch die Frage, wie sich der Permafrost, insbesondere das aufgrund der Klimaerwärmung verstärkte Abschmelzen des Permafrost-Eises auf die Hydrogeologie im Hochgebirge auswirkt bzw. in Zukunft auswirken wird. Einen Überblick über die Geschichte der Permafrostforschung in Österreich liefern Krainer et al. (2012).

Was sind Blockgletscher?

Blockgletscher sind nach Barsch (1996) lappen- bis zungenförmige Körper aus ständig gefrorenem, unverfestigtem Schuttmaterial, übersättigt mit interstitiellem Eis (Eiszement) und Eislinsen, die sich kriechend hang- oder talabwärts bewegen als Folge der internen Deformation des Eises. Hinsichtlich ihrer Aktivität werden aktive, inaktive und reliktsche (fossile) Blockgletscher unterschieden. Aktive Blockgletscher enthalten Eis und bewegen sich langsam hangabwärts mit jährlichen Bewegungsraten von meist einigen Zentimetern bis einigen Dezimetern, selten bis wenigen Metern. Inaktive Blockgletscher enthalten auch noch Eis, befinden sich aber nicht mehr in Bewegung. Reliktsche (fossile) Blockgletscher enthalten kein Eis mehr und die Oberfläche, Flanken und Stirn sind bereits stärker mit Vegetation bedeckt.

Bedeutung von Blockgletschern

Blockgletscher sind die häufigste und morphologisch auffallendste Form des Permafrostes in den Alpen. Alleine in den Gebirgsgruppen des Bundeslandes Tirol konnten, basierend auf der Auswertung hochauflösender Orthophotos und Laserscan-Aufnahmen 3145 Blockgletscher erfasst werden, die eine Fläche von 167 km² bedecken (Krainer und Ribis, 2011, 2012). Davon wurden 517 als aktiv, 915 als inaktiv und 1713 als fossil eingestuft. Das Eisvolumen der aktiven und inaktiven Blockgletscher wird auf ca. 0.19 – 0.27 km³ geschätzt, was im Vergleich zum Eisvolumen der Gletscher (13 km³) relativ wenig ist. Allerdings ist das Eis der Blockgletscher durch die oberflächliche Schuttlage, die bis zu mehrere mächtig ist, vor verstärktem Abschmelzen geschützt. Die Abschmelzraten von Permafrost-Eis in Blockgletschern sind im Vergleich zu den Abschmelzraten von Gletschern äußerst gering, allerdings nur sehr schwer messbar. In der kalten Jahreszeit kann sich im Blockgletscher auch wieder Permafrost-Eis bilden. Die Verteilung der aktiven und inaktiven Blockgletscher zeigt, dass die Untergrenze des diskontinuierlichen Permafrostes in den Tiroler Alpen bei ungefähr 2500 m liegt.

Blockgletscher finden sich in Tirol in allen Gebirgsgruppen. Weitaus am häufigsten sind aber Blockgletscher (vor allem aktive und inaktive) in jenen Gebirgsgruppen, die aus Altkristallingesteinen

aufgebaut sind (Schobergruppe, Deferegger Alpen, Stubai- und Öztaler Alpen, Teile der Samnaungruppe, Verwallgruppe; siehe Abb. 1).

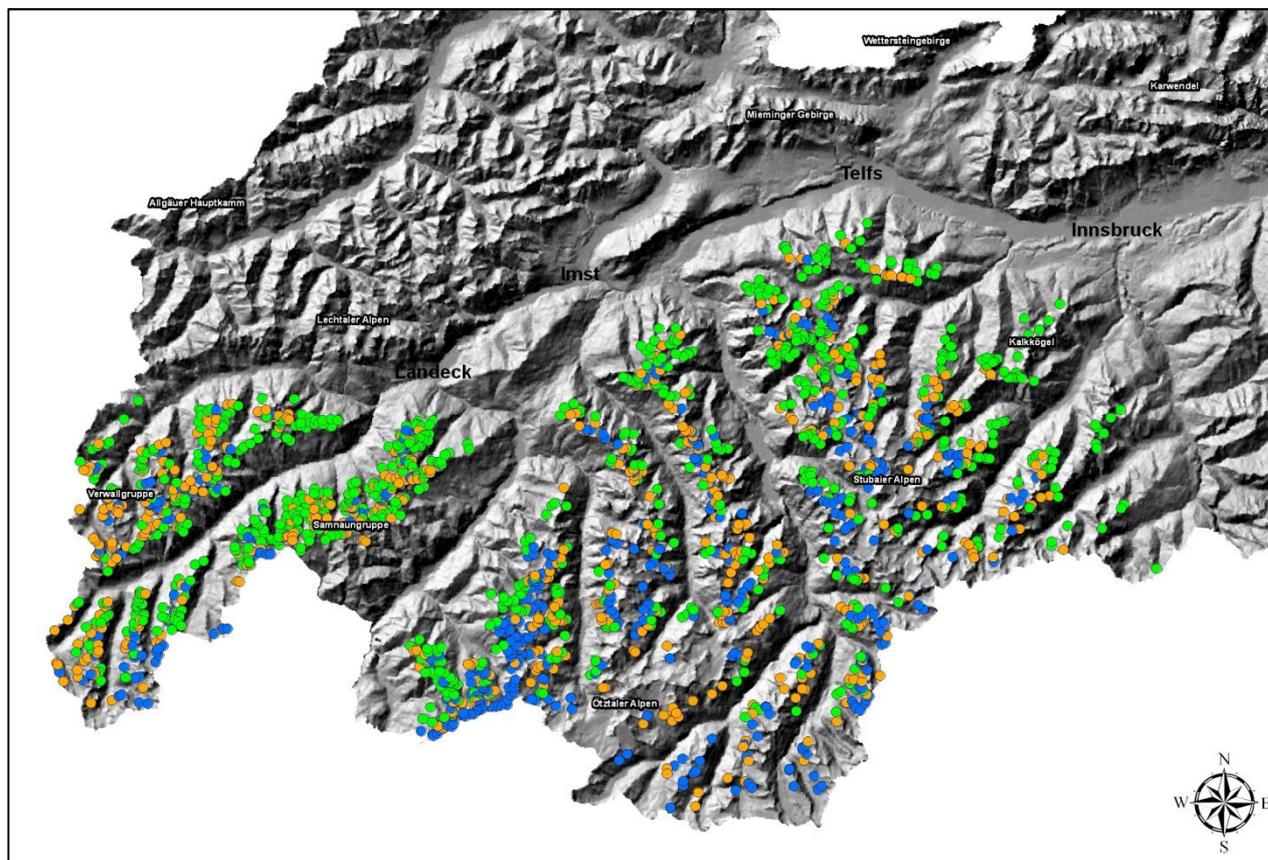


Abb. 1: Verbreitung der Blockgletscher in den Stubai- und Öztaler Alpen, in der Samnaun-, Silvretta- und Verwall-Gruppe (blau = aktive, braun = inaktive und grün = fossile Blockgletscher)

Hydrogeologie – Abflussverhalten

Aktive Blockgletscher zeigen sehr komplexe hydrologische Verhältnisse. Generell fließt während der Schneeschmelze bis zum Wiedergefrieren im Spätherbst Wasser vor allem an der Basis der ungefrorenen Schuttlage entlang von Kanälen an der Oberfläche des gefrorenen Permafrostkörpers. Diese Kanäle können auch tief in den gefrorenen Permafrostkörper eingeschnitten sein. Auch entlang von Spalten im Permafrostkörper kann Wasser eindringen und an der Basis des Blockgletschers im feinkörnigen Schutt weiterfließen. Am Fuße der steilen Stirn tritt dann das Wasser in Form einer oder mehrere Blockgletscherquellen zutage und fließt als oberflächliches Gerinne ab. Viele Blockgletscher zeigen jedoch keinen oberflächlichen Abfluss, das Wasser fließt im Schutt vor der Stirn des Blockgletschers ab.

Da das Wasser in aktiven und inaktiven Blockgletschern in Kontakt mit dem Permafrost-Eis fließt, ist die Wassertemperatur an der Quelle sehr niedrig und liegt typischerweise den gesamten Sommer hindurch konstant unter 1,5°C, meist zwischen 0,5 und 1°C.

Das Abflussverhalten von aktiven Blockgletschern wird vor allem vom lokalen Wettergeschehen, vom thermischen Verhalten und den physikalischen Eigenschaften (Korngrößenverteilung, Mächtigkeit) der Schuttlage, der Größe des Einzugsgebietes und den Festgesteinen im Einzugsgebiet beeinflusst.

Die bisherigen Abflussmessungen an aktiven Blockgletschern zeigen ausgeprägte saisonale und tägliche Schwankungen. Während der Wintermonate ist die Schüttung entweder sehr gering oder die Quelle ist trocken (gefroren). Mit Beginn der Schneeschmelze, meist Ende April/Anfang Mai steigt der Abfluss stark an. Während der Hauptschneeschmelze im Frühling und Frühsommer (Mitte Mai bis Anfang Juli) sowie während sommerlicher Starkniederschläge fließt ein Großteil des Wassers (Schmelzwasser aus der Schneeschmelze und Niederschlagswasser) auf der Oberfläche des gefrorenen Permafrostkörpers im Schutt rasch ab und verursacht ausgeprägte Abflussspitzen. Warme Schönwetterphasen während der Schneeschmelze führen bei mittelgroßen bis großen Blockgletschern zu einem ausgeprägten Tagesgang im Abfluss, wobei die niedrigsten Abflusswerte um die Mittagszeit und Abflussspitzen in den späten Abendstunden aufgezeichnet werden. Die Tagesschwankungen können bis zu 150 l/s betragen. Im Spätsommer und Herbst gehen die Abflussmengen kontinuierlich zurück und werden nur durch einzelne Abflussspitzen unterbrochen, die durch Niederschlagsereignisse ausgelöst werden. Ab dem Spätherbst ist der Abfluss entweder sehr gering (maximal wenige Liter pro Sekunde) oder die Blockgletscherquelle fällt trocken bzw. gefriert. Bei mittelgroßen und großen Blockgletschern mit einem Einzugsgebiet von 1 – 1,5 km² liegen die Abflussspitzen während der Hauptschneeschmelze meist zwischen 300 und 500 l/s. Im extrem heißen Sommer 2003 wurden extreme Abflussspitzen von knapp über 1 m³/s gemessen (Berger et al., 2004; Krainer und Mostler, 2000, 2001, 2002; Krainer et al. 2007). Deutlich geringere oberflächliche Abflüsse zeigen Blockgletscher in Gebirgsgruppen, die hauptsächlich aus Kalk- und Dolomitgesteinen aufgebaut sind (Dolomiten, Nördliche Kalkalpen). Dort fließt ein Großteil des Wassers unterirdisch über Kluft- und/oder Karstsysteme ab (Krainer et al. 2010, 2012).

Während der Schneeschmelze, ungefähr von Mitte Mai bis Anfang Juli, setzt sich der Gesamtabfluss zum Großteil aus Schmelzwasser des winterlichen Schnees sowie aus Niederschlagswasser zusammen. Der Anteil an Wasser, das durch das Abschmelzen des Permafrosteises entsteht, sowie der Grundwasseranteil sind sehr gering. Zum Herbst hin steigt dann der Anteil an Eisschmelze und Grundwasser (und damit auch die elektrische Leitfähigkeit) an. Markierversuche mit Farbtracern haben gezeigt, dass das Wasser mit einer Fließgeschwindigkeit von 1 – 5 m pro Minute durch den Blockgletscher fließt, je nach Korngröße und Gefälle (Krainer und Mostler 2001, 2002; Krainer et al. 2007).

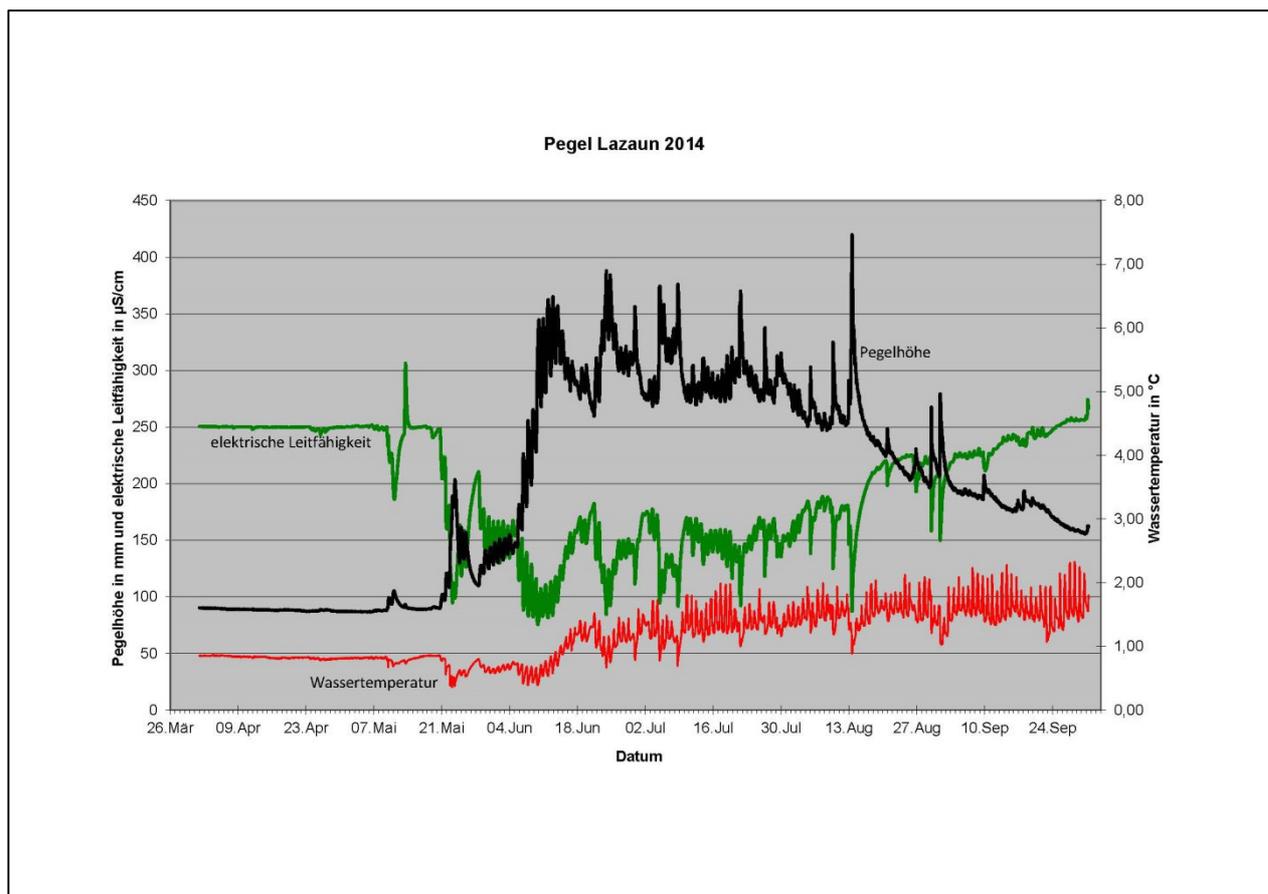


Abb. 2: Abfluss (Pegelhöhe bzw. Wasserhöhe, schwarze Linie), elektrische Leitfähigkeit (grüne Linie) und Wassertemperatur (rote Linie) an der Pegelmessstelle des aktiven Blockgletschers im Bereich der Lazaunalm (Schnalstal) für den Zeitraum Anfang April bis Ende September 2014.

Hydrogeologie - Abflussmodellierung

Im Rahmen eines Modellerversuches im Krummgampental (Seitental des hinteren Kaunertales, Öztaler Alpen) wurde der Frage nachgegangen, wie sich das Abschmelzen des Permafrost-Eises auf das Abflussverhalten im Hochgebirge auswirken wird. Die Untersuchungen wurden in Zusammenarbeit mit Günter Blöschl, Ewald Brückl, Helmut Hausmann und Magdalena Rogger von der TU Wien durchgeführt (Rogger et al., 2017).

Dazu wurde zunächst das Einzugsgebiet des Krummgampentales im Detail kartiert. Bei den Lockersedimenten wurden Hangschutt, ältere Moränenablagerungen, Moränenablagerungen der Kleinen Eiszeit und Blockgletscher sowie Moränenwälle und verschiedene Strukturböden unterschieden. Die Mächtigkeit der Sedimente wurde mit geophysikalischen Methoden erfasst, hydraulische Eigenschaften wurden durch Siebanalysen ermittelt. Die flächenmäßige Verbreitung des Permafrostes in den Lockersedimenten wurde ebenfalls ermittelt, und zwar durch zahlreiche Bodentemperaturmessungen und Geophysik. Am Eingang des Krummgampentales wurde eine Pegelmessstelle errichtet, die über mehrere Jahre das Abflussverhalten des Krummgampenbaches aufzeichnete. Für die Modellierung des Abflusses standen die Wetterdaten der nahegelegenen Station Weißsee zur Verfügung.

Zunächst wurde das Abflussverhalten des Krummgampenbaches unter den gegenwärtigen Verhältnissen modelliert und mit den gemessenen Pegeldata verglichen. Dabei zeigten die gemessenen und modellierten Abflussdaten eine sehr gute Übereinstimmung.

Anschließend wurde eine weitere Modellierung durchgeführt, und zwar unter der Annahme, dass das gesamte Permafrost-Eis in den Lockersedimenten im Einzugsgebiet des Krummgampentales geschmolzen ist. Die Daten zeigen eine deutliche Abnahme der Abflussspitzen während der Schneeschmelze (Mai – Juli) um bis zu 17% und eine Zunahme des Abflusses im Spätsommer und Herbst (August – Oktober) um bis zu 19%. Diese deutliche Veränderung im Abflussverhalten ist darauf zurückzuführen, dass nach dem Abschmelzen des Permafrost-Eises mehr Porenraum und damit auch mehr Speicherkapazität in den Lockersedimenten zur Verfügung steht, also mehr Wasser in den Lockersedimenten gespeichert werden kann (Details in Hausmann et al. in Vorb., Rogger et al. 2017).

Hydrogeologie - Hydrochemie

Blockgletscherquellen in Gebieten, deren Festgesteine aus Altkristallin bestehen (Glimmerschiefer, Paragneise, Orthogneise, Amphibolite) zeigen meist eine sehr niedrige elektrische Leitfähigkeit mit deutlichen saisonalen Schwankungen. Die niedrigsten Werte (meist 20 – 80 $\mu\text{S}/\text{cm}$) werden bei hohen Abflüssen während der Schneeschmelze im Frühling und Frühsommer sowie unmittelbar nach sommerlichen Starkniederschlägen gemessen. Diese niedrigen Werte sind auf den hohen Anteil an Schmelzwasser und Niederschlagswasser zurückzuführen. Nach der Schneeschmelze, im Spätsommer und Herbst, steigt die elektrische Leitfähigkeit an, wobei meist Werte zwischen 100 und 200 $\mu\text{S}/\text{cm}$ erreicht werden. Dies hängt mit der Abnahme an Schmelzwasser und einer Zunahme des Anteils an Grundwasser am Gesamtabfluss zusammen (Krainer und Mostler 2002, Krainer et al. 2007).

In den letzten Jahren konnten in den Öztaler Alpen, sowohl in Südtirol als auch in Nordtirol, eine Reihe von aktiven Blockgletschern festgestellt werden, deren Quellen außergewöhnlich hohe elektrische Leitfähigkeiten aufweisen mit Werten von einigen 100 $\mu\text{S}/\text{cm}$ im Frühjahr bis zu mehr als 1000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ im Herbst. Diese Quellen zeigen auch eine interessante Wasserchemie und weisen z.T. außergewöhnlich hohe Konzentrationen an Elementen wie z.B. Ni, Mn, Zn und Co auf. Auffallend sind vor allem die teils extrem hohen Ni-Konzentrationen, die weit über dem Grenzwert der Trinkwasserverordnung (0.02 mg/l) liegen.

Bislang sind solche Quellen aus folgenden Bereichen bekannt:

Lazaunalm (Schnalstal): mehrere Quellen (bis 0.175 mg/l Ni).

Krummgampen (Kaunertal): 3 Quellen (bis 0.411 mg/l Ni).

Bliggspitze (Kaunertal): mehrere Quellaustritte im Hangschutt am Fuße der Bliggspitze, max. 3.11 mg/l Ni.

Inneres Hochebenkar (SW Obergurgl): mehrere Quellen, max. 0.444 mg/l Ni.

Königstal und Wurmkar südlich von Hochgurgl: mehrere Quellen, im Königstal bis 0.478 mg/l Ni, im Wurmkar bis 0.683 mg/l Ni.

Windachtal S Sölden: zahlreiche Quellen in den Karen auf der Südseite des Windachtales, z.B. im Wannekar bis 1.37 mg/l Ni.

Die Temperaturen dieser Quellen sind durchwegs sehr niedrig ($< 1.5^\circ\text{C}$) und weisen darauf hin, dass sich das Quellwasser in den Blockgletschern in Kontakt mit Eis befand.

Geochemische Analysen an Gesteinsproben im Lazaunkar (Schnalstal, Südtirol) und Krummgampental (Kauental) haben gezeigt, dass diese teils extrem hohen Ni-Gehalte nicht aus dem Festgestein stammen können.

Geochemische Untersuchungen am Eiskern der Bohrung am Blockgletscher Lazaun im Schnalstal (Südtirol), dessen Blockgletscherquelle ebenfalls eine erhöhte elektrische Leitfähigkeit und hohe Konzentrationen an Ni aufweist, haben gezeigt, dass das Ni im Eis des Blockgletschers in mehreren Horizonten stark angereichert ist und somit aus dem Eis des Permafrostkörpers freigesetzt wird (Krainer et al. 2015). Vermutlich ist das auch bei anderen Blockgletscherquellen mit erhöhten Ni-Konzentrationen der Fall.

Daneben gibt es auch Blockgletscherquellen, die zwar ebenfalls hohe Werte der elektrischen Leitfähigkeit aufweisen, allerdings keine erhöhten Gehalte an Ni und anderen Metallen. Ein Beispiel dafür ist die Blockgletscherquelle auf der Ostseite des aktiven Blockgletschers im Äußeren Hochebenkar (Nickus et al. 2015a, b).

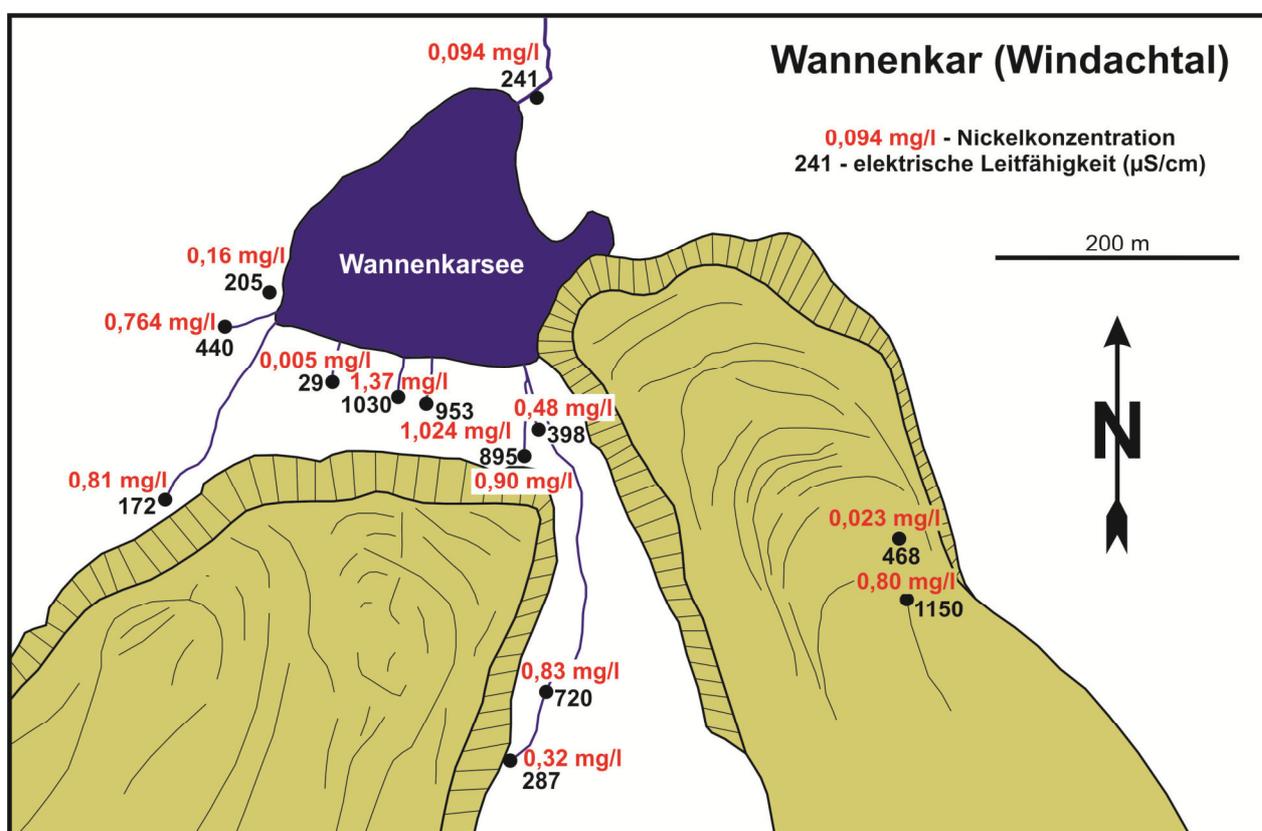


Abb. 3: Quellen im Stirnbereich der beiden aktiven Blockgletscher sowie am Blockgletscher im Wannenkarsee (Windachtal) mit Angabe der elektrischen Leitfähigkeit ($\mu\text{S/cm}$) und Nickelkonzentration (mg/l).

Literatur

BARSCH, D. (1996): Rockglaciers. Indicators for the Present and Former Geocology in High Mountain Environments. Springer-Verlag, Berlin, 331 pp.

BERGER, J., KRAINER, K. & MOSTLER, W. (2004): Dynamics of an active rock glacier (Ötztal Alps, Austria). – Quaternary Research 62:233-242.

- HAUSMANN, H., K. KRÄINER and E. BRÜCKL (in prep.): Mapping and modelling of mountain permafrost using seismic refraction and ground surface temperatures.
- KRÄINER, K. & MOSTLER, W. (2000): Reichenkar Rock Glacier, a glacial derived debris-ice system in the Western Stubai Alps, Austria. - *Permafrost and Periglacial Processes* 11, 267-275.
- KRÄINER, K. & MOSTLER, W. (2001): Der aktive Blockgletscher im Hinteren Langtal Kar, Gößnitz Tal (Schoberggruppe, Nationalpark Hohe Tauern). – *Wiss. Mitt. Nationalpark Hohe Tauern*, Bd. 6, 139-168.
- KRÄINER, K. & MOSTLER, W. (2002): Hydrology of active rock glaciers: Examples from the Austrian Alps. - *Arctic, Antarctic, and Alpine Research* 34(2): 142-149, Boulder.
- KRÄINER, K., MOSTLER, W. & SPÖTL, C. (2007): Discharge from active rock glaciers, Austrian Alps: a stable isotope approach. – *Austrian Journal of Earth Sciences* 100: 102-112, Wien.
- KRÄINER, K., LANG, K. & HAUSMANN, H. (2010): Active Rock Glaciers at Croda Rossa/Hohe Gaisl, Eastern Dolomites (Alto Adige/South Tyrol, Northern Italy). – *Geogr. Fis. Dinam. Quat.* 33: 25-36.
- KRÄINER, K. und RIBIS, M. 2011. Blockgletscherinventar Tirol. *Mitteilungsblatt des Hydrographischen Dienstes in Österreich*, Nr. 87, 67-88, Wien.
- KRÄINER, K., KELLERER-PIRKLBAUER, A., KAUFMANN, V., LIEB, G.K., SCHROTT, L. and HAUSMANN, H., 2012: Permafrost Research in Austria: History and recent advances. *Austrian Journal of Earth Sciences*, 105/2, 2-11.
- KRÄINER, K. and RIBIS, M. 2012. A Rock Glacier Inventory of the Tyrolean Alps (Austria). *Austrian Journal of Earth Sciences*, 105/2, 32-47.
- KRÄINER, K., MUSSNER, L., BEHM, M. and HAUSMANN, H., 2012. Multi-disciplinary investigation of an active rock glacier in the Sella Group (Dolomites; Northern Italy). *Austrian Journal of Earth Sciences*, 105/2, 48-62.
- KRÄINER, K., BRESSAN, D., DIETRE, B., HAAS, J.N., HAJDAS, I., LANG, K., MAIR, V., NICKUS, U., REIDL, D., THIES, H. and TONIDANDEL, D. (2015): A 10300-year old permafrost core from the active rock glacier Lazaun, southern Ötztal Alps (South Tyrol, northern Italy). *Quaternary Research* 83, 324-335 <http://dx.doi.org/10.1016/j.yqres.2014.12.005>.
- NICKUS, U., KRÄINER, K., THIES, H. und TOLOTTI, M. (2015a): Blockgletscherabflüsse im Äußeren Hochebenkar – Hydrologie, Wasserchemie und Kieselalgen. In: Schallhart, N. und Erschbamer, B. (Hg.), *Forschung am Blockgletscher. Methoden und Ergebnisse. Alpine Forschungsstelle Obergurgl, Band 4* (innsbruck university press): 117-134.
- NICKUS, U., ABERMANN, J., FISCHER, A., KRÄINER, K., SCHNEIDER, H., SPAN, N., THIES, H. (2015b): Rock Glacier Äußeres Hochebenkar (Austria) – Recent results of a monitoring network. – *Zeitschrift für Gletscherkunde und Glazialgeologie*, Band 47/48 (2013/2014): 43-62.
- ROGGER, M., CHIRICO, G.B., HAUSMANN, H., KRÄINER, K., BRÜCKL, E. and BLÖSCHL, G. (2017): Impact of mountain permafrost on flow path and runoff response in a high alpine catchment. - *Water Resources Research* 53: 1288-1308.

Donnerstag 19. Oktober 2017

15:00-15:30

Der Einfluss einer Großmassenbewegung auf das hydrogeologische System Turiawald-Sattnitz, Österreich

Gerfried Winkler¹ & Felix Thalheim^{1,2}

¹*Institut für Erdwissenschaften, Nawi Graz Geozentrum, Karl-Franzens-Universität Graz*

²*Wasser Tirol – Wasserdienstleistungs-GmbH, Innsbruck*

Abstract

The Turiawald plateau (about 6 km²) in the Western Sattnitz (Carinthia, Austria) is built up by massive conglomerates with a thickness up to 200 m which are underlain by Miocene fine clastic sediments that act as an aquiclude and slightly incline towards NW. Nearly no overland flow occurs and most of the infiltrating water is drained by the Roach spring, Pleier spring, and Hojoutz spring. The Roach spring at the west of the plateau drains about 75% of the plateau and is influenced by a large-scale mass movement. The Pleier spring situated at the north of the plateau is influenced by smaller mass movements and rockfalls. The Hojoutz spring is supposed to be unaffected by mass movements and represents the Conglomerate aquifer. Air temperature, precipitation rates, discharge, water temperature and electrical conductivity data were applied to characterize the spring catchments and aquifer properties. The results show a clear impact of the mass movement on the hydrogeological system Roach spring and the related aquifer properties.

Einleitung

Der Einfluss von Wasser und Grundwasser auf Massenbewegungen ist vielfach diskutiert und ein breites Forschungsfeld, zahlreiche Studien sind v.a. auf die Auswirkung von Wasser auf die Hangstabilität und damit verbundene Risiken und Prognose gerichtet (z.B. Guzzetti et al., 2008; Ronchetti et al. 2009; u.v.m). Die Auswirkungen von Großmassenbewegungen auf das hydrogeologische System wurde meist im Zusammenhang mit Infrastrukturbauten dokumentiert (z.B. Knittel, 1995; Steidl, 2003; Masset & Löw, 2010; Strauhal et al., 2016). Gerade alpine Regionen sind aber durch eine Vielzahl an Großmassenbewegungen gekennzeichnet, die komplexe Aquifere (z.B. Madritsch & Millen, 2007; Novotný & Kobr, 2009; Strauhal et al., 2016) darstellen, an die sehr oft Einzugsgebiete für Trinkwasserversorgungsanlagen gebunden sind. Welchen Einfluss derartige Großmassenbewegungen auf das hydrogeologische System haben, ist aber bis dato noch recht untergeordnet untersucht. In diesem Beitrag werden daher die Auswirkungen und der Einfluss einer Großmassenbewegung auf das hydrogeologische System am Beispiel der Großmassenbewegung am Westrand des Turiawald-Plateaus in der westlichen Sattnitz (Sattnitz-West) beschrieben.

Untersuchungsgebiet

Das Sattnitzkonglomerat erstreckt sich als eine Hochfläche (bis über 900 m ü.A.) entlang des gesamten Karawankennordfußes nördlich der Drau, wobei der Westteil (Sattnitz-West) zwischen der Keutschacher Seenfurche im Norden und der Drau im Süden liegt (Abb. 1a). Der Bereich **Turiawald** bildet dabei eine im

Westen vom Rest der Konglomeratplatte abgesetzte, eigene Platte mit ca. 6 km² Fläche aus, die allseits von steilen Felsabbrüchen umgeben ist.

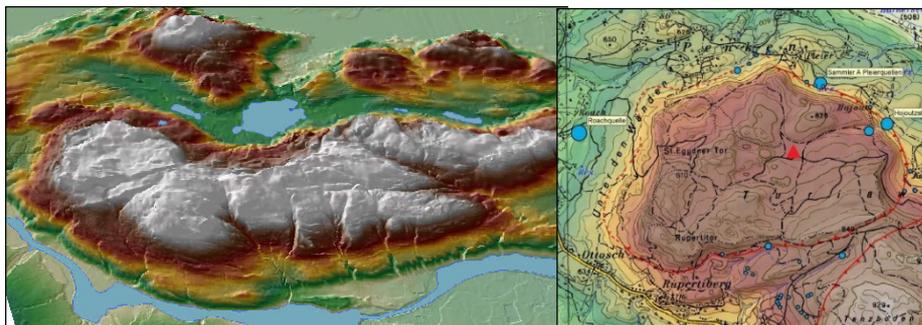


Abbildung 1: a) Übersichtsreliefkarte der westlichen Sattnitz, die Drau als südliche Begrenzung; ganz im Westen befindet sich das Turiawald-Plateau b) Detailansicht des Turiawald-Plateaus mit der Lage der drei Hauptquellen im Westen (Roach-Quelle) und Norden (Pleier-Quelle/Sammler A und Hojoutz-Quelle, blaue Kreise) sowie der Wetterstation oben auf dem Plateau (rotes Dreieck) (modifiziert nach Poltnig et al., 2007)

Geologisch wird das Sattnitzkonglomerat von altkristallinen, retrograd zu diaphoritischen Schiefen umgewandelten Gesteinen des mittelostalpinen Deckenstockwerkes unterlagert. Innerhalb der diaphoritischen Schiefer finden sich Marmorzüge und im Bereich des Keutschacher Seentals eingeschuppte permotriadische Schichten. Im Bereich **Turiawald** liegen hangend dazu obermiozäne Kohle führende Tone, welche Mächtigkeiten bis 70 m erreichen können. Darüber wurden die vermutlich pliozänen, grobklastischen Sattnitzkonglomerate mit vorwiegend Karbonatgeröllen (bis zu 60%, Griem et al., 1991) abgelagert, welche Mächtigkeiten bis 200 m aufweisen und Verkarstungserscheinungen wie Dolinen und Schwinden zeigen. Die Feinklastika bilden somit im Bereich Turiawald den Stauer an der Basis der Konglomerate. Des Weiteren bewirkte das plastische Verhalten der unterlagernden miozänen Feinsedimentschichten ein großflächiges Zerbrechen der spröden Konglomeratplatte v.a. im Randbereich, was zu einer Anhäufung von Bergsturzmaterial und großen abgeglittenen Konglomerat-schollen im Westen und im Nordwesten des Turiawaldplateaus führte (Fellner, 1993; Staunig, 2011). Die Massenbewegungsform des Turiawaldplateaus kann als Beispiel für „Hart auf Weich“ (Poisel & Eppensteiner, 1988, 1989, Winkler et al., 2008) angesehen werden. Es liegt kein Oberflächenabfluss vor und nahezu das gesamte infiltrierende Wasser des Plateaus entwässert über drei Hauptquellen, die Roach-Quelle im Westen, die Pleier-Quelle im Norden und die Hojoutz-Quelle im Nordosten (Abb. 1b). Die Roach-Quelle (Quellfassung etwa auf 550 m ü. A.) liegt am Fuß einer Großmassenbewegung (Fellner, 1993), etwa 100 m unterhalb des angenommenen Kontaktes zwischen Konglomeraten und den feinklastischen Sedimenten, dem Stauer (Staunig, 2011), und entwässert ca. 75 % des Plateaus (Poltnig et al., 2007). Ca. 1/3 der Einzugsgebietsfläche umfasst der Bereich der Massenbewegung. Die beiden anderen Quellen treten in einer Seehöhe von etwa 650 m ü. A. knapp unterhalb des Stauers aus (Poltnig et al., 2007, Winkler et al., 2008). Die Pleier-Quelle ist nur geringfügig von Massenbewegungen beeinflusst und die Hojoutz-Quelle aufgrund der Stollenfassung ca. 105 m unter den Konglomeraten (Quellkammer aus dem Jahre 1950 (Kahler, 1951)) so gut wie gar nicht.

Methodik

Die Roach-, Pleier- und Hojoutz-Quelle werden seit 2005 in Bezug auf die Parameter Wasserstand (WL), der basierend auf Wehrgleichungen in Schüttungswerte (Q) umgerechnet wird, Wassertemperatur (WT)

und elektrische Leitfähigkeit (EC) mittels Messsensoren zeitlich hoch aufgelöst gemessen. Mittels Datenlogger werden die Messwerte gespeichert und anschließend die Zeitreihen in einer entsprechenden Software aufbereitet. Zusätzlich werden mittels automatisierter Messsysteme und Datenlogger an einer meteorologischen Station unter anderem der Niederschlag und die Lufttemperatur kontinuierlich seit 2011 direkt am Plateau erfasst (Abb. 1b)

Für die Charakterisierung der Quellen und die Auswertung in Bezug auf Auswirkungen der Massenbewegung wurden nachstehende Methoden angewandt:

- Hydrograph-Analyse, Schüttungsvariabilität, Speichervolumina
- Natürliche Tracer WT und EC in Bezug auf Speicherverhalten
- Auto- und Kreuz-Korrelationen (AT, WT, EC, Wasserstand (WL) bzw. Niederschlag vs. WL aller drei Quellen) um die Unterschiede in der Entwässerungsdynamik der Quellen zu quantifizieren.

Nachfolgend wurde herausgearbeitet, inwiefern sich die drei Quellen in ihrer Entwässerungsdynamik unterscheiden und inwieweit dies durch die Massenbewegungen beeinflusst ist.

Ergebnisse

Die Ganglinien aller Parameter (WT, EC, Q) der drei Quellen zeigen eine deutlich ausgeprägte Saisonalität, wobei Amplitude, Dynamik und zeitliche Verzögerungen unterschiedlich sind (Abb. 2, Tab. 1), was auf ein unterschiedliches Reagieren auf Grundwasserneubildungsereignisse schließen lässt. Die Schüttungswerte der Roach-Quelle liegen durchschnittlich um ca. eine Zehnerpotenz über jenen der Hojoutz- und Pleier-Quelle (Tab. 1), wobei die Pleier-Quelle ca. 2-3-mal höhere Schüttungswerte aufweist als die Hojoutz-Quelle.

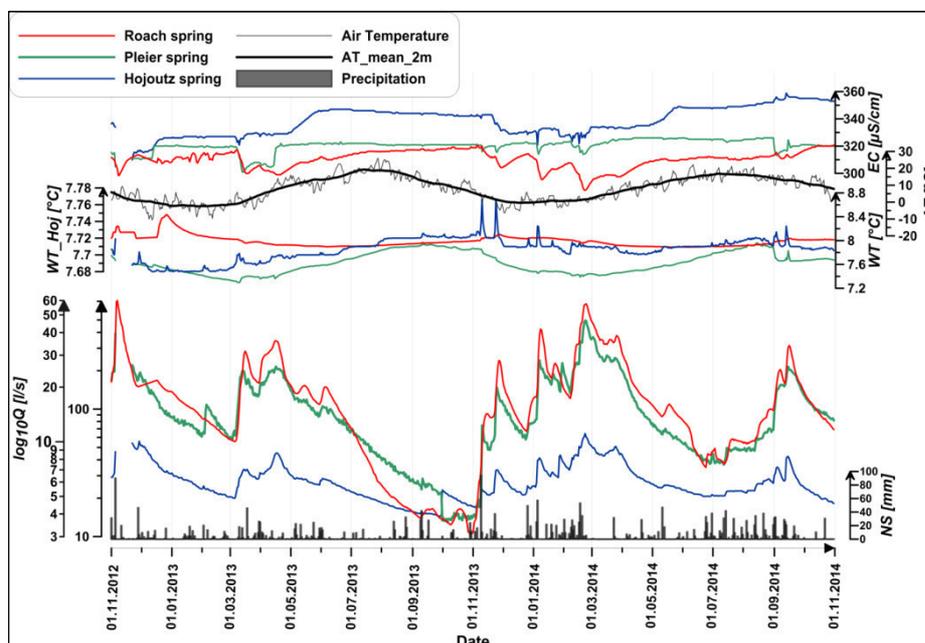


Abbildung 2: Vergleich der Schüttung, EC und WT der drei Quellen sowie der Lufttemperatur (AT) (Thalheim, 2016b)

Im Wesentlichen zeigt sich, dass alle hydraulisch rasch (starker Schüttungsanstieg) auf Niederschlagsereignisse reagieren. Unterschiedlich sind jedoch die Verzögerungszeiten, berechnet aus den Ganglinien der maximalen Grundwasserneubildung (max. Steigung des Schüttungsanstiegs) zu den Minima und Maxima der natürlichen Tracer (WT, EC), d.h., wann das Niederschlagswasser an den

Quellen ankommt. Die Pleier- sowie Hojoutz-Quelle reagieren innerhalb weniger Stunden bis eines halben Tages und somit deutlich schneller als die Roach-Quelle mit ca. 2-3 Tagen (Tabelle 1). Des Weiteren zeigt die WT der Roach-Quelle mit ca. 4-6 Monaten den höchsten saisonalen „Shift“ gegenüber der AT (Tab. 1). Die WT der Hojoutz-Quelle weist nur geringfügige Schwankungen im Jahresverlauf (ΔWT 0,11°C, Tab. 1) auf, Temperaturspitzen treten sehr kurzfristig während erster starker Herbstniederschläge auf, ohne jedoch die saisonale Dynamik zu beeinflussen. Des Weiteren ist das Wasser der Hojoutz-Quelle am höchsten mineralisiert, zeigt aber trotzdem eine Verdünnung durch Niederschlagswasser, welches in einem geringen Prozentsatz innerhalb weniger Stunden an der Quelle ankommt.

Tabelle 2: statistische Kenngrößen der Parameter WT und EC bezogen auf die maximale Grundwasseranreicherung sowie die durchschnittliche Schüttung (Thalheim, 2016b)

Haupt-Parameter		Max	Min	Ø	Saisonaler Shift [Monate]	Timelags [h]	Ø Schüttung [l/s]
Roach-Quelle	WT [°C]	8.18	7.87	8.005	4 to 6	53	130
	EC [µS/cm]	325	287	312		54	
Pleier-Quelle	WT [°C]	8.12	7.15	7.67	1 to 2.5	3	13.4
	EC [µS/cm]	329	297	320		4	
Hojoutz-Quelle	WT [°C]	7.79	7.68	7.708	0 to 4.5	10	5.73
	EC [µS/cm]	355	309	338		4.5	

Alle drei Quellen zeigen 3 unterschiedliche entwässerungsdynamische Komponenten mit unterschiedlichen Auslaufkoeffizienten (α -Wert), eine rasche und mittlere Abflusskomponente (AK) sowie einen Basisabfluss (Abb. 3, Tab. 2). Das Auslaufverhalten der Roach-Quelle zeigt eine sehr schnelle Komponente, die mittlere AK ist etwas höher als die schnelle AK der beiden anderen Quellen und der Basisabfluss der Roach-Quelle entspricht in etwa dem Mittel der schnellen und mittleren AK der Pleier-Quelle und der Hojoutz-Quelle (Tab. 2). Der theoretisch vorliegende Basisabflusswert aus dem Plateau (α -Wert in derselben Größenordnung wie bei der Hojoutz-Quelle) konnte bei der Roach-Quelle nicht beobachtet werden, da vorher Neubildungsereignisse auftreten, die ein Entleeren des Basisspeichers überdecken. Dies wird auch durch den Vergleich der Speichervolumina, berechnet aus den Abflusskomponenten, mit den Jahressummen der Schüttungen ersichtlich. Es zeigt sich, dass für die Roach-Quelle lediglich ca. 30% der Schüttungsmenge aus den Koeffizienten errechnet werden kann, für die beiden anderen Quellen jedoch ähnliche Größenordnungen bei beiden Berechnungsmethoden vorliegen.

Tabelle 2: Auslaufkoeffizienten der Abflusskomponenten (AK) der drei Quellen (Thalheim, 2016b).

	Schnelle AK [1/d]	Mittlere AK [1/d]	Basisabfluss [1/d]
Roach-Quelle	0.079	0.0286	0.0127
Pleier-Quelle	0.024	0.0104	0.0058
Hojoutz-Quelle	0.021	0.0079	0.0031

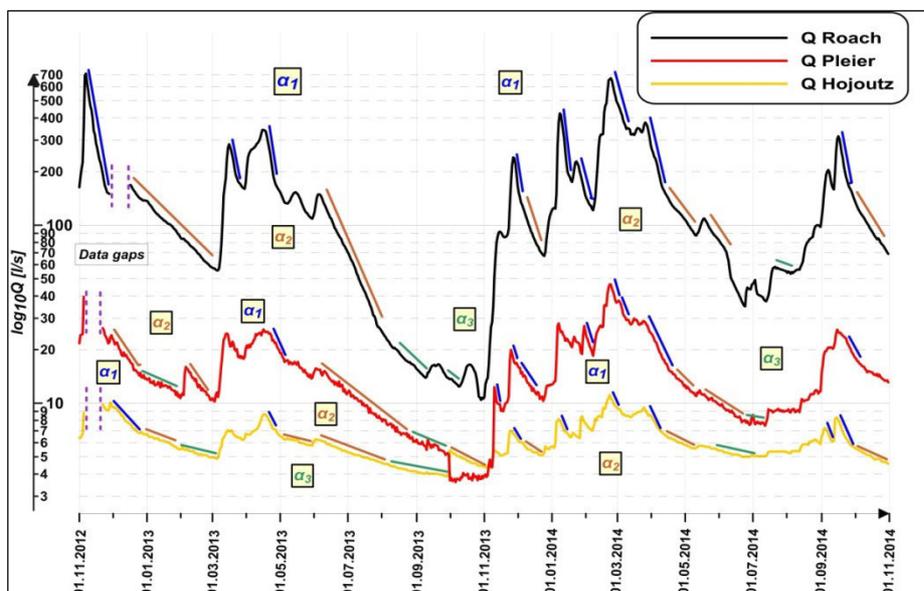


Abbildung 3: Hydrographen der drei Quellen und ihre Entwässerungskomponenten sowie zugewiesenen Auslaufkoeffizienten (Thalheim, 2016b).

Alle Parameter (WT, EC, Q, AT) weisen eine hohe Autokorrelation auf (\emptyset Korr.Koeff. > 0,7). Zudem wird die in den Ganglinien beobachtet Saisonalität durch eine ausgeprägte Zyklizität in den Autokorrelationen zeitlich bestätigt. Die Ergebnisse der Kreuz-Korrelationen zwischen Wasserstand (WL) und Niederschlag (P) zeigen für alle drei Quellen mindestens zwei Abflusskomponenten, wobei bei der Roach-Quelle Indikationen für einen zusätzlichen separat entwässernden Speicher zu erkennen sind (Abb. 4). Des Weiteren ist bei der Roach-Quelle eine deutliche höhere zeitliche Verzögerung der Reaktion auf Niederschlagsereignisse zu erkennen, was mit den bisherigen Beobachtungen gut übereinstimmt.

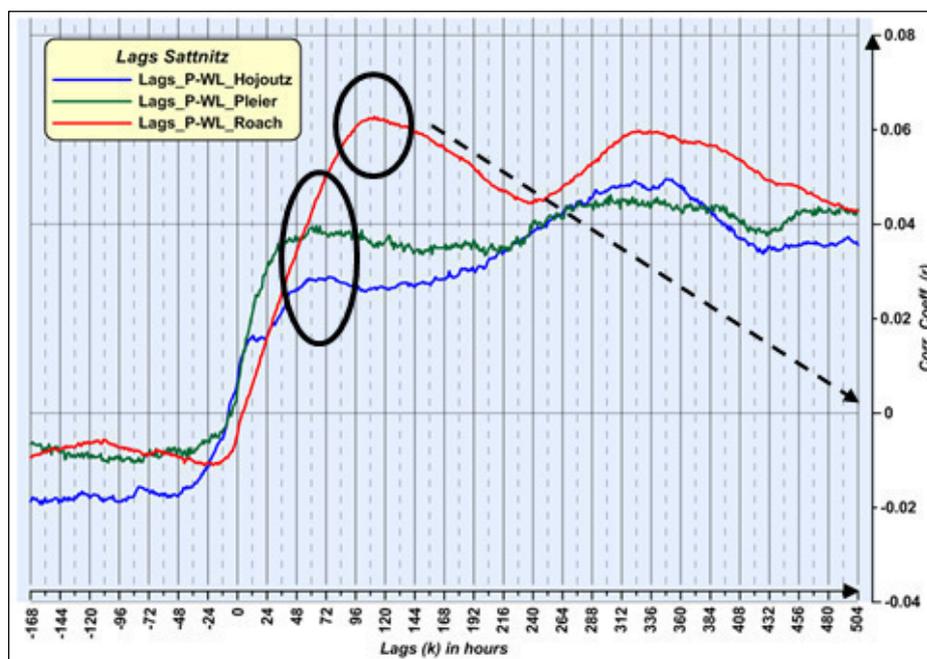


Abbildung 4: Kreuz-Korrelation zwischen Niederschlag (P) und Wasserstand (WL) bei den Quellen mit unterschiedlichen Zeitverzögerungen der drei Quellen (schwarze Kreise). Schwarzer Pfeil weist auf einen separaten Speicher bei der Roach-Quelle hin.

Interpretation und Schlussfolgerungen

Alle drei Quellen zeigen ein komplexes Auslaufverhalten mit drei Abfluss-komponenten. Die Analyseergebnisse zeigen aber deutliche Unterschiede für die Roach-Quelle zu den beiden anderen Quellen. Die Hojoutz-Quelle repräsentiert im Wesentlichen das Entwässerungs- und Speicherverhalten der Konglomerate des Turiawald-Plateaus. Bezogen auf diese Charakterisierung zeigt sich, dass das hydrogeologische System der Roach-Quelle massiv durch die Großmassenbewegung beeinflusst ist. Die Ergebnisse weisen auf einen separaten Aquifer hin, der im Wesentlichen die Großmassenbewegung repräsentiert und in gewisser Weise dem weitreichenden Aquifer am Plateau von der Entwässerung vorgeschaltet ist. Die sehr rasche hydraulische Anregung nach Niederschlagsereignissen weist auf eine sehr gute hydraulische Durchlässigkeit in der Großmassenbewegung hin, was sehr gut zu den Materialbeschreibungen in Fellner (1993) und Staunig (2011) passt. Die Auswertungen der natürlichen Tracer ergaben aber deutlich längere Verweilzeiten für das Niederschlagswasser zur Roach-Quelle als zu den anderen Quellen. Dies lässt sich mit beckenartigen Strukturen in den stauenden Schichten unter der Großmassenbewegung durch Rotations- und Translationsbewegungen der massiven, großen Konglomeratblöcke erklären. Derartige Deformationen der stauenden Schichten sind aus Dokumentationen im Zuge von Kohlebergbautätigkeiten (z.B. Stollenvortrieb des Eduardstollens im Jahre 1876, beschrieben in Thalheim, 2016) und Geländebeobachtungen anstehender, verkippter Schichtpakete feinklastischer, kohleführender Sedimente bekannt. Zusammengefasst kann gesagt werden, dass die Aquifereigenschaften, die über die Daten der Roach-Quelle erfasst wurden, im Wesentlichen die Großmassenbewegung repräsentieren, was in etwa ein Drittel des Gesamtspeichervolumens des Aquifers der Roach-Quelle ausmacht. Aufgrund der starken Beeinflussung durch die Massenbewegung ist durch die physiko-chemischen Parameter WT, EC und Q die Charakterisierung des Hauptspeichers, der zwei Drittel des Einzugsgebiets umfasst (Plateau), nicht möglich. Ergänzend liegen Ergebnisse aus Isotopenanalysen (Poltnig et al., 2007) mit durchschnittlichen Verweilzeiten der Quellwässer der Roach-Quelle von mehreren Jahren vor. Dies bestätigt, dass neben dem in diesem Beitrag beschriebenen Aquifer ein weiterer großer Speicher vorliegen muss.

Im konkreten Fall zeigt sich, dass durch Großmassenbewegungen zusätzliche große Aquifere entstehen können, die sich von den Eigenschaften der ursprünglichen Aquifere deutlich unterscheiden. Am Beispiel Turiawald ist eine deutliche Auflockerung des Untergrunds und damit verbunden eine höhere hydraulische Durchlässigkeit des Untergrunds zu erkennen. Des Weiteren dürfte durch die Bewegungsmechanismen an der Basis der Massenbewegung die Form und Geometrie des Stauers nachhaltig beeinflusst sein, was wiederum zu einer Änderung des Entwässerungsverhaltens führt. Es zeigt sich auch, dass derart komplexe hydrogeologische Gegebenheiten nur durch einen interdisziplinären Ansatz erfasst und quantifiziert werden können.

Referenzen

Fellner, D. (1993): Die Massenbewegungen der Sattnitz (Kärnten, Österreich).- Jb. Geol. B.-A., 136, H.2, 315-325, Wien.

Griem, W., Wolf, S., Sylvester, H., Thiedig, F. (1991): Sedimentologie und Sedimentpetrographie der tertiären Sattnitzkonglomerats zwischen Villach und Klagenfurt (Kärnten, Österreich): Jb. Geol. B.-A., 134, H. 1, 27-36, Wien.

Guzzetti F, Peruccacci S, Rossi M, Stark CP (2008): The rainfall intensity –duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslides*, 5, 3–17.

Knittel, A. (1995): Geotechnische Probleme beim Bau des Erkundungsstollen Kaponig Mitteilungen des Institutes für Bodenforschung und Baugeologie 5, 67-102.

Madritsch, H. & Millen, B. (2007): Hydrogeologic evidence for a continuous basal shear zone within a deep-seated gravitational slope deformation (Eastern Alps, Tyrol, Austria). *Landslides*, 4, 149-162.

Masset, O. Loew, S. (2010): Hydraulic conductivity distribution in crystalline rocks, derived from inflows to tunnels and galleries in the Central Alps, Switzerland. *Hydrogeol. J.*, 18, 863-891.

Novotny J., Kobr, M. (2009): Hydrogeological pattern of groundwater flow of landslides in Cretaceous claystones based on long-term groundwater monitoring and hydrologging measurement. *Envir. Geol.*, 58, 25-32.

Poisel, R., Eppensteiner, W. (1988): Gang und Gehwerk einer Massenbewegung, Teil 1: Geomechanik des Systems Hart auf Weich. *Felsbau* 6, Nr.4, 189-194, Essen

Poisel, R., Eppensteiner, W. (1989): Gang und Gehwerk einer Massenbewegung, Teil 2: Geomechanik des Systems Hart auf Weich. *Felsbau* 7, Nr.1, 16-20, Essen

Poltnig W., Harum T., Ruch Ch., Winkler G., Leis A., Ortner G., Reichl P. (2007): Hydrogeologie Sattnitzberge – Sattnitzplateau-West KA 42/04.- Unveröff. Ber., Institut für WasserRessourcenManagement, S. 110, Graz.

Ronchetti, F., Borgatti, L., Cervi, F., Gorgoni, C., Piccinini, L., Vincenzi, V., Corsini, A. (2009): Groundwater processes in a complex landslide, northern Apennines, Italy. *Nat. Hazards and Earth Syst. Sci.* 9 (3), 895-904.

Staubig, R. (2011): The Influence of Extensive Slope Tectonics on the Hydrogeological System Roach Spring (Carinthia/Austria). Unveröffentl. Masterarbeit, S. 80, Karl-Franzens-Universität Graz.

Steidl, A. (2003): Engineering geological investigation of Quaternary faulting and deep-seated gravitational slope deformation mechanics – with reference to the Kaponig Pilot Tunnel, Mallnitz, Austria. *Mitteil. der Gruppe Geotechnik Graz*, Heft 20.

Strauhal, T., S. Loew, M. Holzmann, and C. Zangerl. (2016): Detailed hydrogeological analysis of a deep-seated rockslide at Gepatsch reservoir (Klasgarten, Austria). *Hydrogeol. J.*, 24, no. 2 349-371.

Thalheim, F. (2016a): Hydraulic characterisation of a mass movement-influenced aquifer, Turiawald, Sattnitz Mountains, Carinthia. Unveröffentl. Masterarbeit, S. 158, Karl-Franzens-Universität Graz.

Thalheim, F. (2016b): Hydraulische Charakterisierung eines von Massenbewegungen beeinflussten Grundwasserleiters am Beispiel Turiawald, Sattnitz, Kärnten. *Beitr. z. Hydrogeol.*, Bd.60, 97-106.

Winkler, G., Poltnig, W., Schlamberger, J. (2008): Hangtektonische und tektonische Beeinflussung des Grundwassersystems Sattnitz. In: Marschallinger, R., Wanker, W.: *Computeranwendungen in Hydrologie, Hydrogeologie und Geologie*, Beiträge zur COG-Tagung Salzburg 2007, 38-46, Wichmann, Heidelberg.

Donnerstag 19. Oktober 2017

15:30-16:00

Hängebrücken und Schluchtsteige – Anforderungen an Errichtung und Betrieb

Kurt Neuschmid, Stefan Rainer

HTB Baugesellschaft m.b.H.

Abstract

We in Tyrol enjoy a breathtaking and adventurous countryside, which we want to make accessible for our guests. Particularly impressive insights into our alpine area can be gained on various hiking trails, platforms, gorge tracks and suspension bridges. Especially for a family father like me it is astonishing how differently the concept of visitors' safety is viewed by owners, planners and constructors although it plays a crucial role. This article on the topic of "Suspension bridges and gorge tracks – requirements on construction and operation" attempts to explore the legal basis and to provide a guideline from the planning to the realisation according to current ÖNORM standards and technical rules. Particular attention will be paid to safety related aspects of the construction, the operation and the maintenance and inspection. This article will close with the recommendation of forming a working group that endeavours to identify the actual situation and in the future could shape consistent guidelines to realise such constructions.

Vorstellung der HTB Baugesellschaft m.b.H.

Die Firma HTB Baugesellschaft m.b.H. wurde 1988 als Hoch-Tief-Bau-Imst Ges.m.b.H. in Imst gegründet. Im Jahre 2013 erfolgte die Verlegung in den neu errichteten Hauptsitz nach Arzl im Pitztal. Um die lokale Zusammenarbeit mit den Bauherren zu ermöglichen, wurden im Laufe der Jahre weitere Niederlassungen in Nüziders, Innsbruck, Kufstein, Lienz, Zell am See und Klagenfurt eröffnet. 2014 wurde das Unternehmen in HTB Baugesellschaft m.b.H. umbenannt. Unser Betätigungsgebiet erstreckt sich über den gesamten deutschsprachigen Raum und die angrenzenden Länder.. Aufgrund unserer speziellen Fachkenntnisse wurden auch Projekte in Kroatien, Bulgarien, Spanien, Norwegen, Irland, Italien und Indien abgewickelt.

Die HTB Baugesellschaft m.b.H. wurde 1988 als Hoch-Tief-Bau-Imst Ges.m.b.H. mit Sitz in Imst gegründet.

Um die lokale Zusammenarbeit mit den Bauherren zu ermöglichen, wurden im Laufe der Jahre weitere Niederlassungen in Nüziders, Innsbruck, Kufstein, Lienz, Zell am See und Klagenfurt eröffnet. In den Jahren 2013 und 2014 erfolgte die Verlegung in den neu errichteten Hauptsitz nach Arzl im Pitztal und die Umbenennung des Unternehmens in HTB Baugesellschaft m.b.H.

Die HTB hat jahrzehntelange Erfahrung in den Sparten Hochgebirgsbau, Spezialtiefbau und in der Realisierung von Hängebrücken und Erlebnissteigen. Neben der obligatorischen Zertifizierung nach ISO 9001 verfügt die HTB über gültige Zertifizierungen für Umweltmanagementsysteme ISO 14001 und Arbeitsschutzmanagementsysteme OHSAS 18001. Derzeit beschäftigt das Unternehmen über 450 Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter.

Das Betätigungsgebiet erstreckt sich über den gesamten deutschsprachigen Raum und die angrenzenden Länder. Aufgrund unserer speziellen Fachkenntnisse wurden auch Projekte in Kroatien, Bulgarien, Spanien, Norwegen, Irland, Italien und Indien abgewickelt.

Einleitung, Erfahrungsbericht und Problemstellung

Wir haben bei uns in Tirol eine atemberaubende und abenteuerliche Natur, die wir erschließen und unseren Gästen zugänglich machen wollen. Besonders eindrucksvolle Einblicke in unser alpines Gelände verschaffen dabei diverse Wanderwege, Plattformen, Schluchtsteige und Hängebrücken, welche in den letzten Jahren immer mehr zur Ausführung gelangten. Besonders als Bauingenieur im Bereich Spezialtiefbau fällt mir immer wieder auf, wie die Brücken und Steige in verschiedenster Form und Qualität ausgeführt werden. Besonders als Familienvater erstaunt es jedoch, wie der Begriff „Sicherheit“ der Besucher von Bauherren, Planern und Errichtern unterschiedlich interpretiert wird, obwohl er eine entscheidende Rolle spielt. In den meisten Fällen wird darauf geachtet, jedoch darf auch -ausdrücklich ohne mit dem Finger auf konkrete Fälle zu zeigen und anzuklagen- angemerkt werden, dass die Ausführung teilweise mangelhaft erscheint und Gefahren mit sich bringt, wie die folgenden Abbildungen zeigen.



Abb.1: Beispiel Schluchtsteig



Abb.2: Beispiel Holzbrücke



Abb.3: Beispiel Schluchtsteig

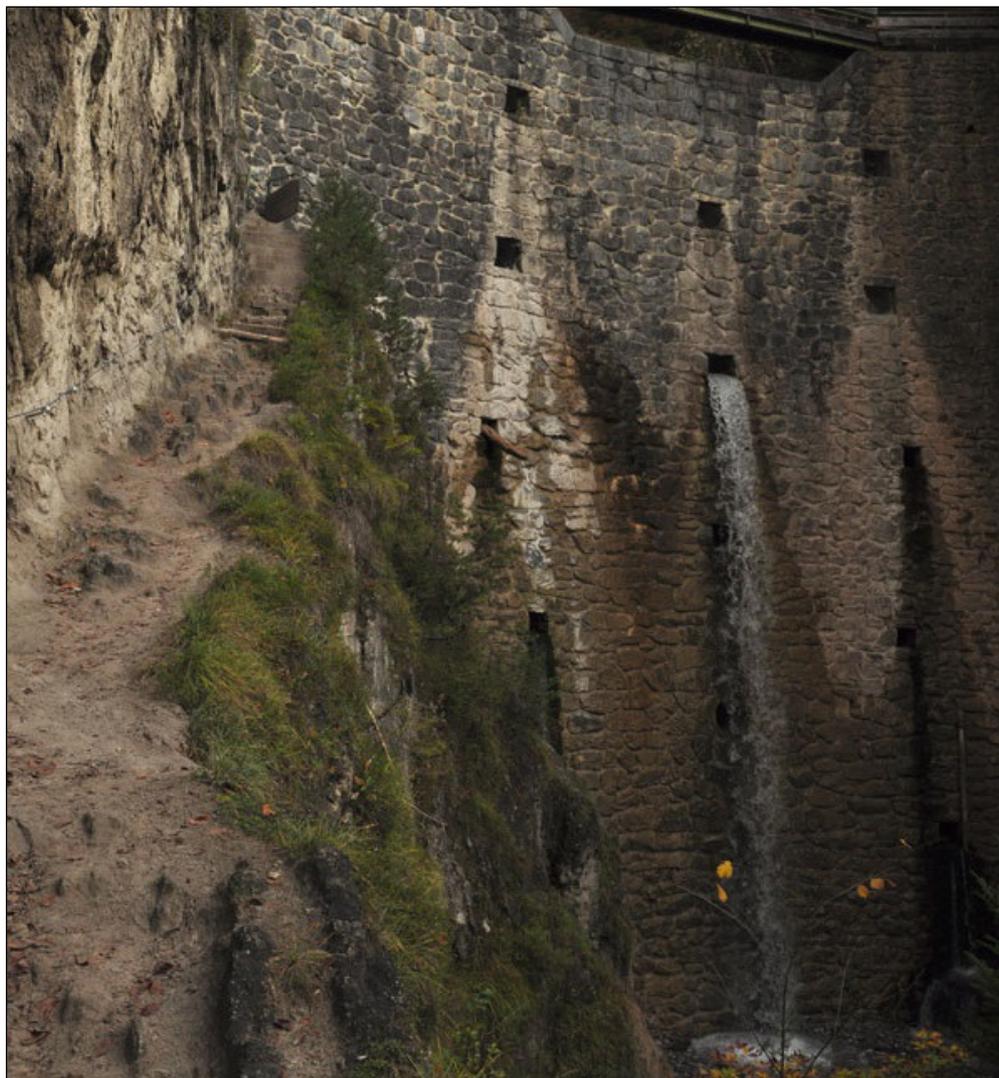


Abb.4: Beispiel Schluchtsteig

Rechtsgrundlagen und Richtlinien für Wanderwege, Hängebrücken und Schluchtsteige

Was ist per Definition ein Weg über eine Hängebrücke oder ein Schluchtsteig? Laut ABGB §1319 Abs.2 ist ein Weg eine Landfläche, die von jedermann unter den gleichen Bedingungen für den Verkehr jeder Art oder für bestimmte Arten des Verkehrs benützt werden darf, auch wenn sie nur für einen eingeschränkten Benutzerkreis bestimmt ist. Zu einem Weg gehören auch die in seinem Zug befindlichen und dem Verkehr dienenden Anlagen, wie besonders Brücken, Stützmauern, Futtermauern, Durchlässe, Gräben und Pflanzungen (ABGB, §1319a, 1976).

Nach der Legaldefinition ist der Begriff Weg also sehr weit gefasst und es kann davon ausgegangen werden, dass auch Hängebrücken und Schluchtsteige in diese Kategorie fallen, da sie explizit für den (teilweise eingeschränkten) Personenverkehr realisiert werden.

Nach einem weiteren Gedankenschritt wird klar, dass in unserem Bundesland Wege in den Geltungsbereich des Tiroler Straßengesetzes einzuordnen sind, denn im Gesetz vom 16. November 1988 über die öffentlichen Straßen und Wege (Tiroler Straßengesetz) steht dazu im Paragraph eins und zwei:

Dieses Gesetz gilt für öffentliche Straßen und Wege, [...] und für private Straßen, die dem öffentlichen Verkehr [...] dienen. Die Vorschriften dieses Gesetzes über öffentliche Straßen gelten auch für öffentliche Wege, soweit nicht ausdrücklich etwas anderes bestimmt ist (Tiroler Straßengesetz, 1988)

Als Basis für die Berechnungen, Dimensionierungen und die Ausbildung der Brücken und Schluchtsteige sind daher die gültigen ÖNORMen anzusehen. Zusätzlich stehen die jeweiligen RVS (Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen) als Normungsgrundlage zur Verfügung. Die Anwendung der RVS ist für den die Straßen des Bundes (Autobahnen, Schnellstraßen, Bundesstraßen = „Landesstraßen B“) verbindlich. Die Verwendung der RVS wird jedoch auch außerhalb des Bundesstraßenbereiches vom BMVIT mit RVS 01.01.11 vom 01.09.2006 empfohlen.

Genehmigungsverfahren für Wege, Steige und Brücken

Gemäß §41 Tiroler Straßengesetz hat der Straßenverwalter, in unserem Fall der Betreiber bzw. Erhalter der Hängebrücke oder des Schluchtsteiges bei der Behörde um Erteilung einer Straßenbaubewilligung anzusuchen, wobei die zuständige Behörde im Regelfall der Bürgermeister ist. Die Bezirksverwaltungsbehörde ist zuständig, wenn sich die geplante Baumaßnahme auf das Gebiet zweier oder mehrerer Gemeinden erstreckt.

Die zuständige Behörde hat anschließend sämtliche betroffene Parteien wie z.B. die Grundeigentümer, die Agrarbehörde, ggf. Anrainer, den Landesumweltanwalt etc. zu laden. Hinzu kommen bei Bedarf zur naturschutz-, wasser- und forstrechtlichen Beurteilung die erforderlichen Sachverständigen, wie zum Beispiel die Amtssachverständigen für Natur- und Umweltschutz, Amtssachverständige der Landesgeologie, Fachleute des forsttechnischen Dienstes für die Wildbach- und Lawinenverbauung etc.

Naturschutz-, Wasser- und Forstrechtliche Bewilligung

Neben der Straßenbaubewilligung ist der Neubau von Hängebrücken und Steigen laut §6 Tiroler Naturschutzgesetz außerhalb von Ortschaften oberhalb der Seehöhe von 1.700 Metern oder einer Länge von mehr als 500 Metern naturschutzrechtlich bewilligungspflichtig. Zusätzlich besteht eine Bewilligungspflicht für die Errichtung von Wegen laut §10, §11, §21 des Naturschutzgesetzes generell in Landschaftsschutzgebieten, Ruhegebieten und Naturschutzgebieten.

Die aktuell verordneten Schutzgebiete können unter www.tirol.gv.at/tiris -> „tiris Kartendienste zu Fachthemen“ -> „Schutzgebiete Naturschutz“ eingesehen werden.

Werden für den Bau von Wegen Eingriffe in den Wasserhaushalt erforderlich bzw. Beeinflussungen dessen erwartet, oder müssen Rodungen durchgeführt werden, ist zusätzlich eine wasserrechtliche und forstrechtliche Genehmigung erforderlich.

Projektierung von Hängebrücken

Bei der Projektierung von neuen Hängebrücken und Schluchtsteigen oder der Integration in ein bestehendes Wegenetz sollten einige Punkte für die Wegbenutzer bedacht werden. Eine Hängebrücke, eine Plattform, oder ein Schluchsteig kann in einer großen Bandbreite von kühner, schaukelnder Konstruktion mit Gitterrost als Gehwegbelag bis zu einer stabilen, breiten Brücke mit befestigtem,

blickdichtem Gehwegbelag geplant werden. Die Auswahl hängt in erster Linie natürlich vom Wunsch des Auftraggebers ab.

Allerdings sollte auch ein Auftraggeber, der sich eine waghalsige Konstruktion mit Adrenalinkick-Garantie vorstellt, dahingehend beraten werden, ob diese Art der Hängebrücke überhaupt ins lokale Wegenetz passt. Ist die Brücke als einzige Verbindung in diesem Netz vorgesehen, sollte darauf geachtet werden, dass ein möglichst großer Personenkreis, d.h. auch weniger trittsichere Personen, Menschen mit Höhenangst, Eltern mit Kinderwagen oder Kinder die Brücke benutzen können. In diesem Fall sind auch an die Windstabilität höhere Anforderungen zu setzen, da der Verkehrsweg an möglichst vielen Tagen zur Verfügung stehen muss. Die Übergänge von einer Brücke auf das umliegende Gelände sollten mit möglichst geringem Niveausprung ausgeführt werden. Soll die Brücke oder der Steig als Attraktion in ein gut ausgebautes Wegenetz mit ausreichend alternativen Umgehungsvarianten eingefügt werden, steht einer besonders spektakulären Konstruktion, über die sich nur die mutigeren Personen wagen, grundsätzlich nichts entgegen.

Hinsichtlich der genauen örtlichen Windverhältnisse und sonstigen lokalen Wetterbesonderheiten (z.B. Föhnwind, außergewöhnliche Schneelagen durch Windverfrachtung, etc.) ist der Statiker schon beim Vorentwurf zu informieren, um ein geeignetes statisches System mit hoher Gebrauchstauglichkeit zu finden. Reine Normwerte und Wetterdaten aus dem Internet können die örtlichen Gegebenheiten u.U. nicht ausreichend wiedergeben.

Bei größeren Höhenunterschieden zwischen den beiden Brückenwiderlagern ist eine stark durchhängende Brücke weniger geeignet, da sich am höher liegenden Widerlager ein sehr steiler Anstieg des Gehwegbelages ergeben würde. In diesem Fall sollte die Konstruktion stärker vorgespannt werden, um keine zu großen Anstiege zu erhalten, oder der Niveauunterschied mit Hilfe von Treppenturmpylonen o.ä. konstruktiv verringert werden.

Die Betriebssicherheit stellt einen der wichtigsten Punkte beim Bau von Hängebrücken und Schluchtsteigen dar. Bei der Planung sollte beachtet werden, dass die Breite im Verhältnis zur Länge der Brücke ausreichend gewählt wird, damit sich die Besucher problemlos begegnen können.

Laut RVS 15.04.21 müssen die Geländer (Brücken beidseitig, Steige talseitig) bei Gehwegbrücken mindestens eine Höhe von 1,0 Metern aufweisen. Es wird jedoch dringend eine Höhe von mindestens 1,2 Metern empfohlen und eine nicht besteigbare Ausfachung (laut RVS z.B. vertikale Stäbe oder ein Maschengeflecht) zwischen den Stehern. Das einfache Spannen von horizontalen Seilen als Abgrenzungen erscheint in den meisten Fällen (besonders für Kinder) als ungenügend und hat in der Vergangenheit leider schon fatale Folgen nach sich gezogen.

Bei Plattformen oder Brücken sollte eine rutschsichere Gitterrostkonstruktion im Vergleich zu einem im Regen rutschigen Holzbelag vorgezogen werden.

Die RVS 15.01.11 regelt Qualitätskriterien für die Planung von Brücken, allerdings scheint diese auf Hängebrückensysteme nur beschränkt anwendbar. Jedenfalls sollte die RVS 15.02.11 „Planungsgrundlagen – Vorkehrungen zur Brückenprüfung und –erhaltung“ schon beim Entwurf berücksichtigt werden.

Dimensionierung und Berechnung

Als Basis für die statische Berechnung gelten die ÖNORMen und Eurocodes in ihrer letztgültigen Fassung inklusive den dazugehörigen nationalen Anhängen. Als Grundlagen für die Dimensionierungen dienen die Geländeaufnahme, der Grundriss und die zugehörigen Schnitte der Hängebrücke bzw. der Schluchtsteige. Kriterien für den Entwurf sind die Funktionalität für Benutzer und Erhalter, die Kosten auf Bestandsdauer, die technische Qualität, die Dauerhaftigkeit, die Wahl einer Konstruktion mit möglichst geringen Risiken einer Fehlbeurteilung von festgestellten Schäden im Zuge von Prüfungen und natürlich die Ästhetik.

Es sei darauf hingewiesen, dass die statischen und geotechnischen Berechnungen durch einen befugten Zivilingenieur durchzuführen sind, welcher neben den ständigen Lasten wie Eigengewicht, Aufbauten und Zusatzlasten auch die veränderlichen Lasten wie Nutzlasten, Schnee- und Eislasten, Windlasten und den Personenverkehr zu berücksichtigen hat.

Eine Fußgängerhängebrücke fällt laut ÖNORM EN 1990 bezüglich ihrer Nutzungsdauer in die Klasse 5 und damit wird der Planer laut Norm zu einer Planungsgröße der Nutzungsdauer von >100 Jahren verpflichtet. Aufgrund dieser Vorgabe sind sämtliche Brückenbauteile und Verankerungselemente dauerhaft auszubilden, was z.B. durch doppelt korrosionsgeschützte Anker und eine verzinkte Ausführung der Stahlbauteile erreicht werden kann.

Errichtung

Grundsätzlich dürfen die anfallenden Bau-, Spezialtiefbau-, Fertigungs- und Montagearbeiten nur von hierfür geeigneten und konzessionierten Fachfirmen unter Beachtung der gültigen ÖNORMEN und Unfallverhütungsvorschriften durchgeführt werden. Diese Information erscheint besonders für den Eigentümer bzw. Betreiber wichtig, da im Haftungsfall von einem Mitverschulden des Bauherrn durch Beauftragung einer nicht konzessionierten Firma ausgegangen werden muss.

Ein Augenmerk sollte daraufgelegt werden, dass sich nur ausgebildete Facharbeiter auf der Baustelle befinden, die mit ihrer persönlichen Schutzausrüstung (PSA) ausgerüstet sind und die wiederkehrenden (jährlichen) Prüfungen, Kurse und Auffrischungen (z.B. Seilkurse, Erste-Hilfe-Kurse udgl.) absolviert haben.

Für jede Baustelle muss nachweislich eine allgemeine und projektspezifische Risikoanalyse und Evaluierung durchgeführt werden, die alle eventuellen Gefahren beleuchtet, Lösungen vorgibt und die Unfallrisiken minimiert. Alle auf der Baustelle anwesenden Personen sind mit Hilfe dieser Evaluierung zu unterweisen und haben diese anschließend zu unterfertigen.

Für diverse Gründungen und Verankerungen sind zugelassene Stützmittel zu verwenden, wobei die jeweils gültigen Zulassungen vom Materiallieferanten angefordert werden müssen. Bei jedem Anker muss

eine Abnahmeprüfung laut EN1537 durchgeführt werden. Dabei werden nach der Montage der Ankerspannpresse die Anker mehrstufig bis zur Prüfkraft belastet und die Ergebnisse protokolliert. Wenn nach einer definierten Beobachtungszeit die Ankerkopfbewegung abflacht, kann gefolgert werden, dass die Prüfkraft vom Anker aufgenommen wird und die Kriechverformungen einen Verlauf Richtung Null aufweisen.

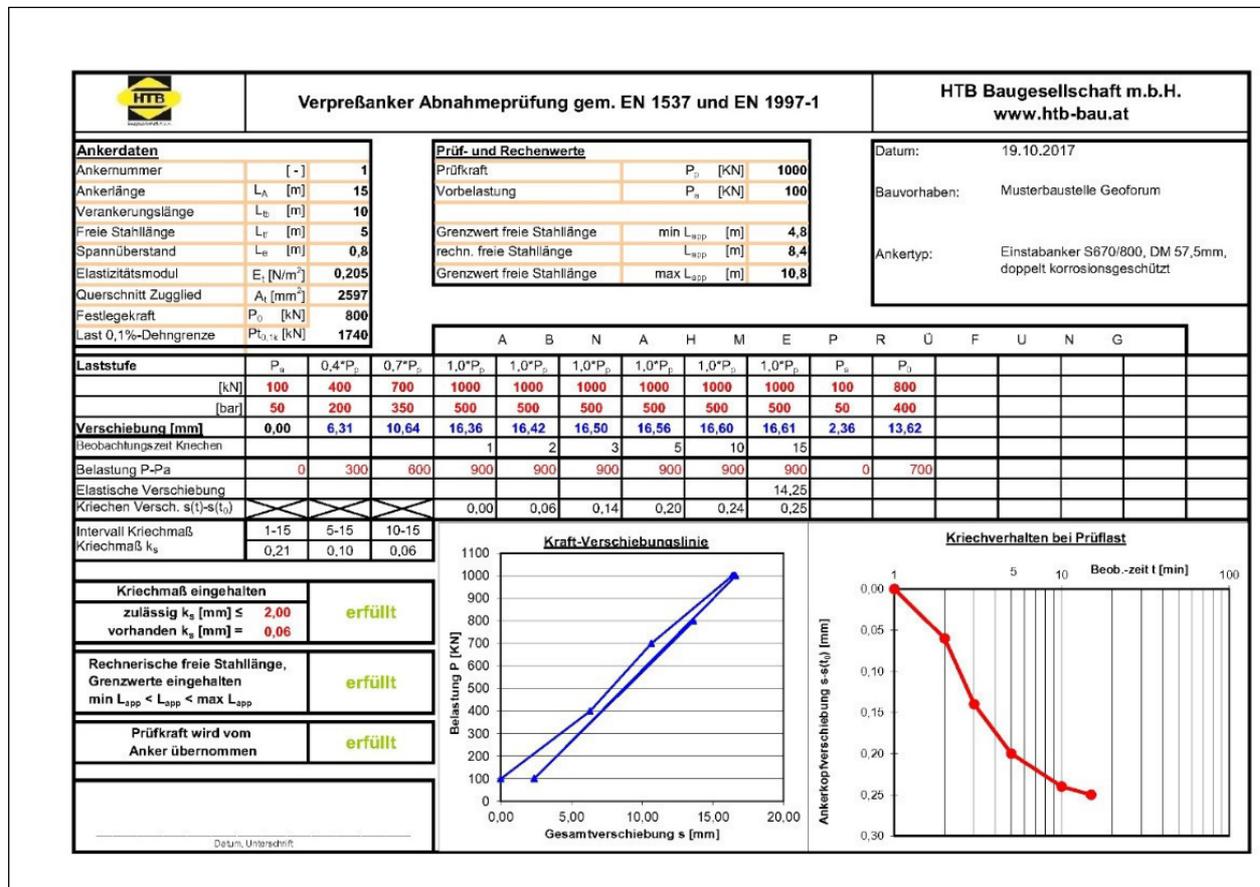


Abb.5: Protokoll Abnahmeprüfung Stabanker

Bei den anschließenden Arbeiten wie der Betonage der Fundamente, Aufstellen der Pylone, Befestigung der Seile und Montage der Hängebrücke ist ein gut durchdachter und rationeller Bauablauf entscheidend für die erfolgreiche Abwicklung der Baustelle. Aus Erfahrung wird dringend empfohlen, die Arbeiten aus einer Hand durchführen zu lassen und einen Generalunternehmer mit der Planung und Ausführung aller Gewerke zu beauftragen. Nur dadurch können kurzfristig Optimierungen durchgeführt werden, da sich viele Änderungen auf die komplette Lastverteilung und damit das Gesamtsystem auswirken.



Abb.6: Fertige Widerlagerkonstruktion einer Hängebrücke mit Pylon und Zugstangen

Abnahme

Die Abnahme der sicherheitsrelevanten Bauteile während und nach Beendigung der Baumaßnahmen gehört zu den obligatorischen Aufgaben bei der Verwirklichung von Hängebrücken und Steigen. Dazu zählen unter anderem die Abnahmeprüfungen der Fundamentverankerungen, die Bewehrungsabnahme der Fundamente und der Pylone durch den Statiker, die Erdungsmessung zur Kontrolle eines einwandfreien Blitzschutzes, die Abnahme der Schweißnähte, etc. Sämtliche Überprüfungen müssen mittels Protokollen von einem befugten Fachmann bestätigt und unterfertigt sein.

Kommerzieller Betrieb von Hängebrücken mit großer Längserstreckung

Für den sicheren Betrieb muss ein Sicherheitskonzept vorgesehen werden, welches folgende Punkte behandeln sollte:

Über die gesamte Bauzeit und im Betriebszustand sollte das Wegenetz bis zum Schluchteinstieg oder bis zum Beginn der Hängebrücke eine Breite von mindestens 3,05m und eine maximale Steigung von 10% aufweisen, damit die Zufahrt von Einsatzfahrzeugen jederzeit gewährleistet werden kann.

Die maximale Besucheranzahl, die sich gleichzeitig auf der Brücke befinden darf, sollte definiert werden. Bei einer größeren Brücke mit einem Kassasystem kann die Zählung der Besucher über das vollautomatische Zutrittsystem erfolgen, welches jeden Eintritt und Austritt genauestens aufzeichnet. Wird die Grenze erreicht, wird jeder weitere Eintritt blockiert.

Auf den Pylonen und in regelmäßigen Abständen auf der Brücke sollten Lautsprecher installiert werden, um im Notfall Durchsagen jeglicher Art tätigen oder bei Gefahr automatisch zu einer sofortigen Brückenevakuierung auffordern zu können.



Abb.7: Hängebrücke mit einer Länge von 458 Metern neben der Rappodetalsperre

Zur Sicherheit und Flugbefeuerung sollten auf den Pylonen Warnlichter installiert werden, damit es bei Dämmerung oder in der Nacht zu keinen Unfällen mit Fluggeräten o.ä. kommen kann. Als Ergänzung zur Flugsicherheit wird der Laufsteg der Hängebrücke teilweise beleuchtet

In unmittelbarer Nähe oder auf der Brücke sollte eine Windmessung installiert werden, um bei einer definierten maximalen Windstärke automatisch Alarm auszulösen. Im Alarmfall kann das installierte Lautsprechersystem zur sofortigen Brückenräumung auffordern, die Notbeleuchtung auf Rot schalten und die Zutritte gesperrt werden. Die Alarmbenachrichtigung kann anschließend zusätzlich per SMS oder WLAN an ausgewählte Personen versandt werden.

Im Umfeld der Brücke sollte ein Baumfall-Sicherheitsbereich eingerichtet werden. Dieser Sicherheitsbereich beträgt grundsätzlich die 2-fache Baumhöhe, sofern die Bäume in diesem Bereich die Brücke aufgrund der Höhe treffen könnten. Die Bäume müssen in regelmäßigen Abständen vom Bauherren oder dessen Vertreter auf ihre Gesundheit und Standfestigkeit hin untersucht werden.

Der Brückeneingang und Ausgang ist neben den Drehkreuzen zusätzlich mit Fluchttoren auszustatten, welche im Notfall geöffnet werden können um eine rasche Räumung der Brücke zu ermöglichen.

Im Sinne einer Totalsperre und zum Schutz gegen Vandalismus sollte der gesamte Brücken- und Kassabereich bei Bedarf mittels Rolltoren am Start- und Endpunkt gesperrt werden können. Zusätzlich könnte zur Erhöhung der Sicherheit eine Videoüberwachung installiert werden.

Für die Sicherheit der Benutzer muss ein Blitzschutzsystem eingebaut werden, wobei die Überspannungen mittels Flach- oder Tiefenerder in den Untergrund abgeführt werden können.

Betriebsbedingungen, Erhaltung, Inspektion und Betriebsbuch

Grundsätzlich muss angemerkt werden, dass die RVS nur für den Bereich Bundesstraßen verbindlich ist, und dass im Fall Fußgängerhängebrücken und Schluchtsteige das Tiroler Straßengesetz anzuwenden ist, wobei dieses leider keine detaillierten Anweisungen zur Prüfung enthält.

Gemäß §46 Abs. 2 Tiroler Straßengesetz müssen Brücken oder Steige aus Stahl, die keine Holzbauteile enthalten und nicht älter als 50 Jahre sind mindestens alle 6 Jahre auf Tragfähigkeit und Standsicherheit

geprüft werden. Enthalten die Brücken Holzbauteile (z.B. Planken/Rost aus Holz), dann ist die Überprüfung alle 3 Jahre durchzuführen.

Die RVS hingegen unterscheidet zwischen „Kontrolle“ und „Prüfung“, wobei sie Kontrollen alle zwei Jahre und Prüfungen innerhalb der ersten 3 Jahre nach Fertigstellung, danach in Abständen von 6 Jahren vorsieht. Besondere Bauteile wie Trag- und Windseile (auf Korrosion und Drahtbrüche) und deren Verankerungen (visuell) sind alle 3 Jahre zu prüfen.

Aufwendige Ankerprüfungen mittels Abhebekontrollen sollten in Anlehnung an ÖNORM B 1997-1-1 mindestens alle 10 Jahre durchgeführt werden. Alternativ dazu können auch Kraftmessdosen installiert werden, deren Werte zur Kontrolle jederzeit abgelesen werden können.

Zusätzlich zu den gesetzlichen Regelungen wird dem Betreiber jedoch empfohlen, eine regelmäßige (monatliche) Begehung der Anlage und eine zusätzliche Kontrolle der Steige nach Hochwetterereignissen durchzuführen und die Begehungen zu dokumentieren. Dabei erfolgt eine augenscheinliche Überprüfung der Seile, Konstruktionsteile, Trägerstöße, Verankerungen und Lager auf Korrosion, Risse, Verschiebungen, Abheben von Verankerungsplatten und sonstige Veränderungen.

Jährlich sollten im gesamten Schluchtsteigebereich Übersteige- und Felsberäumungsarbeiten durchgeführt werden.

Gemäß RVS 13.03.11 kann die Durchführung von Kontrollen durch entsprechend geschultes und erfahrenes Personal erfolgen. Die Durchführung von Prüfungen hat jedoch durch einen sachkundigen Ingenieur mit einschlägiger Erfahrung in der Brückenprüfung zu erfolgen.

Es wird empfohlen, für sämtliche Hängebrücken und Schluchtsteige ein Betriebsbuch zu erstellen, welches die Betriebsbedingungen umfasst. Dazu gehören unter anderem die maximale Nutzlast in kN/m² auf der gesamten Brücke bzw. als Einzellast am Belag (z.B. Gitterrost), die erforderliche Schneeräumung ab einer bestimmten Schneehöhe, die Sperrung der Brücken und Steige für den Fußgängerverkehr ab einer vorgegebenen Windgeschwindigkeit und die Angabe der Prüfintervalle.

Bei Durchführung der Prüfungen im gesetzlich vorgeschriebenen Umfang und der Führung eines Betriebsbuches kann im Schadensfall sicher niemand dem Wegerhalter (grobe) Fahrlässigkeit aufgrund eines mangelhaften Zustands im Sinne § 1319a AGBG vorwerfen.

Haftung des Wegerhalters bei Mangelhaftigkeit (Dr. Klaus Mayramhof, Amt der Tiroler Landesregierung)

Der Begriff des Halters:

Halter eines Weges ist jener, der die Kosten für die Errichtung und Erhaltung eines Weges trägt und die Verfügungsmacht hat. Es kommt als keinesfalls entscheidend auf das Eigentum an. Der Großteil der Wege wird von der öffentlichen Hand eröffnet und instandgehalten. Hier ist die Feststellung des Halters daher in aller Regel nicht schwierig. Auch bei Privatpersonen wird vielfach leicht ermittelt werden können, wer den Verkehr eröffnet hat und die Erhaltungskosten trägt.

Mangelhaftigkeit des Weges:

Gemäß § 1319a ABGB haftet der Halter eines Weges, wenn durch dessen mangelhaften Zustand ein Schaden herbeigeführt wird und dem Halter selbst oder seinen Leuten grobe Fahrlässigkeit oder Vorsatz vorzuwerfen ist. Ob der Zustand eines Weges mangelhaft ist, richtet sich danach, was nach der Art des Weges, besonders nach seiner Widmung, für seine Anlage und Betreuung angemessen und zumutbar ist. Unebenheiten die bei einem Gemeindeweg als normal gelten können, sind auf einer Autobahn ein schwerwiegender Mangel. Zustände, die auf einem alpinen Steig als selbstverständlich gelten, wären bei einem Gehsteig im Ortszentrum womöglich untragbar.

Mangelhaftigkeit und Warnung vor Gefahrenstellen:

Die Haftung wird in Lehre und Rechtsprechung so ausgelegt, dass § 1319a auch bei Verletzung von Warnpflichten, die den Zustand des Weges betreffen, anzuwenden ist. Ein mangelhafter Zustand des Weges ist deshalb auch dann anzunehmen, wenn der Weg nicht mit ausreichenden Hinweisen auf Gefahrenstellen ausgestattet ist. Andererseits kann aber die Mangelhaftigkeit nicht stets bloß durch das Aufstellen von Warnschildern beseitigt werden. Soweit die Beseitigung der Gefahr zumutbar ist, kann die Haftung des Halters nicht durch den Hinweis auf die Gefahrensituation ausgeschlossen werden.

Haftung bei grobem Verschulden:

Der Halter wird nur schadenersatzpflichtig, wenn grobes Verschulden vorliegt. Er haftet gleichermaßen für eigenes bzw. bei juristischen Personen für das Verschulden seiner Organe und für das Verschulden seiner Leute. Unter dem Begriff der groben Fahrlässigkeit ist eine auffallende Sorglosigkeit zu verstehen, bei der die gebotene Sorgfalt nach den Umständen des Falles in ungewöhnlicher Weise verletzt wird und der Eintritt des Schadens nicht nur möglich, sondern als wahrscheinlich anzusehen ist.

Referenzprojekte

Hängebrücke Rappodetalsperre

Im Mai 2017 wurde die längste Fußgänger-Hängebrücke der Welt eröffnet. Mit einer Länge von 458 Metern spannt sich das Bauwerk neben der Rappodetalsperre in ca. 100 Metern Höhe über das Tal. Die HTB Baugesellschaft war bei diesem Rekordbauwerk als Generalunternehmen für die Herstellung der Erd-, Stahlbeton- und Ankerungsarbeiten sowie für die Produktion und Lieferung der Brückenelemente verantwortlich. Während der Bauzeit wurden 148 Kubikmeter Beton und 25 Tonnen Bewehrungsstahl verbaut. Halt geben den enormen Brückenzugkräften von knapp 1.000 Tonnen insgesamt 48 Zug- und Druckanker, die bis zu 27 Meter in das Erdreich versenkt wurden. Das gesamte Brückengewicht von 120 Tonnen wird von den vier Haupttragseilen mit einem Durchmesser von 65 mm gehalten. Zwei seitliche Stabilisierungsseile (Windseile) halten die Brücke in Position.



Abb.8: Hängebrücke Rappodetalsperre in der Dämmerung



Abb.9: Besucheransturm bei der Hängebrücke Rappodetalsperre

Aussichtsplattform und Hängebrücke Hochkar

Im Jahr 2015 wurde am Hochkar neben der Realisierung einer Aussichtsplattform eine Seilhängebrücke mit einer Spannweite von 62 m entwickelt und gebaut, die trotz der extremen Wetterbedingungen am Hochkar (Windgeschwindigkeiten bis zu 150 km/h, Schnee und Eis) konstruktionsbedingt nur ein einziges talseitiges Windseil benötigt.



Abb.10: Hängebrücke Hochkar



Abb.11: Aussichtsplattform und Hängebrücke Hochkar

Stuibenfall

Im Jahr 2015 wurde beim Öztaler Stuibenfall eine neue Treppenkonstruktion entwickelt, welche alle 20 Stufen durch eine Aussichtsplattform unterbrochen wird. In Summe wurden 16 Treppenkonstruktionen und 17 Plattformen gebaut. Das Highlight befindet sich im unteren Teil des Wasserfalls. Eine im Gefälle errichtete Hängebrücke spannt sich mit einer Länge von 85m über den Auslauf des Stuibenfalls.



Abb.12: Wandersteige Stuibenfall



Abb.13: Treppenkonstruktion Stuibenfall

Ausblick

Es wäre wünschenswert, dass eine Vereinigung wie z.B. der Alpenverein oder eine Taskforce unter der Leitung der Gruppe Bau und Technik oder der Landesgeologie des Landes Tirol die Evaluierung von hoch frequentierten Brücken und Steigen veranlasst und so risikoreiche Bereiche gelistet werden können.

Nach Ermittlung des Ist-Zustandes könnte in einem weiteren Schritt das Ziel darin bestehen, in einer Arbeitsgruppe einheitliche Vorgaben für die Umsetzung von Wegen, Steigen, Plattformen und Hängebrücken zu erarbeiten und nach Möglichkeit eine Richtlinie zu entwerfen.

Damit könnten aufgezeigte Fälle weiter beobachtet, ein Wildwuchs an gefährlichen Wegen und Gefahrenstellen verhindert und die Sicherheit auf heimischen Wegen und Steigen enorm erhöht werden.

Literaturverweise/Quellen:

- Allgemeines bürgerliches Gesetzbuch (ABGB) §1319a, Inkrafttretensdatum 1976
- Gesetz vom 16. November 1988 über die öffentlichen Straßen und Wege (Tiroler Straßengesetz), (1988), Fassung vom 21.09.2017
- Dr. Klaus Mayramhof, Amt der Tiroler Landesregierung (2000): Massenbewegungen aus Sicht der Behörde und ihrer Sachverständiger, Geoforum Umhausen
- Abbildungen 1 bis 4, Internet

Donnerstag 19. Oktober 2017

16:30-17:00

Seesedimente als geologische Zeugen prähistorischer Erdbeben im Alpenraum

Michael Strasser¹, Markus Aufleger², Markus Erhardt³, Daniel Innerhofer²,
Jasper Moernaut¹, Maximilian Schellhorn¹, Wolfgang Recheis³,

¹ *Institut für Geologie, Universität Innsbruck, Innrain 52f, 6020 Innsbruck, Österreich. michael.strasser@uibk.ac.at,*

² *Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck, Technikerstr. 13, 6020 Innsbruck, Österreich*

³ *Departement Radiologie, Medizinisch Universität Innsbruck & Tirol Kliniken, Anichstrasse 35, 6020 Innsbruck, Österreich;*

Abstract

Lake sediments are excellent geological archives to record past environmental changes and tectonic impacts. With modern state-of-the-art technology, the lake sediment archive can be imaged in very high spatial resolution and core samples can be analyzed in submillimeter-scale resolution for sedimentological, physical, chemical, and bio-logical proxy evidence of past natural events and processes. Here we introduce the new research field of limnogeology to study the high-resolution record of Alpine lakes to unravel the geological past of the last 10-15.000 years, with a special focus on studying earthquakes in prehistoric times. We also report first data from Hechtsee and Achensee, suggesting that also our Tyrolian lakes have the potential to reveal unprecedented information about possible historic and prehistoric earthquakes that have affected the area with variable intensities in the geological past.

Einleitung und Motivation

Seesedimente bilden geologisch-hochaufgelöste Archive für vergangene Natur- und Umweltprozesse. Im Alpenraum reichen diese Archive typischerweise 10- bis 20.000 Jahre zurück, da viele der Seen durch glaziale Prozesse während der letzten Eiszeit geformt und seit dem Rückzug der Gletscher „ruhige“ Sedimentationsräume bilden, welche kaum durch Erosion oder menschliche Prozesse gestört wurden. Die Geologie, klimatische Bedingungen, sowie Morphologie und Umweltprozesse (welche in der jüngeren Vergangenheit meist stark durch anthropogene Prozesse verändert und beeinflusst werden) kontrollieren Sediment-Erosion und -Transport vom Einzugsgebiet in den See. Sie wirken aber auch auf limnische Prozesse im System, welche auch die seeinterne Sedimentbildung und Ablagerungsbedingungen beeinflussen (**Abb. 1**). Die Wechselwirkungen all dieser Prozesse, sowie deren Veränderungen über die Zeit, werden im Sediment, welches meist kontinuierlich Jahr für Jahr am Seeboden abgelagert wird, „gespeichert“ und archiviert. Zudem verursachen punktuelle extreme Naturereignisse wie Hochwasser, Bergstürze oder Erdbeben, kurzzeitige Sedimentumlagerungen oder Sedimentdeformationen, welche zwischengelagert in die kontinuierlichen Seesedimentabfolgen charakteristische Ereignislagen und Sedimentgefüge hinterlassen.

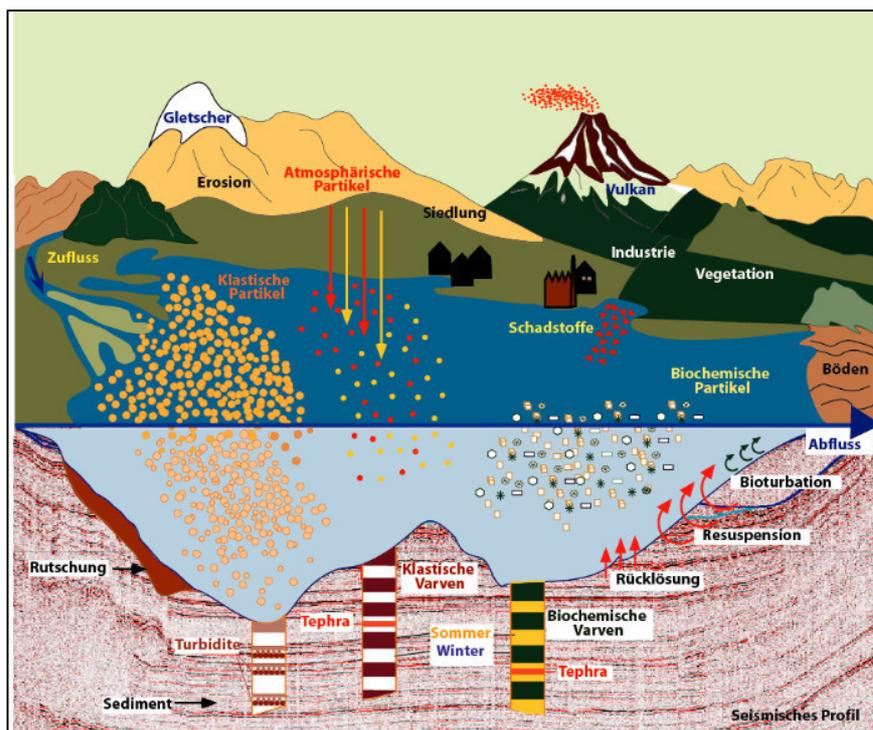


Abb. 1: Schematisch dargestellte Wechselwirkung verschiedener Umweltprozesse, welche auf das Seesystem wirken und somit die Sedimentabfolge im See beeinflussen. Das geologische Archiv ist hier dargestellt mit einem reflexionsseismischen Profil, welches das akustische Reflexionsmuster der Sedimentschichtfolgen wiedergibt. Ebenfalls schematisch dargestellt sind unterschiedlich stratigraphischen Abfolgen mit teilweise Jahreszeitlicher Auflösung (= Varven), welche je nach See Typ und dominierenden Prozesse das Sedimentarchive aufbauen kann. Figur modifiziert nach Sturm und Lotter (1995).

Die Limnogeologie erforscht den Seeboden und die darunterliegenden Sedimentablagerung mit modernsten Untersuchungsmethoden (i.e. vom „Feld“ mit geophysikalischen und hydroakustischen Untersuchungs-, und verschiedensten Sedimentkern-entnahme Methoden bis ins „Labor“ mit analytischen Bohrkernlogging-, sedimentologischen und geochemischen Labor-, sowie radiometrischen Datierungsmethoden), um aus dem geologischen Archiv der Seesedimente, vergangene Umwelt- und Klimabedingungen, sowie Prozesse und Wiederkehraten von Extremereignissen in der Vergangenheit zu rekonstruieren. Motivation und Ziel dieser Forschung ist es einerseits, ein ganzheitliches Systemverständnis (Geologie-Mensch-Umwelt-See) zu erlangen, aber insbesondere auch mögliche Naturgefahren Szenarien sowie deren Eintrittswahrscheinlichkeit in Zukunft richtig einschätzen zu können, um Entscheidungsträger wissenschaftlich-fundierte Daten für sinnvolle Schadenminderungsmaßnahmen liefern zu können.

Mit diesem *Geoforum*-Beitrag stellen wir die Limnogeologie und das analytische Bohrkernlogging als neuen Forschungszweig in Österreich vor und zeigen auf, dass sich insbesondere über technologische Fortschritte und interdisziplinäre Kollaboration in der Vermessung von Seen und im Einsatz von nicht-destruktiven Bohrkernscanning Verfahren neue vielversprechende Anwendungen ergeben. Wir zeigen erste Resultate von einem limnogeologischen Pilotprojekten im Hechtsee bei Kufstein (Tirol), welche im Vortrag dann auch mit Resultaten und Daten von bereits abgeschlossenen Projekten aus Schweizer Seen in Bezug gesetzt werden, um das Potential und die Relevanz der Seegeologie Forschung und deren

Anwendungen, insbesondere auch in Bezug auf „Unterwasser“ geologische Kartierungsarbeiten und das Abschätzen von Naturgefahren wie Erdbeben aufzuzeigen.

Methoden und erste Resultate

Hochmoderne hydroakustische Vermessungsmethoden mit der sogenannten Fächerecholot Technologie (Multibeam; **Abb. 2**) liefern digitale Geländemodelle der Seemorphologie (i.e. Bathymetrie), welche in Präzession und räumlicher Auflösung zu vergleichen sind mit den Höhenmodelle der Laservermessung an Land (LiDAR-Daten), welche in den vergangenen Jahren nicht nur für geologische Anwendungen die Vermessung und die geomorphologisch / geologische Charakterisierung der Topographie revolutioniert hat. So können wir nun auch unter Wasser geologische und geomorphologische Elemente auf den Quadratzentimeter genau lokalisieren und vermessen.

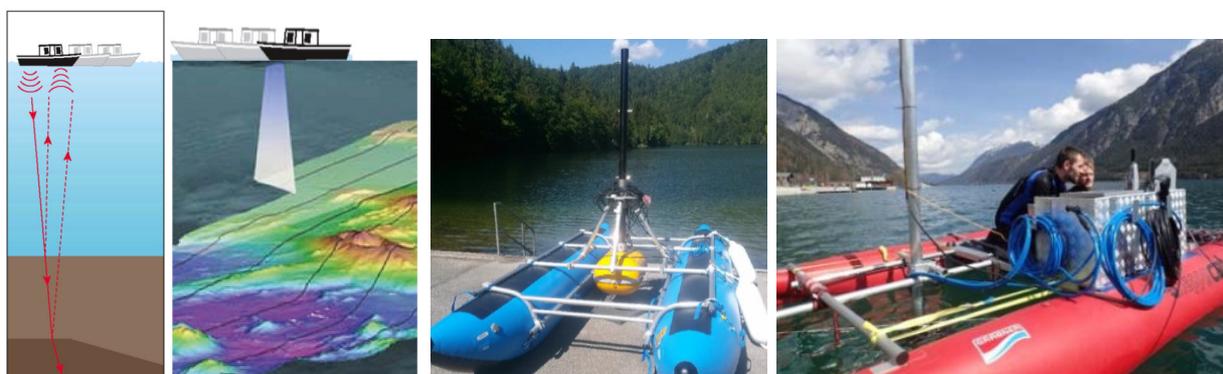


Abb. 2: Rechts sind die hydroakustischen Messprinzipien schematisch dargestellt: Reflexionsmuster von Schallwellen unterschiedlicher Frequenz und Ausstrahlungsgeometrien erlauben (i) Einblick in die Ablagerungsgeometrien der Seebodensedimente (3.5 kHz Seismik; siehe auch Abbildung 1) und (ii) hochpräzise Seeboden-Tiefenvermessungen (hochfrequente Schallwellen (400-500 kHz) mit dem Fächerecholot). Die beiden Katamarane zeigen die an der Universität Innsbruck vor kurzem neu angeschafften Messinstrument für Reflexionsseismik (blauer Katamaran, Institut für Geologie) und Fächerecholot-Multibeam Vermessung (roter Katamaran, Arbeitsbereich Wasserbau)

Abbildung 3 zeigt ein Beispiel einer solchen bathymetrischen Vermessung des Hechtsees bei Kufstein im Tirol. Das Tiefenmodell zeigt im südwestlichen Teil des Sees unterseeische Aufschlüsse, welche der kompetenteren Hauptdolomit Formation, welche am Südufer ansteht (hellgrau in der geologischen Karte) zuzuschreiben sind. Im Nordosten weisen Anrissnischen am Hang und blockig-chaotischen Ablagerungen im Becken darauf hin, dass hier größere Sedimentpakete abgerutscht sind. Der tiefste Punkt wurde auf 57 Meter Wassertiefe vermessen.

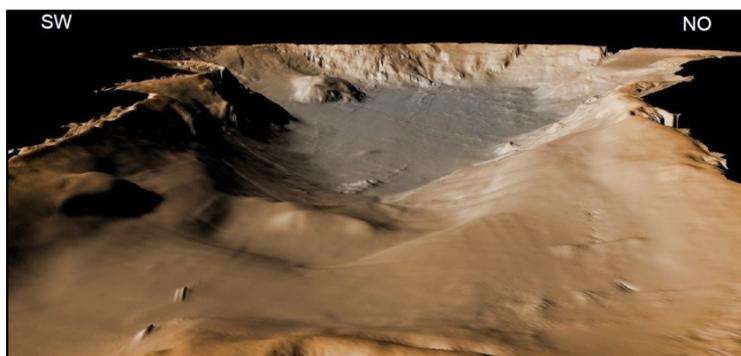
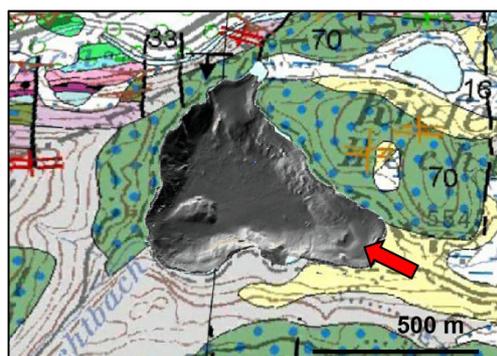


Abb. 3: Links: Bathymetrisches Reliefmodell des Hechtsees verschnitten mit der geologische Karte (Geofast; 90-Kufstein; Geologische Bundesanstalt 2006). Der rote Pfeil zeigt die Blickrichtung der 3D Darstellung im rechten Bildausschnitt. Die hochauflösend bathymetrische Vermessung wurde im Rahmen einer Pilotkampagne mit dem Kongsberg Fächerecholot System GeoSwath Plus Compact (500 kHz) der Arbeitsgruppe Wasserbau der Universität Innsbruck im Juni 2016 aufgezeichnet.

Der Seeuntergrund wird weiter mit hochauflösenden reflexionsseismischen Methoden (3.5 kHz Seismik mit Geopuls Subbottom Profiler) abgebildet (**Abb. 1 und 2**), so dass anhand dieser Daten und mittels seismik-stratigraphischen Analysemethoden die Geometrien der post-glazialen Sedimenteinfüllung mit ca. 10cm vertikaler Auflösung abgebildet und stratigraphisch interpretiert werden können. Dabei können insbesondere die stratigraphischen Niveaus von Massenbewegungen, welche sich durch chaotische und/oder transparente (je nach Massenbewegungstyp) von dem akustisch parallelen Reflexionsmuster der kontinuierlich abgelagerten Seesedimente deutlich unterscheiden, kartiert und in den räumlich–zeitlichen Bezug der Sedimentablagerungsentwicklung des Seesystems gesetzt werden. Zeitgleich und lokations-unabhängig voneinander auftretenden Massenbewegungen können auf ein Auslösemechanismus mit regionaler Wirkung hindeuten, was auf ein Erdbeben oder ein auf den gesamten See wirkendes hydrodynamisches Extremereignisse (z.B. Seiche, Tsunami) schließen lässt (Strasser et al., 2013). Um die in den seismischen Daten identifizierten Horizonte, welche auf solche Extremereignisse hindeuten genauer zu untersuchen und schlussendlich zu datieren, werden Sedimentkerne entnommen um sie im Labor zu untersuchen.

Um Sedimentbohrkerne effizient und mit größtmöglicher hoher zeitlicher und räumlicher Auflösung mittels physikalischen und chemischen Messungen zu charakterisieren entsteht zur Zeit am Institut für Geologie der Universität Innsbruck mit Fördergelder des BMWFW das österreichweite erste Kompetenzzentrum für wissenschaftliches Bohrkernscanning (Core Facility für wissenschaftliche Bohrkernanalysen), mit drei Bohrkernscannern (dem Multisensor Core Logger (MSCL); einem 360° Bohrkern-Fotoscanner (SmartCIS) und einem Röntgenfluoreszenz (RFA)-Kernscanner mit digitaler Radiographie). Mit dem MSCL und dem SmartCIS können bohrkernphysikalische Parameter (Dichte, Porosität, P-Wellengeschwindigkeit, magnetische Suszeptibilität) in hoher vertikaler Auflösung gemessen bzw. die Bohrkern-Manteloberfläche hochauflösend fotografiert werden. Der RFA-Kernscanner erlaubt zeiteffiziente hochaufgelöste chemische Elementanalysen: Der Bohrkern wird dabei mit einer Auflösung von bis zu 0.2 mm der Länge nach automatisch gescannt, wobei mittels Röntgenfluoreszenz für jedem Messpunkt gleichzeitig Gehalt und Verteilung der chemischen Elemente zwischen Mg und U gemessen wird. Damit können Umwelt- und Klimaveränderungen, Mensch-Umwelt Beziehungen, sowie die Wechselwirkungen und Zusammenhänge zwischen Geo- und Biomaterialien und geo- und umweltdynamischen Prozessen rekonstruiert werden, welche in der chemischen Signatur der Bohrkernarchive gespeichert sind.

Im Sommer 2016 wurden 50-80cm lange Kurzkerne im tiefen Becken des Hechtsee entnommen um erste sedimentologische Untersuchungen durchzuführen. Diese Kerne wurden makroskopisch beschrieben aber noch nicht systematisch mit den oben erwähnten Kernscanner analysiert. Im Rahmen einer Testmessung an der Medizinischen Universität Innsbruck, welche zum Ziel hatte die röntgen Computertomographie (CT) Anwendung für Sedimentbohrkern aus österreichischen Seen zu testen, konnten aber CT-Daten

gewonnen werden, welche es erlauben feinste Sedimentstrukturen dreidimensional zu studieren und morphometrisch zu charakterisieren. **Abb. 4** zeigt, wie das CT-Bild vom Hechtsee-Sedimentkern HE16-05 gegenüber der Normalbild Kernfotographie eine neue Dimension von Sedimentstruktur-Analysen ermöglicht. Eine deutliche Lamination im sub-millimeter Bereich wird erkennbar und im mittleren Kernabschnitt, der makroskopisch als siltige Feinsandlage zu beschreiben ist, erkennt man soft-sediment Deformationsstrukturen. Anhand von 3 Radiokarbondatierungen an organischen Makroresten (Laubblätter) kann einerseits die Mikrolamination einer Jahresschichtung zugeordnet werden (Varven) und andererseits die prominente Ereignislage auf 1744 A.D. \pm 14 Jahre datiert werden.

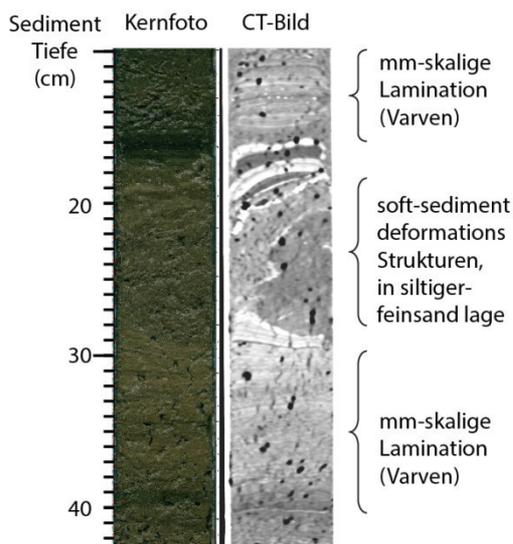


Abb. 4: Ausschnitt aus dem Sedimentbohrkern HE16-05 welcher im Sommer 2016 im Hechtsee abgeteuft wurde: Der Vergleich zwischen: links das „konventionelle“ Lichtbild Bohrkernfoto, und rechts einem Computertomographie (CT) Bild welches am CT Scanner (Siemens Somatom Definition Flash) an der Medizinischen Universität Innsbruck aufgenommen wurde, verdeutlicht wie mittels modernste Kernanalyse Technologie in interdisziplinärer Zusammenarbeit Mikrostrukturen visualisiert und quantitativ analysiert werden können.

Diskussion

Die limnogeologischen Untersuchungen im Hechtsee und die hier vorgestellten CT Daten des aus dem tiefsten Bereich des 57 Meter tiefen Sees bei Kufstein im Tirol entnommen Bohrkern, verdeutlichen wie mittels hochmodernsten Technologie und interdisziplinäre Kollaboration in der Vermessung von Seen und im Einsatz von nicht-destruktiven Bohrkernscanning Verfahren das geologische Archiv erforscht werden kann. Wie für den Hechtsee anhand des sauerstoff-freien Tiefenwasser (Pechlander, 1980) zu erwarten, konnte die Untersuchung eine jahrzeitliche Sedimentschichtung nachweisen. Dadurch kann die zwischen 18 und 29 cm Sedimenttiefe herausragende Lage, welche auf ein Ereignis mit hydrodynamischen Sedimenttransport und Sedimentdeformation hindeutet, zeitlich rel. genau zwischen 1730 und 1758 A.D. eingeordnet werden. Anhand der noch nicht vollständig analysierten Daten, kann zurzeit ein Zusammenhang zwischen der Ereignislage und der in den bathymetrischen Daten beschriebenen Sediment-Massenbewegung im nord-östlichen Teil des Sees noch nicht schlüssig nachgewiesen werden. Einen möglichen Hinweise auf ein verursachendes Ereignis finden wir aber in der historischen Schrift von Staffler (1847): „Authentische historische Zeugnisse (Unterrichter von Rechtenthal, 1761) berichten, dass man am 1. November 1755 zur nämlichen Stunde, als Lissabon durch ein heftiges Erdbeben verwüstet

worden, den Hechtsee in einem so furchtbaren Aufruhr gesehen, dass er mit wildem Gebräuse seine Wellen zu einer gewaltigen Höhe aufjagte, eine Menge Schlamm und Unrath auswarf, selbst mehrere Schritte über seine Ufer trat. Diese Erscheinung fiel umso unerwarteter auf, als sie von einem windstillen, heiteren Himmel begleitet war und eben der Hechtsee selbst bei den heftigsten Ungewittern und Sturmwinden immer einen ruhigen klaren Wasserspiegel behält.“ [sic] (Staffler, 1847)

Auf Grund unserer bisherigen Beobachtungen und Altersdatierung kann daher darüber spekuliert werden, ob möglicherweise langwellige Erdbebenwellen des 1755-er Erdbeben vor Lissabon (das mit einer geschätzten Magnitude von 8.5 bis 9 das größte historische Erdbeben von Europa ist (Gutscher et al., 2006) in optimaler Resonanz mit der Eigenfrequenz im Hechtsee Wellen (Seiche) erzeugt haben könnte. Diese Wellen könnten sich aufgeschaukelt haben und schlussendlich zu einer Massenbewegung oder einer Sedimentumlagerung geführt haben und so die historischen Quellen erklären. Mittels weiteren Untersuchungen und gezielten Kernentnahmen im nord-östlichen Teil des Sees im Bereich der subaquatischen Rutschung, weiteren Altersdatierungen und verfeinerter Warven-chronologie um die Unsicherheiten einzugrenzen, erhoffen wir uns in Zukunft weitere Daten, um dann auch mittels gekoppelt Erdbeben- und hydrodynamische Berechnung die noch sehr-spekulativen Hypothese eines Zusammenhangs von fernen Erdbeben und Ereignislagen im Hechtsee zu testen. Weiter gilt es zu untersuchen, ob auch lokale Erdbeben Spuren in den Seesediment hinterlassen haben könnten.

So könnten die Seesedimente des Hechtsees, genauso wie potentiell viele andere, bisher nicht mit den uns heute zu Verfügung stehenden hydro-akustischen und bohrkernanalytischen Methoden untersuchten Seen in Österreich, spannende geologische Archive vergangener Extremereignisse, Umwelt und/oder Klimaänderungen beinhalten, welche mit langen Bohrkerne erfasst und über tausende von Jahren in die Vergangenheit zurück erforscht werden können. Daraus erhoffen wir uns, ein besseres Verständnis über Erdsystemprozesse im Spannungsfeld zwischen Tektonik, Klima und Mensch zu erlangen, und insbesondere auch mögliche Naturgefahren Szenarien sowie deren Eintrittswahrscheinlichkeit in Zukunft richtig einschätzen zu können, um Entscheidungsträger wissenschaftlich-fundierte Daten für sinnvolle Schadenminderungsmaßnahmen liefern zu können.

Referenzen:

- Gutscher, M.-A., Baptista M.A., Miranda J.M. (2006). The Gibraltar Arc seismogenic zone (part 2): Constraints on a shallow east dipping fault plane source for the 1755 Lisbon earthquake provided by tsunami modeling and seismic intensity. *Tectonophysics*. 426: 153–166.
- Pechlander, R., Schaber, P., Rott, (1980) Limnologisch-hygienische Erfassung und Überwachung der Tiroler Badeseen. Teil II/A: Ergebnisse limnologischer Untersuchungen an ausgewählten Badeseen Tirols. *Tiroler Umweltschutzkonzept* 6: 9-145
- Staffler, J (1847): *Das deutsche Tirol und Vorarlberg*, S. 820
- Strasser, M., Monecke, K., Schnellmann, M., & Anselmetti, F.S. (2013) Lake sediments as natural seismographs: A compiled record of Late Quaternary earthquakes in Central Switzerland and its implication for Alpine deformation. *Sedimentology*, 60, 319-341,
- Sturm, M., & Lotter, A.F. (1995) Lake sediments as environmental archives. *EAWAG News* 38 6-9

Donnerstag 19. Oktober 2017

17:00-17:30

Von der Idee zur Umsetzung Das CONRAD Observatorium der ZAMG

Peter Melichar

Neugebäudestraße 51, A - 1110 Wien

Durch die finanziellen Mittel des Legats von Ida F. Conrad, Witwe von Victor Conrad (1876-1962), dem ersten Leiter des Erdbebendienstes an der ZAMG, wurde es möglich ein neues geophysikalisches Observatorium der ZAMG zu planen. Dieses großzügige Geschenk an die ZAMG war die Basis für ein neues Forschungszentrum, das vom Bundesministerium für Wissenschaft und Forschung finanziert und vom Land Niederösterreich gefördert und subventioniert wurde. Es sollte das 1952 als Provisorium auf dem Wiener Cobenzl erbaute geomagnetische Observatorium ablösen. Die ständig steigenden Störungen durch die Großstadt Wien haben schon seit längerer Zeit dort die Qualität der Messungen und damit verbundene Entwicklungsarbeiten stark eingeschränkt. Peter Melichar, damals Mitarbeiter der Geophysik an der ZAMG und späterer Abteilungsleiter derselben begann 1975 mit den ersten Schritten zur Verwirklichung eines großen Projektes.



Abb.1: WIK, das Geophysikalisches Observatorium der ZAMG am Cobenzl in Wien von 1955 bis 2016

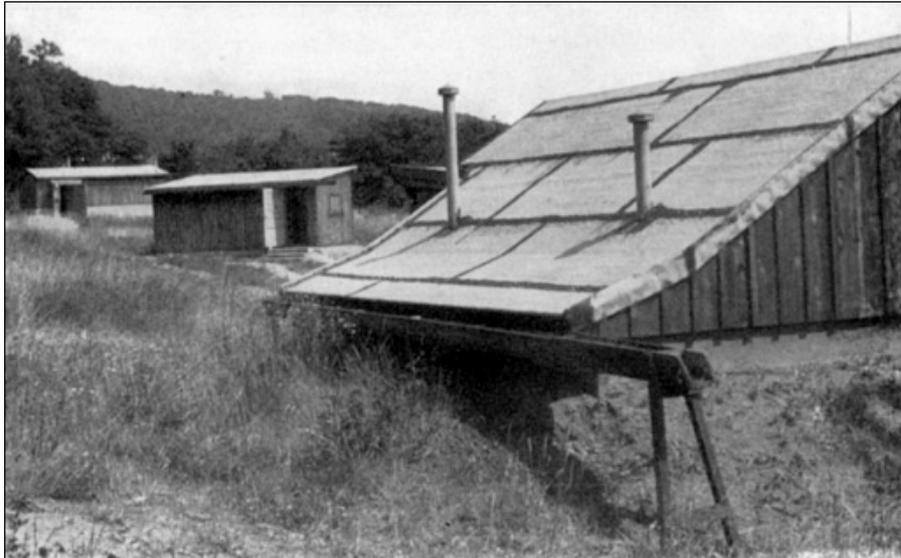


Abb.2: Die Gebäude des Observatoriums WIK von links nach rechts – Haupthaus, Absoluthaus, und Variationshaus

Wieso am Trafelberg in Niederösterreich?

Der Ostrand der Kalkalpen ist ideal wegen des nichtmagnetischen Kalkgesteins und seiner unberührten Natur. Der quellenlose Trafelberg ist der beste Schutz. Der Wald als Schutzgebiet umgibt das Observatorium. Natürliche und künstliche Störfaktoren sind weit genug entfernt und doch erreicht man Wien in nur 1 ½ Stunden.

Wie wurde der Standort gefunden?



Abb.3: Pilatus Porter mit Protonen-Magnetometer Sensor im Schlepptau



Abb.4: Protonen-Magnetometer mit digitaler und analoger Datenerfassungseinheit mit Peter Melichar im Pilatus Porter des BEV - Bundesamt für Eich und Vermessungswesen

Die Suche nach dem richtigen Standort.

1979 führte Melichar mit dem damals in Europa erstmalig vorhandenen Cäsium Gradiometer-Magnetometer – Auflösung 1/10 nano Tesla – am Trafelberg die ersten Bodenmessungen durch. Die großräumig ungestörte Lage des Standortes wurde von ihm bereits 1978 vom Flugzeug durch Protonen-Magnetometer Messungen im Rahmen der Aeromagnetischen Vermessung Österreichs – AMVÖ festgestellt.



Abb.5: Erste Cäsium Magnetometer Messung am Trafelberg am 10.10.1979. Rechts im Bild Peter Melichar links Anton Pühringer

Die ideale Lage und Funktion des CONRAD Observatoriums – Geplant und konstruiert für geophysikalische Grundlagenforschungen.

In rund 1.100 Meter Seehöhe auf dem Trafelberg in Niederösterreich, einem nahezu nichtmagnetisches Kalksteinmassiv, liegt das CONRAD Observatorium mit seinen beiden Baustufen: SGO - Seismik Gravimetrie Observatorium und GMO - Geomagnetik Observatorium. Beide Baustufen liegen in einem Schutzgebiet der Österreichischen Bundesforste im Ausmaß von 4,64 Quadratkilometer.

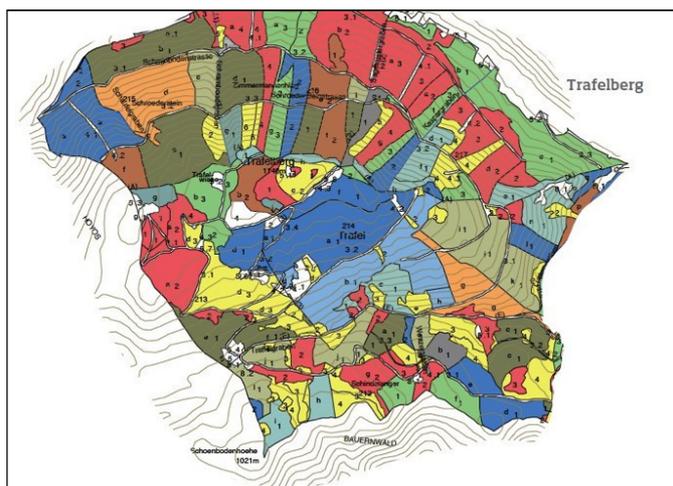


Abb.6: Schutzgebiet des CONRAD Observatoriums – Karte der Öbf

Warum wurde eine unterirdische Bauweise gewählt?

Das Observatorium, als geophysikalisches Labor, ist dadurch unabhängig von den Jahreszeiten.

In der Tunnelanlage bleibt die Temperatur von + 7° konstant. Ein Geschenk des Berges und eine optimale Voraussetzung für höchst empfindliche Sensoren und Elektronik. Eine Klimaanlage ist nicht nötig, das vermeidet elektromagnetische Störungen und enorme Energiekosten. Das SGO wurde in der NÖT – Neue Österreichischen Tunnelbauweise errichtet. Das nichtmagnetische GMO Tunnelsystem wurde von ÖSTU STETTIN / Leoben errichtet. Eingesetzt wurden Weißzement und Kalk, GFK – Kunststoffanker, Gitter und Matten. Das gesamte Stollensystem mit über einem Kilometer Länge wurde in dieser speziell adaptierten Neuen Österreichischen Tunnelbauweise hergestellt. Das CONRAD Observatorium mit seinen beiden unterirdischen Teilen SGO und GMO hat eine Tunnellänge von insgesamt 1.166 m mit acht bis zu 200 m tiefen Bohrlöchern die von der Tunnelsohle aus zugänglich sind.



Abb.7: Die Gesamtlänge der Tunnel Anlage des GMO beträgt 1.016 m, die mittlere Überdeckung ist 25 m

Test für alle Baumaterialien und Konstruktionselemente

Oberstes Gebot für das fehlerfreie Funktionieren geomagnetischer Messsysteme ist eine Umgebung frei von magnetischen Materialien. Diesem Gebot folgten die Planung und der Bau des GMO am Trafelberg. Sämtliche Baumaterialien und Konstruktionselemente wurden in einem eigenen nichtmagnetischen Holzbau, der „Baustufe 3“, am Trafelberg bezüglich ihrer magnetischen Eigenschaften getestet. Weißzement und Kalk für den Tunnelausbau und sämtliche Betonkonstruktionen. Die Felsanker und Armierungen der Tunnelwände bestehen aus Glasfasermaterial.

Die eingesetzten Konstruktionselemente – Kunststoffe, Aluminium, Glas, Holz, Gipskarton Platten, Spezialschrauben und Verbindungselemente, Beleuchtungs- und Lüftungselemente wurden alle einzeln getestet.



Abb.8: „Baustufe 3“

Das SGO – die ersten zwei Säulen des CONRAD Observatoriums

Im SGO werden seit 2002 zahlreiche nationale und internationale Forschungsprogramme auf dem Gebiet der Seismik und Gravimetrie durchgeführt. Höchstempfindliche Instrumente unterstützt von hervorragender technischer Infrastruktur ermöglichen Grundlagenforschung. Die Seismometer der Station CONA sind mit Breitbandseismometern und Beschleunigungssensoren ausgestattet. Der seismische Kalibriertisch CALTAB_1 ist der Garant für die Qualität und Stabilität der Seismometer. Das supraleitende Gezeiten Gravimeter SG GWR CO25 misst kontinuierlich die zeitlichen Veränderungen des Schwerefeldes, verursacht unter anderem durch – Gezeiten, Erdrotation, Eigenschwingungen der Erde, Phänomene der Atmosphäre und meteorologische Effekte. Das Absolut Gravimeter FG5 wird für die Kalibration eingesetzt. Es sichert die Qualität der Messungen des Gezeiten Gravimeters und ermöglicht dadurch die Teilnahme an internationalen Projekten – seit 2007 Teilnahme am „Global Geodynamics Project“ GGP.



Abb.9: links: Kalibriertisch CALTAB_1, Mitte: Gezeiten Gravimeter SG GWR CO25, rechts: Absolut Gravimeter FG5



Abb.10: CONRAD Observatorium – Baustufe 1, Westportal.
SGO – Seismik Gravimetrie Observatorium,
1998 Stollenanschlag – 2002 Eröffnung

Die SGO Tunnelanlage und das Bohrloch Labor

Ein 150 m langer Tunnel in Ost-West Richtung im SGO steht in Verbindung mit den unterirdischen Laborräumen. Das Labor mit den drei 100 m Bohrlöchern besitzt zusätzlich noch ein spezielles 50 m Bohrloch.

Die seismischen Signale vom SGO können live im Internet verfolgt werden:
geoweb.zamg.ac.at/live_seis/



Abb.11: SGO - Instrumenten Tunnel mit einem GPS
Wiederausstrahlungssystem
plus Versorgungsleitungen für Strom und Datenverbindungen

Abb.12: Bohrloch Labor mit Hebevorrichtungen
für spezielle seismische Sensoren



Das GMO – die dritte Säule des CONRAD Observatoriums

Mit dem geomagnetischen Teil, dem GMO, ist das CONRAD Observatorium am Trafelberg komplett und die drei wesentlichen Säulen der Geophysik verwirklicht.

Beispiele zur Grundlagenforschung im GMO:

Erdbebenvorhersagemodelle

Vorhersagen lassen sich Erdbeben (noch) nicht.

Doch bekannt ist, dass kurz vor einem Erdbeben durch den Druckaufbau in der Erdkruste sehr kleine elektromagnetische Signale in den Gesteinsmassen entstehen. Es kommt zu induktions- und piezoelektrischen Effekten, die dann in der Ionosphäre äußerst kleine Veränderungen in den Stromsystemen hervorrufen. Durch die extreme Auflösung des 3D-Gradiometers am GMO bis in den femto Tesla Bereich könnten diese magnetischen Vorläufer Effekte erstmals erfasst und analysiert werden. Damit bietet sich in Kombination mit den seismischen Messungen am CONRAD Observatorium eine potentielle Möglichkeit für die Entwicklung von Erdbebenvorhersagemodellen.

Grundlagen für das World Magnetic Model

Die hochgenauen Messungen des Geomagnetischen Feldes im GMO stellen außerdem eine wesentliche Grundlage für Referenzmodelle wie dem World Magnetic Model und dem International Geomagnetic Reference Field dar.

Weltraumforschung

Messgeräte egal welcher Anwendung müssen, um zuverlässig zu sein, kalibriert werden. Nur durch den Messprozess der Kalibrierung kann die Abweichung eines Messgerätes von der Norm sicher dokumentiert werden. Auch dazu ist das GMO bestens geeignet. Mit seinen Spulensystemen können Magnetometer von der Weltraumforschung bis zur Montanistik kalibriert werden.



Abb.13: CONRAD Observatorium – Baustufe 2, Südportal mit Blick zum Schneeberg.

GMO – Geomagnetik Observatorium, 2008 Spatenstich, 2010 Stollenanschlag – 2014 Eröffnung

Die technischen Daten des GMO

Gesamttunnellänge: 1.016 m

Das Tunnelsystem: Experimentalstollen, Gradiometerstollen, Variometerstollen, Absolutstollen,
Kalibrierstollen, Verbindungsstollen

Bohrlöcher: TB1a & TB1b: 100 m

Bohrlöcher: TB2a & TB2b: 200 m

Geografische Lage – WGS 84: Nord Portal: Länge: 15,86518, Breite: 47,92669, Höhe: 1.087m

Süd Portal: Länge: 15,86518, Breite: 47,93038, Höhe: 1.085m

GMO Gebäude – Seehöhe: 1.085 m

Temperatur im Stollen: Konstant bei +7° Celsius, ohne künstliche Regelsysteme

Geologisches Umfeld: Der Trafelberg besteht ausschließlich aus nichtmagnetischem Kalkstein

Verwendete Materialien: Kalk, Weißzement, Kunststoff, Glasfaser, Glas, Aluminium, Gipskarton, Holz,
spezielle nichtmagnetische Verbindungselemente

Abgebaute Gesteinsmassen: 27.300 Kubikmeter Lockergesteinsmassen – Kalkgestein aus Voreinschnitt
und Tunnelsystem

Infrastruktur: Allgemeine Haustechnik, Beleuchtung, Brandschutz und Alarmeinrichtungen,
Unterbrechungsfreie Stromversorgungsanlage für das gesamte Observatorium,
EDV Netzwerktechnik in Kupfer- und Glasfasertechnologie, Technische
Anschluss terminals im Observatoriumsgebäude und im gesamten Tunnelbereich

Das 3-D Gradiometer-Magnetometersystem im GMO

Das Herzstück des GMO ist das 3D-Gradiometer Magnetometersystem von GEM Systems / Canada. In seiner Konfiguration ist es das derzeit weltweit höchstempfindliche Messsystem seiner Art. Es umfasst zwei horizontale Gradiometer in Nord-Süd und Ost-West Richtung sowie ein Vertikal Gradiometer. Die maximale Ausdehnung auf den drei Achsen x, y und z beträgt jeweils 200 Meter. Zusätzlich wurde ein variables Gradiometersystem für kleinere Abstände zwischen 5 und 50 m integriert. Mit diesen Potassium Sensoren werden heute Messungen im femto Tesla Bereich durchgeführt, die eine 100.000 mal höhere Auflösung haben als jene mit den Cäsium Sensoren im Jahre 1979 bei den ersten Messungen am Trafelberg.



Abb.14: System Bild des SuperGradiometers GSMP-20S3 von GEM / Canada

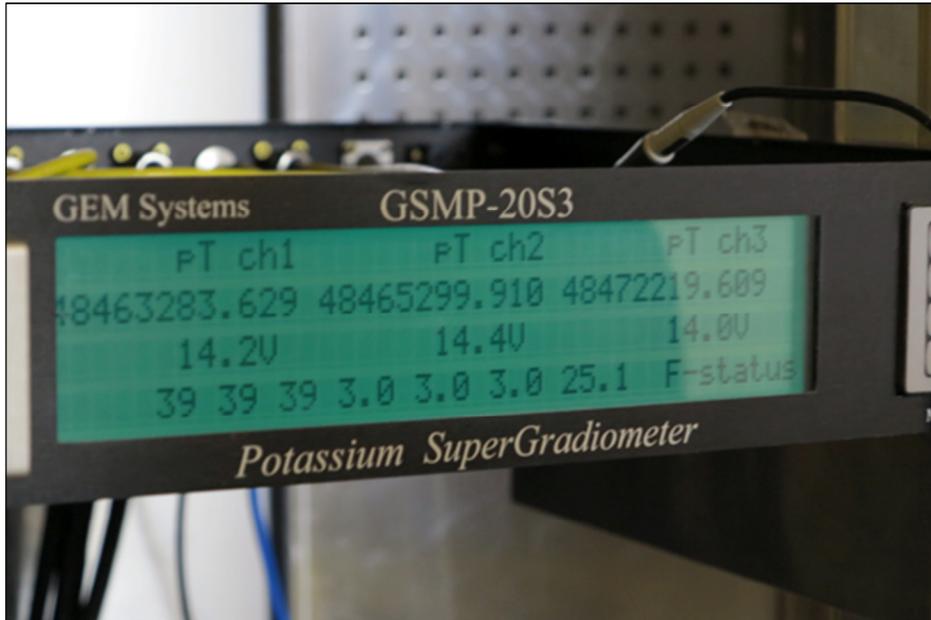


Abb.15: Das SuperGradiometer misst die Totalintensität des Erdmagnetfeldes mit 3 Potassium Sensoren jeweils in Nord-Süd, Ost-West und in der Vertikalen mit einer Auflösung von 1/1000 pico Tesla = 1 femto Tesla



Abb.16: Der Blick aus dem Nordportal des GMO
„Hier ist die Aussicht frei, der Geist erhaben“, schrieb schon einmal Victor Conrad (Conrad 1900) frei nach Goethes Faust II und würde es vielleicht am Nordportal des GMO wieder tun.

Das CONRAD Observatorium ist weltweit einzigartig in seiner Konfiguration. Das Potential Grundlagenforschungen in der Geophysik zu betreiben ist hier offen für viele Wissensbereiche der Naturwissenschaften und letztlich auch ein Ort der Begegnung für nationale und internationale Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler.

Literatur:

Conrad, V. (1900): Wolkenphotographie – Jahresbericht des Sonnblickvereines, 9: 31-32.

Melichar, P. (2008): A new Geomagnetic Observatory for Austria at the CONRAD Observatory – Proceedings of the XIIIth Geomagnetic Observatory Workshop, IAGA, 24, Boulder and Golden, Colorado, USA.

Melichar, P. (2014): GMO – CONRAD Geomagnetisches Observatorium. Ein neues geomagnetisches Observatorium in Österreich für hochpräzise geomagnetische Messungen. – 37, Medieninhaber Peter Melichar, Wien.

Summary:

With the CONRAD Observatory, the Central Institute for Meteorology and Geodynamics (ZAMG) has a research facility of the highest quality. The Observatory makes it possible to carry out comprehensive scientific investigations and that means this institution is one of the most modern research infrastructures worldwide in the field of geophysics. Equipped with highly precise measuring instruments, the Observatory, together with other international institutions, is able further advance research on the physics of the earth and its effects on the earth itself. Today and in the future the role of the Observatory as a meeting place for researchers within the framework of international projects is a very important aspect. All three branches of geophysical science - Seismic, Gravimetry, Geomagnetic - which are especially relevant for geophysics are together at one site. This fact also broadens the possibilities of future basic research in connection with interdisciplinary research and development.

Donnerstag 19. Oktober 2017

17:30-18:00

Film Conrad Observatorium

Donnerstag 19. Oktober 2017

18:00-18:30

Geophysikalische Methoden zur Erkennung, Charakterisierung und Überwachung von Naturgefahren

Mag. K Zorn MSc

Terradat – Geophysical Innovation (Vereinigtes Königreich, Spanien, Italien, Österreich)

1. Einleitung

Die Anwendung von geophysikalischen Methoden als Vorbereitung zur Planung von oberflächennahen bis hin zu tiefgründigen Projekten jeglicher Art ist im internationalen Raum sehr gefragt und manchmal sogar per Gesetz verordnet. So werden Elektromagnetik, Magnetik, Seismik, Elektrik, Gravimetrie, Radar und andere geophysikalische Methoden gezielt angewendet, um den Untergrund zu erforschen. Durch die umweltverträgliche Datensammlung an der Oberfläche und der geringen Aussetzung an Gefahren kann Geophysik auch in sehr sensiblen Gebieten angewendet werden. Die Anwendung und Auswertung verschiedenster geophysikalischer Untersuchungen, die zusammen ein kohärentes Bild des Untergrundes zeigen, liefern kostengünstig und schnell unverzichtbare Ergebnisse. Im Gegenteil zu den meisten intrusiven Untergrundforschungen ist besonderer Vorteil der Geophysik, dass Anomalien abgegrenzt und herausgefiltert werden, wodurch Verallgemeinerungen vermieden und der tatsächliche Zustand im Boden kartiert wird.

Der Einsatz von Geophysik zur Aufklärung des Untergrundes hat zahllose Anwendungsgebiete die von der Geologie, hin zu Archäologie, Bauwesen oder Umweltschutz reichen. Hier soll die Verwendung von Geophysik zur Aufklärung von potentiell gefährlichen Naturereignissen für den Menschen besprochen werden. Die Erkennung, Charakterisierung bis hin zur Überwachung von solchen Naturereignissen spielt in unserem Siedlungsgebiet eine wichtige Rolle, um das Nebeneinander von Mensch und Natur zu gewährleisten und eine sichere Zukunft zu ermöglichen. Folgend werden verschiedene geophysikalische Forschungsmethoden und deren Ergebnisse zu drei Anwendungsgebieten dargestellt: Erkennung von unterirdischer Karstbildung, Charakterisierung von potentiellen Hangrutschungen, und Kartierung von Permafrost(-degradierung).

2. Fallbeispiele zur Verwendung von Geophysik bei Naturgefahren

2.1 Feststellung von Karst- und Hohlraumbildungen im Untergrund

Karst- und Hohlraumbildungen entstehen unter chemischen Prozessen durch Säureverwitterungen von Sedimentgesteinen in Landschaften mit hohem Anteil an Kalziumkarbonaten, wie Kalk, Gips und Kreide. Wann und wo solche chemischen Prozesse im Untergrund stattfinden, ist von der Oberfläche meist nicht ersichtlich und wird erst festgestellt, wenn sich Hohlräume zur Oberfläche "durchnagen", diese plötzlich nachgibt und einbricht. Um solche Überraschungen zu verhindern und einen Blick in das Innere des Bodens zu gewährleisten, wird Geophysik angewendet. Ein Einsatz solcher Untersuchungen wird vor allem bei Bautätigkeiten in geologisch kritischen Gebieten herangezogen oder um eventuelle Hohlraumbildung nach besonderen Wetter- oder Flutereignissen auszuschließen.

In der nachgestellten Fallstudie galt es, eine Fläche von ungefähr 12 Hektar auf Karst und Hohlraumbildungen zu untersuchen, um die Planung eines Sportstadions den geologischen Gegebenheiten anzupassen. Bei dem Areal handelte sich um geackertes Land, insgesamt auf vier Felder aufgeteilt (Abb. 1). Die Geologie des Gebietes umfasst in sich geschichtetes Kalk- und Tongestein des Jura und liegt an der Südküste von Wales in Großbritannien. Das Gebiet ist generell für Erdabsackungen bekannt; in direktem Anschluss an das zu untersuchende Gebiet befand sich ein ungefähr 10m tiefer Graben, der Resultat einer Hohlraumbildung mit folgender Erdabsackung ist. Ansonsten waren keinerlei Depressionen an der Oberfläche ersichtlich gewesen.



Abbildung 1: Links – Überblick über das Untersuchungsgebiet, Satellitenbild in Gelb unterlegt (Bing, 2017).
Rechts – Blick auf einen Teil des Gebietes (von Osten aus).

Aufgrund der vorliegenden Geologie wurde eine Kombination von zwei verschiedenen, einander gut ergänzenden geophysikalischen Methoden ausgewählt, um Merkmale von Karstbildung bestmöglich festzustellen zu können. Als erste Untersuchung wurde die elektromagnetische Kartierung angewendet, um eine komplette, horizontale Flächenabdeckung zu gewährleisten. Aufgrund unterschiedlicher physikalischer Eigenschaften von Kalk- und Tongestein stellt die geophysikalische Kartierung Unterschiede des Bodens je nach untersuchender Frequenz bis in Tiefen von vier Metern sehr gut dar. Zur Datensammlung wurde ein GEM2 mit Multifrequenz und GPS Lokalisierung verwendet. Die Felder wurden in Nord-Süd Richtung in Abständen von drei Metern in parallelen Linien abgedeckt.

Die Auswertung der elektromagnetischen Kartierung (EM) zeigte eine generell hohe Vielfaltigkeit des Gebietes und eindeutig abgrenzbare Zonen unterschiedlichen Charakters, die von der oberflächlichen Betrachtung keineswegs ersichtlich gewesen wäre (Abb. 2). Die Untersuchung kartierte Zonen mit hoher elektromagnetischer Leitfähigkeit, was auf Gebiete mit höherem Feuchte- und/oder Tongehalt hindeutet. Im Gegensatz dazu wurden Areale mit geringerer elektromagnetischer Leitfähigkeit kartiert, was einen trockeneren, körnigeren Untergrund markiert.

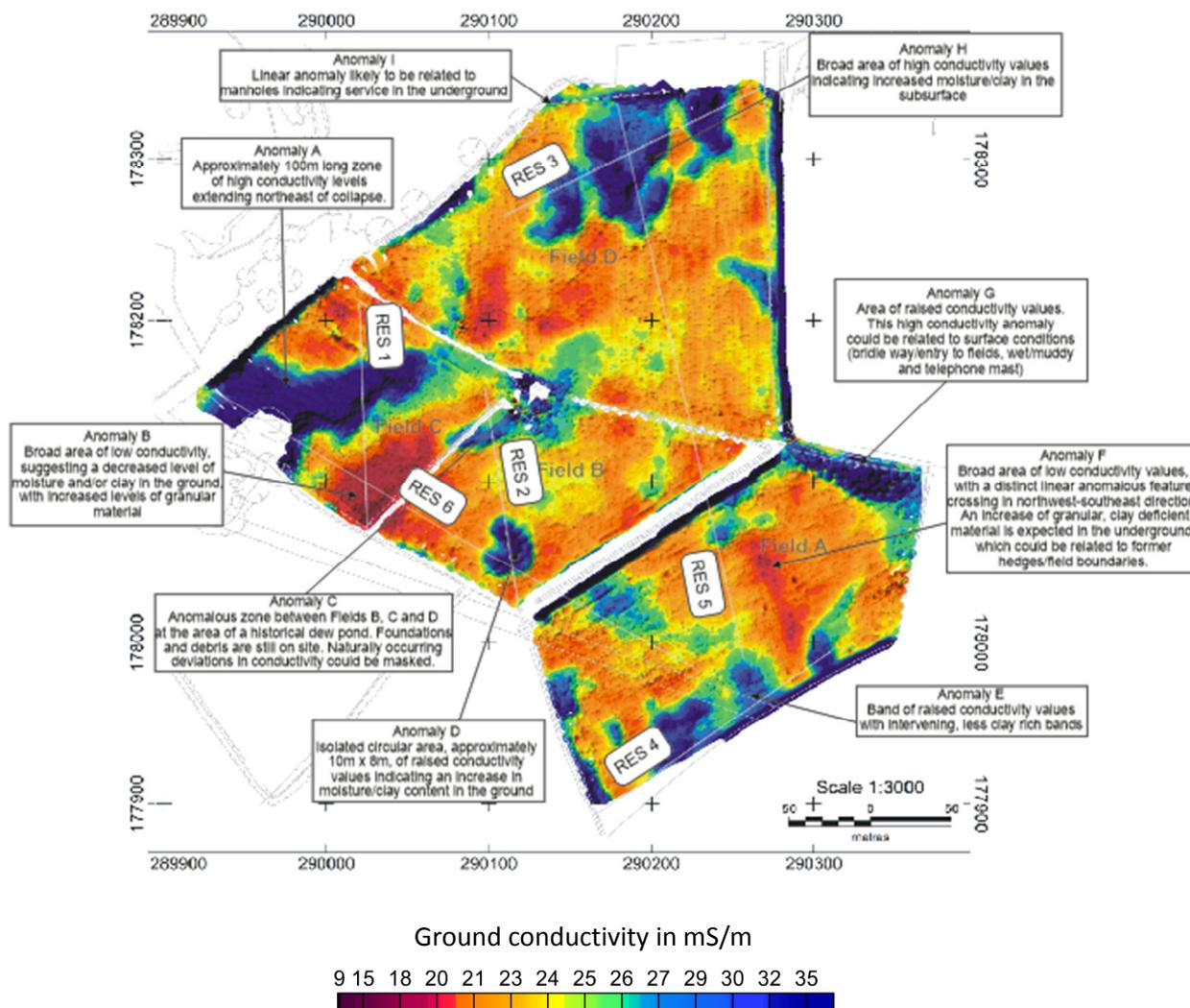


Abbildung 2: Ergebnis der elektromagnetischen Kartierung (hohe elektromagnetische Leitfähigkeit in blau).

Obwohl die Qualität und die Auswertung der gesammelten EM Daten das Gebiet oberflächlich (bis zu ungefähr vier Meter Tiefe) sehr gut charakterisiert haben, wurde zusätzlich eine zweite Untersuchungsmethode angewendet, um nicht nur einen horizontalen sondern auch einen vertikalen Einblick in den Untergrund zu bekommen.

Die elektrische Widerstandstomographie (ERT) wurde nach Auswertung der EM Kartierung gezielt eingesetzt, um anormale oberflächennahe Zonen mit einem 2D Tiefenprofil auf deren Entwicklung in die Tiefe zu überprüfen. Ziel dieser Untersuchung war es, eventuell trichterförmige Gesteinsveränderungen zu finden.

Insgesamt wurden sechs ERT Profile über EM Anomalien in verschiedenen Zonen gelegt (Abb. 2). Die Auswertung der Profile ergab eine ausgezeichnete Korrelation mit den EM Daten. Darin wurden oberflächennahe Anomalien bestätigt und deren Entwicklung in die Tiefe kartiert. Des Weiteren wurden trichterförmige Veränderungen im Untergrund erkennbar. Insbesondere war dabei feststellbar, dass diese Trichter zu Erdabsackungen in der Vergangenheit geführt haben müssen und solche Erdabsackungen

künstlich mit Material aufgefüllt worden sind. Dies wurde dadurch belegt, dass sich auffällig hochohmsches Material über diesen Trichtern befunden hat (Abb. 3).

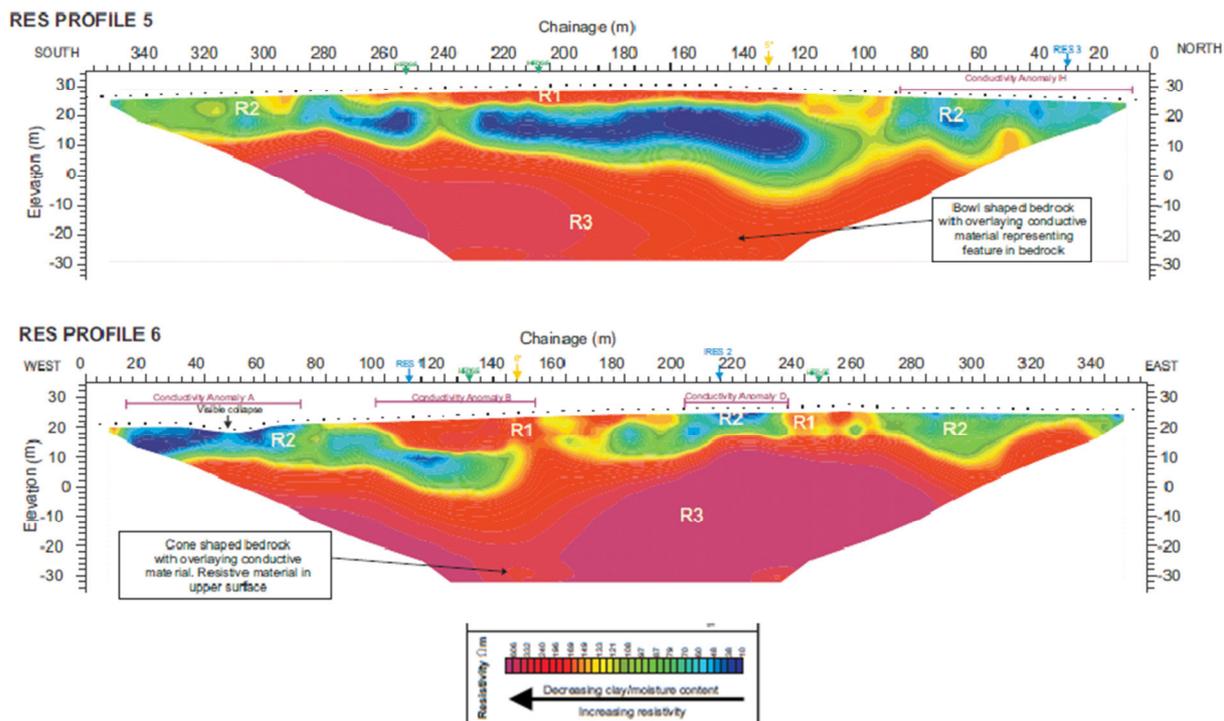


Abbildung 3: Zwei Beispiele (RES 5 und RES 6) der elektrischen Widerstandstomographie, die trichterförmige Einbuchtungen im Festgestein anzeigen (für Korrelation mit EM Kartierung und Lage von RES 5 und RES 6 siehe Abbildung 2)

Nachdem die gesammelten Daten klare Ergebnisse geliefert haben, war es an dieser Stelle vorerst nicht notwendig, weitere Untersuchungen vorzunehmen und das Projekt wurde mit einer Kartierung von Karstbildungen im Untergrund abgeschlossen.

Je nach Gebiet wäre auch eine gravimetrische Untersuchung sehr gut anwendbar, um Höhlen oder Leerräume zu kartieren. Dabei wird die Anziehung der sich unter dem Instrument befindenden Masse mit hochsensiblen Instrumenten gemessen und kleinste Abweichungen der lokalen Gravität festgestellt. Ein gemessenes Hoch oder Tief gibt Auskunft über Massenunterschiede, die wiederum Rückschluss auf geologische Eigenschaften geben kann.

Das Bodenradar (GPR) kann auch erfolgreich eingesetzt werden, um Charakteristiken des Untergrundes in Verbindung mit Karst- und Hohlraumbildung zu kartieren. Reflektoren, die abfallende Schichten des Bodens charakterisieren, Diffraktionen, die direkt auf Hohlräume hinweisen können oder variierende Signalstärke des GPR, die auf verschiedene Materialien des Bodens Aufschluss gibt, werden in der Interpretation von Karst erfolgreich angewendet (Abb. 4).

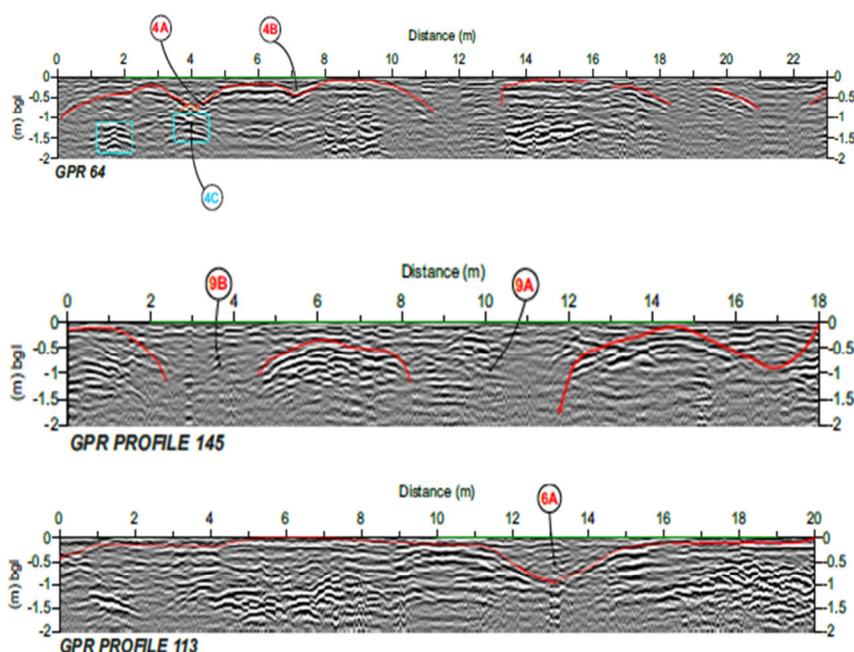


Abbildung 4: Beispiele von GPR Profilen gesammelt während eines Projektes zur Lokalisierung von bodennahen Karst in Kreide mit besonderen Bodenanomalien in rot/blau. Nach Auswertung der geophysikalischen GPR Daten wurden Anomalien am Boden gezielt freigelegt (rechts in Bildern).

2.2 Charakterisierung von Hangrutschungen

Landrutschungen kommen je nach Gebiet und Verhältnissen sehr verbreitet in verschiedensten Formen vor. Dabei kann es sich von kleinen Abrissen hin zu großen, tiefen Landrutschsystemen handeln, die sich schneller oder langsamer entwickeln können. Meist ist eine Vorhersage wann und wo sich ein Landrutsch ereignet nicht möglich. Daher wird in kritischen Gebieten oft eine geophysikalische Untersuchung angeordnet, um Planung und Sicherungsmethoden gezielt einzusetzen und möglichen Katastrophen vorzubeugen.

In der nachgestellten Fallstudie galt es einen Hang oberhalb einer stark befahrenen vierspurigen Landesstrasse genauer zu untersuchen (Abb. 5). Dabei war Aufbau, Charakter und Geologie der Schräge vorrangiges Untersuchungsziel. Das Gebiet ist für einen durch den Straßenbau angeschnitten Hang repräsentativ und umfasste ungefähr 21 Hektar mit Hanggefälle in West-Ostrichtung, parallel hin zur Straße. Die Topographie der Schräge variierte stark mit kleineren terrassenförmigen Ebenen und Rinnen im oberen, bewaldeten Gebiet des Hanges und einer steilen Böschung am Fuß hin zur Landesstrasse. Weitere Charakteristika waren Kanäle zur Hangentwässerung (Abb. 6).

Der Hang ist für immer wieder auftretende kleinere Rutschungen bekannt mit einem Gebiet, das als aktive Landrutschzone gilt. Geologische Gegebenheiten umfassen eingebetteten relativ flachen Sandstein mit Tongestein von der St Maughans Formation.



Abbildung 5: Links – Lage des Gebietes, Untersuchungsprofile in rot und blau (Satellitenbild Google, 2017). Rechts – DTM des untersuchten Gebietes.



Abbildung 6: Links – Oberer Teil des Untersuchungsgebietes. Rechts – Unterer Teil des Untersuchungsgebietes und angrenzende Landesstrasse.

Als Untersuchung des Untergrundes wurde eine seismische Refraktion durchgeführt. Diese Methode bietet die Möglichkeit, Ausbreitungsgeschwindigkeiten zweier verschiedener Wellen im Untergrund aufzuzeichnen, die Rückschlüsse auf Aufbau, Geologie und Stärke des Untergrundes erlauben (P-Wellen - Kompressionswellen; S-Wellen - Schwerwellen; MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves). Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Wellen variiert je nach geologischen Gegebenheiten, wodurch eine Unterscheidung von verschiedenem Material in Schichten zum Aufbau der Böschung möglich ist (Abb. 7). In diesem Projekt wurden insgesamt fünf seismische Profile ausgelegt, drei in Längsrichtung des Hanges, zwei im rechten Winkel zum Hanggefälle (72 Kanäle im 2m Abstand mit einer Geode, Wellenerzeugung durch manuellen Einsatz von Hammer und Stahlplatte sowie Verwendung von Buffalo-Gun mit Schwarzpulvergeschossen von 12 und 8 Gauge).

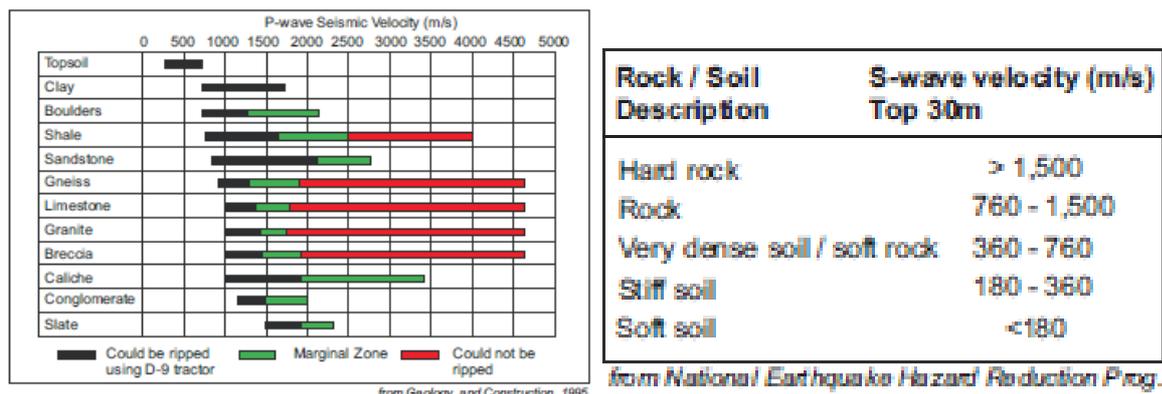
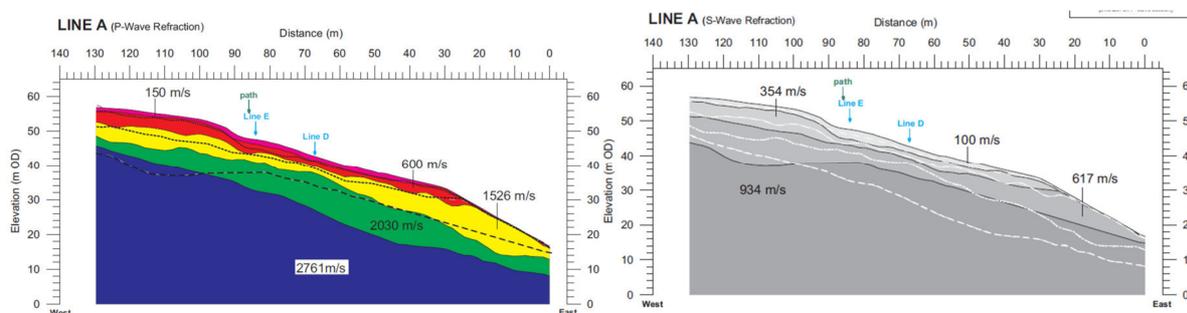


Abbildung 7: Tabelle für charakteristische Ausbreitungsgeschwindigkeiten von P- und S-Wellen in verschiedenen geologischen Gegebenheiten (individuelle Quellenangabe in Abbildung).

Als zweite Methode wurde die elektrische Widerstandstomographie durchgeführt, die den Vorteil hat, geologische, vor allem aber hydrologische Eigenschaften des Hanges zu kartieren. Dafür wurden fünf Profile mit je 72 Kanälen (Elektrodenabstände von je 2m) gelegt, um ein passendes Verhältnis von Tiefe und Detail zu gewährleisten.

Beide geophysikalischen Anwendungen lieferten gute Ergebnisse trotz vorhandener topographischer Schwierigkeiten. Mithilfe der seismischen Refraktionsdaten wurde eine Charakterisierung aufgrund klarer Schichten unterschiedlicher Wellengeschwindigkeiten möglich, die zur Aufklärung des Hangaufbaus geeignet waren. Die elektrische Widerstandstomographie hat klare Daten zu Lithologie, Hydrologie, Struktur und Verwitterung des Gesteines geliefert. Die Profile sind dadurch charakterisiert, dass eine resistive Schicht einer leitenden Schicht überliegt. Durch Eingliederung der seismischen Untersuchungsergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass es sich hierbei um überlagerndes Sediment auf verwitterndem Muttergestein befindet. Neben der Auskunft zum Hangcharakter, Aufbau und den hanginternen hydrologischen Gegebenheiten (Abb. 8) zeigten die Untersuchungen außergewöhnlich heterogene Verhältnisse entlang des Hanges auf, die sich mehr oder weniger auf die Rutschbereitschaft verschiedener Hangabschnitte auswirkt.



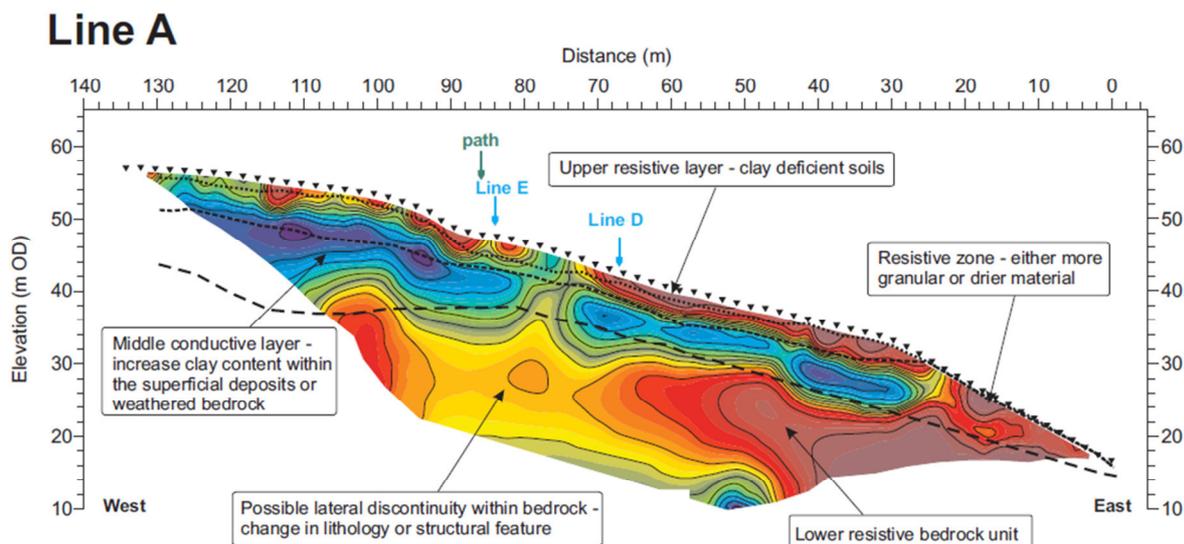


Abbildung 8: Beispiel eines Ergebnisses der geophysikalischen Untersuchung (seismische Refraktion und elektrische Widerstandstomographie).

Neben der geophysikalischen Bestandsaufnahme an diesem Hang wird in naher Zukunft ein umfangreiches Monitoring-Projekt begonnen, das über einen längeren Zeitraum Aufzeichnungen zu Entwicklung und Bewegungen am Hang macht. Die Installation eines AquaTerra Groundwater Flow Monitor wird den Wasserausfluss entlang des Hanges zu verschiedenen Zeiten und Gebieten messen und aufzeichnen. Des Weiteren wird der Hang mit einem 3D Laser Scanner flächenmäßig in zeitlichen Abständen genauestens aufgezeichnet und Oberflächenveränderungen visualisiert (Abb. 9).

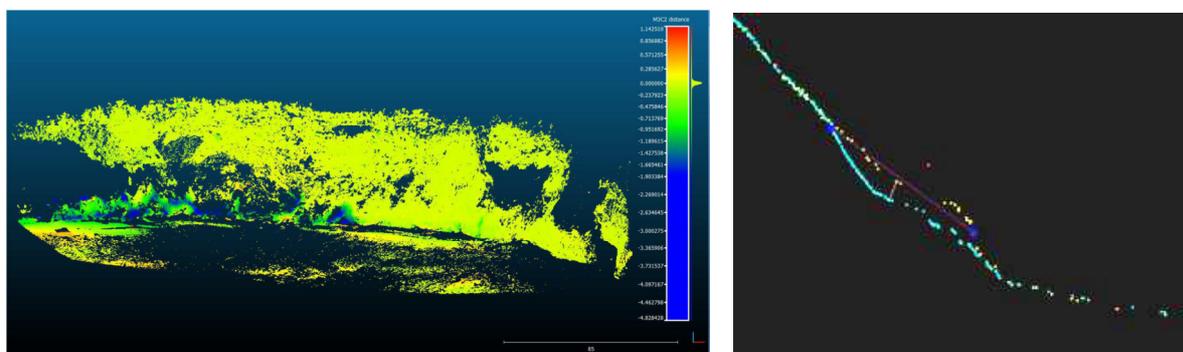


Abbildung 9: Beispiele von 3D Datensets. Links – Vorderansicht eines Hanges mit Erosionsflächen gekennzeichnet in blau, unveränderte Gebiete in grün/gelb. Rechts – Seitenansicht einer erodierten Fläche am Fuß einer Böschung (Gelb/Erstaufzeichnung, blau/zweite Aufzeichnung).

2.3 Auszug zur Feststellung von Permafrost(-degradierung) mit Hilfe geophysikalischer Methoden

In der dritten wenn auch nicht als vollständig besprochenen Fallstudie soll aufgrund der Aktualität im alpinen Raum und Lokalität des *Geoforums Tirol* kurz auf geophysikalische Methoden und deren Aufklärung in Bezug auf Permafrostdegradierung eingegangen werden. Für genaue Details zu dem Projekt sind die Artikel in der Literaturangabe zu beachten.

1997 wurde von der EU das Project PACE (*Permafrost and Climate Change in Europe*) ins Leben gerufen, um Permafrostverbreitung in Gebieten von Norwegen hin nach Spanien zu untersuchen (Abb. 10). Neben intrusiven Untersuchungen wurde auch die Geophysik angewendet, um in besonders schwer erreichbaren Gebieten flächendeckend den Untergrund zu erforschen und zu überwachen.



Abbildung 10: Forschung im hochalpinen Gelände im Rahmen der PACE Study.

Permafrost ist seit Jahren rückgängig und taut bis in hochgelegene Gebiete auf. Dies kann sich von lokaler Instabilität bis hin zu weitreichenden Folgen auf das Ökosystem auswirken.

Hauptziel der Untersuchungen war es, interne Strukturen, Dicke und Verbreitung von Permafrost zu kartieren und zu erforschen. Zur geophysikalischen Untersuchung wurde eine breite Palette an Methoden angewendet (Refraktionsseismik, DC elektrischer Widerstand, GPR Bodenradar, elektromagnetische Induktion, Radiometrie Passive Microwave (11,4GHz) für BTS (Bottom Temperature of Snowcover)).

Die Resultate der geophysikalischen Forschungen (hier in stark gekürzter Form zusammengefasst) ergaben, dass Permafrost sehr gut mit einer Kombination von seismischer Refraktion und elektrischer Widerstandstomographie kartiert werden kann. Die Identifikation innerhalb einer Abfolge von Sedimenten verlangt die Beobachtung einer Schicht oder linsenförmigen Bildung im Untergrund die beides – sehr hohen elektrischen Widerstand und sehr hohe seismische Wellengeschwindigkeit – aufzeigt. Nachdem die beiden geophysikalischen Methoden auf verschiedenen physikalischen Prinzipien beruhen, liefern sie ergänzende Informationen für die Interpretation.

Die seismische Refraktion unterschied verschiedene Wellengeschwindigkeiten im Untergrund zwischen Schichten von aktivem Permafrost (800-1000m/s), Permafrost (4000-7000m/s), gefrorenem Material (3000-3500m/s), und in Permafrost freiem Gebiet (1500m/s).

Unter Verwendung des Ohmschen Widerstandes wurde auch erfolgreich zwischen Permafrost aktiver Schicht (20 k Ω m), Permafrost (100-200k Ω m), Permafrost freiem Gebiet (1-5 k Ω m), gefrorenem Gestein (50-150 k Ω m) und ungefrorenem Gestein (10-25 k Ω m) unterschieden (Abb. 11).

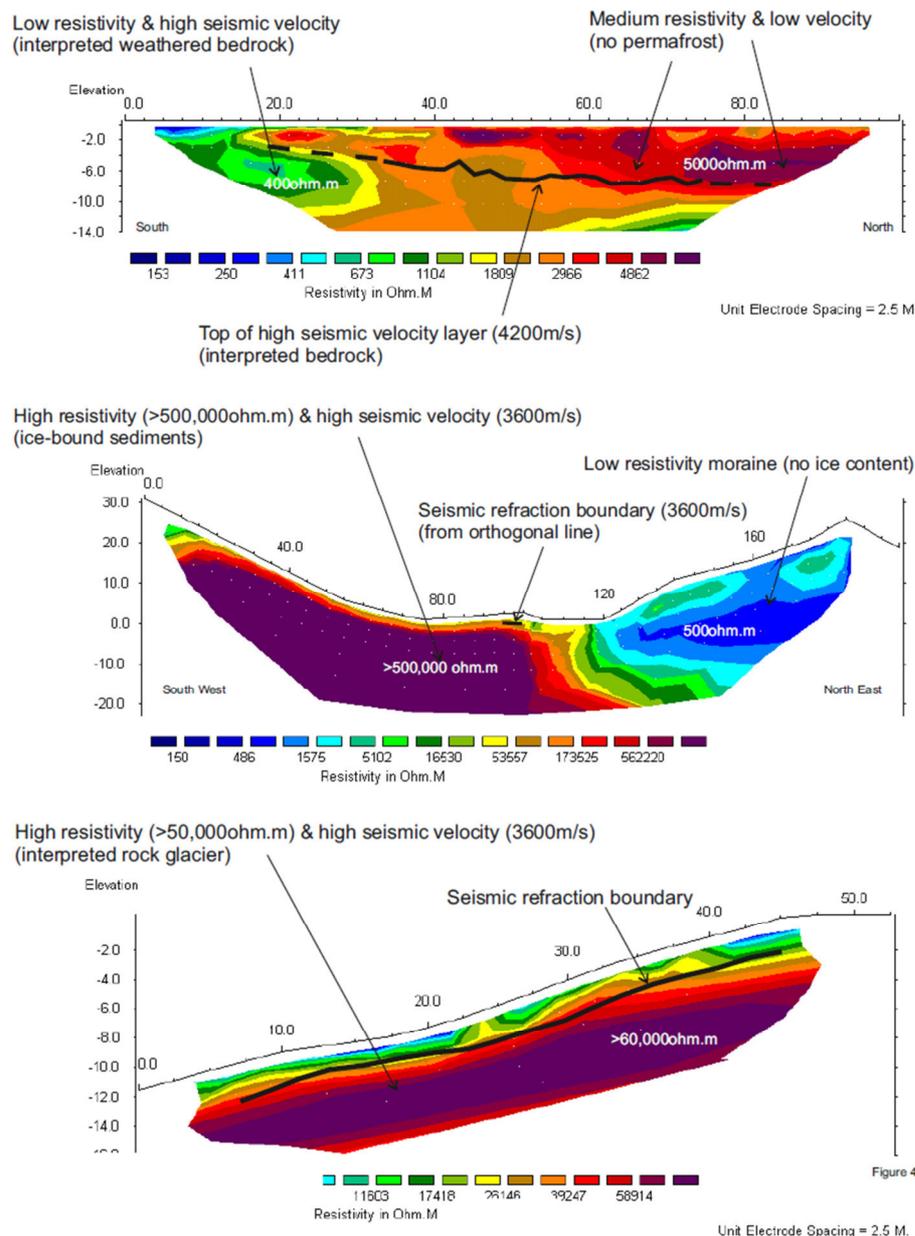


Abbildung 11: Beispiele von seismischer Refraktion und elektrischer Widerstandstomographie zur Permafrostkartierung an drei verschiedenen Standpunkten im Rahmen der PACE Study (Eigener Datensatz bearbeitet, publiziert in Mühl et al., 2001 und Hauck et al. 2000).

3. Schlussfolgerung

Dank der breiten Palette an geophysikalischen Anwendungen und Möglichkeiten der Messung kann auf individuelle Charakteristiken des Untergrundes eingegangen und Forschungsobjekte gezielt untersucht werden. Der Einsatz von verschiedenen sich ergänzenden geophysikalischen Methoden erhöht Interpretierbarkeit und Charakterisierung von Anomalien. Somit findet Geophysik nicht nur in der Erkennung und Charakterisierung von verschiedensten Naturgefahren Verwendung, sondern bietet auch zur generellen Charakterisierung des Untergrundes Aufklärung.

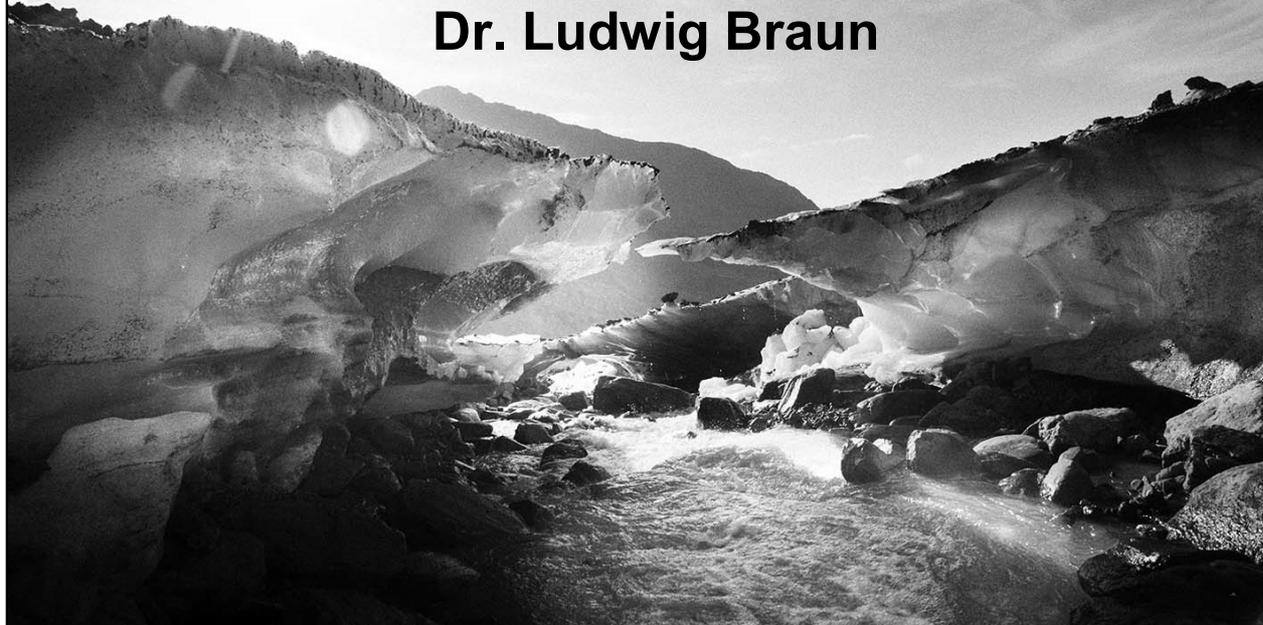
4. Literatur/Quellen:

- Daten und Grafiken: gesammelt, bearbeitet und erstellt von Terradat, UK.
- Satellitenbilder: Bing und Google Satellitenbilder, 2017.
- Information zu Permafrost PACE Untersuchung erhältlich unter :
 - D. Mühl, C. Hauck, H. Gubler, R. McDonald and N. Russill (2001). New Geophysical Methods of Investigating the Nature and Distribution of Mountain Permafrost with Special Reference to Radiometry Techniques. In: PERMAFROST AND PERIGLACIAL PROCESSES, Permafrost Periglac. Process. 12: 27–38.
 - C. Hauck, D. Vonder Mühl, N. Russill and K. Isaksen (2000). An integrated geophysical study to map mountain permafrost: A case study from Norway.

ABENDVORTRAG

mit

Dr. Ludwig Braun



**Klimawandel – müssen wir uns vor dem
Verschwinden der Gletscher fürchten?
Auswirkungen auf die Wasserführung am
Beispiel der Ötztaler Ache und des Inn**



Klimawandel – müssen wir uns vor dem Verschwinden der Gletscher fürchten? Auswirkungen auf die Wasserführung am Beispiel der Öztaler Ache und des Inn

Ludwig Braun, Markus Weber

Seit 1850, dem Ende der sogenannten „Kleinen Eiszeit“, verlieren Gebirgsgletscher kontinuierlich an Masse und Fläche, unterbrochen von einer Wachstumsphase in den 1960iger und 1970iger Jahren. Seit ca. 1980 beobachten wir einen massiv beschleunigten Gletscherschwund. Die Auswirkungen sind erhöhte Abflüsse während des Gletscherrückgangs, dann aber ein drastischer Abflussrückgang ab 2020 in den ehemals stark vergletscherten Gebirgstälern. Außerhalb der Alpen wird der Verlust der Gletscherschmelze hingegen keine gravierenden Auswirkungen auf die Wasserführung der großen Flüsse haben, da das Tiefland in einer humiden Klimazone liegt, in welcher die Abflussbildung auch weiterhin primär vom Regen und von der Schneeschmelze gesteuert wird.

Quantitative Erfassung des Gletscherrückgangs in den Ostalpen

Seit dem Ende des 19. Jahrhunderts werden unter der Obhut von Münchner Gletschervermessern die Veränderungen von ca. 15 Ostalpengletschern in mehr oder weniger regelmäßigen Abständen erfasst und publiziert. Dabei wurden Ausmaße und Höhe der Gletscheroberfläche mittels photogrammetrischer Methoden bestimmt, in Karten oder Schichtlinienplänen im Maßstab

1 : 10000 dargestellt und die Differenzen der Oberflächen über den vergletscherten Gebieten gemittelt als Balkendiagramm dargestellt (Abb. 1). Diese von SEBASTIAN und RICHARD FINSTERWALDER begründete Methode belegt die kontinuierlich negativen Massenhaushalte der Gletscher seit der Mitte des 19. Jahrhunderts, dem Ende der „Kleinen Eiszeit“, welche jedoch mehrheitlich in den Dekaden 1960-1970 und 1970-1980 durch Massengewinne unterbrochen wurden.

Der Vorteil der Bestimmung der Massenänderung nach der geodätischen Methode liegt darin, dass viele Gletscher regional mit vertretbarem Aufwand mittels Fernerkundung gleichzeitig vermessen werden können, von Nachteil ist jedoch die mangelnde zeitliche Auflösung und Genauigkeit. Diese Schwächen vermeiden teilweise die Bestimmung der spezifischen Oberflächenmassenbilanz nach der glaziologischen Methode, welche auf einigen ausgewählten Gletschern seit Mitte des 20. Jahrhunderts jährlich angewandt wird. Dabei müssen umfangreiche Pegel in den Gletscher eingebohrt und diese Netzwerke unterhalten werden (siehe auch MAYER et al., 2013). Diese Art der Messung ist dadurch mit erheblichem Aufwand verbunden.

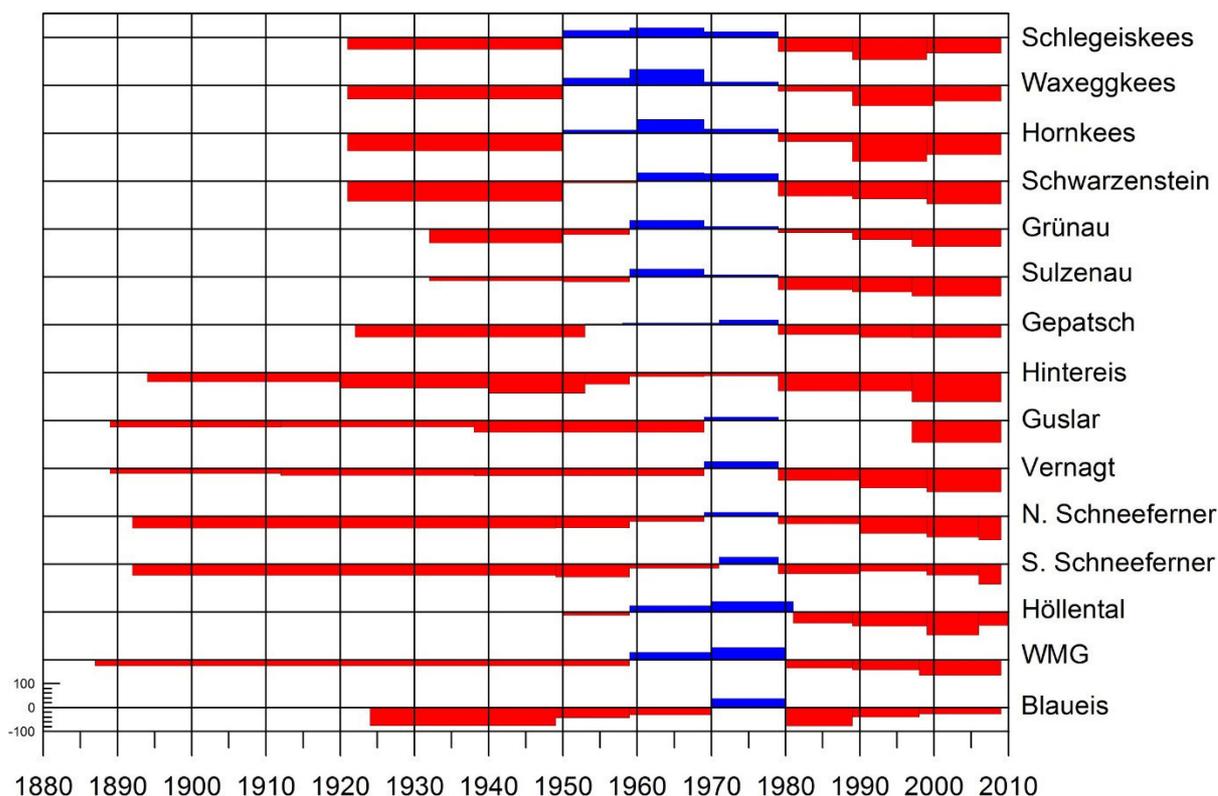


Abb. 1: Veränderung ausgewählter Ostalpengletscher seit dem Ende des 19. Jahrhunderts basierend auf photogrammetrisch erhobenen Volumendifferenzen. Dargestellt sind die jährlichen Veränderungen der mittleren Höhe der Gletscheroberfläche [cm pro Jahr, rot: negativ, blau: positiv] der Basis der geodätischen Bestimmung des Massenhaushaltes der Gletscher nach FINSTERWALDER & RENTSCH (1981), ESCHER-VETTER (2005), aktualisiert durch C. MAYER.

Abb. 2 zeigt das Ergebnis der jährlichen Massenbilanzanalyse nach der glaziologischen Methode für drei Gletscher, die unmittelbar benachbart sind (s.a. Abb.10). Die jährlichen mittleren Eisdickenänderungen werden über die Jahre aufsummiert (kumulative Bilanz), so dass die resultierenden Kurven die langfristige Dickenänderung des Gletschers zeigt. Vergleicht man die Kurven der Gletscher untereinander, so erkennt man bei den kurzzeitigen Schwankungen ein signifikant ähnliches Verhalten, jedoch deutlich verschiedene Langzeittrends. Diese sind auf individuelle Eigenschaften der Topographie bzw. der Bewegung des Eises zurückzuführen, speziell auf die Flächen-Höhen-Verteilung und die Exposition der Gletscher. Die Massenänderung eines Gletschers ist damit nicht nur eine Anpassungsreaktion an das Klima, sondern auch das Ergebnis seiner individuellen Dynamik.

Vergleich der kumulativen Massenbilanz dreier benachbarter Gletscher

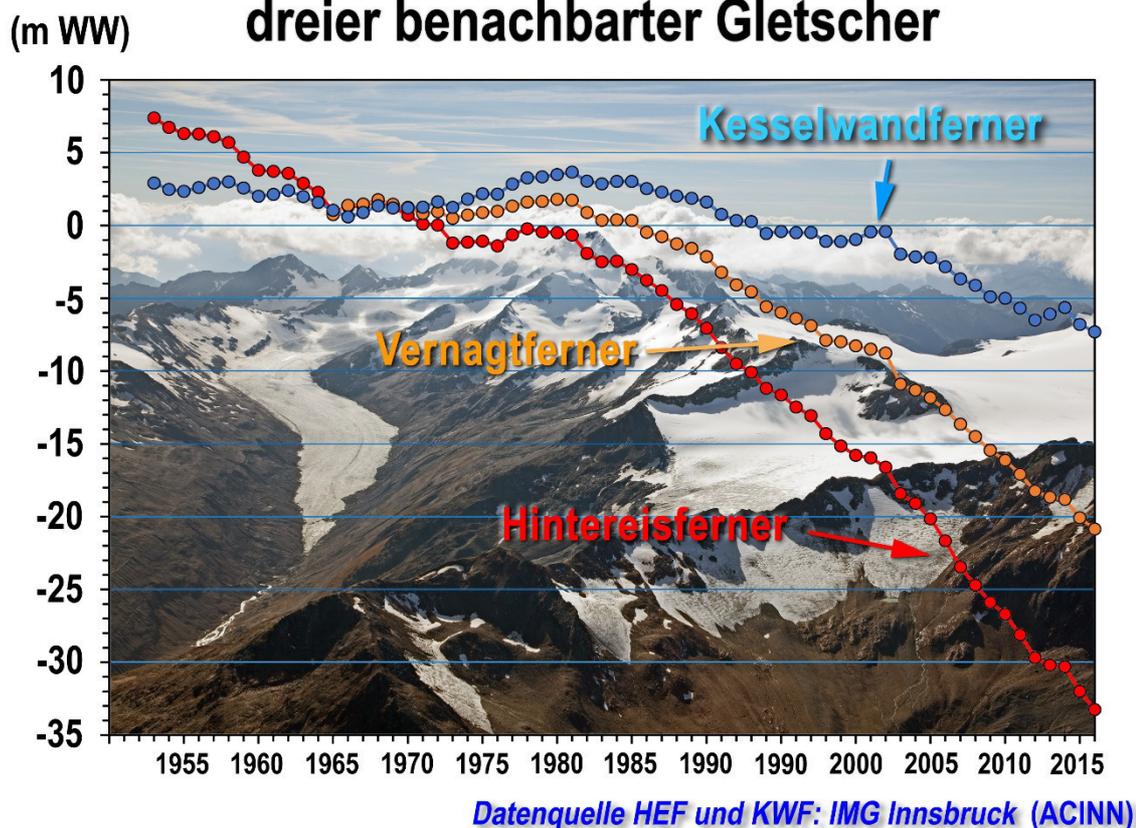


Abb. 2: Kumulative jährliche spezifische Massenbilanzen, bestimmt nach der glaziologischen Methode, für drei Gletscher im hinteren Ötztal. Die Kurven dokumentieren die jährliche mittlere Dickenänderung des Eiskörpers.

Einfluss der Sonneneinstrahlung und der Aerosolbelastung der Atmosphäre auf die Massenhaushalte der Gletscher

Abb. 3 zeigt die Veränderungen in der Sonneneinstrahlung von 15 alpinen Stationen nach Ohmura (2013). Dabei zeigen die Jahre 1940 bis ca. 1955 gegenüber dem Mittelwert der Jahre 1976 bis 2000 um ca. 10 % höhere Werte, gefolgt von einer deutlichen Verminderung der Einstrahlung in den 1960iger und 1970iger Jahren, der Phase der sogenannten „globalen Verdunkelung“. Ab ca. 1985 bis heute steigt die Sonneneinstrahlung beinahe wieder auf das ehemalige hohe Niveau, der Phase der „globalen Aufhellung“. Diese Veränderungen im Strahlungsgenuss hatten massiven Einfluss auf die Massenveränderungen der Gletscher.

Die Aerosolbelastung im Alpenraum kann für die Zeit von 1700 bis heute anhand von Eisbohrkernen am Fiescherhorn demonstriert werden (Abb. 4, Jenk et al., 2006). Die Konzentration der analysierten Luftschadstoffe hat in den 1960iger und 1970iger Jahren (Zeit des sogenannten „Wirtschaftswunders“) stark zugenommen, gefolgt von einem generellen Abfallen der Konzentrationen nach 1980 mit der Einführung von Luftreinigungsverfahren. Damit kann die Erhöhung der Transparenz der Atmosphäre zu einem gewissen Anteil mit der Zunahme in der kurzwelligen Einstrahlung in Zusammenhang gebracht werden.

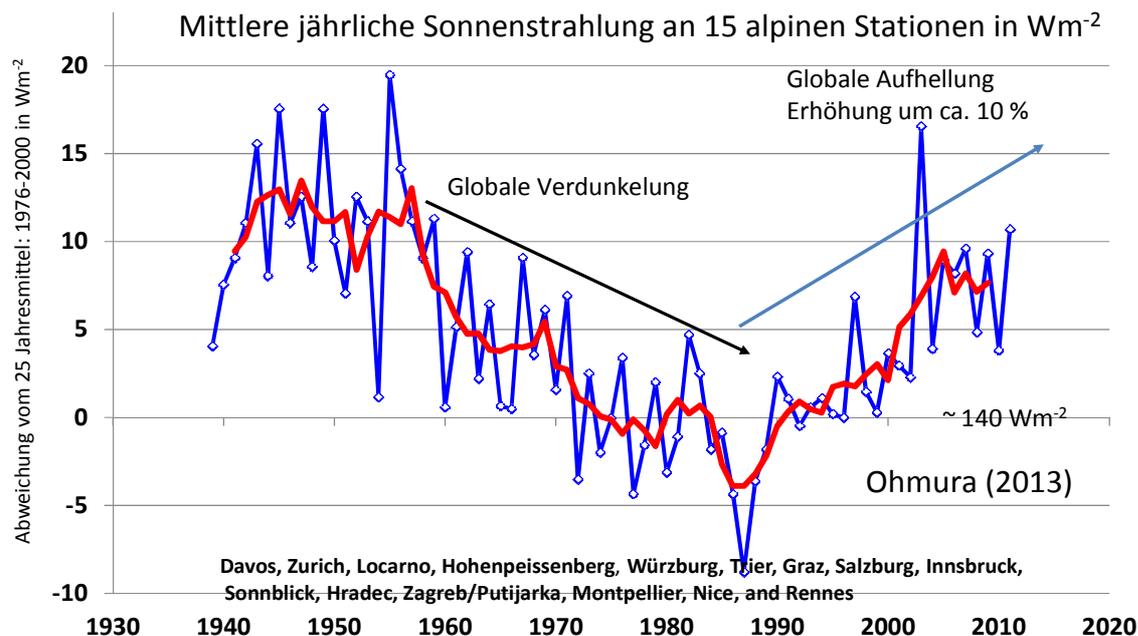


Abb. 3: Veränderungen in der mittleren jährlichen Sonneneinstrahlung an 15 alpinen Stationen nach Ohmura (2013). Abweichungen vom Mittelwert (ca. 140 Wm^{-2}) der Jahre 1976-2000. Die rote Linie sind über 5 Jahre gleitend gemittelte Werte.

Analyse der Aerosolkonzentration in Eisbohrkernen am Fiescherhorn

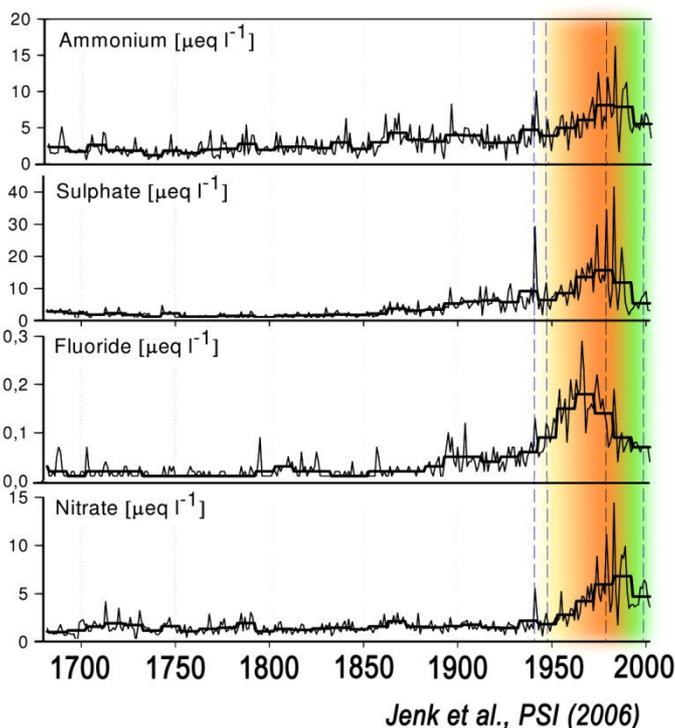


Abb. 4: Aerosolkonzentrationen von Schadstoffen in Eisbohrkernen am Fiescherhorn (Berner Oberland, ca. 3900 m ü.NN), nach Jenk et al. (2007). Einfärbung durch M. Weber.

Ob diese These weiter Bestand hat, ist gegenwärtig immer noch Gegenstand der Forschung. Modelltheoretische Untersuchungen zeigen, dass nur etwa ein Drittel der beobachteten Schwankungen der Globalstrahlung mit der anthropogenen Änderung des Aerosolgehalts der Luft erklärt werden können (LIEPERT 2002). Es ist auch nicht ganz klar, warum diese Einflüsse ausgerechnet in der „sauberen Luft“ in den Bergen derartige Bedeutung erlangt haben soll. Messungen an Bergstationen zeigen in den Alpen zwar durchaus einen Anstieg der Aerosole mit den anthropogenen Emissionen, die Konzentrationen sind aber sehr viel niedriger als im Flachland und werden über Ferntransporte herangetragen.

Abbildung 5 zeigt für den Vernagtferner die eisfrei werdenden Flächen, welche den Energiehaushalt im Bereich des Gletschers radikal verändern, denn immer größer werdende Flächenanteile absorbieren solare Strahlung ohne Schmelze. Dadurch wird mit der deutlich höheren Oberflächentemperatur die langwellige Ausstrahlung erhöht, und es werden immer größere Mengen an fühlbarer Wärme über den turbulenten Wärmestrom in die Luft abgegeben, welche zu einer höheren Temperatur in der Umgebung des Gletschers führen. Dies führt zu einer verstärkten Ablation, durch die weitere Flächen freigeschmolzen werden.

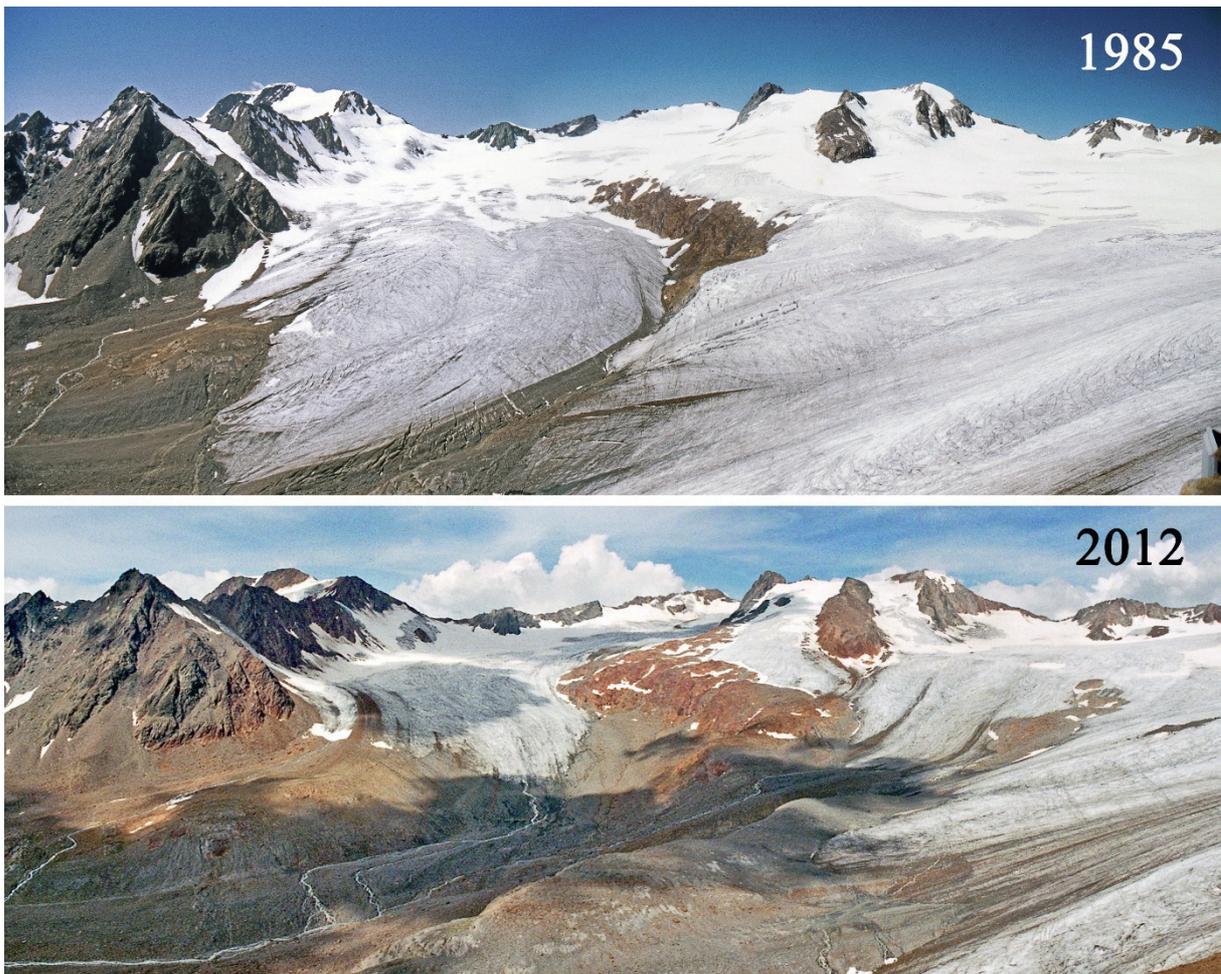


Abb. 5: Veränderungen im Umfeld des Vernagtferners zwischen 1985 und 2012 unten. Deutlich sichtbar ist die Zunahme an eisfreien Felsflächen, die in mehrfacher Weise den Strahlungshaushalt im Bereich des Gletschers verändern. (Foto oben: M. Weber, unten: M. Siebers).

Erhöhung des Wasserdampfgehaltes der Luft verursacht Kondensation

Eine weitere Verstärkung der Schnee- und Eisschmelze kann auf die generelle Zunahme des Wasserdampfdruckes in der Luft während der Sommermonate zurückgeführt werden. Abb. 6 zeigt den partiellen Wasserdampfdruck an der Pegelstation Vernagtbach seit Beginn der Messungen im Jahre 1975 bis heute. Bis Ende der 1990iger Jahre waren die mittleren Werte für Juni, Juli, August und September generell unter dem Schwellenwert 6.1 hPa, was dem Sättigungsdampfdruck an der schmelzenden Schnee- bzw. Eisoberfläche entspricht, deren Temperatur ja bekannter Weise 0 °C nicht überschreiten kann. Damit überwiegen in dieser ersten Phase Verdunstungsbedingungen mit entsprechender Reduktion der Schmelzenergie. Seit ca. 2000 treten generell höhere Dampfdrucke auf, primär über die höhere Lufttemperatur, mit Werten deutlich über 6.1 hPa, damit herrschen seit bald 2 Dekaden Kondensationsbedingungen vor, mit zusätzlicher Schmelzenergie, welche über die Kondensation des Wasserdampfes über der schmelzenden Schnee- und Eisoberflächen freigesetzt wird. Damit werden gegenüber den früheren Bedingungen die Schmelzraten um bis zu 30 % erhöht.

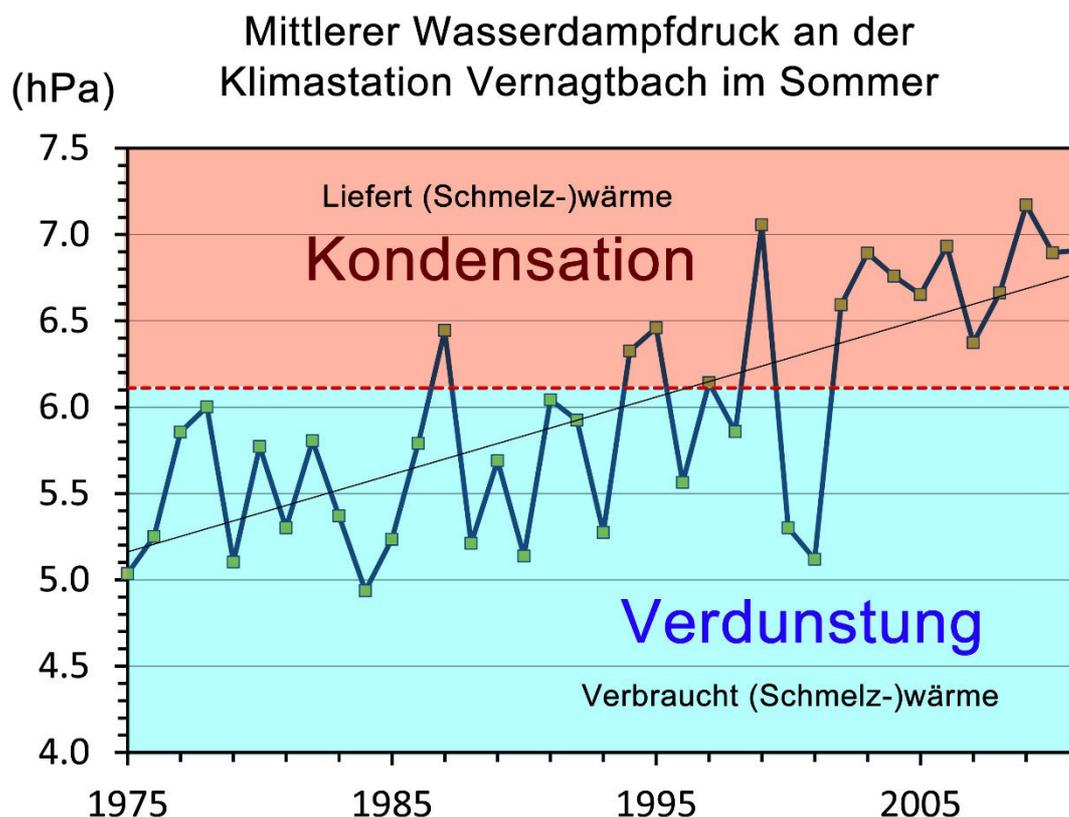


Abb. 6: Mittlerer Wasserdampfdruck an der Klimastation Vernagtbach im Sommer. Der Sättigungsdampfdruck an der schmelzenden Schnee- und Eisoberfläche beträgt 6.1 hPa. Liegt der Wasserdampfdruck darunter (bis Ende der 1990er Jahre), herrschen Verdunstungsbedingungen vor mit einer Reduktion der Schmelzwärme. Liegt der Wasserdampfdruck über diesem Schwellenwert, wird zusätzliche Schmelzwärme durch Kondensation freigesetzt.

Verkleinerung der Nährgebiete der Gletscher

In der Glaziologie teilt man die Gletscherfläche in zwei Bereiche: Der Bereich oberhalb der Gleichgewichtslinie, wo die Akkumulation die Schmelze überwiegt, wird als Nährgebiet bezeichnet. Dort werden quasi die Einnahmen des Gletschers generiert. Visuell kann man diesen Bereich mit den hellen Firnflächen in Abb. 5 gleichsetzen. Der Bereich darunter ist das Zehrgebiet, in dem die Schmelze überwiegt.

Mit den Massenverlusten seit ca. 1980 ist das Nährgebiet des Vernagtferners (Abb. 7, hellblau) zugunsten des Zehrgebietes nach den ausgeglichenen bis positiven Jahren zuvor stark verkleinert worden. Dies ging mit einer drastischen Vergrößerung des Ablationsgebietes (Abb. 7, rot), gekennzeichnet durch die eher dunkle Eisoberfläche in Abb. 5, einher. Durch die Verminderung des Nährgebietes nahmen die Massengewinne der Gletscher stark ab, während die Ausgaben auf Kosten der Ressourcen überproportional anstiegen, da die Verluste pro Flächeneinheit mehr als das Doppelte betragen als der Masseneintrag. Deshalb waren Massengewinne nur in der Zeit vor 1980 möglich, als das Nährgebiet noch mehr als zwei Drittel der Gesamtfläche einnahm.

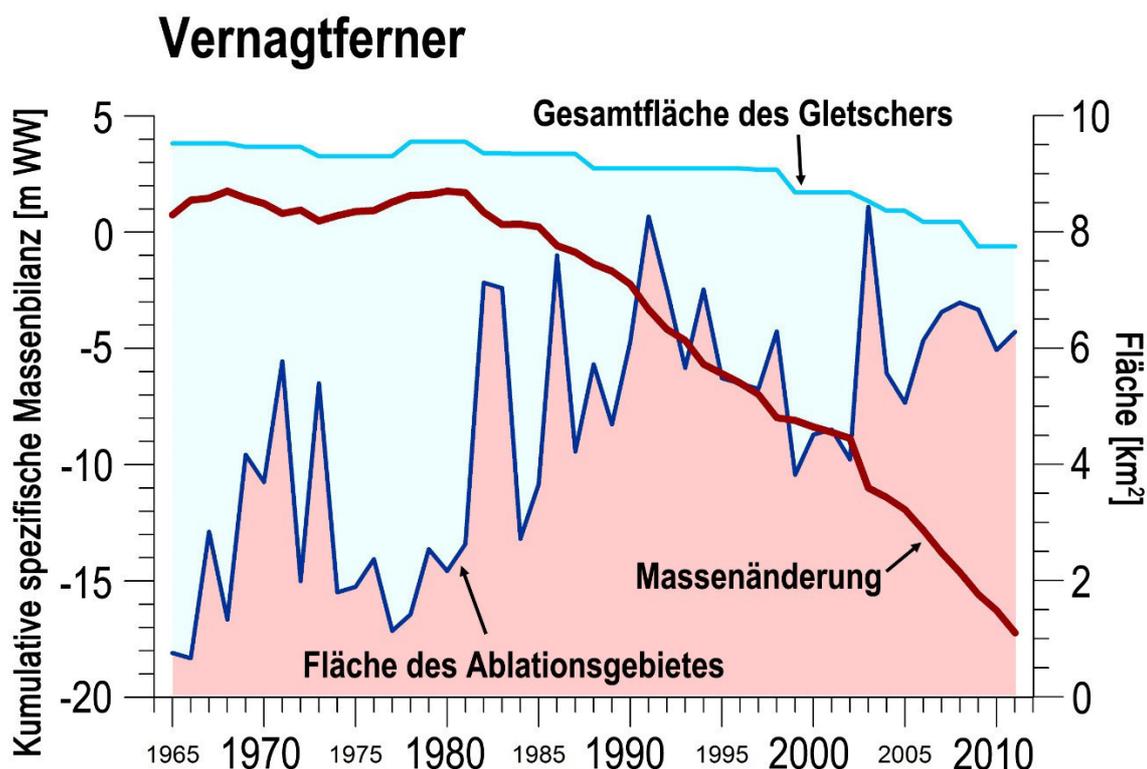


Abb. 7: Verkleinerung des Nährgebietes durch Wachstum des Ablationsgebietes und generellem Flächenverlust des Gletschers (rechte Achse) im Vergleich zu den kumulativen spezifischen Massenbilanz des Vernagtferners, welche bis ca. 1980 ausgeglichene bis positive Werte aufwies, danach nur noch negative (rote Kurve, linke Achse in m Wassersäule).

Mit der Abnahme der Eisreserven kam es zum Erlahmen der Eisbewegung, wodurch die Gletscherfront beschleunigt nach oben verlagert wurde. Da die Kammlinie eine fixe obere Begrenzung bildet, ergibt sich zwangsläufig die immer schnellere Abnahme der Gesamtfläche des Gletschers (Abb. 7), wodurch die Größe des Nährgebietes weiter verkleinert wird. Ohne Einnahmen kann der Gletscher jedoch auf Dauer nicht mehr länger existieren und wird verschwinden.

Die zukünftige Entwicklung des Vernagtferners

Bereits vor der Jahrtausendwende wurde in mehreren Ansätzen versucht, die zukünftige Entwicklung des Vernagtferners auf der Basis der verfügbaren Modelle zu prognostizieren und zu visualisieren. Manche Bilder der damaligen Ergebnisse sind gegenwärtig noch im Internet zu finden. Seitdem sind gut 20 Jahre vergangen und man muss erkennen, dass die frühen Versuche nicht die Realität wiedergeben. Die immer noch wahrscheinlichste Prognose wurde 2010 in einer Diplomarbeit (MAROWSKY 2010) auf der Basis der Ergebnisse von detaillierten Modellrechnungen im Rahmen des Verbundprojektes GLOWA-Danube (www.glowa-danube.de; MAUSER & PRASCH 2016) durchgeführt. Diese Studie verwendete physikalisch basierte Modelle zur Berechnung der hydrologischen Prozesse auf den Landoberflächen sowie Generatoren zur Erzeugung detaillierter Klimaszenarien auf der Grundlage der Ergebnisse der Simulationen regionaler Klimamodelle. In Abb. 8 werden vier Phasen der Prognose der Gletscherentwicklung von 2015 bis 2030 gezeigt. Inzwischen liegt diese Studie mehrere Jahre zurück, so dass eine erste Bewertung ihrer Güte möglich ist.

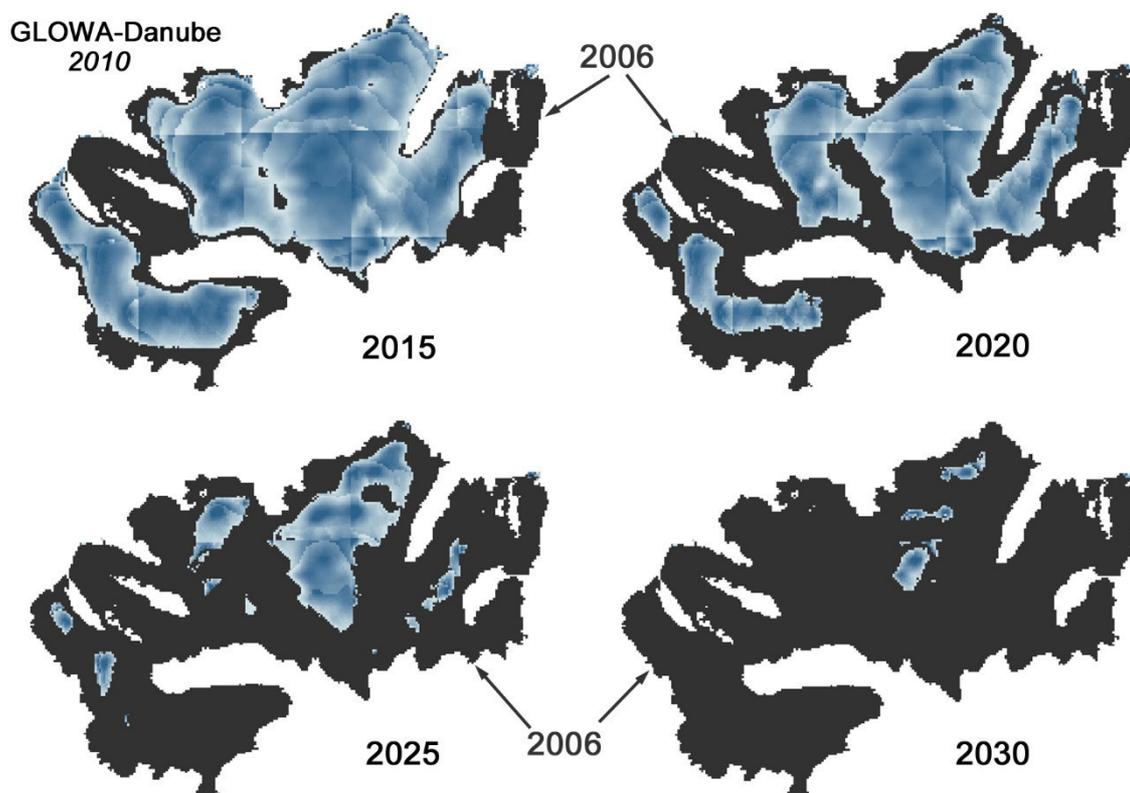


Abb. 8: Prognose der zukünftigen Entwicklung des Vernagtferners anhand einer komplexen, auf detaillierten Szenarien gegründeten Modellrechnung im Rahmen des Projektes GLOWA-Danube aus dem Jahre 2010. Die topografischen Daten und die Eisdicken wurden 2006 erhoben und waren im Bereich der Hochvernagtspitze (links) und des Hinteren Brochkogel (rechts) unvollständig. (Nach MAROWSKY 2010).

Der Startzeitpunkt der Rechnung ist 2006. Das zugrundeliegende Szenario ist relativ extrem. Es wird von einer Zunahme der Lufttemperatur um 5.2 °C bis zum Jahre 2100, sowie einer Zunahme der Winterniederschläge um 7 % und einer Abnahme der Sommerniederschläge um 31 % ausgegangen. Die tatsächliche Entwicklung ist bislang weniger dramatisch. Dennoch war der reale Gletscherrückgang im Jahr 2015 bereits weiter fortgeschritten als im Modell prognostiziert. Die markante apere Felsenzone in der Mitte des Gletschers ist bereits 2012 in Abb. 5 (unten) erkennbar. Die aktuellen Aufnahmen der Webcam (<http://geo.badw.de/vernagtferner-digital/webcam.html>) zeigen, dass die Ausdehnung in der Prognose 2020 bereits erreicht bzw. sogar überholt ist. Die Ursache liegt vor allem in einer ungenügenden Berücksichtigung der Rückkoppelungsmechanismen im Modell. Hervorzuheben ist hier vor allem das lokale Nachdunkeln des Eises und die entstehende Schuttbedeckung.

Somit ist die zuvor gezeigte weitere Entwicklung des Vernagtferners mit dem Zerfall der bestehenden Zungen binnen der nächsten 20 Jahre sehr wahrscheinlich. Die Erfahrung an anderen Gletschern zeigt, dass das endgültige Abschmelzen der letzten Eisrelikte insbesondere wegen der immer dickeren Schuttbedeckung sehr viel mehr Zeit in Anspruch nehmen wird. Letzte unscheinbare Spuren des Vernagtferners in der Größenordnung von einigen Hektar Fläche könnten somit auch noch im Jahre 2050 zu finden sein.

Folgen des Gletscherschwundes für die Wasserspenden aus vergletscherten Gebieten

Selbstverständlich sind mit dem Verlust der Gletscherflächen erhebliche Folgen für die Bergwelt verbunden, die nicht nur gefühlt sind oder allein Touristen und Bergsportler betreffen. Auf diesen Problemkreis soll jetzt hier im Detail nicht eingegangen werden, dagegen auf die bedeutsame Funktion der Gletscher als natürlicher Speicher im alpinen Wasserhaushalt.



Abb. 9: Die von der Bayerischen Akademie der Wissenschaften betriebene Pegelstation (rechts) und Klimastation Vernagtbach (links) im Vorfeld des Vernagtferners auf 2635 m Höhe. Im Hintergrund die 3535 m hohe Hochvernagtspitze.

Die Glazialabflüsse des Vernagtferners werden seit 1974 an der bislang am höchsten gelegenen Pegelstation der Ostalpen auf 2635 m gemessen (Abb.9). Deren Einzugsgebiet (Abb. 10) mit einer Fläche von 11.4 km² war 1990 noch zu 79 % vergletschert, gegenwärtig weist es noch ca. 60 % Gletscherfläche aus. Abb. 9 zeigt die Monatsmittelwerte des dort gemessenen Abflusses für den Zeitraum ab Beginn der Messungen 1974 bis 1980 und die anschließenden drei Dekaden bis 2010. Der Jahresgang ist typisch für ein glaziales Abflussregime, denn das hauptsächliche Abflussgeschehen findet in den Sommermonaten Juni bis September statt. Während in den 1970er Jahren die mittleren monatlichen Abflüsse im Juli und August bei ca. 1.5 m³ s⁻¹ lagen, verdoppelten sie sich in den darauf folgenden Dekaden, parallel dazu sind die Abflüsse im Juni wegen der früher einsetzenden Schneeschmelze von ca. 0.5 m³ s⁻¹ auf ca. 2 m³ s⁻¹ angestiegen. Dieser Anstieg in der Wasserspense ist die direkte Folge der Massenverluste des Gletschers.

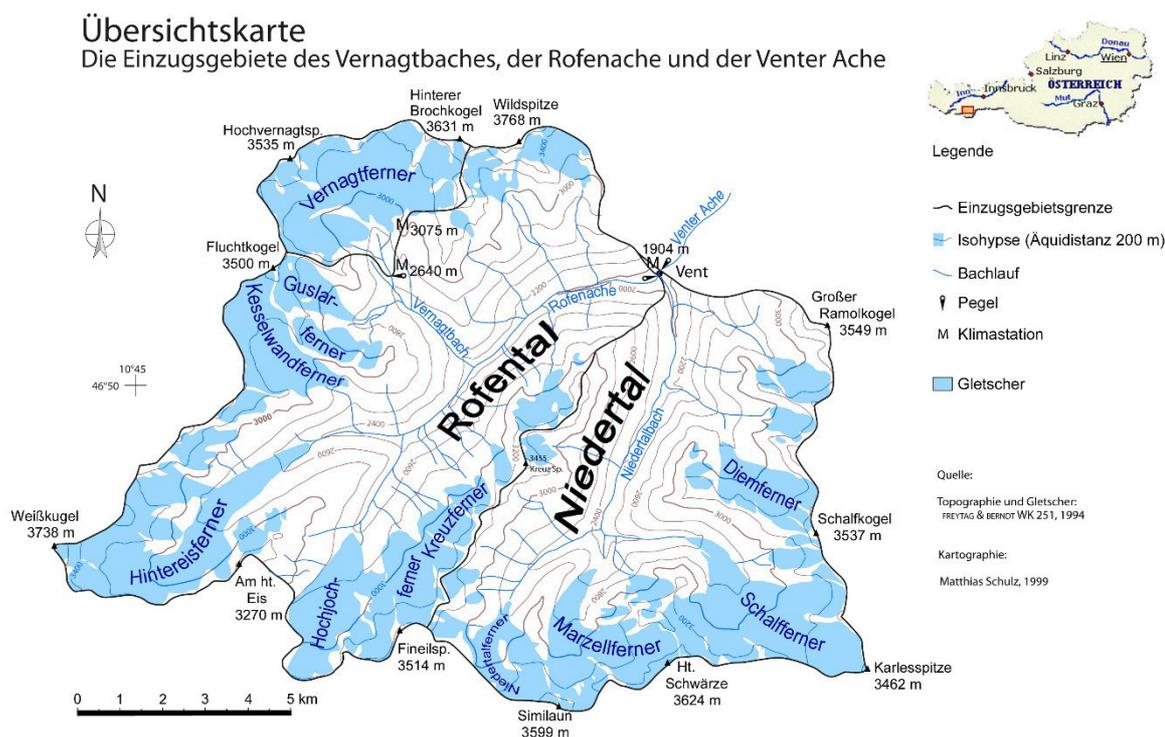


Abb. 10: Schematische Karte des Einzugsgebiets der Venter Ache am Pegel Vent mit einigen seiner Teileinzugsgebiete und den darin befindlichen Gletscherflächen, gelegen im hinteren Ötztal in Österreich. Oben das Einzugsgebiet der Pegelstation Vernagtbach auf 2635 m mit einer Fläche von 11.4 km². Der Vernagtbach mündet in die Rofenache, deren Abfluss bei einer Gesamtfläche des Einzugsgebietes von 98 km² am Pegel Rofenache in Vent gemessen wird. Die blauen Flächen zeigen die Ausdehnung der Gletscher im Jahre 1994. (Aus BRAUN & ESCHER-VETTER 2013)

Der Abfluss veränderte sich nicht nur quantitativ, sondern auch qualitativ. Durch den Rückgang des Nährgebietes bei gleichzeitigem Anwachsen des Zehrgebietes verlor der Gletscher zunehmend die Fähigkeit, das gebildete Schmelzwasser oder auf die Gletscherfläche auftreffenden Regen für eine gewisse Zeit lang zu speichern. Dies war vor allem in den ursprünglich dicken Firnschichten im Nährgebiet der Fall, während das Wasser auf dem Blankeis unmittelbar abfließt. Durch das Erlahmen der Eisbewegung veränderte sich auch das Abflussverhalten auf und innerhalb des Eiskörpers dramatisch. Weniger Risse und Spalten lassen das Wasser unmittelbar an der Oberfläche abfließen, im Innern bildeten sich große Kanalsysteme mit hoher Kapazität hin zu den Gletscherfronten, die über große Mühlen mit der Oberfläche verbunden sind. Diese wurden früher durch die Eisbewegung immer wieder zerstört und mussten in jeder Ablationsperiode wieder neu gebildet werden. Unter diesen Bedingungen wurden die Abflussspitzen immer höher. Lagen die Spitzenabflüsse in den 1980er-Jahren noch bei $6 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, wurden ab Ende der 1990er Jahre das doppelte und Spitzen bis nahezu $20 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ beobachtet. Diese traten vor allem auf, wenn sich der Abfluss aus Starkniederschlägen und hohe Schmelze überlagerten. Solche Situationen führten zu häufigeren Hochwasserereignissen im Tal, die zusätzliche Sicherungsmaßnahmen notwendig machten.

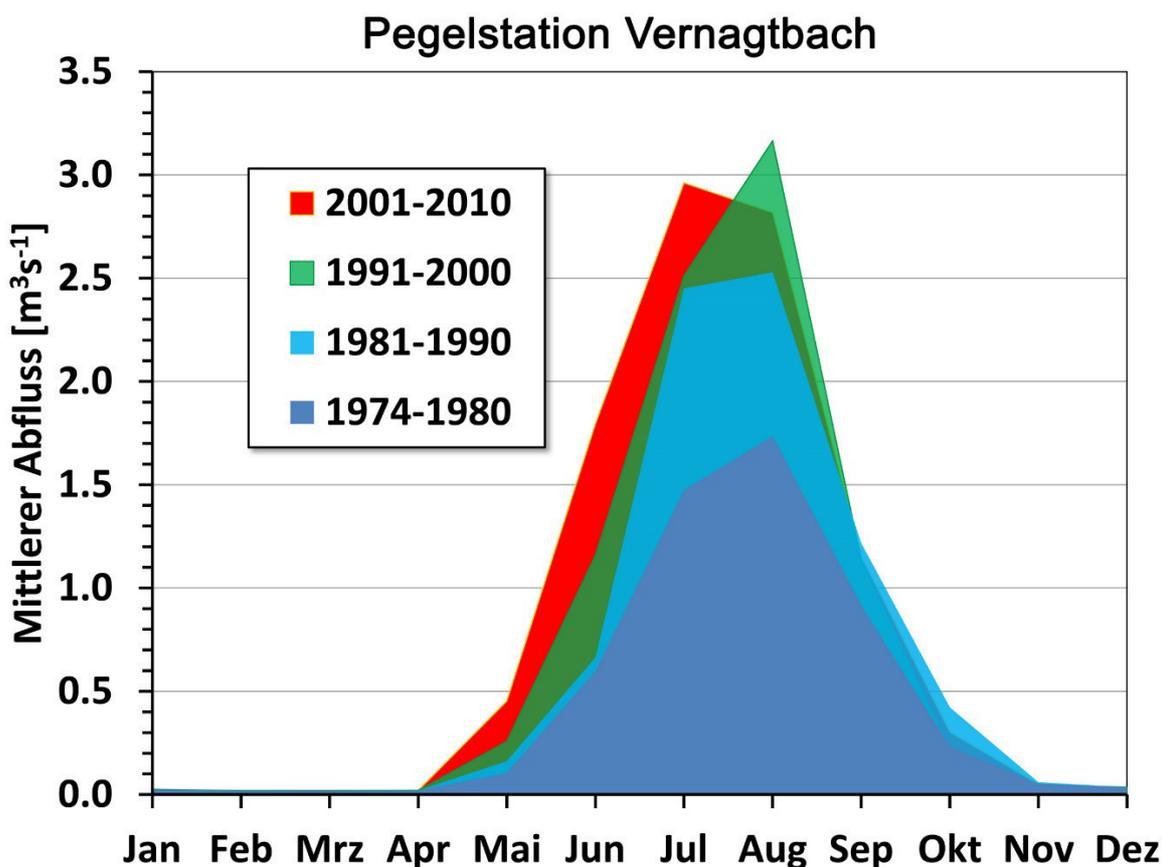


Abb. 11: Mittlere monatliche Gletscherabflüsse des Vernagtferners an der Pegelstation Vernagtbach zwischen 1974 und 2010.

Mit der Abnahme und der Verlagerung der Gletscherflächen in höhere Lage werden die Abflüsse zwangsläufig wieder zurückgehen. Am Vernagtferner dürfte das Maximum sogar bereits überschritten sein, wie es auch in der Abb. 11 bereits angedeutet ist.

Die zukünftige Entwicklung der Gebirgsabflüsse muss mittels komplexer hydrologischer Modelle untersucht werden, die nicht nur die Entwicklung sämtlicher Gletscher berechnen, sondern auch die potentiellen Veränderungen der Schneebedeckung und der Regenspende bis hin zu den aktiven Eingriffen des Menschen in den Wasserhaushalt prognostizieren. Derartige modelltheoretische Untersuchungen wurden im Rahmen des bereits erwähnten Verbundprojekt Glowa-Danube im Einzugsgebiet der Oberen Donau bis zum Pegel Passau-Achleiten (siehe auch Abb. 13) mit dem physikalisch basierten Modellverbund DANUBIA – PROMET – SURGES durchgeführt (MAUSER & PRASCH 2016; MAUSER & BACH 2009). Gerechnet wurde innerhalb des 77000 km² großen Einzugsgebiets auf einem 1x1 km² – Raster. Für die Vergangenheit dienten auf das Raster interpolierte meteorologische Daten der operationellen Wetterdienste, für die Zukunft wurden kontinuierliche Datensätze generiert, die aus den Ergebnissen regionaler Klimamodelle mit einem größeren Rechengitter auf das feinere Raster skaliert wurden.

Auf diese Weise konnten nicht nur die Abflusshöhen an nahezu jedem Ort im Gewässersystem berechnet werden, sondern auch die Anteile aus Gletscherschmelze, Schneeschmelze und Regen. Das Untersuchungsgebiet deckte das gesamte Einzugsgebiet des alpinen Inn und der Salzach als Gebirgszuflüsse zur Donau ab. Dabei werden die Wasserspenden aller Gletscher im Inn-Einzugsgebiet, ca. 550 an der Zahl, inklusive der Veränderungen der Gletscherflächen selbst berücksichtigt. Im Detail wurde darüber in WEBER et al. (2009) und WEBER et al. (2010) berichtet.

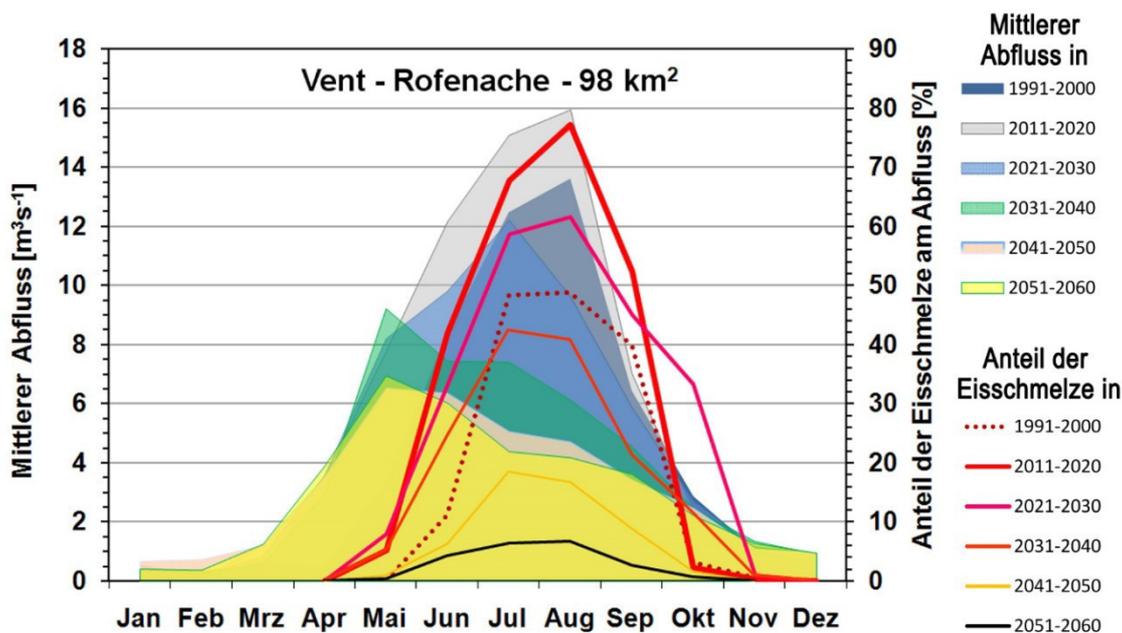


Abb. 12: Mittlere Abflüsse und Anteile der Eisschmelze am Pegel Rofenache / Vent in den Dekaden 1991-2000 bis 2051-2060.

Da die Einzugsgebiete für die Berechnung der Abflüsse eine Mindestgröße haben müssen, gibt es für die Pegelstation Vernagtbach keine direkten Ergebnisse. Deshalb zeigt Abb. 12 eine zur Abb. 11 vergleichbare Darstellung für das unterhalb des Vernagtbachs gelegene Einzugsgebiet der Rofenache (Abb. 910). Neben den dekadischen Monatsmittelwerten der Abflüsse werden zusätzlich die prozentualen Anteile der Eisschmelze angegeben. Demnach fällt eine nennenswerte Gletscherspende nur von Mai bis Oktober an. Im Zuge der weiteren Klimaerwärmung kann sie noch weiter zulegen und im August in der aktuellen Dekade ihren maximalen Beitrag von 75% des Gesamtabflusses erreichen. In den folgenden Dekaden geht der Anteil der Gletscherschmelze drastisch zurück, wobei sie früher einsetzt und später endet. Ab Mitte des 21. Jahrhunderts beträgt der Anteil der Wasserspende von den Gletschern selbst in diesem ursprünglich sehr stark vergletscherten Kopfeinzugsgebiet in den Öztaler Alpen im Monat August mit der maximalen Eisschmelze weniger als 10%. Dabei wandelt sich das Abflussregime zunehmend vom glazial geprägten in ein nivales Regime um, dessen dreiecksförmiger Jahresgang durch das Maximum der Schneeschmelze im Mai bestimmt wird. Dadurch wird die sommerliche Wasserführung mehr als halbiert.

Die Auswirkung des Klimawandels auf die zukünftige Wasserführung des Einzugsgebietes der oberen Donau bis zur Mitte des 21. Jahrhunderts kann dem Vergleich der Abb. 13 und 14 entnommen werden. Hier wird der Anteil der Schneeschmelze am Abfluss in den Flüssen und für ausgewählte Pegel die mittleren jährlichen spezifischen Abflusshöhen (in mm) und deren Aufteilung in die Anteile aus der Schmelze von Gletschereis bzw. Schnee und Regen in Form eines Kuchendiagramms angegeben. Die Abflusshöhe entspricht der Fläche der Scheibe. Bereits in Abb. 13, welche die Verhältnisse in der vergangenen Dekade 1991 bis 2000 wiedergibt, wird die Bedeutung des Gebirges als „Wasserschloss“ für das Umland deutlich. Flüsse, deren Quellgebiet im Gebirge liegt, haben eine deutlich höhere Wasserführung als die mit einem vergleichbar großen Einzugsgebiet außerhalb des Gebirges. In der Regel entstammt das meiste Wasser den Regenfällen, innerhalb des Gebirges zu mehr als einem Drittel aber auch der Schneeschmelze. Dies gilt auch für die Pegel im Flachland, sofern die Flüsse aus dem Gebirge zufließen. Die haben in der Regel auch eine deutlich höhere Wasserführung als die mit einer Quelle im Tiefland. Bei Flüssen ohne Gebirgsanschluss beträgt der Anteil der Schneeschmelze meist um die 15%, entsprechend groß ist der Anteil aus Niederschlägen in Form von Regen.

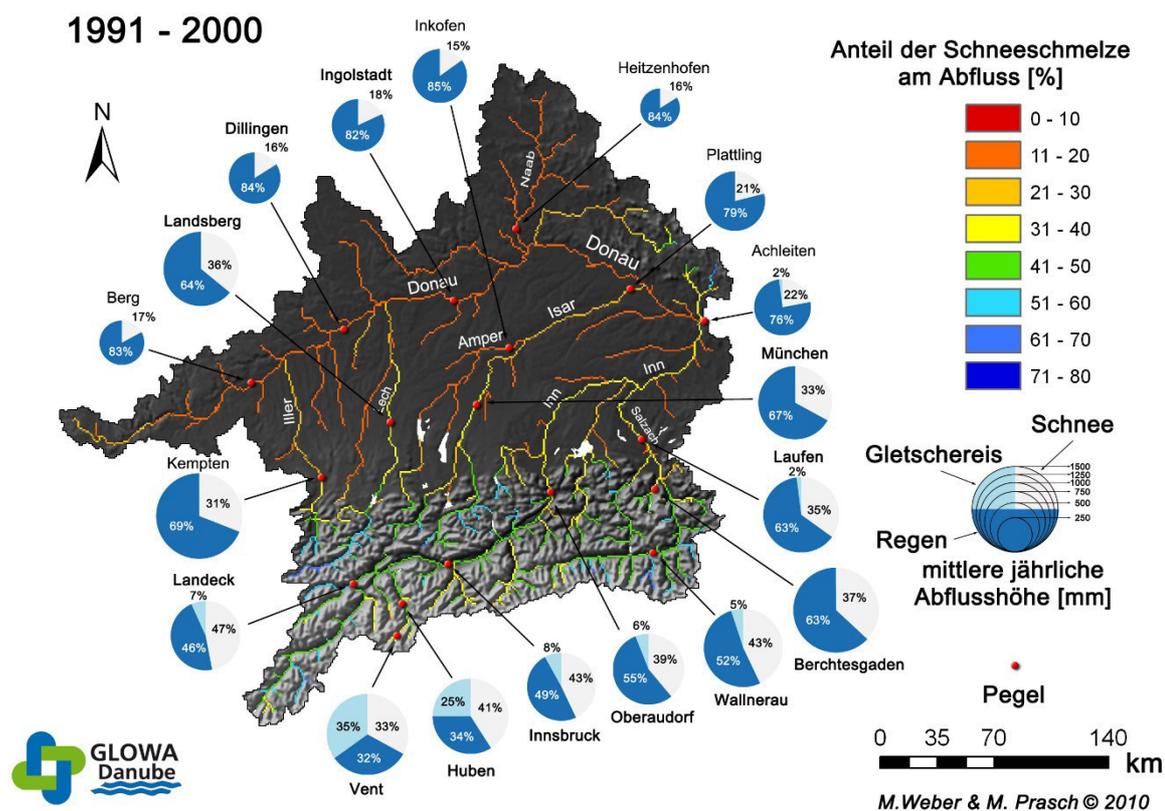


Abb. 13: Mittlere jährliche Anteile der Schneeschmelze in den Flüssen im Einzugsgebiet der Donau, definiert durch den Pegel Passau-Achleiten für die Dekade 1991-2000. Zusätzlich werden an ausgewählten Pegelstellen die jährlichen spezifischen Abflusshöhen sowie ihre Quellanteile nach Regen, Schnee- und Gletscherschmelze in Form von Kuchendiagrammen angegeben. Es handelt sich um Resultate einer hydrologischen Modellrechnung auf der Basis von Beobachtungsdaten.

Der Glazialabfluss ist eigentlich nur im Bereich der stark vergletscherten Kopfeinzugsgebiete und am Oberlauf von Inn und Salzach von Bedeutung. Von über 35% in den oberen Einzugsgebieten nimmt der Anteil der Eisschmelze flussabwärts rasch auf wenige Prozentpunkte ab. Das hat seine Ursache in der überproportionalen Zunahme des Flächenanteils der Quellgebiete mit Schneeschmelze und Regen. Am Pegel Achleiten/Oberösterreich unterhalb der Einmündung des Inn in die Donau beträgt der Anteil der Gletscherschmelze im Jahresdurchschnitt weniger als 2%. Selbst in heißen trockenen Sommermonaten wird ein Anteil von 10% nicht überschritten. Folglich beschränkt sich die Bedeutung der Gletscher als Quelle für den Wasserhaushalt auf den inneralpinen Bereich.

Deswegen wird sich außerhalb der Alpen auch nach dem weitgehenden Verschwinden der Gletscher nicht sehr viel am Wasserhaushalt ändern, wie man der Abb. 14 entnehmen kann, welche die mittlere Situation während der Dekade 2041 bis 2050 wiedergibt. Gletscherschmelze entspringt nur noch den höchst gelegenen Einzugsgebieten im Ötztal oder dem Zillertal. Der Anteil aus der Schneeschmelze bleibt proportional in etwa erhalten, der Anteil aus Regen nimmt dagegen zu.

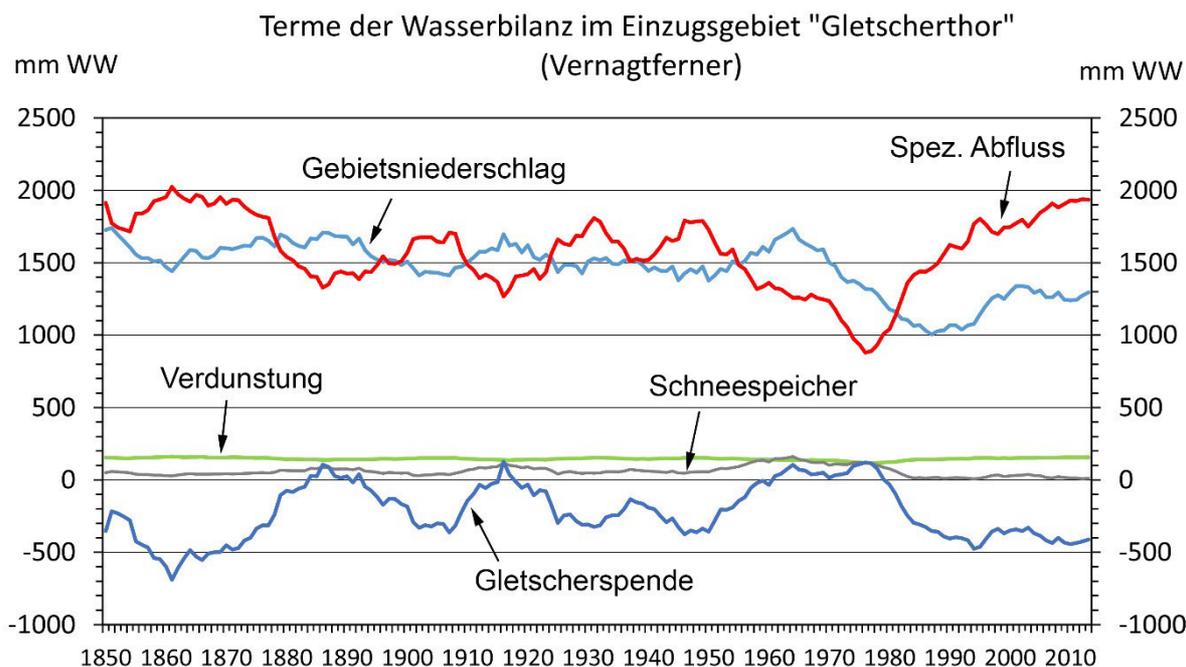


Abb. 15: Komponenten der Wasserbilanz für das hypothetische Einzugsgebiet „Gletscherthor“, ca. 1200 m unterhalb der heutigen Pegelstation Vernagtbach auf etwa 2500 m Höhe gelegen. Die Fläche beträgt ferner 15.6 km². Die Berechnung erfolgt jährlich für den Zeitraum 1845 bis 2013 mit dem konzeptionellen Modell HBV-ETH9 auf der Basis der Rekonstruktion von Temperatur und Niederschlag wie in Abb. 4. Die Reihen der jährlichen Resultate sind mit einem Tiefpassfilter über 9 Jahre geglättet. Näheres siehe GLEISBERG (2015).

Eine modelltheoretische Antwort auf die gestellte Frage ist aber durchaus möglich. In Abb. 15 sind die jährlichen Komponenten der Wasserbilanz eines hypothetischen Einzugsgebiets mit dem Vernagtferner von 1850 bis 2013 angegeben. Diese wurde mit einem konzeptionellen hydrologischen Modell auf der Basis von Tageswerten der Lufttemperatur und Niederschlag berechnet. Von Interesse sind an dieser Stelle die rote Kurve des spezifischen Abflusses und die blaue Kurve der Gletscherspende, welche den Verlusten oder Gewinnen aus der Massenbilanz normiert auf die Einzugsgebietsgröße entspricht. Folglich ist die gegenwärtige Gletscherspende in Abbildung 20 kleiner als die weiter oben angegebene spezifische Massenbilanz, die nur auf die Gletscherfläche bezogen wird. Insofern waren die spezifischen Massenverluste in der Erwärmungsphase nach der *Kleinen Eiszeit* ähnlich hoch wie heute. Dasselbe gilt auch für den spezifischen Abfluss, der damals mit maximal ca. 2000 mm in etwa vergleichbar war mit dem heute gemessenen, der aber von einer nur etwa halb so großen Fläche generiert wird. Nach 1880 war der spezifische Abfluss für gut 80 Jahre weitestgehend auf einem einheitlichen Niveau um die 1500 mm, bis er 1974 mit unter 1000 mm auf den niedrigsten Wert seit dem Ende des letzten großen Gletschervorstoßes sank. Dies war zufällig exakt der Zeitpunkt, zu dem die Pegelstation Vernagtbach errichtet wurde und den Messbetrieb aufnahm. Seit dieser Zeit hat der Abfluss nur noch zugenommen und hat mit der halben Fläche heute wieder das Niveau von 1850 erreicht.

Fazit und Ausblick

Durch das Aufzehren der Eisreserven seit dem Anfang der 1980iger Jahre sind die Abflussmengen aus den vergletscherten Gebieten überdurchschnittlich hoch, und werden wohl bald durch die Verminderung der Gletscherflächen geringer ausfallen. Abflussberechnungen für die kommenden Jahrzehnte zeigen unter allen untersuchten Szenarien einen beschleunigten Gletscherschwund, und schon in den kommenden Jahrzehnten ein starker Rückgang in den Kopfeinzugsgebieten der Alpen. Außerhalb der Alpen wird die fehlende Eisschmelze kaum Wirkung zeigen, da wir im nördlichen Teil der Alpen und Tiefländer zu einem humiden Klimatyp gehören, welcher wohl auch in Zukunft wesentliche Niederschläge aufweist, welche das Abflussgeschehen steuern.

Literatur

BÖHM, R. & HIEBL, J. (2013): Lange instrumentelle Klimazeitreihen für den Vernagtferner. Zeitschrift für Gletscherkunde und Glazialgeologie 45/46 (2011/2012): 203-218.

BRAUN, L. & ESCHER-VETTER, H. (2013): Gletscherforschung am Vernagtferner. Themenband zum fünfzigjährigen Gründungsjubiläum der Kommission für Glaziologie der Bayerischen Akademie der Wissenschaften, München. Zeitschrift für Gletscherkunde und Glazialgeologie, Bd. 45/46 (2011/2012), 1-381 & 2 maps. Zugang zu allen Beiträgen im Doppelband 45/46; siehe http://www.hochgebirgsforschung.de/Download/ZGG45462013/zgg_45_46_2013.pdf.

ESCHER-VETTER, H. (2005): Glaciers bear witness to climate change. Weather catastrophes and climate change - Is there still hope for us? Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft - Munich Re, Knowledge Series, Bestellnummer 302-04221, p 114-121.

FINSTERWALDER, R.; RENTSCH, H. (1981): Zur Höhenänderung von Ostalpengletschern im Zeitraum 1969-1979. Zeitschrift für Gletscherkunde und Glazialgeologie 16 (1980) 1, 111-115 & 1 plate & 1 map suppl.

GLEISBERG, E. (2015): Berechnung der Terme der Wasserbilanz im Einzugsgebiet des Vernagtferners für die Jahre 1845 - 2013 mit dem hydrologischen Modell HBV3-ETH9. Bachelorarbeit, LMU München, Fakultät für Geowissenschaften, Department für Geographie, 81 p.

JENK, T. M.; GÄGGELER, H. W.; PALMER, A.; BRÜTSCH, S.; SCHWIKOWSKI, M. (2007): Air pollution records from the Fiescherhorn ice core 2002. S. 23 in: Gäggeler, H. W.; Schwikowski, M.; Blattmann, A. (Eds.) Annual report 2006, Paul Scherrer Institut, Labor für Radio- und Umweltchemie - Laboratory of Radiochemistry and Environmental Chemistry, January 2007, 77 S.

LIEPERT, B. (2002): Observed reductions of surface solar radiation at sites in the United States and worldwide from 1961 to 1990. Geophysical Research Letters, Vol. 29, No. 10, 1421, 10.1029/2002GL014910, 2002.

MAROWSKY, K. (2010): Die Validierung des Gletschermodells SURGES am Beispiel von Vernagtferner sowie Nördlichem und Südlichem Schneeferner. Diplomarbeit, Kath. Univ. Eichstätt-Ingolstadt, 147 S.

MAUSER, W. & H. BACH (2009): PROMET – a physical hydrological model to study the impact of climate change on the water flows of medium sized, mountain watersheds. Journal of Hydrology, 376: 362-377.

MAUSER, W. & PRASCH, M. (Editors) (2016): Regional Assessment of Global Change Impacts - The Project GLOWA-Danube, ISBN 978-3-319-16750-3 Springer, Berlin, 670 p.

MAYER, C.; ESCHER-VETTER, H.; WEBER, M. (2013): 46 Jahre glaziologische Massenbilanz des Vernagtferners. Zeitschrift für Gletscherkunde und Glazialgeologie 45/46 (2011/2012), p 219-234.

OHMURA, A. (2013): Global Dimming und Brightening: Einfluss der Globalsonnenstrahlung auf den Massenhaushalt von Gletschern. Symposium der Kommission für Erdmessung und Glaziologie "50 Jahre Gletscherforschung", München 14.-15. März 2013, Präsentation 32 Blatt.

WEBER, M., L. BRAUN, W. MAUSER & M. PRASCH (2009): Die Bedeutung der Gletscherschmelze für den Abfluss der Donau gegenwärtig und in der Zukunft. Mitteilungsblatt des Hydrographischen Dienstes in Österreich, Nr. 86: 1-29.

WEBER, M., L. BRAUN, W. MAUSER & M. PRASCH (2010): Contribution of rain, snow – and icemelt in the upper Danube discharge today and in the future. Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria, 33(2): 221-230.

WEBER, M. (2013): Dokumentation der Veränderungen des Vernagtferners. Zeitschrift für Gletscherkunde und Glazialgeologie, Bd. 45/46 (2011/2012), pp. 49-84.

Anschrift der Verfasser:

Dr. Ludwig Braun

Ehemals Bayerische Akademie der Wissenschaften – Erdmessung und Glaziologie
Alfons-Goppel-Str. 11
D-80539 München
Deutschland

Dr. Markus Weber

Technische Universität München
Photogrammetrie & Fernerkundung
c/o Bayerische Akademie der Wissenschaften – Erdmessung und Glaziologie
Alfons-Goppel-Str. 11
D-80539 München
Deutschland

Bestimmung charakteristischer Scherparameter

Barbara Schneider-Muntau, Fabian Schranz, Wolfgang Fellin

Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Geotechnik und Tunnelbau, Technikerstr. 13, A-6020 Innsbruck

Abstract

The shear strength of soils, usually represented as friction angle and cohesion, is an important input parameter for all geotechnical calculations. The shear strength can be assessed in the laboratory either by a triaxial or a direct shear test. From the laboratory test results, the characteristic values for friction angle and cohesion have to be determined for the calculations - according to the norm - as conservative estimation of the mean value. Friction angle and cohesion are usually assumed to be statistically independent variables, resulting in unrealistically low shear strengths. Friction angles and cohesion are obviously correlated, since they are parameters of a linear regression. Confidence hyperbolas can be determined in a statistical evaluation taking into account the statistical dependency on friction angle and cohesion. A linearization of the confidence hyperbolas then provides an upper and a lower limit of the dependent shear parameters. Typical examples are used to demonstrate the determination of the characteristic shear strength from the laboratory test results with the above mentioned approaches. It is shown, that when evaluating with parameters considered to be independent, a relatively large statistical reduction of the mean shear strength to the characteristic shear strength is necessary. If the parameters are considered statistically dependent, this reduction is considerably smaller. The characteristic shear strength can be determined more precisely with the second method (i. e. with less reduction from the mean value) if more load steps (e. g. six) are selected instead of the usual three load steps.

Zusammenfassung

Die Scherfestigkeit von Böden, meist dargestellt als Reibungswinkel und Kohäsion, ist ein wichtiger Eingangsparameter für alle geotechnischen Berechnungen. Die Scherfestigkeit kann im Labor im Triaxialversuch oder im Rahmenscherversuch ermittelt werden. Aus den Laborversuchsergebnissen sind für die Berechnungen charakteristische Werte für Reibungswinkel und Kohäsion abzuleiten, die - laut Norm - als vorsichtige Schätzung der Mittelwerte festgelegt werden können. Meistens werden Reibungswinkels und Kohäsion als statistisch unabhängige Variablen angenommen, was zu unrealistisch niedrigen charakteristischen Scherfestigkeiten führt. Reibungswinkel und Kohäsion sind offensichtlich korreliert, da sie Parameter einer linearen Regression sind. Bei einer statistischen Auswertung unter Berücksichtigung der statistischen Abhängigkeit von Reibungswinkel und Kohäsion können Konfidenzhyperbeln bestimmt werden. Eine Linearisierung der Konfidenzhyperbeln liefert dann eine obere und eine untere Grenzen der abhängigen Scherparameter. Anhand typischer Beispiele wird die Ermittlung

der charakteristischen Scherfestigkeit aus den Laborversuchsergebnissen mit den verschiedenen Ansätzen demonstriert. Es zeigt sich, dass bei Auswertung mit als unabhängig betrachteten Parametern, eine relative große statistische Abminderung der mittleren Scherfestigkeit auf die charakteristische Scherfestigkeit notwendig ist. Betrachtet man die Parameter als statistisch abhängig, ist diese Abminderung wesentlich kleiner. Die charakteristische Scherfestigkeit kann mit der zweiten Methode nochmals genauer (d.h. mit weniger Abminderung vom Mittelwert) bestimmt werden, wenn statt der üblichen drei Laststufen mehr Laststufen (z.B. sechs) gewählt werden.

1. Einleitung

Zur Beurteilung der allermeisten geotechnischen Fragestellung ist eine Kenntnis der Scherfestigkeit notwendig. Diese wird herkömmlicherweise mit den beiden Parametern Reibungswinkel ϕ und Kohäsion c der linearisierten Versagenskurve beschrieben. Nach dem EC 7 sollen als Eingangsparameter charakteristische Werte nach dem Teilsicherheitskonzept zu Designwerten abgemindert werden. Charakteristische Scherparameter sind weiterhin als vorsichtige Schätzung der Mittelwerte festzulegen, wenn örtliches Versagen ausgeschlossen ist. Meistens wird dazu die statistische Unabhängigkeit des Reibungswinkels ϕ von der Kohäsion c angenommen. Die beiden sind aber offensichtlich korreliert, da sie Parameter einer linearen Regression sind. Die Vernachlässigung der Korrelation führt in der Regel zu unrealistisch niedrigen charakteristischen Scherfestigkeiten [5]. Zur Berücksichtigung der Korrelation schlagen [2] vor, die Konfidenzhyperteln der linearen Regression für die Scherparameter in Rahmenscherversuchen im gewünschten Spannungsbereich zu linearisieren und dasselbe für Triaxialversuche in der üblichen Auswertung im $s - t$ Diagramm anzuwenden unter Berücksichtigung der Abhängigkeit von s und t . Anhand typischer Beispiele wird die die Bestimmung der Mittel- und charakteristischen Werte dargestellt.

2. Laborversuche

Die Scherparameter eines Bodens werden in Scherversuchen bestimmt. In der Geotechnik finden dazu zwei Versuche Anwendung, der Rahmenscherversuch und der Triaxialversuch. Die Versuche erfolgen normalerweise weggesteuert, das bedeutet, dass die Bodenprobe bis zum Versagen verformt wird. Dadurch kommt zu einer Zunahme der Kräfte bis zum Erreichen eines Peaks, der entweder das Ende des Versuchs markiert oder zu einer Entfestigung nach dem Peak. Zur Auswertung werden aus den Kräften Spannungen berechnet und zur Bestimmung der Scherfestigkeit die Peakspannungen herangezogen, siehe Abb. 1.

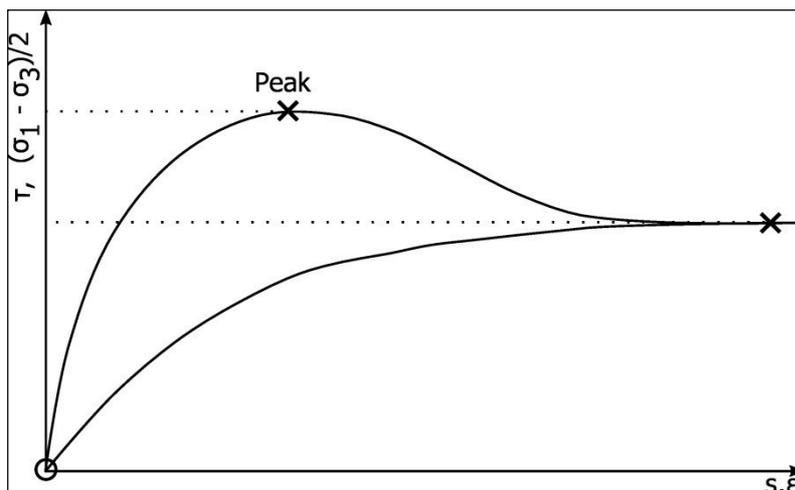


Abb. 1: Schematischer Spannungs-Dehnungsverlauf mit Darstellung der Peakfestigkeit für einen dichten Versuch (mit Peak) und einen lockeren Versuch (ohne Peak). Dabei beschreiben τ und s den Rahmenscherversuch und $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ und ϵ den Triaxialversuch.

2.1 Rahmenscherversuch

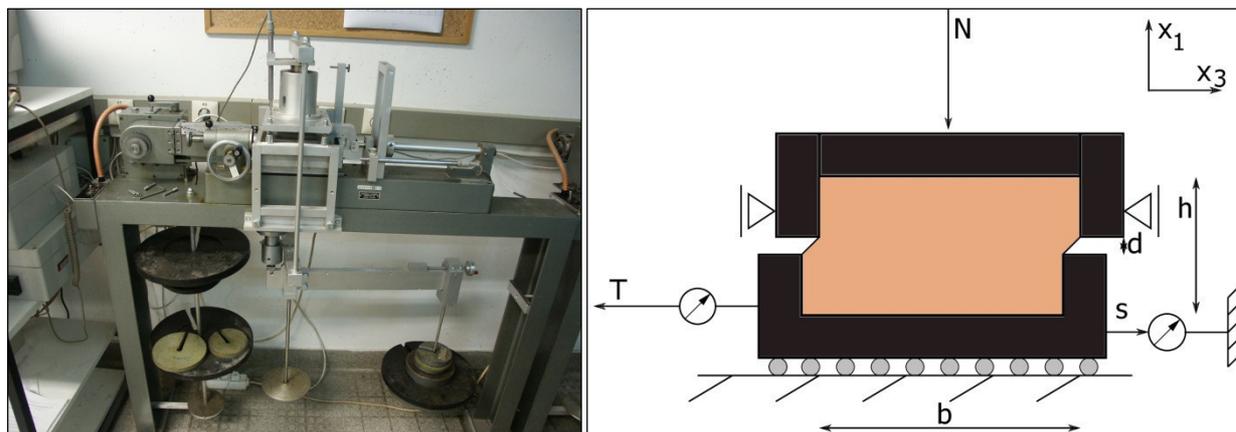


Abb. 2: Rahmenscherversuch, Versuchsstand und schematischer Aufbau.

Der hier dargestellte Rahmenscherstand kann Proben mit Abmessungen 10 x 10 cm in der Länge (b in Abb. 2) und 2 cm in der Höhe (h in Abb. 2) untersuchen. Der Spalt zwischen beiden Rahmen wird bei Versuchen meist auf 1 mm eingestellt (d in Abb. 2). Laut Norm [3] darf das Größtkorn maximal 1/5 der kleinsten Probenabmessung betragen. Diese Probenabmessungen erfordern ein Absieben des Materials auf 4 mm, wenn die Gesamtprobenhöhe h als kleinste Probenabmessung betrachtet wird und sogar auf 0.2 mm, wenn der Spalt als kleinste Probenabmessung betrachtet wird. In [4] wird zudem empfohlen den mittleren Korndurchmesser auf 1/20 bis 1/10 der Scherfugendicke zu beschränken, was einem mittleren Korndurchmesser von 0.05 - 0.1 mm entsprechen würde. Vor dem Abscheren, wird die Probe im Stand durch eine vertikale Belastung N konsolidiert. Nach abgeschlossener Konsolidierung wird einer der beiden Rahmen bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit gezogen, die dabei auftretende Kraft T wird gemessen. Aus der vertikalen Belastung N und den Probenabmessungen kann die Normalspannung σ und aus der horizontalen Kraft T und den Probenabmessungen die Schubspannung τ berechnet werden.

Tab. 1: Eckdaten Rahmenscherversuch

Scherfugenbildung	Vorgegeben im Spalt
Größtkorn	1/5 der kleinsten Probenabmessung
Hauptspannungsrichtung	Unbekannt
Normal- und Schubspannung	In der Scherfuge bekannt

2.2 Triaxialversuch

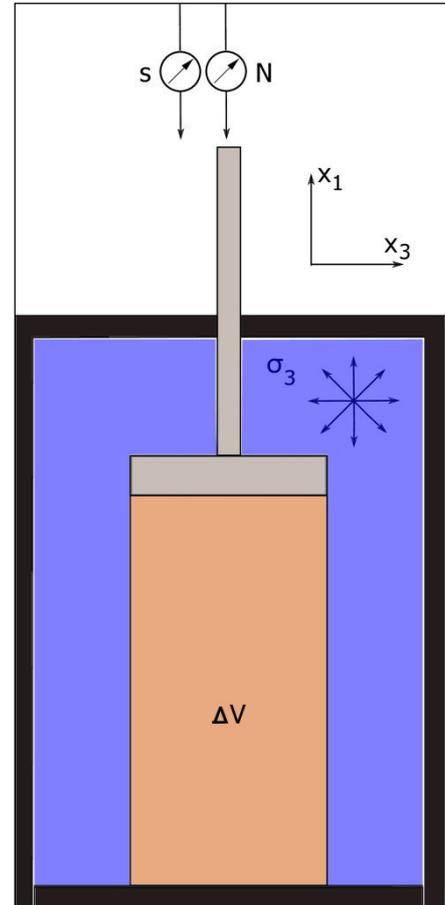


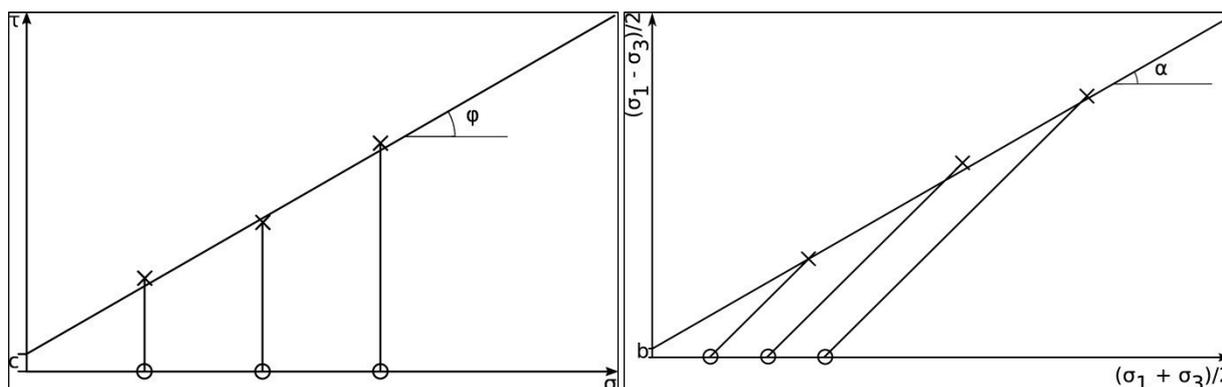
Abb. 3: Triaxialversuch, Versuchsstand und schematischer Aufbau.

Triaxialversuche werden an zylindrischen Proben durchgeführt. Bei den hier beschriebenen Triaxialversuchen handelt es sich um konsolidierte, drainierte (CD) Triaxialversuche. Als maximales Größtkorn kann wieder 1/5 der kleinsten Probenabmessung herangezogen werden [1]. Die kleinste Probenabmessung ist dabei der Probendurchmesser. In Abb. 3 ist ein Probekörper mit 15 cm Durchmesser und 30 cm Probenhöhe dargestellt, der ein Größtkorn von 30 mm zulässt. Die Konsolidierungsspannung wird hier über den Zelldruck σ_3 aufgebracht, siehe Abb. 3. Nach Abschluss der Konsolidierung wird die Probe durch ein Verschieben des Stempels gestaucht, die dafür notwendige Kraft N wird aufgezeichnet. Aus der Axialkraft N und dem Zelldruck σ_3 kann die Axialspannung σ_1 berechnet werden. Der Zelldruck σ_3 bleibt während des Versuchs konstant. σ_1 und σ_3 entsprechen dabei auch den Hauptspannungen.

Tab. 1: Eckdaten Triaxialversuch

Scherfugenbildung	Frei im Probekörper
Größtkorn	1/5 der kleinsten Probenabmessung
Hauptspannungsrichtung	Bekannt
Normal- und Schubspannung	In der Scherfuge unbekannt

3. Parameterbestimmung durch lineare Regression



(a) Rahmenscherversuch, die Kreuze markieren die Peakspannungen. Das Abscheren startet bei $\tau=0$ (Kreise).

(b) Triaxialversuch, die Kreuze markieren die Peakspannungen. Das Abscheren startet bei $\sigma_1 = \sigma_3$, daher $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 0$.

Abb. 4: Auswertungen Peakspannung.

3.1 Rahmenscherversuch

Für die Auswertung des Rahmenscherversuchs wird davon ausgegangen, dass die in der vorgegebenen Scherfuge wirkenden Spannung aus den gemessenen Kräften bestimmt werden können. Das bedeutet, dass die Normalspannung σ und die Schubspannung τ , die in der Scherfuge wirken, direkt aus der Normalkraft N und der Schubkraft T berechnet werden. Nachdem der Versuch bei drei verschiedenen Normalkraftstufen (Konsolidierungen) durchgeführt wird, ergeben sich die Scherparameter ϕ und c aus einer linearen Regression durch die Peakspannungen τ_p der Versuchswerte (Kreuze in Abb. 4(a)) bei bekannter Normalspannung σ (Konsolidierungsdruck, Kreise in Abb. 4(a)).

3.2 Triaxialversuch

Anders als beim Rahmenscherversuch können Normal- und Schubspannung im Triaxialversuch nicht direkt ermittelt werden. Dafür sind die Hauptspannungen σ_1 und σ_3 bekannt. Die axiale Spannung σ_1 folgt aus der gemessenen Axialkraft N und dem Zelldruck σ_3 während die horizontale Spannung σ_3 dem aufgetragenen Zelldruck entspricht. Für die Auswertung des drainierten Triaxialversuches wird von einer homogenen Probenverformung ausgegangen, deshalb kann der Versuch als Elementversuch betrachtet werden. Die Horizontalspannung σ_3 (Zelldruck) wird als Versuchsrandbedingung eingestellt, dient der Konsolidierung und wird während des Versuches konstant gehalten. Zur Auswertung wird die maximal auftretende Vertikalspannung σ_{1p} bei bekannter Horizontalspannung σ_3 herangezogen. Die Auswertung des Triaxialversuches erfolgt meistens in der $s - t$ Darstellung der Spannungen, im

Spannungspfaddiagramm, Abb. 4(b). Dabei sind s die Summe der beiden Hauptspannungen in horizontaler und in vertikaler Richtung:

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

und t die Deviatorspannung:

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

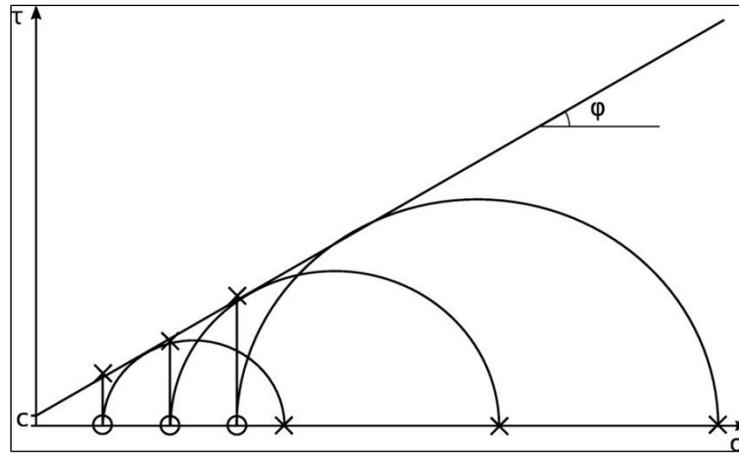


Abb. 5: Darstellung Scherversuch und Triaxialversuch im $\tau - \sigma$ -Diagramm. Die Rahmenscherversuche als Pfad erkenntlich, die Triaxialversuche als Mohr'sche Spannungskreise. Die Versuche starten bei den gleichen Konsolidierungsspannungen (Kreise).

Genauso wie beim Rahmenscherversuch folgen die Parameter dieser Regression α und b aus einer linearen Regression in $s - t$ -Diagramm, Abb. 4(b). Nachdem sowohl in s als auch in t die abhängige (σ_3) und die unabhängige (σ_1) Variable auftreten, muss für eine Berechnung der Regressionsgerade erst eine Trennung der Variablen durchgeführt werden und die so berechnete Regressionsgerade in der Folge dann wieder in die $s - t$ -Darstellung umformuliert werden. Um die Regression bestimmen zu können, müssen auch die Triaxialversuche an mindestens drei Laststufen (Konsolidierungsdrücken) durchgeführt werden, siehe Abb. 4(b). Aus den Parametern α und b können über folgende Beziehungen

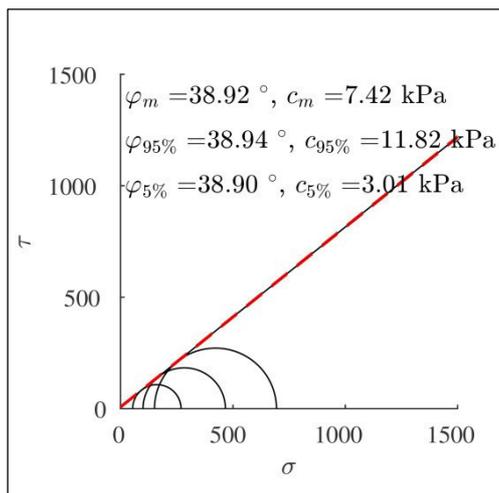
$$\sin \phi = \tan \alpha$$

und

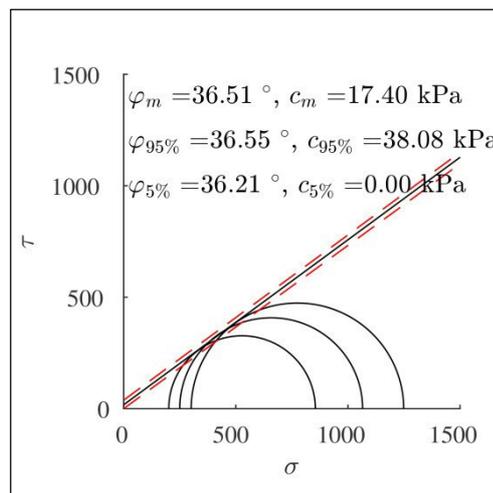
$$c = b / \cos \phi$$

die Scherparameter ϕ und c berechnet werden. Die Ergebnisse eines Triaxialversuches können auch im $\tau - \sigma$ -Diagramm dargestellt werden. Für die Triaxialversuch sind dabei keine Pfade zu sehen, sondern Mohr'sche Spannungskreise, diese starten als Punkt (Kreis in Abb. 5), und wachsen an bis sie im Grenzzustand die Scherkurve berühren, Abb. 5.

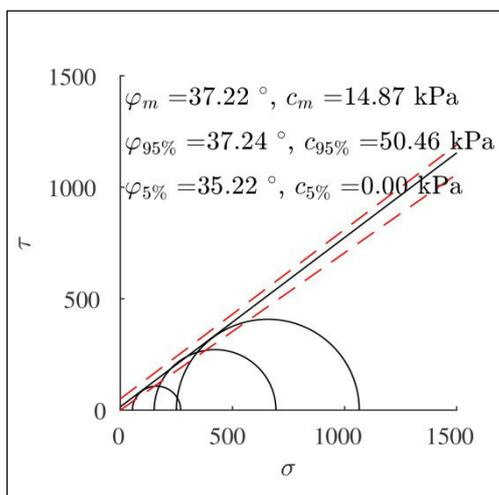
4. Ergebnisse der Triaxialversuche



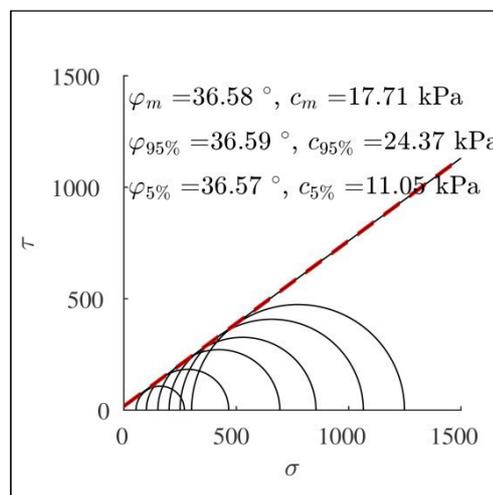
Laststufen 50, 100, 150 kPa



Laststufen 200, 250, 300 kPa



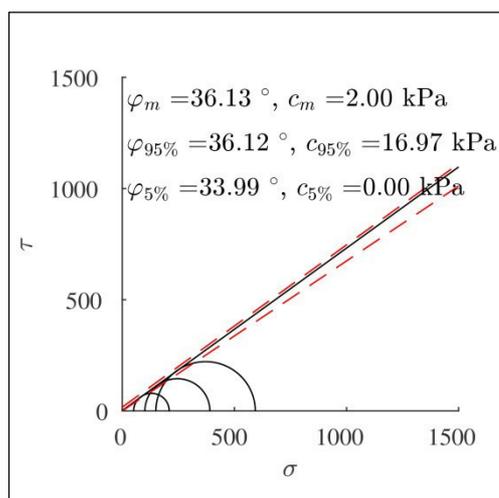
Laststufen 50, 150, 250 kPa



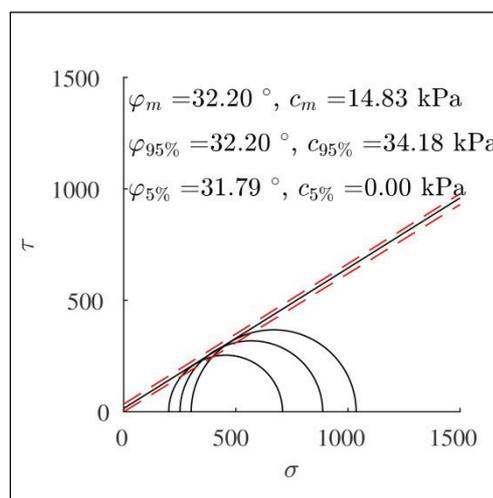
Laststufen 50, 100, 150, 200, 250, 300 kPa

Abb. 6: Triaxialversuche, Feinsand, verschiedenen Laststufen

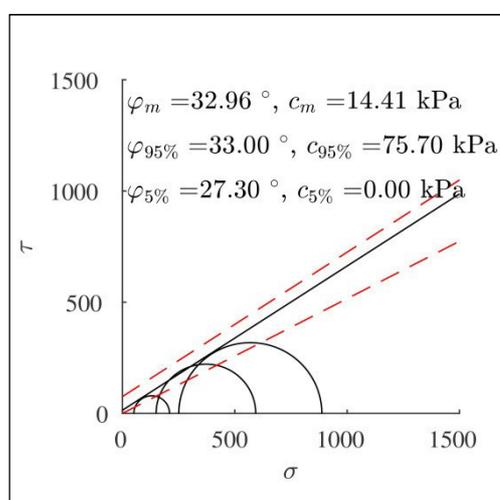
Um den Einfluss der Auswertung bei Triaxialversuchen zu demonstrieren, werden Versuchsergebnisse an zwei Bodenproben vorgestellt. Wie oben beschrieben, sind zur Bestimmung der Scherparameter durch lineare Regression mindestens drei unterschiedliche Laststufen notwendig. Hier wurden sechs Laststufen untersucht (50, 100, 150, 200, 250, 300 kPa) und die Ergebnisse in verschiedenen Kombinationen ausgewertet, siehe Abb. 6 und 7. Eine erste Versuchsreihe wurde an einem Feinsand (0.1 - 0.5 mm) durchgeführt, Abb. 6. Für die zweite Serie an Versuchen wurde ein natürlicher, weitgestufter Boden verwendet, mit Korngrößen vom 0 - 30 mm, Abb. 7.



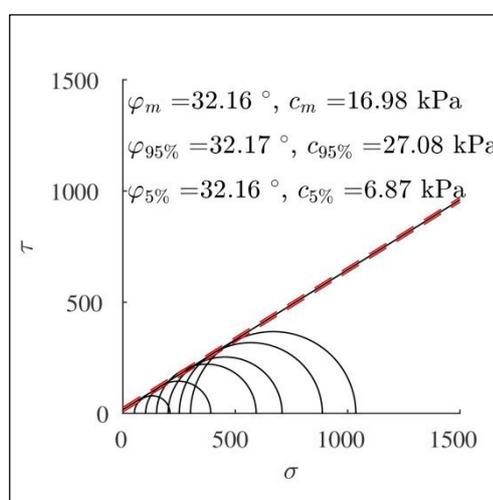
Laststufen 50, 100, 150 kPa



Laststufen 200, 250, 300 kPa



Laststufen 50, 150, 250 kPa



Laststufen 50, 100, 150, 200, 250, 300 kPa

Abb. 7: Triaxialversuche, Sand, verschiedenen Laststufen

5. Empfohlene Parameter

Für geotechnische Berechnungen soll ein charakteristischer Wert für Reibungswinkel und Kohäsion eingesetzt werden, wobei ein charakteristischer Wert als vorsichtig geschätzter Mittelwert definiert ist. Meist ist in Bauprojekten nicht genug Geld für vielzählige Laborversuche vorhanden und es wird nur ein Versuch mit drei Laststufen zur Bestimmung der Scherfestigkeit durchgeführt und damit dann die charakteristischen Werte für Reibungswinkel und Kohäsion festgelegt. Statistisch kann der Forderung nach einem vorsichtig geschätzten Mittelwert mit z.B. einer unteren Schranke nachgekommen werden. Eine objektive Möglichkeit dies zu tun, ist den Bereich zu ermitteln, in dem mit 90% Wahrscheinlichkeit die Versuchsergebnisse liegen. Die hier durchgeführten 6 Laststufen lassen folgende Auswertung zu: Betrachtet man die Parameter ϕ und c als unabhängig und nimmt an, dass die Ergebnisse der sechs Laststufen auch verschiedene Ergebnisse von Triaxialversuchen zu einem Material sein können, dann kann aus drei willkürlich gewählten Laststufen ein Versuchsergebnis eines üblichen Triaxialversuches generiert werden. Die Laststufen wurden daher drei Mal willkürlich kombiniert und aus den so erhaltenen

Scherparametern der Mittelwert und die Standardnormalverteilung der beiden Parametern ϕ und c berechnet, siehe Abbildung 8

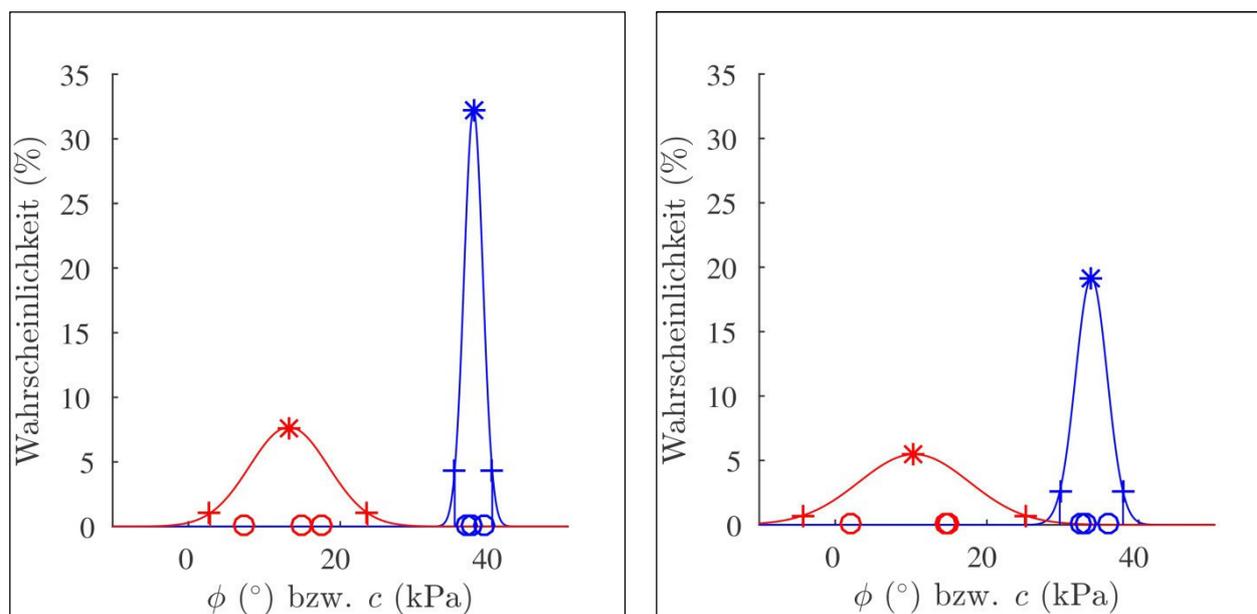


Abb. 8: Standardnormalverteilung Versuchsergebnisse, Reibungswinkel ϕ in blau, Kohäsion c in rot, links für den Feinsand, rechts für den natürlichen Boden. Die Kreise markieren dabei die Parameter aus den drei Kombinationen von jeweils drei Laststufen von insgesamt 6 Laststufen und die Sterne die daraus gebildeten Mittelwerte. Als Striche sind die 5% und 95% Konfidenzgrenzen zu erkennen.

und Tabellen 3 und 4. Dabei wurden die Laststufen 50, 100 und 150 kPa zu einem Versuch zusammengefasst, die Laststufen 200, 250, 300 kPa zu einem zweiten und die Laststufen von 50, 150, 250 kPa zu einem dritten. In Abbildung 8 ist der Bereich in dem 90% Wahrscheinlichkeit die Werte für die Kohäsion und für den Reibungswinkel liegen durch die vertikalen Linien begrenzt worden. Nachdem eine negative Kohäsion nicht möglich ist, wird der aus Standardnormalverteilung folgende negative Bereich nicht berücksichtigt. Als Parameter ergeben sich dadurch für den Feinsand eine Spanne für den Reibungswinkel zwischen 35.07° und 40.03° und für die Kohäsion von 2.85 kPa und 23.61 kPa und für den natürlichen Boden eine Spanne zwischen 29.59° und 37.93° bzw. 0 kPa und 24.98 kPa.

Tab. 3: Parameter Feinsand, Parameter als unabhängig betrachtet

Laststufen in kPa	ϕ in $^\circ$	ϕ_{mean} in $^\circ$	$\phi_{95\%}$ in $^\circ$	$\phi_{5\%}$ in $^\circ$	$\Delta\phi$ in $^\circ$	c in kPa	c_{mean} in kPa	$c_{95\%}$ in kPa	$c_{5\%}$ in kPa	Δc in kPa
50, 100, 150	38.92	37.50	40.03	35.07	5.04	7.42	13.23	23.61	2.85	20.76
200, 250, 300	36.51					17.40				
50, 150, 250	37.22					14.87				

Tab. 4: Parameter Natürlicher Boden, Parameter als unabhängig betrachtet

Laststufen in kPa	ϕ in $^\circ$	ϕ_{mean} in $^\circ$	$\phi_{95\%}$ in $^\circ$	$\phi_{5\%}$ in $^\circ$	$\Delta\phi$ in $^\circ$	c in kPa	c_{mean} in kPa	$c_{95\%}$ in kPa	$c_{5\%}$ in kPa	Δc in kPa
50, 100, 150	36.13	33.76	37.93	29.59	8.34	2.00	10.41	24.98	0.00	24.98
200, 250, 300	32.20					14.83				
50, 150, 250	32.96					14.40				

Tab. 5: Parameter Feinsand, Parameter als abhängig betrachtet

Laststufen in kPa	ϕ_{mean} in °	$\phi_{95\%}$ in °	$\phi_{5\%}$ in °	$\Delta\phi$ in °	c_{mean} in kPa	$c_{95\%}$ in kPa	$c_{5\%}$ in kPa	Δc in kPa
50, 100, 150	38.92	38.94	38.90	0.04	7.42	11.82	3.01	8.81
200, 250, 300	36.51	36.55	36.21	0.34	17.40	38.08	0.00	38.08
50, 150, 250	37.22	37.24	35.22	2.02	14.87	50.46	0.00	50.46
50, 100, 150, 200, 250, 300	36.58	36.59	36.57	0.02	17.70	24.37	11.05	13.32

Tab. 6: Parameter natürlicher Boden, Parameter als abhängig betrachtet

Laststufen in kPa	ϕ_{mean} in °	$\phi_{95\%}$ in °	$\phi_{5\%}$ in °	$\Delta\phi$ in °	c_{mean} in kPa	$c_{95\%}$ in kPa	$c_{5\%}$ in kPa	Δc in kPa
50, 100, 150	36.13	36.12	33.99	2.14	2.00	16.97	0.00	16.97
200, 250, 300	32.20	32.20	31.79	0.41	14.83	34.18	0.00	34.18
50, 150, 250	32.96	33.00	27.30	5.70	14.40	75.70	0.00	75.70
50, 100, 150, 200, 250, 300	32.16	32.17	32.16	0.01	16.98	27.08	8.87	18.21

Nachdem meist nur ein einziger Versuch mit drei Laststufen zur Verfügung steht, wird in [2] daher vorgeschlagen die Abhängigkeit der Parameter ϕ und c zu Berücksichtigen und die Streuung der drei Laststufen zu nutzen, um daraus eine Bandbreite an plausiblen Parametern zu erhalten, siehe Tabellen 5 und 6. In den Abbildungen 6 und 7 sind die Konfidenzgrenzen (5% und 95% -Konfidenzgrenze) als rot gestrichelte Linien als im relevanten Spannungsbereich linearisierte Konfidenzhyperbeln mit den entsprechenden Scherparametern dargestellt. Das führt dazu, dass für den Feinsand im niedrigeren Spannungsniveau die Werte zwischen 38.90° und 38.94° für die Reibungswinkel und zwischen 3.01 kPa und 11.82 kPa für die Kohäsion schwanken. Im hohen Spannungsbereich liegen diese Werte zwischen 36.21° und 36.55° für die Reibungswinkel bzw. zwischen 0.00 kPa und 38.08 kPa für die Kohäsion. Noch größer werden die Schwankung, wenn zur Auswertung drei zufällig gewählte Spannungsniveaus betrachtet werden (35.22° und 37.24° für die Reibungswinkel bzw. 0.00 kPa und 50.46 kPa für die Kohäsion). Deutlich enger beieinander liegen die Werte für Reibungswinkel und Kohäsion, wenn zur Auswertung 6 Lastniveaus herangezogen werden (36.57° und 36.59° für die Reibungswinkel bzw. 11.05 kPa und 24.37 kPa für die Kohäsion). Die größeren Schwankungen bei der Kohäsion ergeben sich durch die hyperbolische Form der Konfidenzgrenzen, die trotz der Linearisierung im entsprechenden Spannungsbereich einen großen Abschnitt auf der Ordinate für die Kohäsion bedingen. An den Versuchsergebnissen an natürlichem Boden sind die gleichen Tendenzen erkennbar, die Schwankungsbreite ist aber deutlich größer (27.30° und 33.00° für die Reibungswinkel bzw. 0.00 kPa und 75.70 kPa für die Kohäsion, bei zufällig ausgewählten Laststufen).

6. Schlussfolgerungen

Betrachtet man die beiden Parameter der linearen Regression Reibungswinkel ϕ und Kohäsion c als voneinander unabhängig, so ist es aus nur einem Versuch mit drei Laststufen nicht möglich einen statistisch abgesicherten Mittelwert zu bestimmen, denn dieser Versuch liefert nur einen Parametersatz. Betrachtet man hingegen Reibungswinkel ϕ und Kohäsion c als voneinander abhängig, da sie beide die Parameter ein und derselben linearen Regression darstellen, kann aus der Güte der Regression (der

Abweichungen der Peakspannungen, der drei einzelnen Laststufen von der Regressionsgerade) ein Konfidenzintervall mit 90% Wahrscheinlichkeit gebildet werden. Dadurch ergeben sich Bandbreiten für den Reibungswinkel ϕ von 2.02° (Feinsand), bzw. 5.70° (natürlicher Boden) und für die Kohäsion c von 50.46 kPa und 75.70 kPa. Werden im Labor statt der drei Laststufen sechs Laststufen durchgeführt, wird das Band der Konfidenzgrenzen deutlich schmaler (ϕ von 0.02° (Feinsand) und 0.01° (natürlicher Boden) bzw. c von 13.32 kPa und 18.21 kPa). Vor allem für den Reibungswinkel liegen die möglichen Werte innerhalb einer sehr geringen Bandbreite. Werden die Parameter als voneinander unabhängig betrachtet, können sechs Laststufen so kombiniert werden, dass sich drei Versuche ergeben. Daraus gebildete Konfidenzintervalle führen zu deutlich größeren Bandbreiten für den Reibungswinkel (ϕ von 5.04° (Feinsand) und von 8.34° (natürlicher Boden)) und die Kohäsion (c von 20.76 kPa und 24.98 kPa).

Als charakteristische Parameter können die 5% Fraktilwerte interpretiert werden. Dies liefert für einen Versuch mit drei Laststufen für den Reibungswinkel Werte zwischen 25.22° und 38.90° (Feinsand), bzw. 27.30° und 33.99° (natürlicher Boden) und für die Kohäsion Werte zwischen 0.00 kPa und 3.01 kPa (Feinsand) bzw. 0.00 kPa (natürlicher Boden). Stehen zur Auswertung sechs Laststufen zur Verfügung, dann entspricht der 5% Fraktilwert für den Reibungswinkel 36.57° (Feinsand) bzw. 32.16° (natürlicher Boden) und für die Kohäsion 11.05 kPa (Feinsand) bzw. 8.87 kPa (natürlicher Boden), wenn die Scherparameter als voneinander abhängig betrachtet werden. Werden Reibungswinkel ϕ und Kohäsion c als voneinander unabhängig angenommen, dann liegt der 5% Fraktilwert, mit 35.07° (Feinsand) bzw. 29.59° (natürlicher Boden) für den Reibungswinkel und 2.85 kPa (Feinsand) bzw. 0.00 kPa (natürlicher Boden) für die Kohäsion, deutlich darunter.

Literatur

- [1] Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 18137-2:2011-04: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 2: Triaxialversuch. Beuthverlag.
- [2] Fellin, W.; Berghamer, S.; Renk, D. (2009): Konfidenzgrenzen der Scherfestigkeit als Grundlage zur Festlegung charakteristischer Scherparameter. In Geotechnik 32(1), S. 30-36.
- [3] Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM B 4416: 1978 06 01: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Scherversuchen. Austrian Standards.
- [4] Shibuya, S.; Mitachi, T.; Tamate, S. (1997): Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear. In Geotechnique 47(4), S. 769-790.
- [5] Schuppener, B. (1999): Die Festlegung charakteristischer Bodenkennwerte Empfehlungen des Eurocodes 7 Teil 1 und die Ergebnisse einer Umfrage. In Geotechnik, Sonderheft, S. 32{35.10

Freitag 20. Oktober 2017

09:00-09:30

Geländesenkungen in Bayerisch Gmain und Großgmain

„Wenn der Boden versinkt...“

Mag. Wolfgang Gadermayr

geo² zt gesmbH, Almufertweg 8, 5400 Hallein

Zusammenfassung

Im Gemeindegebiet von Großgmain und Bayerisch-Gmain sind seit ca. 1958 Geländeeinsenkungen zu beobachten, die zur Bildung einer ca. 1.000 m² dolinenartigen Einsenkung (Grögern Weihers) sowie zu Gebäudeschäden an den umliegenden Wohnhäusern führen. Vielfach treten in diesem Bereich auch Erdfälle auf, die in bewohntem Gebiet eine Gefährdung von Bauten, Verkehrswegen und Leitungen bedeuten. Zur Klärung der Ursache wurden geologisch- hydrogeologische und geophysikalische Untersuchungen durchgeführt, die in mehreren Berichten zusammengefasst wurden. Zusätzlich werden geodätische Höhenmessungen vorgenommen, die im Kerngebiet seit 1981 flächige Setzungen bis zu 30 cm zeigten.

Im Zuge der hydrogeologischen Untersuchungen und Kartierungen wurden sulfathältige Wasseraustritte im Grenzgerinne zwischen den Gemeinden festgestellt. Aus diesen Wasseraustritten mit einer Gesamtschüttung von ca. **15 ... 20 l/s** treten Wässer mit 1.800 mg Gips /l aus. Dementsprechend findet ein Massenaustrag von ca. **1.000 ... 1.300 t Gips/Jahr** statt, der die Geländesenkungen verursacht.

Zur Erfassung der räumlichen und zeitlichen Entwicklung der Senkungen werden im Auftrag der Gemeinden Beobachtungen der Wasseraustritte sowie Höhennivellements durchgeführt. Die Anrainer werden regelmäßig von den Ergebnissen der Messungen informiert.

1. Lage des Gebietes

Das Senkungsgebiet in der Talfurche von Großgmain/Bayerisch Gmain befindet sich im nördlichen Teil der beiden Gemeinden auf deutschem und österreichischem Staatsgebiet. Das Senkungsgebiet umfasst einen ovalen, "eierförmigen" Bereich, dessen abgeplattetes Ende südöstlich des Grögern Weihers liegt und über dem Weißbach bis zu einer Geländeaufsteilung östlich des Weißbaches reicht.

Der südöstliche Senkungsbereich besteht aus Wiesenflächen, die im Süden an Bauparzellen mit Einfamilienhäusern angrenzen. Im zentralen Bereich befindet sich der Grögern Weiher und nördlich davon das gleichnamige Gut. Der periodisch aktive Überlauf des Grögern Weihers führt in nördlicher Richtung parallel zur Gemeindestraße zum Weißbach.

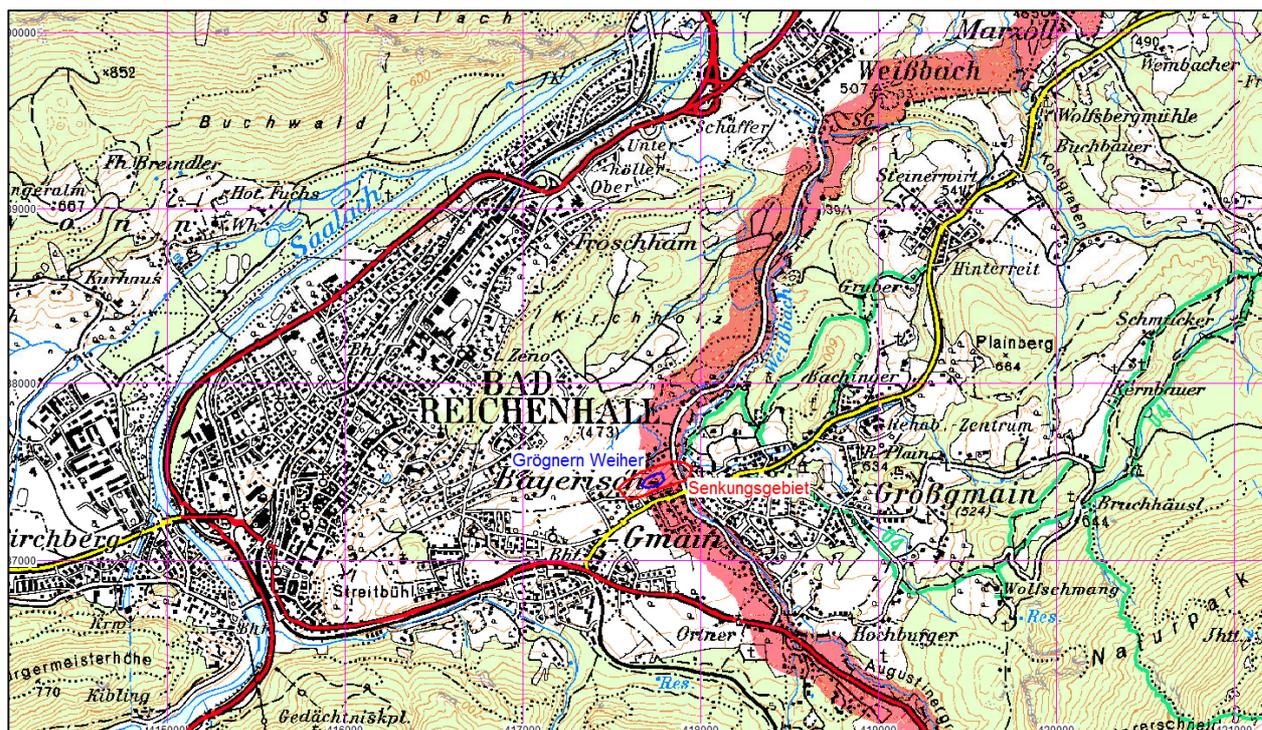


Abb. 1: Lage des Senkungsgebietes, aus AMAP 50; M 1:25.000; Koordinatengitter BMN M31.

Beim Grögern Weiher handelt es sich um einen bis ca. 8 m tiefen Teich, dessen Überlauf Richtung Norden zum Grögerngut und zur Leopoldstraße abgeleitet wird. Älteren Fotos zufolge entstand dieser Weiher erst in den Sechziger- und Siebzigerjahren dieses Jahrhunderts und tiefte sich seither um bis zu 8 m ein.

An der nördlichen und östlichen Seite des Weihers traten seit 1982 vermehrt Erdfälle in Form von schlotartigen Einbrüchen mit einem Durchmesser bis zu 5 m und einer Tiefe bis zu 3 m auf. Laut Deformationsmessungen treten umliegend des Grögern Weihers sowie in nordöstlicher Richtung starke Einsenkungen auf, die auch die Wohnobjekte umfassen. Ein Wohnhaus befand sich am Rande dieses Senkungsgebietes und zeigte äußerst starke Risse in den tragenden Wänden und Decken, so dass das Wohnobjekt im Februar/März 1998 abgerissen werden musste. Zwischenzeitlich wurde eine Ausdehnung auch in westlicher Richtung festgestellt.

2. Geologische Verhältnisse

Das Geländesenkungsgebiet befindet sich im nördlichen Bereich der Großgmainer/Bayerisch-Gmainer-Talsenke, die sich nördlich von Hallthurm scherenförmig weitet und durch einen drumlinisierten Rücken vom Reichenhaller Becken durch eine Geländestufe getrennt ist. Dieser Rückenbereich wird am nordwestlichen Auslauf vom Durchbruch des Wappbaches des Reichenhaller Beckens sowie am nordöstlichen Auslauf vom Durchbruch des Weißbaches Richtung Marzoll bei Leopoldstal unterbrochen. Der glazial überprägte Festgesteinsuntergrund besteht im Bereich des Setzungsgebietes aus gipsführendem Haselgebirge, das auf der österreichischen Seite in direkten Aufschlüssen am Weißbach sowie des östlich aufsteilenden Rückens ansteht. Dabei handelt es sich um steinsalz-, gips- und anhydritführende Tonsteine. Am Weißbach nördlich von Großgmain steht Haselgebirge an Böschungen zum Weißbach sowie am Weißbach an der Oberfläche an. Das Haselgebirge zeichnet sich hier durch

auffallend geringen Salz- und Tongehalt aus, besteht also fast ausschließlich aus Gips und Anhydrit. Im weiter südlichen Gebiet wird das durch halokinetische Ausgleichsbewegungen aufgedrungene Haselgebirge von mergeligen Sedimenten der Gosau überdeckt. Die das Becken von Großgmain und Bayerisch-Gmain umrahmenden Gebirge bestehen aus karbonatischen Gesteinen (Ramsaudolomoit und Dachsteinkalke) die nahezu vollständig unterirdisch entwässern und stark verkarstet sind.

Die Festgesteine werden großflächig von eiszeitlichen, spät- und posteiszeitlichen Lockersedimenten überdeckt. Besonders im nördlich Bereich lagern mächtige, hochverdichtete (überkonsolidierte Grundmoränen). Diese keilen in südlicher Richtung aus und werden von fluvioglazialen Sanden, Kiesen und Schluffen des Eiszerfalles abgelöst. Nach dem Abschmelzen der bis zu 1.200 m mächtigen Eismassen der letzten Eiszeit (Würm) entstand auf dem Gemeindegebiet von Bayerisch Gmain ein postglazialer See, der zunächst mit graublauen Seetonen (Schlufftone) aufgefüllt wurde und bei den Aufschlussbohrungen angetroffen wurde. Nach der Sedimentation der Seetone schütteten/schütten die vom Lattengebirge zutretenden Oberflächengerinne (Wapp-, Weiß- und Augustinergraben) mächtige Schuttkegel in die Talung, die zu den heute deutlich erkennbaren Schwemmfächern führten. Am Staubereich sind in den meist sandig-kiesigen Schwemmassen auch feinkornreiche schluff-sandige bis schluff-tonige Stausedimente keilförmig eingelagert.

Die im Zuge der Erkundung der Geländesenkungen abgeteuften Aufschlussbohrungen auf der bayerischen Seite zeigen unterschiedliche quartäre Lockersedimente, wobei deren Mächtigkeit um den Grögern Weiher bis zu 50 m erreicht. Es handelt sich dabei um dicht gelagerte, feinkörnige Grundmoräne sowie konglomerierte Schotter, die grundwasserführend sind.

3. Hydrogeologische Verhältnisse

Die Talfurche von Großgmain/Bayerisch Gmain wird von grundwasserführenden Schwemmsedimenten bedeckt, die von versickernden Oberflächen- und Niederschlagswässern des Lattengebirges gespeist werden.

Das Grundwasser strömt, zusätzlich alimentiert durch versickernde Oberflächenwässer des Weißbachs und des Wappbachs, zu den Schichtquellen bei der Uisl (Brunnen B 2, Bayerisch-Gmain) und fließt im Haberbach ab. Ein weiterer Teil des im Becken befindlichen Grundwassers strömt wahrscheinlich an der Talenge des Wappbachs nach Bad Reichenhall in das gleichnamige Becken ab. Der jeweilige Anteil des unterschiedlich abfließenden Grundwassers hängt von den hydrometeorologischen Verhältnissen und dem daraus resultierenden Grundwassergefälle ab.

Das im Becken von Bayerisch-Gmain abströmende Grundwasser wird aus Brunnen für die Trinkwasserversorgung der Gemeinde Bayerisch-Gmain genutzt.

Der **Grögern Weiher** besitzt keinen oberirdischen Zufluss. Nach längeren Niederschlagspausen fällt der durch ein Ablaufrohr geregelte Überlauf des Weihers trocken, bei hohem Grundwasserstand erreicht der Ablauf zum Haberbach bis zu 60 l/s.



Abb. 2: Becken von Bayerisch-Gmain mit eingetragenen Schwemmfächern des Weiß- und Wappbaches, der mutmaßlichen Grundwasserströmungsrichtung und den Brunnen und Quellen

Der vergleichbar mächtige und großflächige Aquifer schafft die Voraussetzungen für lange Verweildauer des Wassers im Untergrund, das sich durch zeitlich stark verzögerte und gepufferte Abflussschwankungen an der Uisl und am Haberbach sowie durch starke Grundwasserspiegelschwankungen im Becken zeigt. Weitere Wasseraustritte wurden am Weißbach unmittelbar vor der Mündung des Mesnerbaches festgestellt, wobei ein beachtlicher Teil des Grundwassers im Bachbett verdeckt austritt. Diese Wasseraustritte zeigen sich teilweise durch milchige Trübungen und können durch die deutlich höhere elektrische Leitfähigkeit des Bachwassers identifiziert werden.



Abb. 3: Weißbach vor der Mündung in den Mesnerbach mit Wasseraustritten aus der Sohle (8) mit Erdfällen und starke, getrübbte Austritte an der Sohlschwelle (9) und der Auslauf der „Drainage Pliem“ (10).

4. Chronik der Geländesenkungen

Seit dem Jahr 1978 kam es im Weißbach, kurz vor der Mündung des Mesnerbaches zu Trübungen des Wassers, die mit Aufwallungen von der Bachsohle vom Salzburger Bachufer her verbunden waren. Anfangs hatten die Trübungen braune Färbung, in weiterer Folge wurden diese milchig-grau.

Am Nachmittag des 26.05.1981 kam es im Bachbett zur Ausbildung eines „Schlotes“. Dieses Ereignis trat nach Augenzeugenberichten momentan auf und war mit dem Aufgehen einer mehrere Meter hohen Fontaine aus weißgrauem Staub und Wasser verbunden. Zu diesem Zeitpunkt waren um den Grögern Weiher bereits zahlreiche frische Anrisse und Bruchlenden festgestellt worden.

In den folgenden Jahren wurden zahlreiche **Erdfälle** bis zu 3 m Tiefe und 5 m Durchmesser beobachtet, die entlang der Linie nördlich des Grögern Weihers zum Weißbach nördlich der Mündung des Mesnerbaches verlaufen. Dabei wurde auch am 26.03.1982 die Leopoldstalstraße durch einen Einsturz beschädigt. Weitere Erdfälle auf dieser Linie traten auch am Busparkplatz sowie auf der österreichischen Seite des Weißbaches auf. Die Erdfälle im Weißbach wurden durch das Bachgeschiebe zusedimentiert, die Erdfälle großteils mit Erdreich und/oder Beton verfüllt. Die Lage der bekannten und neuen Erdfälle wird in einem Kataster- Lageplan evident gehalten.



Abb. 4: Erdfall an der bayerischen Weißbachseite von 1997

5. Erkundungen und Messungen

Zur Erkundung der Ausdehnung der Geländesenkungen wurden seit 1981 Höhenmessungen (**Deformationsmessungen**) durchgeführt, die bei Gebäuden maximale vertikale Einsenkungen bis zu **250 mm** zwischen 1981 und 1999 (12 mm / Jahr) zeigen. Das ermittelte eierförmige Senkungsoval weist eine Ausdehnung von ca. 30.000 m² auf.

Der Grögern Weiher war bis ca. 1958 als Vernässungszone bekannt, wobei das Wasser in einer Drainage ostwärts dem Weißbach zugeführt wurde. Auf einer Luftbildaufnahme von 1958 ist der vom Grögerngut in südlicher Richtung verlaufende Weg deutlich zu erkennen. Die Lotung des Weihers vom Oktober 1999 ergab eine maximale Tiefe von 7,3 m, wobei aufgrund der schlammigen Sohle eine wesentlich größere Eintiefung angenommen werden muss. Das Volumen des Teiches wurde mit ca. **10.500 m³** errechnet



Abb. 5: Grögern Weiher Luftbild 1958



Abb. 6: Luftbild des Grögern Weihers vom 15.09.1999

Zusätzlich zu den Höhenbeobachtungen wurden 1981/82 **geophysikalische und geoelektrische Messungen** durchgeführt, die in Verbindung mit Aufschlussbohrungen das Relief der Oberkante des Haselgebirges zeigten. Messungen mit **Stangenextensimetern** ergaben, dass sich **Senkungen in einer Teufenstufe von mindestens 10 ... 17 m unter GOK** stattfinden. Bei einer Bohrung wurde ein etwa 1 m klaffender Karsthohlraum in einer Tiefe von 55 m festgestellt. Die Bohrungen wurden wieder verfüllt, eine als Grundwassermessstelle ausgebaute Bohrung B 3 wurde durch die Geländesenkungen zerstört. Die geophysikalischen Messungen ergaben eine nach Norden abfallende Oberkante des Haselgebirges.

Pumpversuch Grögern Weiher Oktober/November 1999

Zur Ermittlung einer eventuellen Verbindung zwischen dem Grögern Weiher, dessen Überlaufwasserspiegel deutlich über den Grundwasseraustritten am Haberbach und am Weißbach liegt, und den sulfathaltigen Wasseraustritten am Weißbach wurde zwischen 29.10.99 und 05.11.99 ein Pumpversuch durchgeführt. Dabei wurde mittels Saug- und Unterwasserpumpen der Freiwilligen Feuerwehren Großmain und Bayerisch-Gmain sowie von der Fa. A. Voutta der Wasserspiegel des Weihers abgesenkt und die Wassermengen an der Drainage Pliem mittels Eimermethode gemessen. Zur Ermittlung der Gipslösungsfracht wurde am Weißbach eine Leitfähigkeitssonde mit digitaler Aufzeichnung ober- und unterhalb der sulfathaltigen Austritte angebracht. Zusätzlich wurde die elektrische Leitfähigkeit am Ablauf des Grögern Weihers zur Beweissicherung, dass durch den Pumpversuch keine weiteren Wässer gepumpt werden gemessen. Die Leitfähigkeitsmessungen wurden durch Wasserproben ergänzt. Im Zuge des im Oktober 1999 durchgeführten Versuchs konnte der Wasserspiegel im Teich kurzfristig um ca. 3,7 m abgesenkt werden.



Abb. 7: Grögern Weiher beim Pumpversuch um 3,6 m abgesenkt (02.11.99)

Die Messungen zeigten, dass der Wasserspiegel im umliegenden Grundwasserkörper mit dem Grögern Weiher korrespondiert und die sulfthaltigen Wasseraustritte bei einer Absenkung des Teichwasserspiegels mengenmäßig zurückgehen.

6. Ursache der Senkungen

Die gegenständlichen Geländesenkungen stehen zweifelsfrei mit Lösungsvorgängen des Haselgebirges im Untergrund in Verbindung. Im Normalfall bewirkt der hohe Anteil an Tonmineralien im Haselgebirge schon nach geringen Auslaugungen der lösungsfähigen Mineralkomponenten (Gips und Salz) eine „Abdichtung“ durch die „Residualtone“, also jene quellfähigen, nicht löslichen Mineralien. Durch den hohen Tonanteil im Bereich Großmain - Bayerisch-Gmain konnte sich hier offensichtlich die Abdichtung des Haselgebirges nicht ausbilden und somit das Grundwasser in das Gipsgestein eindringen und das Gestein auflösen.

Die im gegenständlichen Senkungsbereich auftretenden Geländeeinsenkungen und Erdfälle stehen mit Laugungsvorgängen des Untergrundes in Verbindung. Dabei wird der gut wasserlösliche Gips mit einer maximalen Konzentration von ca. **2 g Gips/l** Wasser aus dem Untergrund gelöst. Die am Weißbach und bei der Drainage Pliem austretenden Quellen weisen nahezu Sättigungskonzentration von Gips auf. Die Menge der hier austretenden Wässer wird im Jahresmittel auf ca. 15 ... 20 l/s geschätzt, was unter

Annahme der maximalen Lösungskonzentration von 2.000 mg/l einem jährlichen Gipsaustrag von **ca. 1.000 1.250 t Gips/Jahr** entspricht.

Bei Annahme eines Senkungsbereiches von ca. 30.000 m² und dem spezifischen Gewicht von Gips von 2,3 g/cm³ würde dieser Gipsaustrag eine **mittlere Einsenkung von 13mm/Jahr** entsprechen, was erstaunlich gut mit den Deformationsmessungen übereinstimmt. Unter Annahme, dass auch die Einsenkung des Grögern Weiher mit einem ermittelten Volumen von > 10.000 m³ durch diese Auslaugung des Untergrundes binnen der vergangenen 30 Jahre entstanden ist, wären weitere 700 t Gips/Jahr erforderlich, was einer zusätzlichen mittleren Abflussmenge von nur ca. 10 l/s entspricht.

Grundsätzlich muss davon ausgegangen werden, dass derartige Laugungsvorgänge im Untergrund auf natürliche, geologische Prozesse zurückzuführen sind, die sicherlich durch glazial bedingte Erosionsvorgänge seit dem Abschmelzen der würmeiszeitlichen Eismassen (vor ca. 12.000 Jahren) beschleunigt sind. Vergleichbare Prozesse finden vielfach im Alpenraum statt, wo gipsführendes Gestein nahe der Oberfläche liegt.

Der Grögern Weiher, der sich nachweislich in der Zeit seit 1958 um > 8 m eingetieft hat, stellt als grundwasserführender Teich ohne oberirdischen Zufluss vermutlich eine zentrale Stellung im Senkungsprozess dar. **Das aus dem Teich aufwallende Grundwasser ist frei von Sulfat.** Die doppeltrichterförmige Einsenkung des Grögern Weiher kann als „Doline“ angesehen werden, wobei sich Laugungsprozesse vermutlich in Teufen > 30 ... 50 m (Oberkante des Haselgebirges) abspielen.

Das am Grögern Weiher austretende Grundwasser ist hydrogeochemisch mit jenem der Trinkwasserbrunnen der Gemeinde Bayerisch-Gmain sowie Grundwasseraustritten ident. Bei der Isotopenuntersuchung wurde festgestellt, dass auch die in der Drainage Pliem austretenden, sulfathältigen Wässer demselben Grundwasserkörper zuzurechnen sind. Bei der Auswertung der hydrogeochemischen Analysen lässt sich erkennen, dass die am Weißbach austretenden, sulfathältigen Wässer nahezu kein Natriumchlorid (Steinsalz) oder Kalium gelöst haben. Dieser Umstand weist auf praktisch reinen Gips hin, der im Untergrund gelöst (ausgelaugt) wird.

Der Pumpversuch im Grögern Weiher vom Oktober – November 1999 zeigte, dass trotz Absenkung des Wasserspiegels im Weiher auf Höhe der Wasseraustritte der Drainage Pliem diese den erhofften Rückgang ihrer Ergiebigkeit nicht zeigte.

Es wird angenommen, dass das von Süden kommende Grundwasser im Bereich des Grögern Weiher aus den fluviatilen Schottern in den Gipskarst (Haselgebirge) eindringt. Bedingt durch die vergleichbar rasche Lösung von Gips in Wasser stellt der Eindringpunkt des Wassers in den „Gipskarst“ die Bereiche der stärksten Lösung und damit der stärksten Einsenkungen dar, wie sie am Weiher zweifelsohne auftreten. Von hier gelangt das Wasser wahrscheinlich an großlumigen, kavernenartigen Hohlräumen zum Weißbach. Weitere Laugungen sind die Folge und im Bereich der Mündung des Mesnerbachs in den Weißbach tritt das „Gipskarstwasser“ in den Bach bzw. die Bachschotter aus.

Bedingt durch die Auslaugung des Gipses (ca. 1.000 ... 1.250 t/Jahr) kommt es zur Ausbildung von kavernenartigen, wassergefüllten Hohlräumen. Beim Überschreiten der tragfähigen Volumen stürzt die Firste des Hohlraumes ein, wobei sich der Einbruchsschlot nahezu vertikal nach oben fortsetzt. Die überlagernden Grundmoränen weichen durch den Grundwasserzutritt auf und brechen ebenfalls an der Firste nach, bis sie sich als Einbruchsschlot die Oberfläche erreichen und somit als **Erdfall** in Erscheinung treten.

Umliegend der Einsenkungen wurden auch Hebungszone bei den Deformationsmessungen ausgewiesen. Diese Hebungen im mm-Bereich lassen sich durch die Volumenzunahme von Anhydrit in Gips, durch halokinetische Bewegungen oder durch Fixpunkte, die ebenfalls von Senkungen beeinflusst werden, erklären.

7. Auswirkungen und Gefährdung

Von den Erdfällen geht aufgrund des raschen und unvermittelten Auftretens eine deutliche Gefahr für Fahrwege (Leopoldstalstraße) aus. Zusätzlich können diese Erdfälle massive Gebäudeschäden, die zum partiellen Einsturz von beschädigten Gebäudepartien führt, bewirken. Diese Erdfälle treten perlenschnurartig an einer Linie nördlich des Grögern Weihers zur Mündung des Mesnerbaches in den Weißbach (auf Höhe der Wasseraustritte) auf.

Die Geländeeinsenkungen treten ungleichförmig und unregelmäßig auf, weshalb auch auf kurzen räumlichen Distanzen Relativbewegungen vorkommen, die zu Gebäudeschäden (Rissen) führen. Ein Wohnhaus musste aufgrund der Lage am Randbereich der Senkungszone abgerissen werden.

Jene Leitungen, die das Senkungsgebiet queren (Abwasserkanal, Erdgasleitung, Telekommunikationsleitungen, Wasserleitungen, etc.) können durch die auftretenden Relativbewegungen beschädigt werden. Regelmäßige Dichtheitsprüfungen der Kanäle und Leitungen in diesem Bereich werden durchgeführt.

Zur Minimierung der Gefährdung der Leopoldstalstraße im Senkungsgebiet wurde diese auf einem Unterbau, welcher mit Geotextil eingedeckt wurde, gegründet.

Die bestehenden Bauten dürfen erst nach Vorlage eines geologisch- geotechnischen Gutachtens umgebaut werden. Bei Gründungen von Bauten ist eine stahlbetonbewehrte Bodenplatte vorzusehen, welche seitlich auskragt und in der Lage ist Erdfälle bis zu 5 m Ø schadlos aufzunehmen. Um das Senkungsgebiet wurde eine Bauverbotszone für Neubauten ausgewiesen.

8. Weitere Erkundungen und Monitoring

Die weiteren Erkundungen beschränken sich derzeit auf die Fortführung der Höhenbeobachtungen als Präzisionsnivellement, welche seit 2017 ausgedehnt wurden. Zudem werden die Messungen der chemisch- physikalischen Eigenschaften an den Quellen und Wasseraustritten fortgeführt um Veränderungen der unterirdischen Abflusswege erkennen zu können.

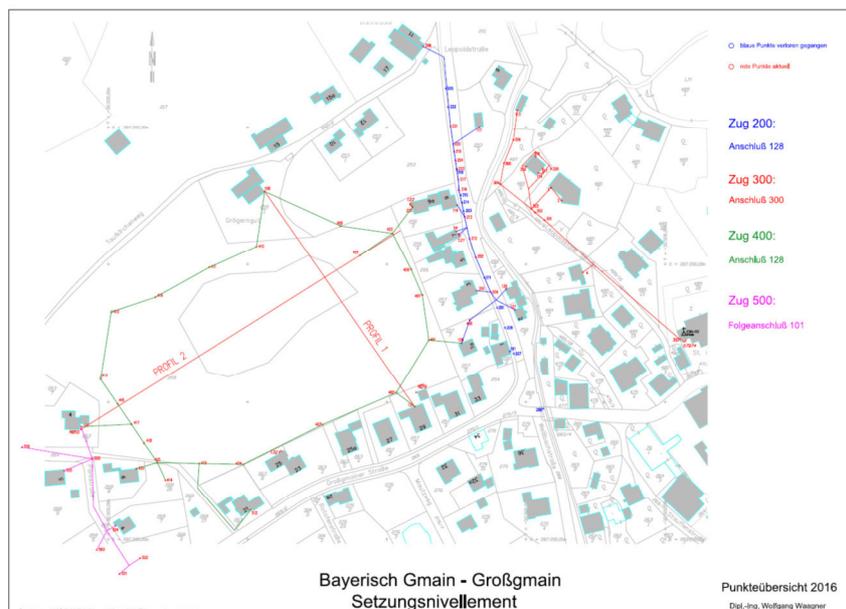


Abb. 8: Lage der Messzüge des Präzisionsnivellements

Vor einer technischen Sanierung mit hydraulischen Maßnahmen (Absenkung des Wasserspiegels im Grögern Weiher) wurde jedoch aufgrund der derzeitig noch nicht absehbaren sonstigen Auswirkungen abgesehen.

Die Anwohner werden in Informationsveranstaltungen in regelmäßigen Abständen informiert und wurden angehalten Veränderungen auf ihren Grundstücken bei der Gemeinde zu melden um eine anschließende Beurteilung durchzuführen.

Freitag 20. Oktober 2017

09:30-10:00

Der Tunnel dem sein Fels davon läuft

Ruedi Krähenbühl ¹⁾, Florian Donau ¹⁾

¹⁾ BauGrundRisk GmbH, Sennensteinstrasse 5, CH-7000 Chur

Zusammenfassung

Der im Fels vorgetriebene Aclatobel-Tunnel liegt am Anfang der Safienstrasse, welche westlich von Chur, Graubünden, Schweiz, von der Rechtsrheinischen Oberländerstrasse aus ein 25 km langes Seitental mit ~ 400 Einwohnern erschliesst (Abb. 2).

Etwa 15 Jahre nach dessen Bau haben sich in zwei diskreten Zonen intensive Rissdeformationen und Fahrbahnabsenkungen eingestellt, worauf die Sicherheit des Tunnels in Frage gestellt werden musste. Die Ursachen für diese Deformationen waren unklar und so wurden als Basis für eine Massnahmenplanung geologische Abklärungen vorgenommen.

Die auf der Basis einer geologisch-geomorphologischen Kartierung erstellte Arbeitshypothese ermöglichte es, ein auf gezielte Fragestellungen hin ausgerichtetes Sondierkonzept umzusetzen. Mit dem Befund der Sondierbohrungen und den darin ausgeführten Inklinometermessungen konnte die Arbeitshypothese bestätigt werden. Es zeigte sich, dass dem 80 m unter der Oberfläche im Felsen liegenden Tunnel in lokal begrenzten Zonen der Felsen buchstäblich davon läuft.

1. Die Tunneldeformationen und die Randbedingungen

Der 2 km lange Aclatobel-Tunnel hinterfährt in einer langgezogenen Kurve das Aclatobel und wurde gebaut, da die alte, durch das Tobel führende Strasse in einer ~ 500 m breiten Lockergesteinsrutschung um bis zu 0.5 m/Jahr talwärts verschoben wurde [2]. Heute findet man Stützmauern der alten Strasse bis 20 Höhenmeter unterhalb dem ehemaligen Strassentrassee (Abb. 7/f).

Der in den Jahren 1986 bis 1990 bergmännisch erstellte Aclatobel-Tunnel weist an zwei ~ 50 m auseinander liegenden, jeweils ~ 7 m breiten Stellen intensive Risschäden am Innenring auf (Abb. 7/d). Die Tunnelsohle hat sich lokal abgesenkt. Die Risschäden mussten 2013 und 2015 mit Netzen und Ankern gesichert werden und die Sohle wurde periodisch reprofiliert ([4], Abb. 1). Die im Tunnel geführten Werkleitungen haben bisher keinen übermässigen Schaden genommen. Eine seit 2013 ausgeführte, geodätische Vermessung zeigt quer zur Tunnelachse verlaufende Verschiebungen, die maximale Geschwindigkeiten von knapp 10 mm/Jahr aufweisen.

Der Tunnel liegt in 80 m Tiefe und nachweislich vollständig im Fels. Er führt durch Phyllit-, Kalk- und Sandkalkschiefer der Bünderschieferserien, die mit einer ~ 50° in Richtung SE zum Alcatobelbach hin geneigten Schieferung einfallen. Die beiden Klüfte K1 und K2 stehen steil und verlaufen längs und quer zum Hang (Abb. 4). Der Fels ist oberflächlich grösstenteils von Gehängeschutt bedeckt und gegen die eingangs des Tobels auftretende Geländerippe ist er entlang der Schieferung freigelegt (Abb. 7/a).



Abb. 1: In den zwei ~ 7 m breiten, 50 m auseinander liegenden Deformationszonen mussten die Risse im Beton mit Netzen und Ankern gesichert werden; Ausführung der Bohrung SB 1 bis in 24 m Tiefe unter die Tunnelsohle.

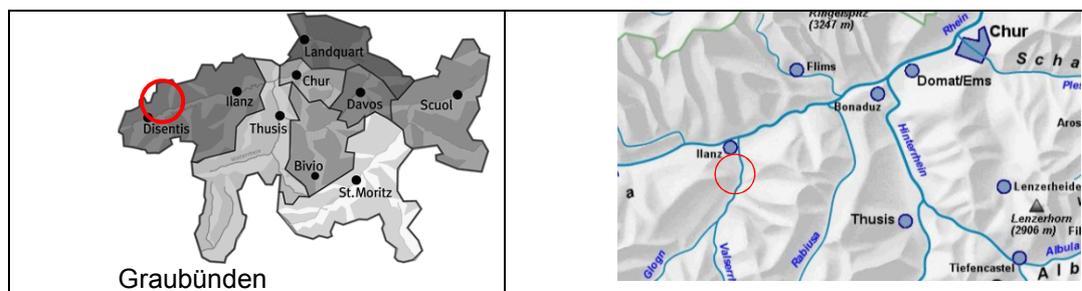


Abb. 2: Der 2 km lange Tunnel hinterfährt am Anfang des ~ 25 km langen, nach Südwesten verlaufenden Safientals das Aclatobel in einer langgezogenen Kurve.

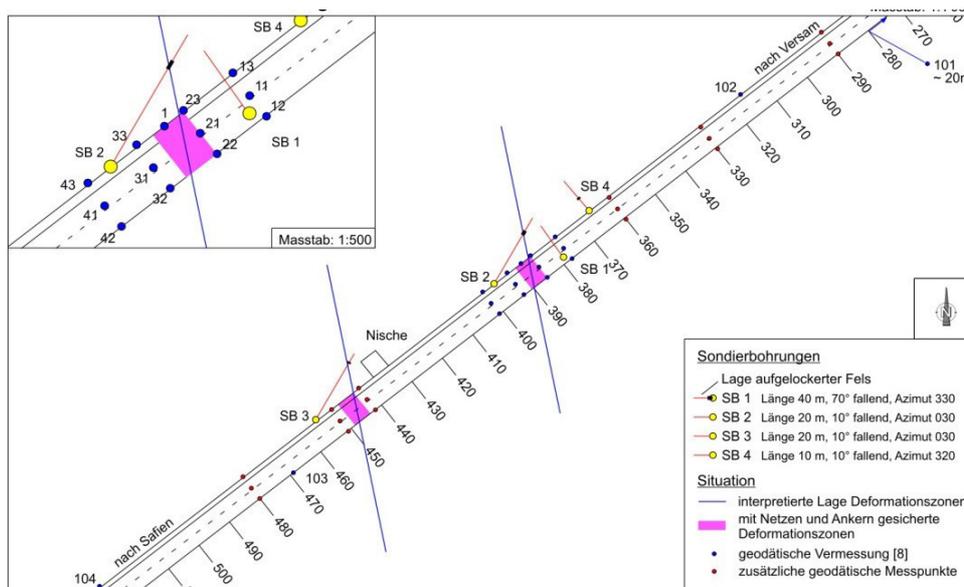


Abb. 3: Im Bereich der zwei Deformationszonen wurden 4 Sondierbohrungen mit dem Ziel ausgeführt, die Ursachen der Deformationen zu klären. Die Querschnitte der Zonen wurden geodätisch vermessen [2].

Während des Tunnelausbruchs wurden im Bereich der heute auftretenden Deformationsstellen keine Störzonen dokumentiert und die Vortriebssicherung wurde über die ganze Strecke in derselben Ausbruchklasse mit Spritzbeton und Ankern ausgeführt [1].

Die zwei vor dem Bau von der Oberfläche aus bis unter das Tunnelniveau ausgeführten und mit Inklinometern ausgestatteten Sondierbohrungen zeigten nach einer kurzen Messzeit von 1.5 und 5 Monaten im Übergang des Lockergesteins zum Felsen ausgeprägte Gleitzonen, die > 50 m oberhalb des Tunnelniveaus lagen [1].

Da die lokalen Deformationen im Betoninnenring progressiv zunahm, wurde ein Ingenieurbüro beauftragt, die Sicherheit des Tunnels zu überprüfen und ein Massnahmenkonzept für die Instandsetzung zu erarbeiten. Dieses sah verschiedene, kostenintensive Varianten mit einem Fächer, der von einem Einbau mit flexiblen Stahlbögen bis hin zu einem lokalen Ersatz und einer Verstärkung des Innenrings, reichte. Die Ursachen der eingetretenen Deformationen konnten bis dahin nicht eindeutig geklärt werden und beruhten auf Vermutungen. Auf dieser Basis war es nicht vertretbar, aufwendige Massnahmen zu planen und auszuführen und es waren geologische Untersuchungen mit dem Ziel erforderlich, die Schadensursachen abzuklären.

2. Geologischen Untersuchungen

2.1. Untersuchungskonzept

Als Arbeitshypothese standen drei mögliche Ursachen im Vordergrund: a) Tunnel in aktiver Rutschung, b) Kluftwasserdruck, c) quellendes Gebirge [5]. Die Ursache a) war schlecht vorstellbar, da der Tunnel in 80 m Tiefe vollständig im Felsen liegt. Und für ein quellendes Gebirge waren einerseits das Bündnerschiefer Gebirge und andererseits das Deformationsbild im Tunnel wenig typisch.

Das ganze Tobel wurde geologisch und geomorphologisch kartiert. Aufgrund der ersten Erkenntnisse der Kartierung wurden im Tunnel gezielt Sondierbohrungen angesetzt.

Die zwei Deformationszonen wurden mit je einer 10 m langen Schrägbohrung durchbohrt (SB2, SB3). In einer im Tunnelparament nahezu horizontal ausgeführten Bohrung wurden in verschiedenen Tiefen 3 Porenwasserdruckgeber versetzt (SB4). Und in der Tunnelsohle erbohrte man den Felsen bis 24 m Tiefe in vertikaler Richtung (SB1, Abb. 3). Ausser der SB 4 wurden alle Bohrungen mit Inklinometern ausgerüstet, dies in der Hoffnung, lokale Felsverschiebungen zu erkennen. Im Tunnel wurde zur Erfassung der gesamten Deformationen ein Laserscann vorgenommen.

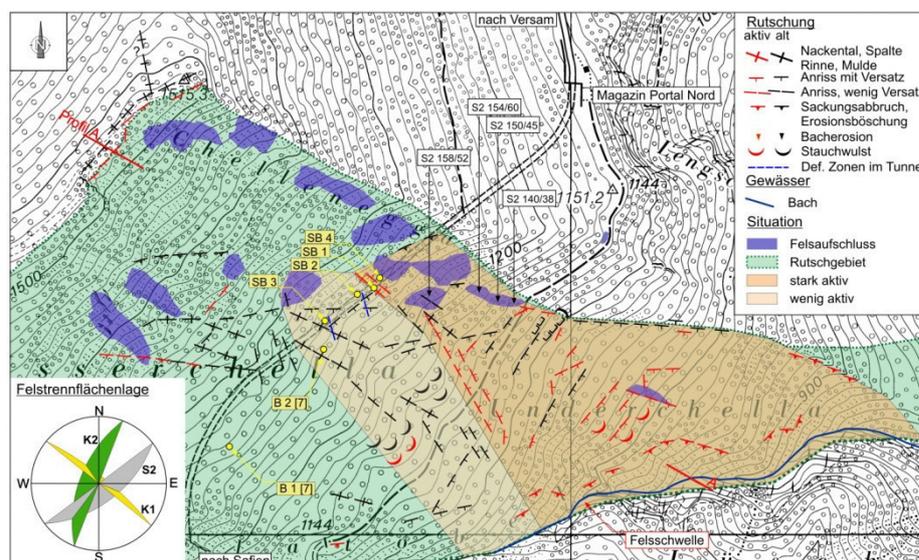


Abb. 4: Die geologisch-geomorphologische Kartierung ermöglichte es, verschiedene aktive Rutschgebiete zu unterscheiden und eine Arbeitshypothese für die Deformationsursachen im Tunnel zu bilden [5].

2.2. Ergebnisse und Interpretation der Untersuchungen

Anhand der geomorphologischen Feldaufnahmen konnte die Rutschung in drei Teilrutsche gegliedert werden ([5], Abb. 4). Die Bünderschiefer Bänke wurden durch den Aclatobelbach erosiv unterschritten, was den Hangfuss der nördlichen Flanke schwächte. Infolge der progressiv hangaufwärts fortschreitenden Felsentfestigung konnte sich bergseitig eine aktive Felsrutschung ausbilden. Im untersten Teil dieser Felsrutschung wurde der Felsen in einer Blockschutt Rutschung vollständig zerlegt. In früheren, geologischen Arbeiten wurde diese als Lockergestein, d.h. als Gehänge- und Blockschutt kartiert [3]. Weiter Hang aufwärts treten im Schutt immer mehr, gleich gerichtete Felsbänke auf, bis schliesslich der zusammenhängende, anstehende Felsen auftritt. In diesem zusammenhängenden Felsen lösten sich entlang der Trennflächen bis in die Tiefe des Tunnelniveaus treppenförmig abgestufte Felsbänke, die heute talwärts kriechen (Abb. 5).

Zu oberst am Grat des Aclatobels liegen hinter den Abrisskanten Nackentälchen (Doppelgrat, Abb. 5). Unterhalb des Grates bildete sich an der Felsoberfläche lokal ein auf der Schieferung oberflächennah abgleitender Gehängeschutt Rutsch, der aus den obersten, schräg talwärts geneigten Schieferbänken entstand (Abb. 7/a). Von dieser Lockergesteinsrutschung wurde die alte Strasse erfasst und sie ist in stark nassen Perioden bis um mehrere Meter pro Jahr talwärts gegliitten.

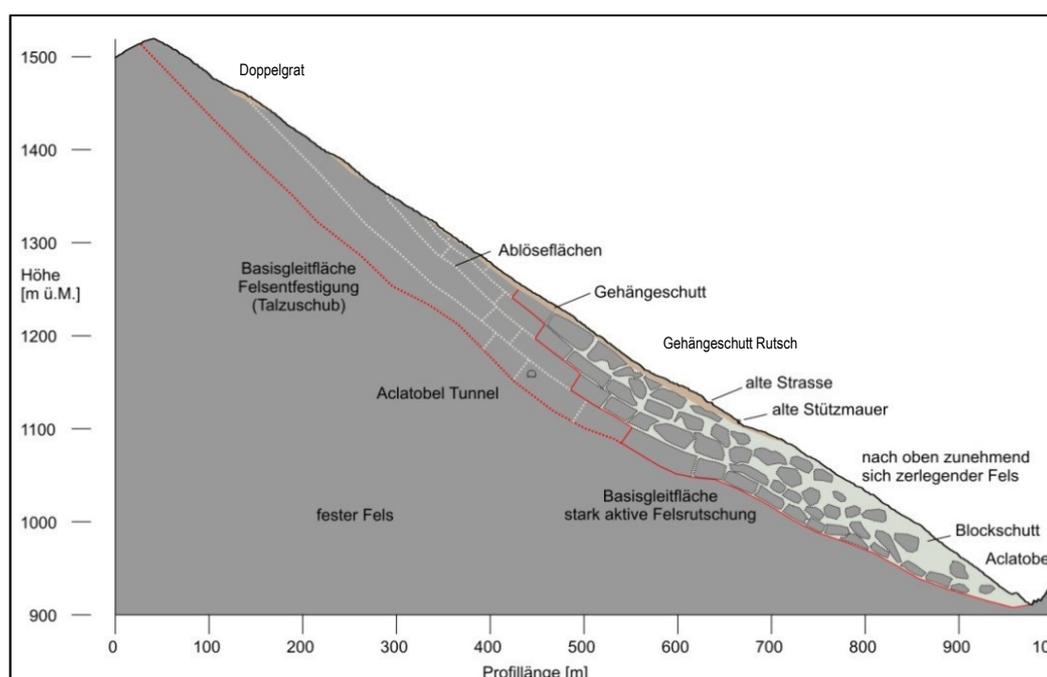


Abb. 5: Das Profil mit der anhand der geomorphologischen Kartierung erstellten Arbeitshypothese erlaubte es, die Bohrungen exakt zu platzieren [5]; die infolge der Bacherosion entstandene Felsrutschung zeigt alle Entfestigungsübergänge, von vollkommen zerlegtem Blockschuttfeld am Hangfuss, über entlang der Felstrennflächen zerlegte Felsschollen, bis hin zur Doppelgratbildung im kompakten Felsen am Tobelgrat..

Die Deformationszonen des Tunnels liegen voraussichtlich in der kriechenden Einflusszone der heute wahrscheinlich wenig talseitig des Tunnels verlaufenden, aktiven Felsrutschung. Aufgrund der Feldaufnahmen musste das Felskriechen arbeitshypothetisch als die Hauptursache der Tunneldeformationen betrachtet werden.

Arbeitshypothese durch Sondierungen bestätigen

In den beiden schräg durch die Deformationszonen des Tunnels durchörterten Bohrungen SB 2 und SB 3 wurde in 15 - 18 m Tiefe ein in einer Stärke von 0.5 m bzw. 1.5 m vollständig zerlegter Felsen angetroffen. Die letzten Inklinometermessungen vom September 2017 bestätigen, dass in Tiefen von 15 – 18 m aktive Scherungen von ~ 4 mm/Jahr stattfinden. Die geometrisch erfasste Scherrichtung verläuft entlang der K1 Klüfte (Abb. 6).

Die in der Tunnelsohle vertikal ausgeführte SB 1 zeigte zwischen 14.0 m und 16.5 m Tiefe stark zerlegten Felsen und das eingebaute Inklinometer ergab in 16.5 m Tiefe eine, auf der Schieferung S2 verlaufende Gleitung mit einer Verschiebungsrate von 11 mm/Jahr.

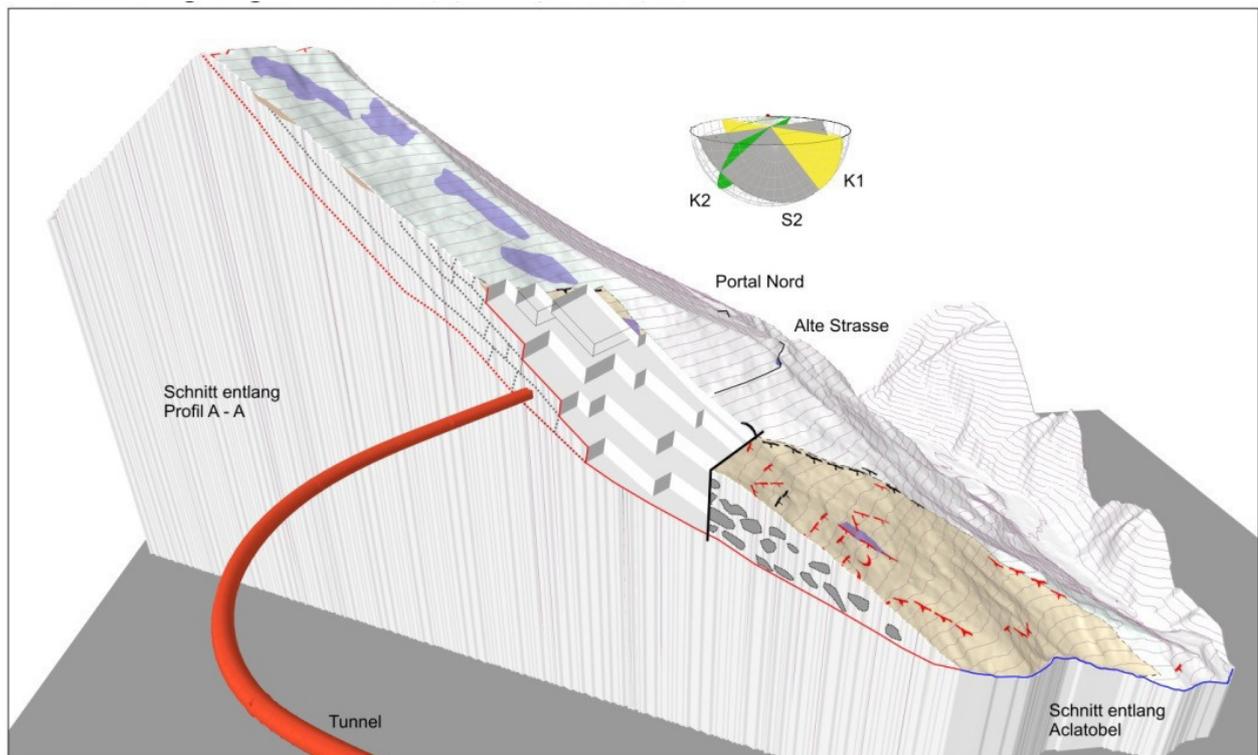


Abb. 6: Geologisches 3D Modell der lokalen Felsrutschung die als primäre Ursache der Tunneldeformationen durch die Sondierbohrungen und Inklinometermessungen bestätigt werden konnte (Signaturen gemäss Legende Abb. 4, [5]).

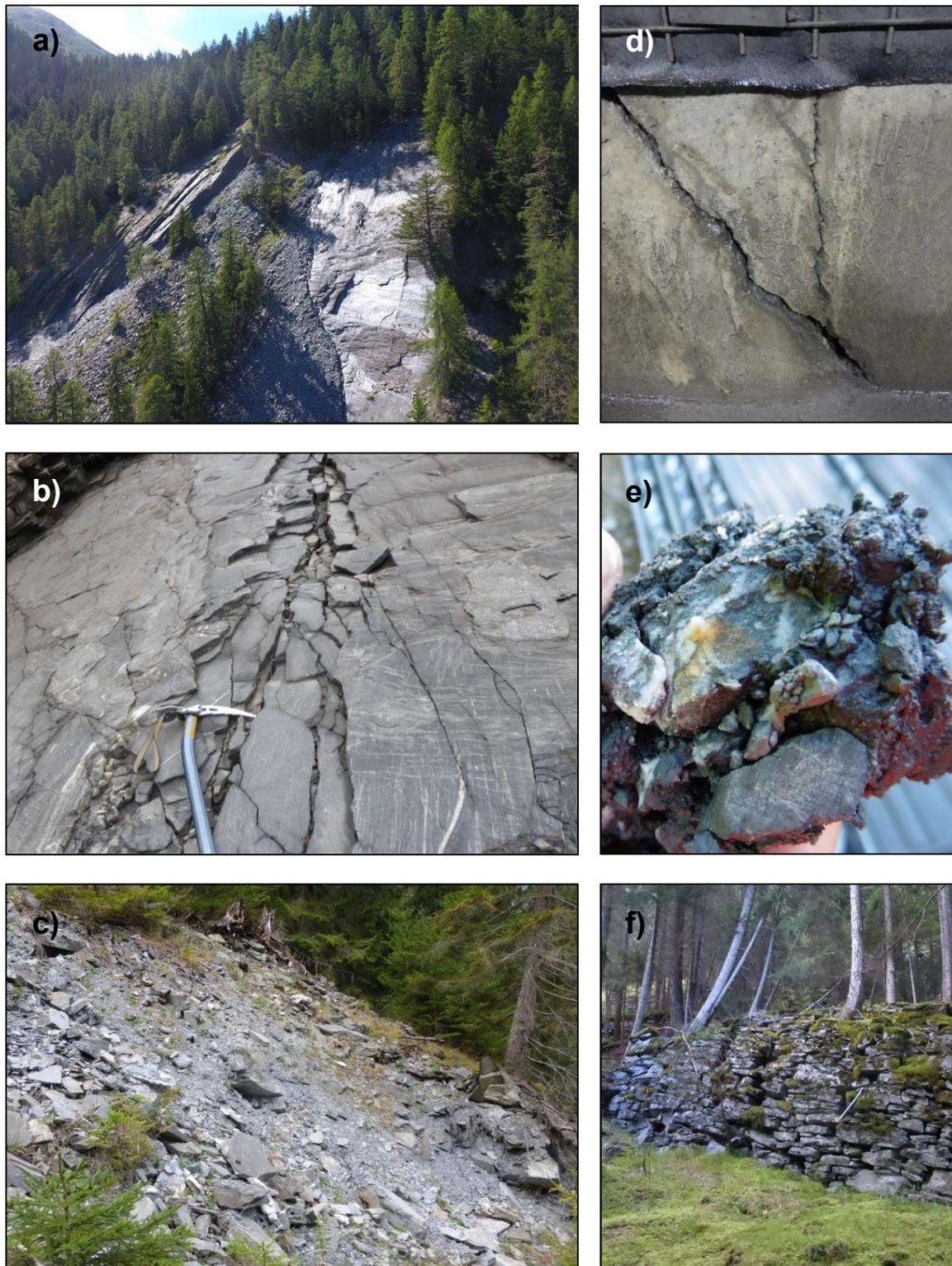


Abb. 7: a) Gehängeschutt aus abgefahrenen Felsplatten unter dem Tobelgrat; b) Felszertrennung in Hangmitte der Felsrutschung; c) bis zu Blockschutt zerlegter Felsen mit entlang der Schieferung ausgerichteten Blöcken am Hangfuss; d) Risse und Spalten in den Deformationszonen des Tunnels; e) zu Lockergestein zerlegter Felsen in der Gleitzzone in 16 m Tiefe der SB 1; f) Im Lockergesteinsrutsch 20 Höhenmeter unter das alte Strassentrasse verschobene Stützmauer.

In den Porenwasserdruckgebern der SB 4 konnten bisher auch während der Schmelzwasserperiode keine Wasserdrucke gemessen werden. Dies erscheint plausibel, da das geologische Modell der Felsrutschung entlang der sich öffnenden Felstrennflächen ausreichende Wasserwegsamkeiten für eine räumliche Gebirgsdrainierung ermöglichte.

In den untersuchten Gesteinsdünnschliffen konnten erwartungsgemäss keine quellenden Mineralien und auch kein Gips vorgefunden werden.

3. Folgerungen und Ausblick

Als Hauptursache der Tunneldeformationen ist eine erosiv entstandene Felsrutschung zu nennen, die gemäss den Inklinometermessungen mit Gleitzonen bis 16 m unterhalb der Tunnelsohle den Tunnel erfasste. D.h. dem Tunnel läuft entlang der massgebenden Felstrennflächen S2, K1 und K2, wie mit einer ausfahrenden Schublade, lokal sein Felsen in Form eines Kriechens kontinuierlich davon.

Kluftwasserdruck und quellendes Gebirge können als Nebenursachen nahezu ausgeschlossen werden.

In der zukünftigen Entwicklung der Felsrutschung und der Tunneldeformationen ist zu erwarten, dass die Deformationsgeschwindigkeit in diesem, aufgrund des grossen Felsvolumens trägen Systems, nur sehr langsam zunehmen wird. Hingegen muss aufgrund der in dem vorgegebenen Trennflächensystem ablaufenden Spannungsumlagerungen mit im Tunnel sich räumlich ausdehnenden Deformationen gerechnet werden. Mit dem Ausbilden von weiteren, diskreten Scherzonen im Tunnel ist über die Nutzungsdauer zu rechnen.

Die diskreten Scherzonen vermögen das Tunnelgewölbe nicht unmittelbar zu gefährden. Damit sind sämtliche, primär vorgesehene Instandsetzungsmassnahmen zur Verstärkung des gesamten Tunnelgewölbes unnütz. Im Gegenteil, es muss mit derart grossen Kräften gerechnet werden, dass sich kein noch so starker Ausbau den resultierenden Deformationen zu widersetzen vermag. Da die Felsrutschung primär durch eine erosive Unterschneidung ausgelöst wurde, kann eine Stabilisierung durch Entwässerungsmassnahmen kein Thema sein.

Demnach muss nach baulichen Lösungen gesucht werden, welche die Gebrauchstauglichkeit des Tunnels im Bereich dieser Scherzonen zu gewährleisten vermögen. Dies können periodische Sicherungen mit Ankern und Netzen beinhalten, die verhindern dass keine Betonabplatzungen auf die Fahrbahn gelangen. Ebenso sind im Bereich der Scherzonen die sich absenkende Fahrbahn periodisch zu reprofiliert und die Werkleitung zu erneuern. Nach weiterem Deformationsfortschritt kann in den Scherzonen ein lokaler Ersatz des Betongewölbes, allenfalls kombiniert mit einem als räumlicher Puffer angedachten, bergseitig stark überprofilierten Felsabtrag, in Frage kommen.

Freitag 20. Oktober 2017

10:00-10:30

Untertagebau in Chile – ein geologisch-tektonischer Abriss aus den Zentralanden (33° - 35°S)

Steffen Bauer ¹, Mathias Bischof ²

¹ Skava Consulting S.A., Matilde Salamanca 736, Santiago de Chile

² Skava Consulting ZT GmbH, Grabenweg 68, 6020 Innsbruck

Einleitung

Das lateinamerikanische Land Chile ist vor allem als der weltgrößte Kupferexporteur bekannt, rund 40% der weltweiten Kupfervorkommen stammen aus Chile. Aufgrund der nahezu einzigartigen geologischen Situation des Landes stellen für Geologen besonders die Untertagebau-Projekte immer wieder neue Herausforderungen dar. Doch nicht nur in die Kupferindustrie, auch in teils bedeutende Energieversorgungs- und Infrastrukturprojekte wird in Chile investiert.

Der vorliegende Beitrag berichtet von Erfahrungen bei Untertagebauprojekten in tertiären Vulkaniten in den Zentralanden Chiles (33°-35°S).

Geologisch-tektonischer Überblick

Chile befindet sich in unmittelbarer Nähe des Kontinentalrandes auf der südamerikanischen Platte. Die Nazca-Platte taucht entlang des Chile-Grabens, welcher sich in rund 100-130 km Entfernung N-S entlang der Küstenlinie befindet, unter die südamerikanische Platte ab. Die subduzierte Nazca-Platte und die nach Westen überschobene südamerikanische Platte bewegen sich mit einer Geschwindigkeit von rd. 8,0 cm/a aufeinander zu. Begleitet wird diese Subduktion auch immer noch von aktivem, rezemtem Vulkanismus, welcher sich ungefähr auf die Region südlich von Santiago (33°S) beschränkt. Dies steht im Zusammenhang mit einem deutlich steileren Abtauchwinkel der Subduktionszone bzw. Abtauchen der Nazca-Platte südlich dieser Linie mit rund 35° Neigung während die Platte im Norden davon deutlich flacher abfällt (Armijo et al., 2010). Die meisten seismischen Aktivitäten, welche v.a. zu Schäden bzw. schweren Erdbeben auf dem Festland führen, sind zu einem großen Teil an den Bereich entlang der flacheren Subduktionszone im Norden des Landes gebunden. Hier liegen die entsprechenden Epizentren in seichteren Tiefen.

Im Bereich um Santiago ist die Seismizität durch die folgenden seismogenen Quellen gekennzeichnet:

- (a) „Interplate thrust“ Events mit Epizentren entlang des Tiefseegraben in einer Tiefe zwischen 15 und 50 km.
- (b) „Intraplate“ oder „In-Slab-Events“, entlang der Seduktionszone mit Epizentren tiefer als 50 km.
- (c) „Cortical“ oder „crustal earthquakes“, innerhalb der Kontinentalplatte mit geringen Tiefen und stehen im Zusammenhang mit Regionalstörungen
- (d) „Outer-rise“ oder offshore Erdbeben innerhalb der ozeanischen Platte.

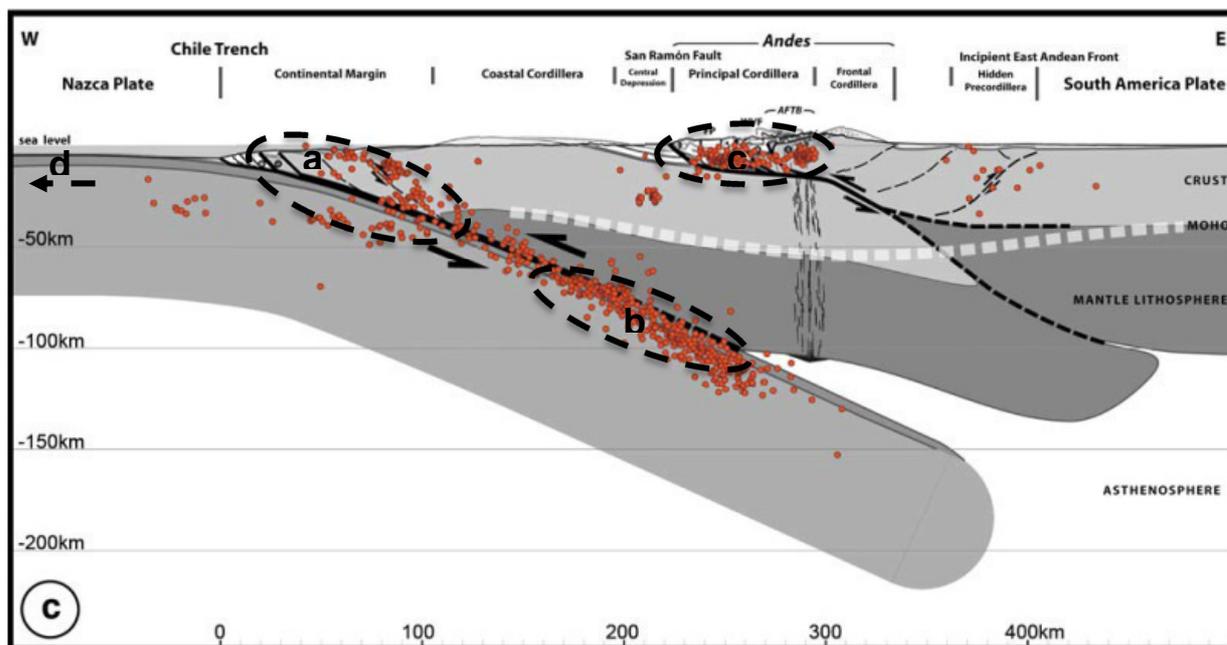


Abb. 1: Plattentektonische Übersicht mit seismogenen Quellen (aus Armijo et al., 2010)

„Interplate Events“ ist der häufigste Erdbeben-Typ in Chile. Dieser ist verantwortlich für die stärksten je aufgezeichneten Erdbeben der Geschichte, wie z.B. das Erdbeben von Valdivia in 1960 mit einer Magnitude von M_w 9.5, oder in Maule 2010 mit einer Magnitude von M_w 8.8. Beeindruckend ist, dass diese Erdbeben meist keine großen Massenbewegungen auslösen, sondern nur kleinere Felsstürze. Historische Aufzeichnungen hingegen zeigen, dass größere Massenbewegungen und Felsstürze eher von Erdbeben in seichten Tiefen mit kleineren Magnituden des Typs „cortical“ oder „crustal“ ausgelöst werden, wie zum Beispiel nach dem Erbeben von *Las Melosas* 1958, 100 km östlich von Santiago mit einer Magnitude M 6.7 – 6.9 (Sepulveda et. al., 2008).

Dem tektonischen Gefüge entsprechend bestehen die Gesteine im Bearbeitungsgebiet aus vulkanoklastischen Gesteinen, Tuffen, intermediären bis basischen Lava-Gesteinen, Ignimbrite mit zwischengeschalteten Lagen von alluvialen, fluviatilen und lakustrinen Sedimenten. Unterbrochen werden diese Schichten von zumeist vertikal stehenden, porphyrischen Ganggesteinen.

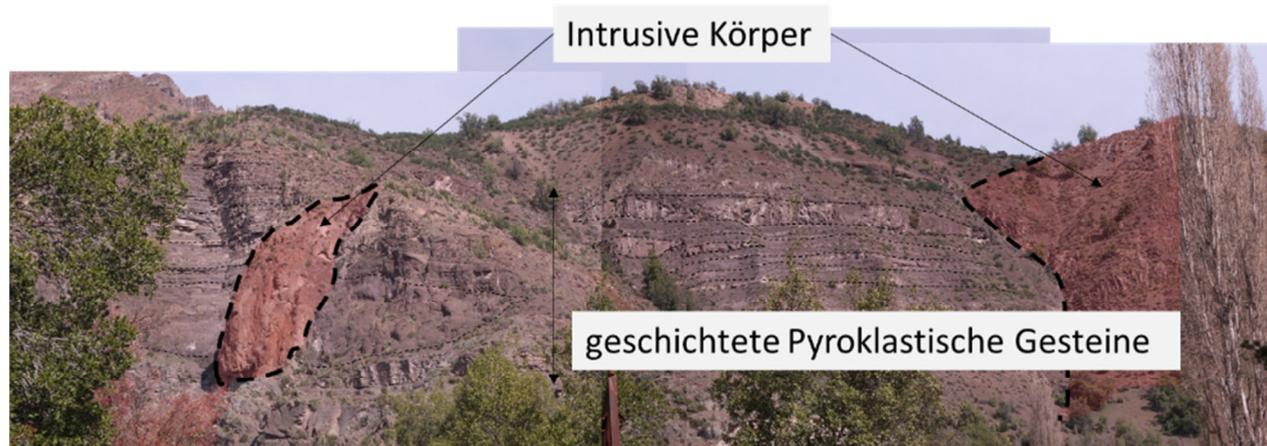


Abb. 2: typischer Schichtaufbau von pyroklastischen Gesteinen, unterbrochen von steil stehenden Ganggesteinen.

Die Hauptkette der Anden, östlich von Santiago getrennt durch die aktive, west-vergente San Ramon-Störung, unterliegt im back-arc der südamerikanischen Platte rezent immer noch aktiver E-W Kompression. Dies drückt sich durch schwache Faltung und Überschiebungen (Duplex Strukturen) in den tertiären Gesteinen und flachgründiger seismischer Aktivität aus (Tiefe von <20 km; Alvarado et al., 2009).

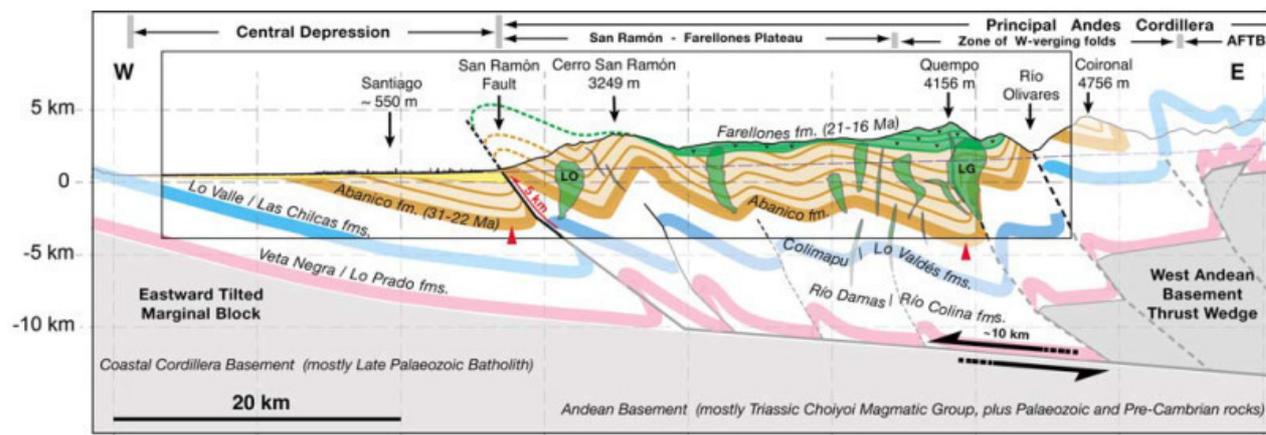


Abb. 3: Geologisch-tektonisches E-W Profil östlich von Santiago (aus Armijo et al., 2010)

Dementsprechend ist die Hebung nach wie vor aktiv und die Erosion / Abtrag des Gebirges hoch. Die Hebungsraten der Zentralanden seit dem späten Miozän werden mit 2 km bis 2.5 km angegeben (Fariás et al. 2008). Durch aktiven Vulkanismus ist der geothermische Gradient um ein Vielfaches höher als in Mitteleuropa und dementsprechend die hydrothermale Alteration hoch. Der Metamorphismus ist meist niedriggradig und kann der Zeolith-Fazies und Prehnit-Pumpellyit-Fazies zugeordnet werden (Muñoz et al., 2010). Vor allem die vulkanischen Gesteine (meist Andesite) und Tuffe sind metamorph überprägt und zeigen teils durch Chloritisierung intensive Grünfärbung mit Zeolithe und Tonminerale in ihrer Gesteinsmatrix.

Typische Gebirgs- und Gesteinscharakteristika

Geomorphologisch ist das Gebiet charakterisiert durch starke glaziale Überprägung während des Quartärs, gekennzeichnet durch mächtige Moränenablagerungen, welche später durch fluviatile Prozesse umgelagert wurden. Untersuchungen der Gletscherstände von Clapperton (1994) entlang des Aconcagua Flusses berichten von mindestens drei Maximalständen auf 2800 m ü. NN, 1600 m ü. NN und 1300 m ü. NN während des Quartärs (ohne Berücksichtigung tektonischer Hebung oder isostatischen Ausgleichsbewegungen). Aktuell liegt die Gleichgewichtslinie der Gletscher zwischen 33° S und 35° S auf etwas über 4000 m ü. NN in den Sommermonaten (Carrasco et al., 2005).

Die Talfüllungen zwischen 786 m ü. NN und 2500 m ü. NN bestehen meist aus einer Wechselfolge aus Mur-Ablagerungen und Flusssedimenten und verzahnen im Hangenden mit Hangschutt. Die freien Standhöhen der teilweise vertikalen und bis zu mehreren Zehnermeter hohen Böschungen sind beeindruckend, berücksichtigt man die hohe seismische Aktivität (siehe Abb. 4). Die sehr guten bodenmechanischen Eigenschaften der Lockergesteine werden hauptsächlich auf die gute Verzahnung, die weitgestufte Kornverteilung, den entsprechenden Anteil an kohäsiven Feinkorn und die kontinuierliche seismische Aktivität, welche zur guten Kompaktion beiträgt, zurückgeführt.

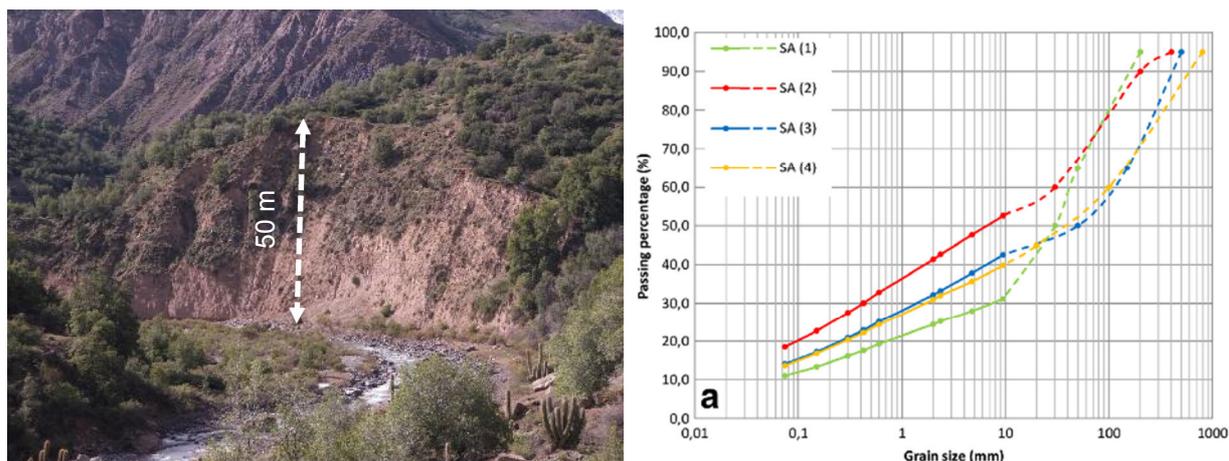


Abb. 4: links: mächtige Mur-Ablagerungen; rechts: Siebanalyse verschiedener Mur-Ablagerungen aus Sepúlveda et al., 2014.

Ab Höhen über 2500 m ü. NN dominieren schwach umgelagerte, glaziale Moränenablagerungen und Schmelzwassersedimente in Verzahnung mit mächtigen Schuttfächern. Nennenswert sind auch die mächtig ausgebildeten Blockgletscher, welche 10 % der Landoberfläche auf Höhen zwischen 3500 m ü. NN und 4250 m ü. NN bedecken (Brenning, 2005).

Durch die starke Hebung der Anden und die einhergehenden erosiven Prozesse sowie glaziale Überprägung sind viele Hang- und Talflanken übersteilt. Dies führt in Kombination mit seismischer Aktivität und „veränderlich-festen Gesteinen“ zu Felssackungen, aktiven Talzuschüben bis hin zu Bergstürzen mit mehreren km² an Volumina. Einer dieser Bergstürze wird der sogenannten *Meson Alto* Ablagerung zu gerechnet, welche sich in der Hauptandenkette auf 33°40'S befindet. Jedoch ist der Ursprung noch nicht endgültig geklärt und ist Bestand aktueller Forschungen (Deckart et al., 2014), da sich hier wichtige Infrastrukturen sowie ein Teil der Trinkwasserversorgung Santiago de Chiles befinden.

Tunnelvortriebe in den Anden haben bei der Unterfahrung großer Massenbewegungen gezeigt, dass selbst bei Überlagerungen von mehreren hundert Metern sich dies im Vortrieb ausgewirkt hat. Die Ausbruchsmethode musste von Sprengvortrieb auf mechanischen Vortrieb umgestellt werden. Geophysikalische Untersuchungen während des Vortriebs mittels Reflexionsseismik haben prognostiziert, dass in diesen Bereichen mit stark wechselnden Gebirgsverhältnissen zu rechnen ist.

Das Gebirge ist charakterisiert durch gut geschichtete, pyroklastische Gesteine im Wechsel mit andesitischen Laven und Intrusivkörper. Dadurch entstehen extreme Unterschiede in der einaxialen Druckfestigkeit von wenigen bis zu mehreren hundert Megapascal (MN/m²) im Felsverband. Zudem zeigen die pyroklastischen Gesteine teils „veränderlich-festes Verhalten“ und neigen zum Quellen.

Besonders die sogenannten roten Tuffe (red tuff) sind einerseits in Bezug auf ihre Quellfähigkeit bei Wasserkontakt und / oder Spannungsverlust zu erwähnen. Vor allem Tonminerale der Smektit-Gruppe (z.B. Montmorillonit) besitzen aufgrund ihrer mineralogischen Struktur die Eigenschaft eine bedeutende Menge an Wasser innerhalb der Zwischenlagen und Umgebung bei Kontakt aufzunehmen (Galera et al., 2014). Ein weiteres, typisches quellfähiges Tonmineral ist Vermiculit, welches häufig entlang von Klüften in Verbindung mit jungen basaltischen Gängen nachgewiesen wurde.

Andererseits sind die Tuff-Gesteine im Bearbeitungsraum „veränderlich-feste Gesteine“, welche auch nur bei atmosphärischer Exposition, wie z.B. Hebung / Erosion oder beim Auffahren von Tunneln zum Verlust ihrer Gesteinsfestigkeiten führen können.

In Fallbeispielen wurden solche Gesteine im frischen Zustand mit einaxialen Druckfestigkeiten von 90 MPa und einem E-Modul zw. 15-20 GPa angetroffen und nur 1 Jahr später innerhalb von Wasserstollen komplett zersetzt zu kleinen Gesteinsbruchstücken begleitet von Quellprozessen vorgefunden (Piaggio, 2015). Um die Veränderlichkeit und Quellfähigkeit zu quantifizieren werden verschiedene Laborversuche durchgeführt. In verschiedenen Projekten im Bearbeitungsraum werden Ethylen-Glykol-Lagerungsversuche in Kombination mit der Bestimmung der Atterberg'schen Zustandsgrenzen durchgeführt, um eine erste Abschätzung des Veränderlichkeitsgrades und der möglichen Quelldrücke zu erhalten (Carter et. al. 2010).

Zudem werden nachfolgend Pulverquellversuche mit konstanter Normalspannung und Langzeitquellversuche an intaktem Gestein nach Huder-Amberg durchgeführt. Langzeitquellversuche an intakten Proben sollen ermöglichen, einen Reduktionsfaktor für die ermittelten Quelldrücke aus Pulverquellversuchen zu definieren.

Die aktive, ost-vergente Subduktion und die Stauchung (Verkürzung) der kontinentalen Kruste resultiert in stark anisotropen Gebirgsspannungen. Verfügbare Daten aus der World Stress Map Datenbank ergeben einen zu erwartenden generellen Trend der maximalen Horizontalspannung orthogonal (E-W) zur Subduktionszone. Jedoch haben publizierte in-situ Spannungsmessungen mittels Overcoring und Acoustic Emission (AE) aus der Mine *El Teniente* gezeigt, dass das lokale Spannungsfeld stark von strukturgeologischen Gegebenheiten sowie von der Abbaumethode und der Topographie beeinflusst sind (Windsor et al. 2006). Die Orientierung der maximalen Horizontalspannung wird mit NNW-SSO und O-W bis ONO-WSW angegeben (Windsor et al. 2006). Spannungsmessungen und beobachtete Bohrlochausbrüche in Kernbohrungen aus anderen Gebieten nördlich der Mine *El Teniente* bestätigen die strukturgeologische Abhängigkeit der Orientierung. Die gemessenen Magnituden der maximalen Horizontalspannung bei Überlagerungen von 1000 m haben sich im regionalen Bereich als recht konstant erwiesen und liegen zwischen 40 und 60 MPa. Die minimale Horizontalspannung hingegen variiert stark und liegt teils über oder unter der Vertikalspannung.

Durch die erhöhten Gebirgsspannungen kommt es im Untertagebau immer wieder zu spannungsbedingten Überbrüchen bis hin zu Bergschlag. Selbst bei geringen Überlagerungen von 300 m sind Bergschlagereignisse dokumentiert. Dies erfordert spezielle Vortriebsmethoden und stellt besondere Herausforderungen an die Arbeitssicherheit. Um Bergschlagereignisse besser quantifizieren zu können werden teilweise aufwendige Micro-seismische Überwachungssysteme installiert, um die Lage im Raum sowie die freigegebene Energie zu ermitteln.

Bergschlagereignisse sind meist an extrem steife, hoch-feste und sehr feinkörnige Gesteine mit einaxialen Druckfestigkeiten bis zu > 250 MPa gebunden. Diese hohen Festigkeiten treten zumeist bei andesitischen Ganggesteinen und hypabyssischen Intrusivgesteinen auf. Zudem kommt es in Kontaktbereich zu Schichtpaketen mit geringerer Gesteinsfestigkeiten zu Spannungskonzentrationen.

Erhöhte Grundwasserzuflüsse im Tunnelbau stellen seit jeher besondere Herausforderungen dar und haben direkte Auswirkung auf die Vortriebsleistung. Im Bearbeitungsgebiet hat sich gezeigt, dass Tunnel in der Nähe von größeren Oberflächengewässern oder unter der Talsohle von Hauptentwässerungen entlang von aufgelockert-entfestigtem Gebirge (geringe Horizontalspannungen) konstante Zuflüsse auftreten, welche systematische Abdichtungen des Gebirges mittels Injektionen sowohl vorausseilend als auch im Nachlauf erforderlich machten. Hydrogeologische Untersuchungen haben ergeben, dass Berg- und Oberflächenwasser in direkter Verbindung stehen.

Zudem treten erhöhte Zuflüsse entlang von Störzonen auf, die meist in Verbindung mit Ganggesteinen stehen. In diesen Kontaktbereichen sind singuläre Zuflüsse mit über 100 l/s und über 15 bar Wasserdruck dokumentiert. Dies benötigte in Tunnelabschnitten das Herstellen von rückverankerten Betonsohlen mit Wasserfassungen um diese singulären Zuflüsse zu kontrollieren.

Schlussfolgerungen

Die Erfahrungen aus den Zentralanden zeigen deutlich, wie essentiell die Berücksichtigung der geologisch-tektonischen Rahmenbedingungen sowohl in der Planung als dann später in der Ausführung von Projekten ist. Besonders die vorherrschenden erhöhten Horizontalspannungen und veränderlich feste Gesteine in Kombination mit extrem kompetenten Gesteinen stellen große Herausforderungen in den Anden dar.

Die genaue Kenntnis der geologischen Verhältnisse in Lage und ihre felsmechanischen Eigenschaften ist einerseits durch ein entsprechendes (Vor-) Erkundungsprogramm als auch durch eine baubegleitende, detaillierte ingenieur-geologische Ansprache und Dokumentation sicherzustellen. Erfahrungsgemäß spielt bei einer unzureichenden geologisch-geotechnischen Vorerkundung die baubegleitende geologisch-geotechnische Dokumentation inkl. Labor und in-situ Versuche eine umso wichtigere Rolle in Bezug auf richtige Interpretation des Gebirgsverhaltens. Dies kann bei der Ausführung von Bauprojekten eine entscheidende Rolle über Erfolg oder Misserfolg darstellen.

Literatur

Alvarado et al., (2009): Source study and tectonic implications of the historic 1958 Las Melosas crustal earthquake, Chile, compared to earthquake damage. – *Physics of the Earth and Planetary Interiors* 175 (2009), S. 26 – 36.

Armijo, R. et al. (2010): The West Andean Thrust, the San Ramón Fault, and the seismic hazard for Santiago, Chile. – *Tectonics*, Vol. 29, S. 1 – 34.

Brenning, A. (2005): Geomorphological, hydrological and climatic significance of rock glaciers in the Andes of Central Chile (33–35°S). - *Permafrost and Periglacial Processes*, 16, S. 231 - 240.

Carrasco, J., F. et al. (2005): Changes of the 0°C isotherm and the equilibrium line altitude in central Chile during the last quarter of the 20th century. – *Hydrological Science Journal*, 50 (6), S. 933 – 948.

Carter, T. et al. (2010): Tunnelling Issues with Chilean tertiary volcanoclastic rocks. – Mir Conference; Problemi Distabilità nelle Opere Geotecniche, Capitolo, Torino, Vol. 11.

Clapperton, C., M. (1994): The quaternary glaciation of Chile: a review. – Revista Chilena de Historia Natural, 67, S. 369 – 383.

Deckart, K. et al. (2014): New insights on the origin of the Mesón Alto deposit, Yeso Valley, central Chile: A composite deposit of glacial and landslide processes? – Andean Geology, 41 (1), S. 248 – 258.

Farías, M., Charrier, R. et. al. (2008): Late Miocene high and rapid surface uplift and its erosional response in the Andes of central Chile (33° - 35°S). – Tectonics, Vol. 27.

Galera et. al. (2014): Risk Associated with Swelling Rocks in Volcanic Formations in the Design of Hydro-Tunnels. – ISRM Regional Symposium-EUROCK 2014, International Society for Rock Mechanics.

Muñoz, M. et al. (2014): Influence of depositional load on the development of a shortcut fault system during the inversion of an extensional basin: The Eocene-Oligocene Abanico Basin case, central Chile Andes (33°-35°S). – Andean Geology 41 (1), 28 S.

Piaggio, G. (2015): Swelling Rocks Characterization: Lessons from the Andean Region. – ITA WTC 2015 Congress and 41st General Assembly, Konferenz Langfassung, 10 S.

Sepúlveda, S. A. et. al. (2008): New Findings on the 1958 Las Melosas Earthquake Sequence, Central Chile: Implications for Seismic Hazard Related to Shallow Crustal Earthquakes in Subduction Zones. – Journal of Earthquake Engineering 12: 3, 432 – 455.

Sepúlveda, S. A. et al. (2015): Debris flows in the Andean ranges of central Chile and Argentina triggered by 2013 summer storms: characteristics and consequences. – Landslides 12: S. 115 – 133.

Windsor, C., R. et al. (2006). Rock stress tensor measurements at El Teniente Mine, Chile.

Freitag 20. Oktober 2017

11:00-11:30

TLS-basiertes Geomonitoring am Schartlaskogel (Ötztal)

Mag. Patrick Fritzmann¹, Mag. Petra Nittel-Gärtner², Dipl. Ing. Johannes Anegg¹

¹Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Geoinformation, Herrengasse 1-3, 6020 Innsbruck

²Amt der Tiroler Landesregierung, Allgemeine Bauangelegenheiten, Fachbereich Landesgeologie, Herrengasse 1-3, 6020 Innsbruck

Abstract

In the Pollestal, a small side-valley of the Ötztal, Tyrol, a rockfall event took place in the afternoon of 02.10.2015. The Department of Geoinformation was commissioned by the Department of Geology to calculate the volume of the rockfall event and for the monitoring of changes and deformations respectively occurring in the active zone by the use of a terrestrial laser scanner (TLS). Since then two field campaigns, one in 2016 and one in 2017, have been conducted.

In the following, first results are shown, including the volume calculation of the rockfall, localization of displacement events in the accumulation area after the event and the calculation of height differences in the displacement and the accumulation area.

Einleitung

Seit dem Frühjahr 2016 wird in der Abteilung Geoinformation ein terrestrischer Laserscanner eingesetzt. Dieser Scanner wird prinzipiell wie ein herkömmliches Vermessungsgerät verwendet und kann bis zu 4 km weit entfernte Ziele erfassen (Long-Range-Scanner). Der Einsatz von Terrestrischen Laserscan-Systemen eignet sich besonders zur flächenhaften geodätischen Aufnahme detailreicher Objekte.

Der Felssturz im Pollestal, einem Seitental des Ötztals, ereignete sich am 2. Oktober 2015. Die Ausbruchsstelle befindet sich direkt im Gipfelbereich des Schartlaskogel (2789m). Die Sturzbahn erstreckt sich über ca. 1000HM, der ca. 300m breite Schuttkegel weist eine Mächtigkeit von mehreren Metern auf.

Die Abteilung Geoinformation wurde seitens der Landesgeologie mit der genauen Kubaturermittlung des ausgebrochenen und abgelagerten Volumens und einem laufenden Monitoring beauftragt. Seit dem Sturzereignis wurden zwei terrestrische Aufnahmen (August 2016 und August 2017) durchgeführt. Zur Ermittlung der Sturzkubatur wurde als Referenz ein Airborne Laserscan aus dem Jahr 2010 verwendet.

1. Einleitung

1.1. Technologie TLS

Terrestrisches Laserscanning hat sich mittlerweile als eine geodätische Messtechnik etabliert und eignet sich besonders zur Aufnahme großflächiger und detailreicher Objekte. Der Vergleich von Laserscanaufnahmen und daraus abgeleiteter Modelle verschiedener Epochen ermöglicht die detaillierte Erfassung von Änderungen an Objekten oder des Geländes. Diese bilden die Grundlage für Deformationsanalysen und Kubaturermittlungen (Wujanz 2016).

Ähnlich dem Airborne Laserscanning (ALS) erfolgt die Aufnahme der Objekte über einen Laserstrahl, welcher über einen oszillierenden oder rotierenden Spiegel abgelenkt und ausgesendet wird. Der

Laserstrahl wandert schrittweise (meist vertikal) über die zu erfassende Oberfläche. Sobald eine vertikale Scanlinie komplett erfasst wurde, wird die Horizontalrichtung um einen Schritt erhöht und eine neue Scanlinie wird begonnen. Das von der Objektoberfläche reflektierte Signal wird von einem im Gerät verbauten Detektor aufgezeichnet. Das Ergebnis einer TLS-Messung ist eine hochgenaue 3D-Punktwolke (Kraus, 1997).

Der verwendete Scanner (Riegl VZ-4000) kann bis zu 4 km entfernte Ziele reflektorlos messen (Long-Range-Scanner). Die Messrate beträgt bis zu 147.000 Messungen pro Sekunde, wobei je nach Distanz zum aufzunehmenden Objekt bzw. Gelände, verschiedene Messraten-Programme geeignet sind. Die Nivellierung des Scanners erfolgt über hochpräzise Neigungssensoren, mit einer Genauigkeit von +/- 0.008°, die im Gerät verbaut sind. Ein eingebauter magnetischer Kompass liefert die Nordrichtung mit einer maximalen Abweichung von 0,5°. Die Deklination, also die Abweichung von magnetisch Nord zu geographisch Nord, wird ebenfalls berücksichtigt.

Auf dem Laserscanner kann ein differenzielles GPS bzw. D-GNSS installiert werden, mit dem die genaue Scan-Position bei entsprechender Internet- bzw. Handyverbindung bestimmt werden kann. Diese Information kann später in der Datenprozessierung zur Registrierung der Scan-Positionen und der 3D-Punktwolken verwendet werden.

Zur Registrierung der verschiedenen Scan-Positionen aufeinander oder zur Georeferenzierung, der Überführung der gesamten Daten in ein globales Koordinatensystem, werden derzeit hauptsächlich zwei Methoden verwendet:

- Über Zielmarken (z.B. Reflektortafeln, Prismen oder Kugeln) mit bekannten bzw. per Tachymeter eingemessenen Koordinaten.
- Über Referenzdatensätze und Algorithmen bei denen die verschiedenen Punktwolken, anhand korrespondierender Flächen oder Punktabstände, aufeinander angepasst werden (z.B. Iterative Closest Point, Multi Station Adjustment).

Firma / Model	Riegl VZ-4000
Messbereich	5 – 4000 m bei Zielreflektivität 90%
	5 – 2300 m bei Zielreflektivität 20%
Laserstrahl Divergenz	0.15 mrad
Mehrzielfähigkeit	ja
Messrate	bis zu 147.000 Messungen/Sekunde
Scanbereich	-30° bis + 30° vertikal
	0° bis 360° horizontal
Laserklasse	Klasse 1, nahes Infrarot (1550 nm)
Stromversorgung	Akku & Strom; 11-32 V DC, 75W
Temperatur	Betrieb: 0 bis 40°C, Lagerung: -10 bis +50°C
Abmessungen / Gewicht	ca. 236 × 226,5 × 450 mm / 14,5 kg

Table 3: Technische Daten des Riegl VZ4000 (Quelle: Riegl Manual VZ-4000)

1.2. Felssturz am Scharlasskogel

Der Felssturz im Pollestal, ereignete sich am 2. Oktober 2015. Das Ereignis konnte an 17 Messstationen in Österreich und den benachbarten Ländern seismisch registriert werden. Die mit einem Erdbeben vergleichbare Magnitude betrug $M_l=1.3$ und die Ereignisdauer wird auf 40 Sekunden geschätzt. Des Weiteren konnte das Ereignisdatum „Freitag den 2. Oktober 2015 um 17:59h Ortszeit“ genau festgestellt werden.

Aus der geologischen Beurteilung von Mag. Nittel-Gärtner vom 8.10.2015:

Die Ausbruchsstelle befindet sich direkt im Gipfelbereich des Scharlasskogels in ca. 2784m Sh ü.A., der aus Eklogit aufgebaut ist, auf der orographisch rechten Talseite des Pollestals. Die Sturzmasse hat im Bereich des Talbodens den bestehenden und durchgehend bewachsenen Schuttkegel überdeckt und einen neuen Schuttkegel gebildet. Dieser ca. 300m breite Sturzkegel weist mehrere Meter Höhe auf und hat den Bach verlegt. Das Gerinne wurde talwärts leicht gestaut und bis zum Almweg gedrückt, sodass es teilweise über den Weg abfließt und talwärts wieder in sein altes Bachbett zurückrinnt. Zum Zeitpunkt des Lokalausbruchs war laufend aktiver Steinschlag und Blocksturz zu vermerken, der im Bereich des neu entstandenen Sturzkegels liegen blieb. Durch das Ereignis ist es offensichtlich zu einer Druckwelle gekommen, die sowohl das Wasser des Bachs, als auch den Staub weit bis auf die andere Talseite hinauf gedrückt hat, sodass weite Bereiche mit Staub und Schlamm bedeckt sind. Dies betrifft auch die vordere Pollesalm, sowie das Stallgebäude.[...]

Der Ausbruchsbereich weist eine glatte talparallele steile Fläche auf, die die Gleitbahn des Sturzereignisses darstellt. Am östlichen Randbereich befindet sich ein kleiner Felsgrat, der extreme Auflösung zeigt, sowie aufgelockertes lose lagerndes Blockmaterial, das jederzeit abstürzen kann. Weiters konnten kleine Wasserausritte festgesellt werden. Auch im benachbarten talwärtsigen Graben ist es zu einer Abplatzung eines Felsbereichs gekommen, der ebenfalls Spuren von Wasser aufweist.

Als Ursache für das Ereignis ist einerseits die Witterung der vorangegangenen Tage mit starken Tagstemperaturschwankungen zu sehen und andererseits die Ausbildung der steilen talparallelen Trennflächen, die offensichtlich auch eisführend waren.

Das momentan laufende, einmal jährlich durchgeführte Geomonitoring mittels terrestrischem Laserscan hat zum Ziel Veränderungen bzw. Deformationen am Scharlasskogel zu detektieren und gegebenenfalls entsprechend zu reagieren. Neben den Setzungen und Umlagerungsprozessen nach dem Sturzereignis in der Sturzbahn und auf dem Schuttkegel ist vor allem das Verhalten des oben angesprochenen Blockmaterials von hohem Interesse.



Abb. 5: Rot eingekreist = Felsgrat mit lose lagerndem Blockmaterial; Blauer Pfeil = Wasseraustritte auf Trennfläche

2. Methode

2.1. Geländekampagnen

Bei der Planung der Geländekampagne und Modellierung der Standpunkte wurde bereits vorab festgestellt, dass es aufgrund der extremen Höhenunterschiede im zu erfassenden Gebiet nötig ist das Gebiet in zwei Schritten aufzunehmen: Aufgrund des Öffnungswinkels des Laserscanners und Abschattungseffekten konnte vom Talboden aus (auf ca. 1770m) nicht die komplette Sturzbahn und der Gipfelbereich erfasst werden. Deshalb wurden weitere Scan-Standpunkte am Grat unterhalb des Wartkogel gegenüber des Schartlaskogels geplant (zwischen 2100m und 2500m).

Die Datenerfassung fand jeweils an zwei aufeinanderfolgende Tagen statt: die Datenerfassung des Schuttkegels im Talbereich am ersten Tag, die Erfassung des Gipfelbereichs und der Sturzbahn am folgenden Tag.

Name	Datum	Datenvolumen	Erfassungsmethode
ALS 2010 (Referenz)*	13.10.2010	3 GB	Airborne Laserscanning
TLS 2016 (Nullmessung)**	23/24.08.2016	10 GB	Terrestrisches Laserscanning
TLS 2017 (1. Folgemessung)	22/23.08.2017	7 GB	Terrestrisches Laserscanning

Tabelle 4: Übersicht der TLS- und der ALS-Messungen. * Bildet die Grundlage für die Auswertungen bezüglich des Felssturzes; ** Bildet die Grundlage für das laufende Geomonitoring.

Das stark zerklüftete Gelände und die feinen Strukturen im Fels erfordern mehr Scanpositionen als üblich, um Scanabschattungen möglichst zu minimieren. Aufgrund der Gefährdung durch Steinschlag können im Bereich des Schuttkegels keine Reflektoren angebracht werden. Ebenso ist es unmöglich in der Sturzbahn und im Gipfelbereich des Scharlaskogels Reflektoren anzubringen. Es wurde daher ein reflektorloser Ansatz zur Datenerfassung gewählt: Die Scan-Positionen wurden so gut wie möglich in Lage und Höhe über das Gebiet verteilt. Die 10 Standpunkte (siehe Abbildung 2) wurden, soweit Handy- bzw. Internetempfang verfügbar war, mittels D-GNSS exakt eingemessen und bei der Auswertung zur Registrierung der Scans aufeinander verwendet.

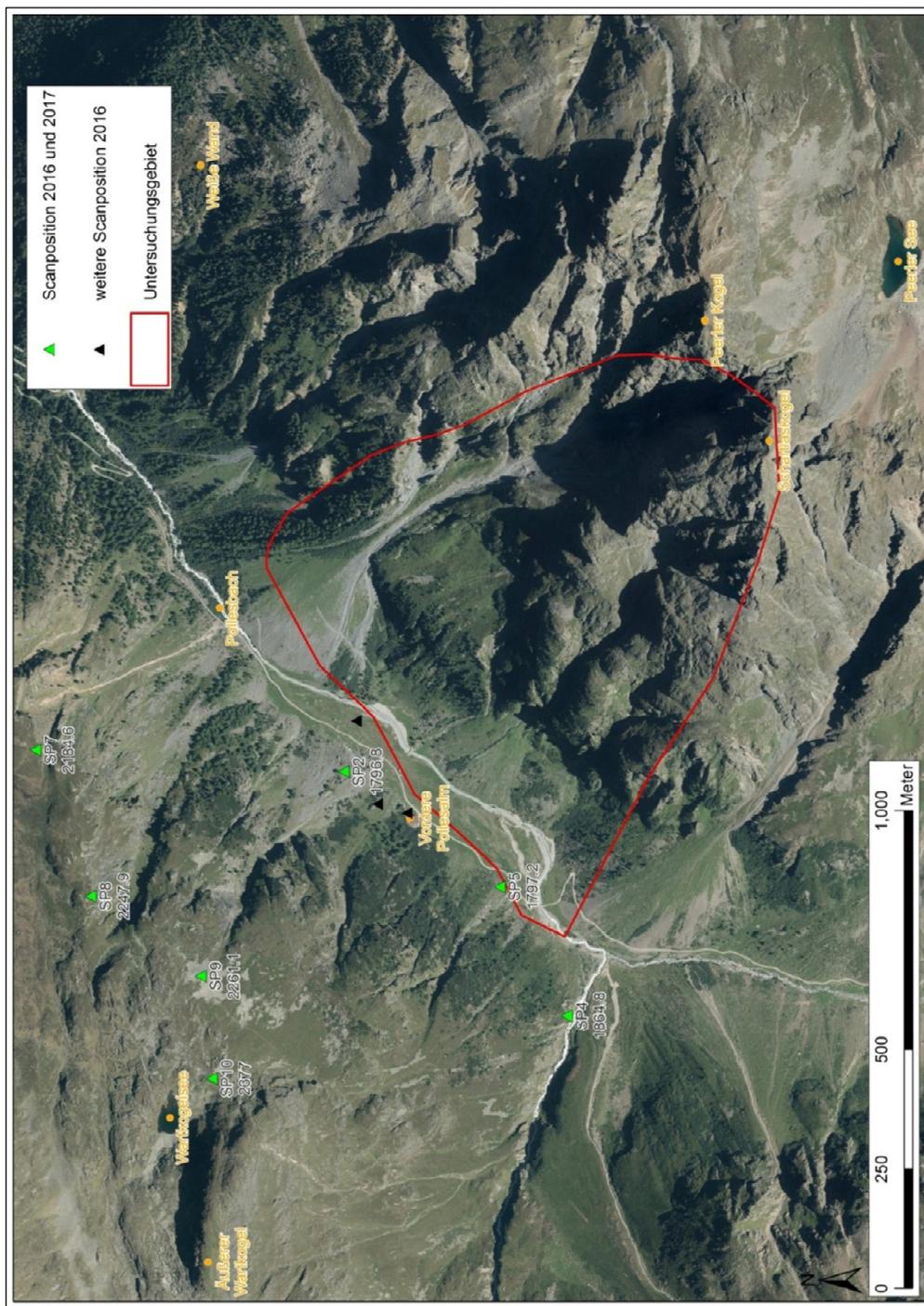


Abb. 6: Untersuchungsgebiet Scharlaskogel im Polleestal mit Scanpositionen (inkl. Höhe der Scanposition mSH.), Hintergrund Orthophoto 2015.

2.2. Datenprozessierung

Die komplette Datenprozessierung (Filterung, Registrierung und Georeferenzierung) der rohen Punktwolken von jedem Standpunkt bis hin zu einer kompletten, georeferenzierten Punktwolke erfolgte mit der Software RiScan Pro der Firma Riegl.

In einem ersten Schritt wurde die Punktwolke jeder Scanposition gefiltert. Dabei wurden nicht benötigte Bereiche gelöscht und redundante Daten eliminiert um einen qualitativ hochwertigen, performanten Datensatz zu generieren, der die Grundlage für weitere Bearbeitungsschritte bildet. Die Grobregistrierung wurde mit Hilfe der im Scanner verbauten Neigungssensoren sowie Kompass und der per D-GNSS exakt eingemessenen Scan-Standpunkte durchgeführt. Die Fein-Registrierung erfolgte mittels Multi Station Adjustment (MSA). Anstelle der Registrierung über Reflektoren/Messmarken wird bei dem Riegl Software-Modul MSA ein modifizierter ICP-Algorithmus (Iterative Closest Point Algorithm) verwendet, dessen Berechnung auf der Auswertung der Lage korrespondierender ebener Flächen beruht (Gaisecker 2012). Die Georeferenzierung der gesamten 3D-Scandaten einer Epoche erfolgte ebenfalls unter Verwendung des MSA-Verfahrens. Als Referenz-Datensatz hierfür dient die Punktwolke des Airborne Laserscan aus dem Jahr 2010.

Im Prinzip wurde der Datensatz aus der Messkampagne 2017 analog zum Datensatz aus 2016 prozessiert. Im Zuge der Datenprozessierung der Daten aus der Messkampagne 2016 stellte sich jedoch heraus, dass 7 Standpunkte zur Erfassung des Gebiets ausreichend sind und so das Datenvolumen und die Messzeit der Kampagne 2017 erheblich reduziert werden konnte (siehe Abbildung 2).

Abschließend wurden je zwei Punktwolken generiert: eine 3D-Punktwolke in der die Bodenpunkte (Fels, Stein, Wiesenflächen) enthalten sind und eine Gesamt-3D-Punktwolke (Bodenpunkte inklusive Vegetation, Bäume, Brücke und anderen Objekten). Aus den Punktwolken ALS 2010, TLS 2016 und TLS 2017 der Bodenpunkte wurde jeweils ein Digitales Geländemodell (DGM) mit einer Auflösung von 1m x 1m gerechnet.

Aus den Digitalen Geländemodellen wurden in der Software Global Mapper Differenzmodelle gerechnet; die Kubaturermittlungen, Profilerstellungen und die Berechnung von 3D-Distanzen erfolgte in RiScan Pro. Karten und Grafiken wurden mit der Software ArcGIS erstellt.

Das Ergebnis der Datenprozessierung aus dem Jahr 2016 wird in Abbildung 3 dargestellt.

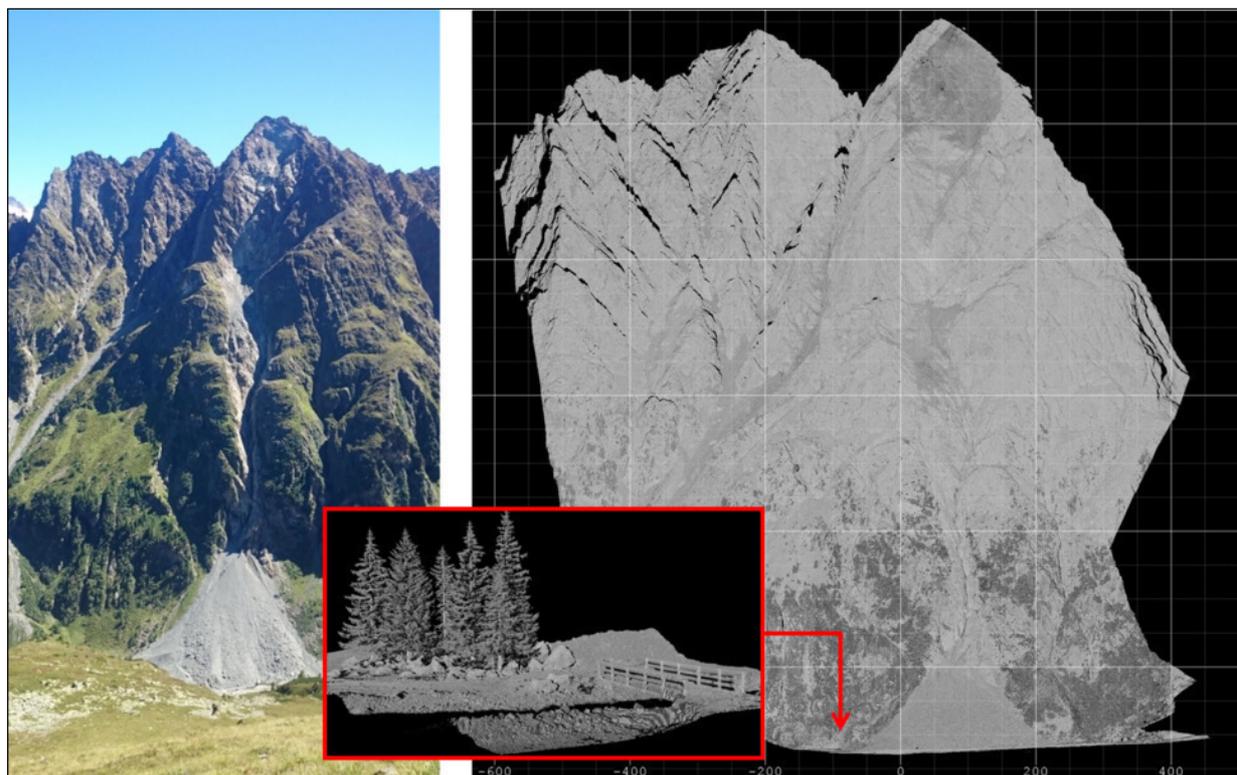


Abb. 7: Übersichtsfoto und georeferenzierte 3D-Punktwolke (eingefärbt nach Reflektivität) aus dem Jahr 2016 (inkl. Detailansicht).

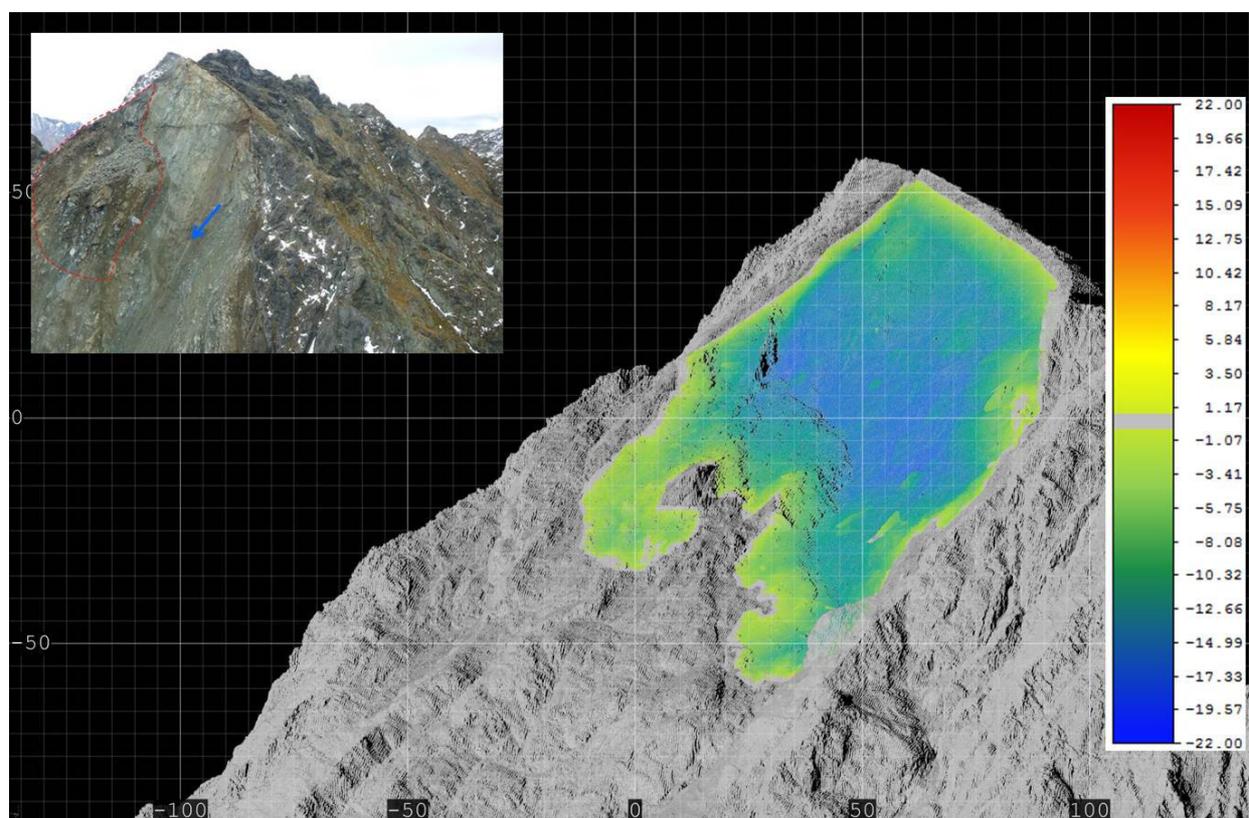


Abb. 8: 3D Darstellung des Ausbruchsbereich am Gipfel des Scharlaskogel; Eingefärbt nach Reflektivität und 3D-Distanzen (in Meter) vor dem Ausbruch 2010 zum Stand 2016.

3. Ergebnis und Auswertung

3.1. Kubaturermittlung des ausgebrochenen Materials

In Abbildung 4 wird der Ausbruchsbereich am Gipfel des Scharlaskogel dargestellt. Die Einfärbung entspricht den 3D-Distanzen aus dem Jahr 2016 zur Referenzmessung (ALS 2010) vor dem Sturzereignis in Meter. Je mehr die Einfärbung Richtung Blau geht desto mehr Material wurde abgetragen. Deutlich zu erkennen ist auch die Trennfläche und das Blockmaterial.

Die Differenzbildung zwischen den Digitalen Geländemodellen aus 2010 (vor Sturzereignis) und 2016 zeigt, dass das meiste ausgebrochene Material direkt in die Sturzbahn unterhalb des Gipfels nach Südwesten gestürzt ist (Hauptsturzbahn), ein Teil jedoch auch in die nördlich liegende Rinne und somit auf den nördlich gelegenen Schuttkegel zum Liegen kam (Nebensturzbahn, vgl. Abbildung 5).

Die Mächtigkeit der ausgebrochenen Steinmassen beträgt in weiten Teilen des Ausbruchsbereichs ca. 20 m, das etwa elliptische Ausbruchsbereich ist ca. 250 m lang (etwa 175 HM) und 180 m breit.

Die Kubaturermittlung ergab, dass am Gipfel etwa 169000 m³ Steinmaterial ausgebrochen ist. Dies deckt sich auch mit dem ermittelten Volumen im Akkumulationsgebiet des Schuttkegels, sofern man die Umlagerungsprozesse innerhalb der Sturzbahnen und die Auflockerung des abgelagerten Materials mit berücksichtigt.

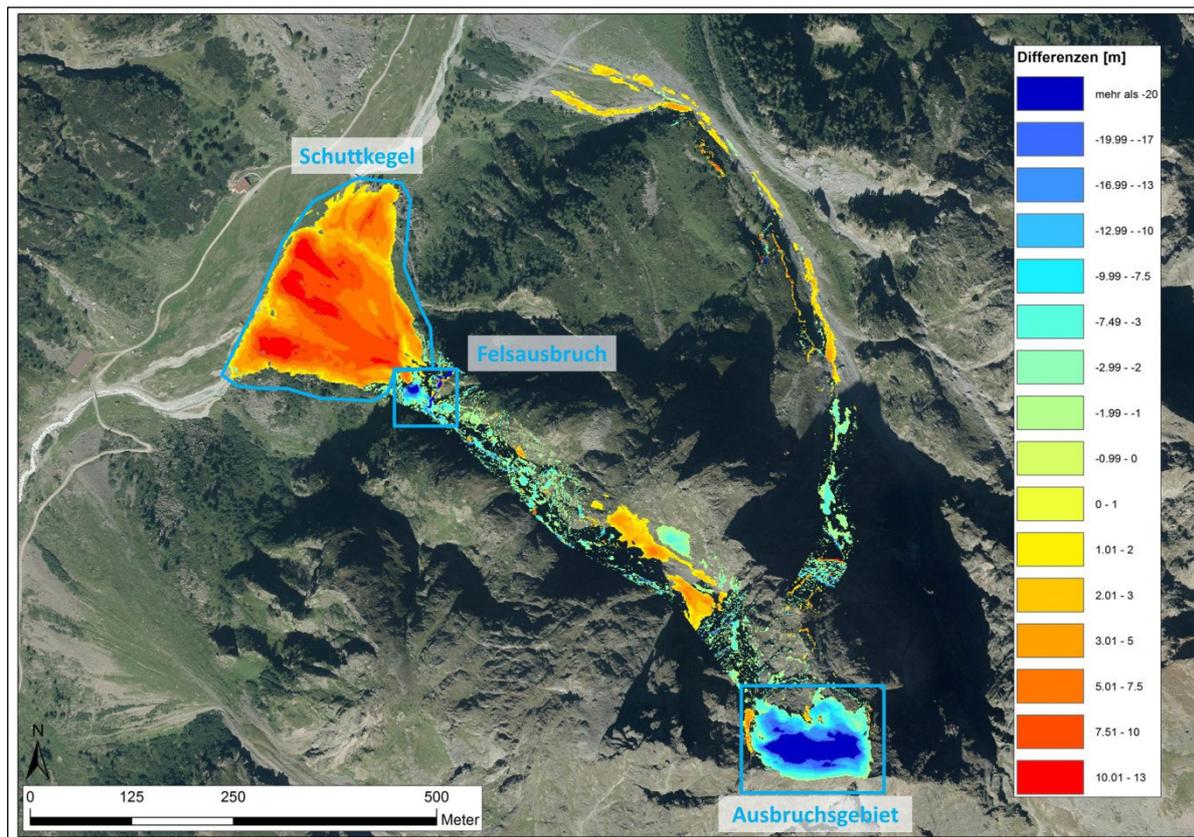


Abb. 9: Höhendifferenzen der Geländemodelle ALS 2010 und TLS 2016 in Meter. Hintergrund: Orthophoto 27. August 2015.

3.2. Gipfelbereich seit dem Sturzereignis

Abbildung 3 zeigt die georeferenzierte Punktwolke aller Scanpositionen, nebst einem korrespondierenden Übersichtsbild und einer Detailansicht des Scans aus dem Jahr 2016. Die Punktwolke wurde nach

Reflektivität eingefärbt, einem Wert der sich an der Intensität des am Detektor des Scanners empfangenen Lasersignals orientiert. Die Intensität des reflektierten Laserstrahls wird stark von der Oberflächenbeschaffenheit und vom Oberflächenmaterial beeinflusst. So erscheinen feuchte Gesteinsflächen meist dunkler als trockene. Betrachtet man die Reflektivitäts-Werte im Ausbruchgebiet in Abbildung 3, so fällt auf, dass sich diese von der Umgebung deutlich abheben. Auch in den Daten aus dem Jahr 2017 hebt sich die dunklere Färbung im Ausbruchgebiet deutlich von der Umgebung ab, was ein Hinweis auf feuchtes Gestein sein könnte.

Veränderungen an dem im Gipfelbereich lagernden Blockmaterial sind erst durch die 1.Folgemessung feststellbar, da der Blockkörper zuvor größtenteils von dem abgestürzten Material überdeckt war und erst nach dem Ereignis die Trennfläche sichtbar wurde. Erste Auswertungen der Messkampagne 2017 und Vergleiche mit den Messungen aus dem Vorjahr zeigen jedoch keine messbaren und signifikanten Veränderungen. Jedoch konnte das Volumen des am Gipfel lagernden Blockmaterials abgeschätzt werden. Hierfür wurde entlang der Trennfläche eine der Neigung der Trennfläche entsprechende Ebene generiert und so das Volumen des darüber lagernden Blockmaterials berechnet. Das Volumen beträgt etwa 35000 m³ auf einer Fläche von 10260 m².

3.3. Ablagerungen auf dem Schuttkegel

Die Mächtigkeit der Ablagerungen auf dem Schuttkegel (Vergleich von 2010 auf 2016) beträgt größtenteils über 7 m und reicht bis zu maximal 13 m (vgl. Abbildung 5.). Die Kubatur der Ablagerung beläuft sich auf 232000 m³. Dieses Volumen übersteigt das am Gipfel ausgebrochene Material, ist jedoch durch zusätzliche mehrere Felsausbrüche und Umlagerungen innerhalb der Sturzbahn und durch Materialauflockerung zu erklären. Besonders zu betonen ist ein großer Felsausbruch direkt oberhalb des Schuttkegels, der eine Mächtigkeit von etwa 60m Höhe und ein Volumen von 6800 m³ besitzt, und vermutlich im Zuge des Ausbruchs am Gipfel von herabstürzendem Material mitgerissen wurde (siehe Abbildung 5).

Die Profilansicht (ein 1m breiter Querschnitt durch den Schuttkegel) in Abbildung 6 verdeutlicht nochmals die Menge des abgelagerten Materials. Ebenso kann man das neue Bachbett, welches um mehr als 25 m nach Nordwesten verlagert wurde, erkennen. Vergleicht man die Messung aus dem Jahr 2016 (gelbe Profillinie) mit der Messung aus 2017 (blaue Profillinie) so zeigt sich im oberen Teil des Schuttkegels eine deutliche Veränderung von etwa 4 m Höhe, welche auf Umlagerungsprozesse hindeutet. Dieser Prozess wird noch deutlicher, wenn man die komplette Ablagerungsfläche der beiden Jahre gegenüberstellt.

Wie in Abbildung 7 ersichtlich, haben im Bereich der Ablagerung auf dem Schuttkegel zwischen 2016 und 2017 mehrere Umlagerungsprozesse bzw. Setzungsprozesse stattgefunden. Diese treten vermehrt auf der orographisch rechten Seite der Sturzbahn bzw. des Schuttkörpers auf. Höchstwahrscheinlich handelt es sich hierbei um einen fluvialen Umlagerungsprozess, bei dem im oberen Bereich des Schuttkegels Material erodiert (grüne bis bläuliche Färbung) und am Hangfuß, im Auslauf des Schuttkegels, akkumuliert wurde (gelbe bis rötliche Färbung).



Abb. 10: Profilansicht des Schuttkegels (Querschnitt durch 3D-Punktwolke mit 1m Breite). Pink = Stand 2010 (vor Sturzereignis), gelb = Stand 2016, blau = Stand 2017. Einheit in Meter.

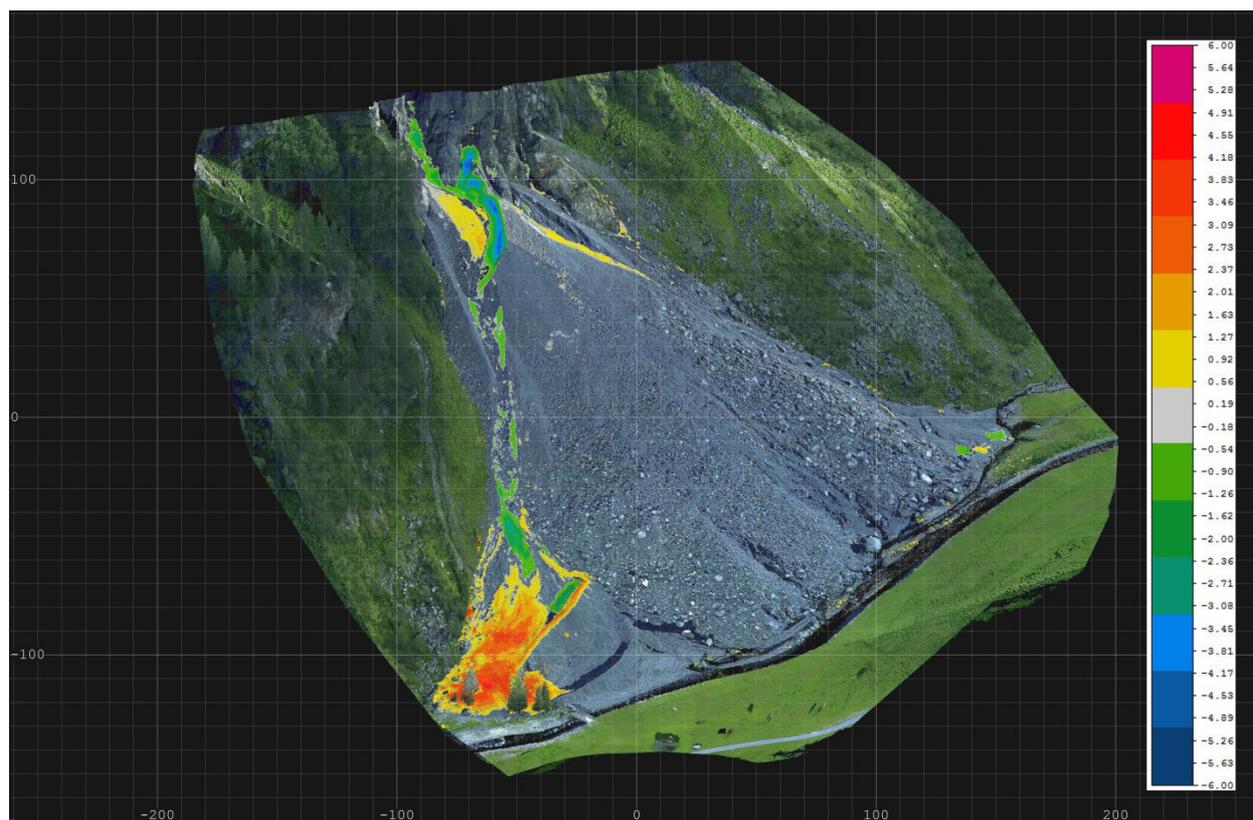


Abb. 11: Umlagerungsprozesse auf dem Schuttkegel zwischen 2016 und 2017. Seitliche 3D-Ansicht der eingefärbten Punktwolke und Höhenänderungen (3D-Distanzen) in Meter.

4. Zusammenfassung

Das TLS-basierte Geomonitoring am Scharthlaskogel lieferte bisher folgende Erkenntnisse:

1. Anhand des Vergleichs der verschiedenen Epochen (vor und nach dem Ereignis) konnte die Kubatur des am Gipfel ausgebrochenen Materials exakt bestimmt werden (169000 m³). Als Referenz diente eine ALS-Punktwolke aus dem Jahr 2010.
2. Es konnte aufgrund der Differenzen der Geländemodelle vor und nach dem Sturzereignis festgestellt werden wo und wieviel Material innerhalb der Sturzbahnen erodiert bzw. abgelagert wurde.
3. Im Untersuchungsgebiet finden auch nach dem Sturzereignis fortwährend Veränderungsprozesse statt. Diese Veränderungen können anhand der Folgemessungen genau lokalisiert und bemessen werden.
4. Das Volumen des auf der Trennfläche lagernden Blockmaterials konnte bestimmt werden (35000 m³).
5. Beide Messungen zeigen im Bereich des Ausbruchs deutlich dunklere Reflektivitäts-Werte, was vermuten lässt, dass das Gestein durchfeuchtet ist.
6. Eine signifikante Änderung im Bereich des Gipfels konnte bisher nicht festgestellt werden.

Das TLS-basierte Geomonitoring am Scharthlaskogel zeigt, dass das terrestrische Laserscanning eine effektive Methode zur Deformationsmessung und Kubaturermittlung zwischen verschiedenen Epochen darstellt. Die so gewonnenen Informationen können eine wichtige Grundlage für Bewertungen im Bereich des Naturgefahrenmanagements oder zur konkreten Beurteilung der Gefährdungssituation von Siedlungsraum und Infrastruktur bilden. Generell kann das TLS-Monitoringsystem im Bedarfsfall (z. B. nach einem Ereignisfall) rasch eingesetzt und Auswertungen binnen kurzer Zeit zur Verfügung gestellt werden. Jedoch hängt es von den lokalen Gegebenheiten und dem zu erfassenden Objekt bzw. Prozess ab, ob der Einsatz eines TLS-Systems zielführend ist.

Literatur:

- Gaisecker T., Pfennigbauer M., Sevcik C., Studnicka N. (2012): Terrestrisches Laser Scanning in den Alpen mit dem Riegl VZ-4000 – für Geländeerfassung, Hangrutschungsüberwachung und Gletschermonitoring, 1/2012, S. 45-52, VGI-Österreichische Zeitschrift für Vermessung und Geoinformation, Wien.
- Kraus K. (1997): Photogrammetry, Volume 2: Advanced Methods and Applications (4. Überarbeitung) - 466 Seiten, Dümmler, Bonn.
- Nittel-Gärtner P. (2015): Stellungnahme des AS für Geologie, Hydrogeologie, alpine Naturgefahren und für den Schutz vor Erosion, Felssturz Pollestal, Geologische Beurteilung.
- Riegl RiScan Pro Manual, Version 03/09, Stand 30.11.2015.
- Wujanz D. (2016): Terrestrial laser scanning for geodetic deformation monitoring, Dissertation, 163 Seiten, TU Berlin.

Freitag 20. Oktober 2017

11:30-12:00

Die Anwendung von UAS (Unmanned Aerial Systems) für das Monitoring von Schutzbauten in steilem, schwer zugänglichem Gelände am Pass Lueg in Salzburg

Andreas Schober¹, Robert Delleske²

¹Geoconsult ZT GmbH, Hölzlstraße 5, 5071 Wals

²Georesearch, Hölzlstraße 5, 5071 Wals

Abstract

Protective structures against natural hazards are essential for individual and infrastructure safety in steep terrain. However, protective structure inventories are frequently not up-to-date and information on their structural conditions are lacking, representing an underrated risk factor.

In this contribution we address the need for quick and cost-effective inspections of protective structures by presenting a monitoring approach that centers on the use of consumer-grade unmanned aerial systems (UAS). All UAS flights were carried out at Pass Lueg, a narrow section of the Salzach valley characterized by a high density of critical infrastructure. Based on photogrammetric data acquired with UAS in December 2016 an orthophoto was generated. High ground resolution of 0.1 m and absence of snow and leafy vegetation enabled an excellent representation of the terrain surface and the existing protective structures. The quality of the UAS-derived orthophoto clearly surpasses conventional orthophotos, which display dense vegetation and extensive shading effects that obstruct the representation of most protective structures.

Based on the newly generated orthophoto 70 rockfall protection nets and one rockfall/avalanche dam were mapped and assessed. These results were consistent with the results of a conventional inspection campaign, underlining the applicability of UAS for the monitoring of protective structures.

Keywords: Unmanned Aerial Systems (UAS), 3D-Photogrammetry, Critical Infrastructure, Natural Hazards, Protective Structures

Einleitung

Der Pass Lueg stellt eine der wichtigsten Verkehrsverbindungen im Land Salzburg dar. Es handelt sich um einen tief eingeschnittenen Abschnitt des Salzach Tales südlich von Salzburg. Diese Engstelle ist durch bis zu 700 m hohe Felswände aus gebanktem Dachsteinkalk charakterisiert und weist eine hohe Dichte an Infrastruktur auf: Salzburg-Tirol-Bahn der ÖBB, A10 Tauernautobahn, B159 Salzachtal Bundesstraße und eine Hochspannungsleitung der Salzburg AG. Auf Grund der Enge und Steilheit des Tales ist der Luftraum begrenzt und die Lichtverhältnisse ändern sich rapide. Dies führt zu einem herausfordernden Umfeld für eine sichere und erfolgreiche Befliegung mittels UAS.

In der Vergangenheit traten immer wieder Massenbewegungen in Form von Stein- und Blockschlägen sowie Schneerutschen auf und so wurde sukzessive begonnen Schutzbauwerke zu errichten, um das

Risiko von Schadensfällen zu reduzieren. Diese Bauwerke sind zum Teil an die 40 Jahre alt und entsprechen oft nicht mehr dem Stand der Technik. Das Land Salzburg ist als Straßenerhalter auch für die Überwachung und Instandhaltung der Schutzbauwerke verantwortlich und führt dies nach der ONR 24810 – Technischer Steinschlagschutz [1] durch.

Das Schutzziel für die B159 im Bereich Pass Lueg wurde bereits erreicht. Nun strebt das Land Salzburg eine Reduktion des technischen und wirtschaftlichen Aufwandes bezüglich des Schutzbauteninventars an. Hierzu soll das bestehende Schutzbauteninventar optimiert und durch neue Bauwerke ergänzt werden.

Schutzbautenaufnahme und Überwachung mittels Unmanned aerial systems

Die bestehenden Schutzbauten wurden inventarisiert, bewertet (ONR 24810) und im Gelände verortet. Auf Grund des steilen Geländes und der daraus resultierenden Abschattung konnten die Bauwerke mittels GPS nur ungenügend lokalisiert werden. Die Auswertung anhand bestehender Orthofotos (Abb. 1) war auf Grund der vorhandenen Vegetation und der Schlagschatten ebenfalls nur bedingt zielführend.

Als Lösung wurde das Gebiet zur vegetationsfreien Zeit (Dezember 2016) mittels eines unmanned aerial systems (UAS) befliegen und es wurde anhand der erzeugten Daten ein kleinräumiges, hochauflösendes Orthofoto erstellt (

Abb. 2).

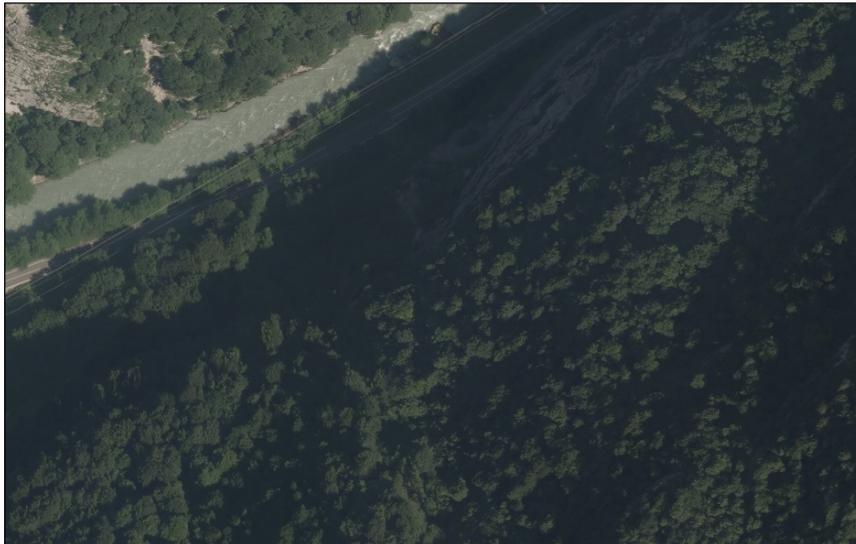


Abb. 1: Grundlage Orthofoto Land Salzburg

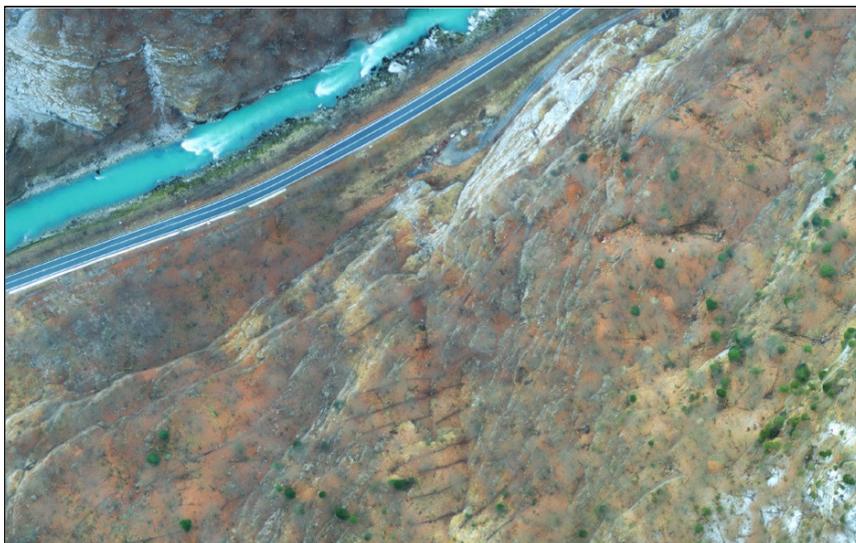


Abb. 2: Orthofoto von Geoconsult (UAS)

Die Flugplanung wurde mit der Flugplanungssoftware UGCS auf Grundlage eines 10 m Geländemodells erstellt. Die Flughöhe betrug dabei 150 Meter über Grund, was einer Bodenauflösung von 10 cm entspricht. Die Flugstreifen wurden mit einer Überlappung von 80 % Seitwärts und 80 % Vorwärts geflogen. Die Befliegung wurde mit dem Consumer-grade UAS „DJI Phantom 3 Advanced“ mit einer integrierten 12 Megapixel Kamera durchgeführt. Zusätzlich wurden mittels DGPS eingemessene Bodenkontrollpunkte erzeugt und für die Verortung des Modells genutzt. Die structure from motion photogrammetry wurde mit der Software Pix4d berechnet. Auf diesem Orthofoto konnte mittels optischer Erkennung die Lage aller Schutzbauten eindeutig verifiziert und verortet werden. Dies stellte die Grundlage für die Inventarisierung, die Einteilung in die Zustandsstufen nach der ONR 24810 (Abb. 3), für eine 3D-Steinschlagmodellierung und eine Maßnahmenplanung dar.



Abb. 3: Schutzbauteninventar

Neben der Orthofotoerzeugung wurde das UAS auch für die „laufende Überwachung“ nach ONR 24810 getestet. Dabei wurden einzelne Schutzbauwerke direkt angeflogen und deren Zustand optisch beurteilt und fotografiert (Abb. 4). Somit können zügig und belegbar alle entscheidenden Teile der Infrastruktur als auch der Füllstand von allen Seiten beurteilt werden.



Abb. 4: Luftbild eines Steinschlagschutznetzes (direkte Befliegung)

Steinschlagmodellierung und Massnahmenplanung

Ziel der 3D Steinschlagmodellierung ist es die optimale Position für neue Schutzbauwerke zu finden. Die Modellierung wurde mit dem Programm Rockyfor3D durchgeführt. Als Grundlage dienten zum einen die Erkenntnisse aus mehreren Geländebegehungen und die Daten aus vorrangegangenen Untersuchungen [2][3][4][5] sowie ein Geländemodell mit einer Auflösung von zwei Metern.

Für die Steinschlagmodellierung wurden alle potentiellen Ablösebereiche in einem GIS Programm digitalisiert (Abb. 5) und mit Parametern für die Blockgröße, Blockform, Oberflächenrauigkeit und Dämpfung belegt. Da die genaue Festlegung der Ablösebereiche eine essentielle Grundlage für die Modellierung darstellt, wurde auch hierfür das mittels UAS erstellte Orthofoto herangezogen. Zusätzlich wurden die Schutzbauten und der Bannwald in die Modellierung miteinbezogen.

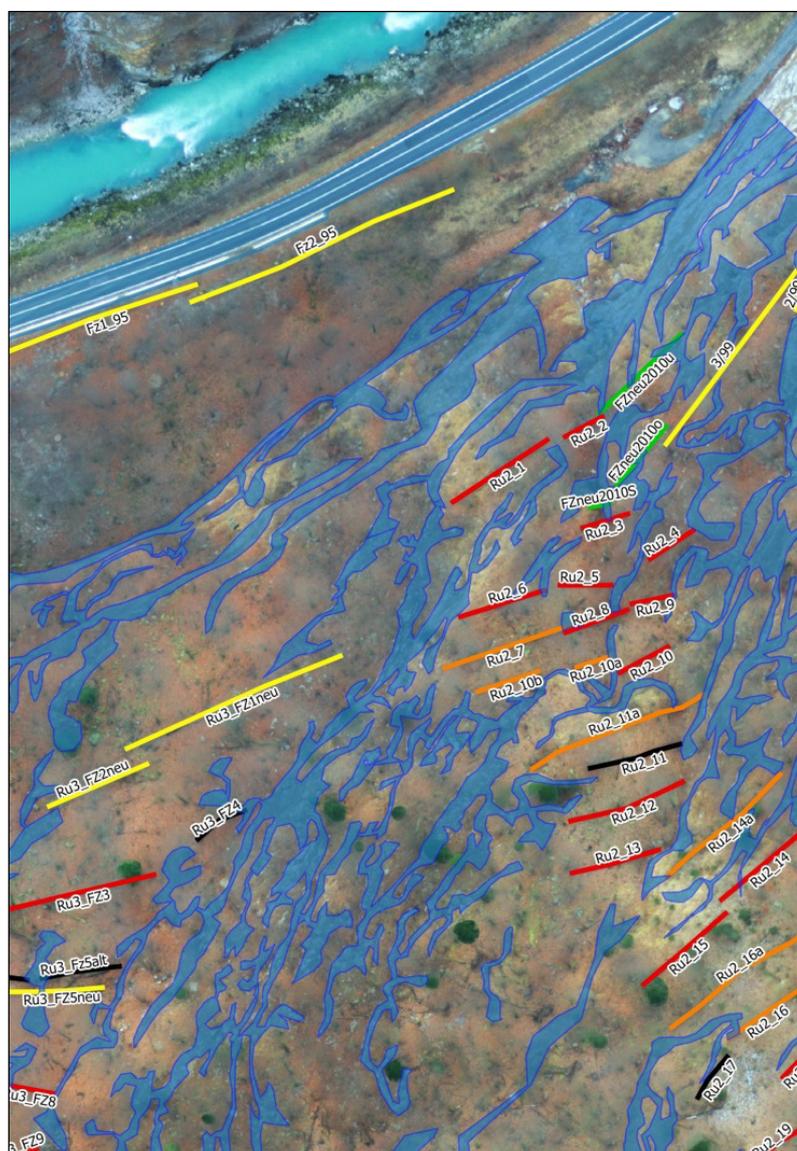


Abb. 5: Potentielle Ablösebereiche auf Basis UAS-Orthofoto

Die Modellierung ergab Energien bis zu 5000 kJ (Abb. 6) und aufgrund der Geländestufen Sprunghöhen von mehreren Zehnermetern.

Um diese Energien bewältigen zu können, wird die Errichtung von mehreren Reihen von Steinschlagschutzzäunen von 3000 und 5000 kJ vorgeschlagen.

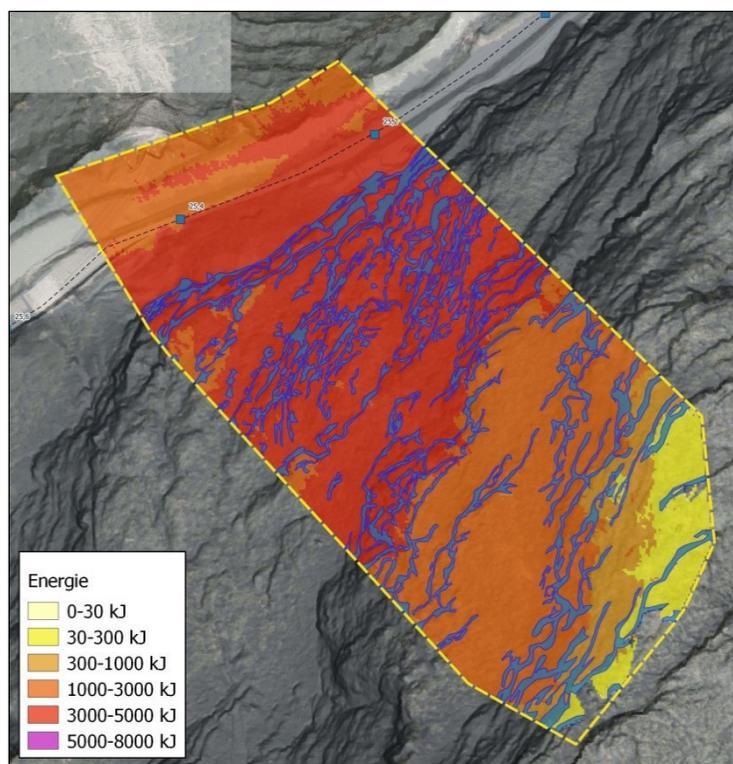


Abb. 6: Energien für den gesamten Prozessbereich

Ausblick

Durch die UAS-based dataproductioin war es erstmals möglich das Schutzbauteninventar in diesem extremen Untersuchungsgebiet komplett digital aufzunehmen, um die Schutzbauten zeitgemäß bewerten und warten zu können. Zukünftig wird mit der weiteren Entwicklung der Photogrammetrischen Datenauswertung die Nutzung von GCPs überflüssig werden [7] und mit der Weiterentwicklung der consumer-grade UAS steigt auch die Auflösung, damit die Datenqualität und auch die Sicherheit/Zuverlässigkeit der Geräte. Mit der steigenden Auflösung der Orthofotos und der Geländeinformationen wird in Zukunft auch die Automatisierte Extraktion von Schutzbauwerken mittels Object-Based Image Analysis (OBIA) möglich werden.

Zitate

- [1] ONR 24810 (2017): Technischer Steinschlagschutz — Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung
- [2] Geotest (2014): Risikoanalyse Pass Lueg, Salzburg, Österreich
- [3] Geoconsult ZT GmbH (2013): Bestandsbegutachtung Schutzbauten Pass Lueg, Salzburg, Austria

- [4] Geoconsult ZT GmbH (2015): Bestandsbegutachtung Schutzbauten Pass Lueg, Salzburg, Austria
- [5] Geoconsult ZT GmbH (2016): Schutzbautenservices Pass Lueg, Salzburg, Austria
- [6] Dorren L. K. A. (2015): Rockyfor3D (V5.2.5) enthüllt – Transparente Beschreibung des kompletten 3D-Steinschlagmodells. ecorisQ paper (www.ecorisq.com): 32 p.
- [7] Carbonne P. E., Dietrich J. T. (2016): Cost-effective non-metric photogrammetry from consumer-grade sUAS: implications for direct georeferencing of structure from motion photogrammetry. Earth surface processes and landforms, DOI: 10.1002/esp.4012

Danksagung

Unser besonderer Dank gilt Herrn Landeshauptmann-Stellvertreter ÖR Josef Geisler, der – wie schon in den vergangenen Jahren – auch heuer das Geoforum Umhausen maßgebend unterstützt und mit seiner Wertschätzung für die Tagung wesentlich zu deren erfolgreichen Ablauf beiträgt.

Seit der ersten Tagung Geoforum Umhausen im Jahr 1999 ist die Gemeinde Umhausen ein unverzichtbarer Partner des Geoforums. Dem Bürgermeister der Gemeinde Umhausen, Herrn Landtagsabgeordneten und Klubobmann Mag. Jakob Wolf möchten wir daher auch heuer sehr danken, dass diese für unsere Tagungen unverzichtbare Partnerschaft nunmehr zum 19. Mal ausgezeichnet funktioniert.

Die Unterstützung der Gemeinde zeigt sich dankenswerter Weise auch in der sehr gewissenhaften und mit großem Engagement ausgeführten Mitarbeit durch Frau Martina Scheiber und durch Frau Lisa Falkner.

Dank gebührt vorallem auch den Vortragenden, die mit ihren interessanten Beiträgen maßgeblich zum Erfolg der Tagung beitragen.

Herr Manfred Scheiber (Raiffeisenbank Vorderes Ötztal, Filiale Ötz) hat auch heuer wieder die Gestaltung des Werbeplakates für den öffentlichen Abendvortrag übernommen, damit die Bevölkerung möglichst zahlreich durch diese Abendveranstaltung an der Tagung teilnehmen kann. Vielen herzlichen Dank dafür!

Ich möchte aber auch dem Organisationsteam – Mag. Petra Nittel-Gärtner, Mag. Wolfram Mostler, Mag. Thomas Figl, Mag. Johann Schroll und Mag. Dr. Werner Thöny – sehr danken. Ohne dieses tatkräftige Team wäre die Organisation der Tagung nicht möglich.

Dr. Gunther Heißel

Verein Geoforum Tirol

19. Oktober 2017



ROHRDORFER

SAND & KIES

projekt-partner

QUALITÄTSSICHERUNG
RECYCLINGBAUSTOFFE

koordination mediation kommunikation



FRÖSCHL BAU



Baugesellschaft m.b.H.



Anschrift der Vortragenden „19. Geoforum 2017“ in alphabetischer Reihenfolge:

MSc Steffen Bauer

Skava Consulting S.A.
Matilde Salamanca 736
Santiago de Chile
Tel.: +56 9 6645 2482
steffen.bauer@skava.cl

Dipl.-Geol. Nadine Georgi

ILF Consulting Engineers Austria GmbH
Feldkreuzstraße 3
A-6063 Rum
Tel: +43 (0)512 24120
info@ilf.com

Dr. Rufus Bertle

GEOGNOS BERTLE ZT GmbH
Technische Geologie Ziviltechniker GmbH
Kronengasse 6
A-6780 Schruns
Tel.: +43 5556 72002-0
office@geologie-bertle.at
www.geognos.at

DI Andrea Ferrai

AEP Planung und Beratung
Münchner Straße 22
A-6130 Schwaz
Tel.: +43 (0)5242 71455 22
Mobil:+43 (0)664 81922 22
ferrai@aep.co.at
www.aep.co.at

Mag. Mathias Bischof

Ingenieurkonsulent für Erdwissenschaften
(Geologie) / chartered engineering consultant for
Earth Science (Geology)
SKAVA Consulting ZT-GmbH
Grabenweg 68, SOHO 2.0
A-6020 Innsbruck
Tel: +43 664 5168065
mb@skava.at
www.skava.at

Mag. Patrick Fritzmann

Amt der Tiroler Landesregierung
Abteilung Geoinformation
Herrengasse 1-3, 6020 Innsbruck
Tel: +43 512 508 4328
geoinformation@tirol.gv.at
<https://www.tirol.gv.at/sicherheit/geoinformation/>

Yves Bonanomi, Dipl. Natw. ETH, Geologe

Bonanomi AG Geologische Beratungen
Vadelsweg 2A
CH-7206 Igis
Tel: 081 330 64 40
bonanomi@alpingeologie.ch

Mag. Wolfgang Gadermayr

geo2 zt gesmbH
Almuferweg 8
A-5400 Hallein
Tel.: +43 664/1533452

Dr. Ludwig Braun

Ehemals Bayerische Akademie der Wissenschaften –
Erdmessung und Glaziologie
Alfons-Goppel-Str. 11
D-80539 München

Martin Kaiser, MSc ETH Umwelt-Natw.

Amt für Wald und Naturgefahren
Loëstrasse 14
CH-7000 Chur
Tel. +41 81 257 38 61
info@awn.gr.ch

Mag. Robert Delleske

GEORESEARCH Forschungsgesellschaft mbH
Hölzlstraße 5
A-5071 Wals bei Salzburg
Tel: +43(0)664 80965884
robert.delleske@georesearch.at

Univ. Prof. Dr. Karl Krainer

Institut für Geologie
Universität Innsbruck
Innrain 52
A-6020 Innsbruck
Tel.: +43-512-507-5585
Karl.Krainer@uibk.ac.at

Dr. Ruedi Krähenbühl

BauGrundRisk GmbH
Sennensteinstr. 5
CH-7000 Chur
081 250 63 84/ 079 945 63 97
baugrundrisk@bluewin.ch

HR DI Peter Melichar

ehemals Zentralanstalt für
Meteorologie und Geodynamik
Neugebäudestrasse 51
A-1110 Wien
Tel: +43 664 520 14 91
peter.melichar1@aon.at

Dipl.-Ing. Neuschmid Kurt

Geschäftsführer Spezialtiefbau
HTB Baugesellschaft m.b.H.
Valiergasse 34
A-6020 Innsbruck
Tel: +43 (0) 5372 63 600 6450
Mobil: +43 (0) 664 230 17 13
k.neuschmid@htb-bau.at

Dr. Barbara Schneider-Muntau

Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur
Arbeitsbereich für Geotechnik und Tunnelbau
Technikerstraße 13
A-6020 Innsbruck
Tel.: +43 512 507-62382
barbara.schneider-muntau@uibk.ac.at

Mag. Andreas Schober

GEOCONSULT ZT GmbH / GEOCONSULT
Consulting Engineers
Hölzlstraße 5,
A-5071 Wals bei Salzburg
Tel: +43 - (0)662 - 65 9 65 - 337
andreas.schober@geoconsult.eu
www.geoconsult.eu

Univ.-Prof. Dr. Michael Strasser

Institute of Geology
University of Innsbruck
Innrain 52
A-6020 Innsbruck
Tel: +43 512 507 54213
Michael.Strasser@uibk.ac.at
<http://www.uibk.ac.at/geologie/strasser/>

Dr. Stefan Walder

Amt der Tiroler Landesregierung
Abteilung Wasserwirtschaft
Herrengasse 3,
A-6020 Innsbruck
wasserwirtschaft@tirol.gv.at
<https://www.tirol.gv.at/wasser>

Mag. Dr. Gerfried Winkler

Ass. Prof. of Hydrogeology
Institute of Earth Sciences
Karl-Franzens University Graz
Heinrichstraße 26
A-8010 Graz
Tel: +43 (0)316 380 5585
gerfried.winkler@uni-graz.at
<http://homepage.uni-graz.at/de/gerfried.winkler/>

Prof Dr habil Christian Wolkersdorfer

SARChI Chair Mine Water - South Africa
FiDiPro Mine Water - Finland
www.wolkersdorfer.info
christian@wolkersdorfer.info

Mag. Kathrin Zorn MSc

Project Geoscientist / Geodetic surveyor
TERRADAT
Geophysical Exploration & 3D Laser Scanning
Specialists
UK Head Office: Unit 1 Link Trade Park, Penarth
Road, Cardiff CF11 8TQ
Tel: +44 (0)2920 700127 ext. 214
<http://www.terradat.co.uk>