

15. GEOFORUM UMHAUSEN

16. - 18. Oktober 2013



VERANSTALTUNG
im
neuen Tagungssaal Niederthai
mit
öffentlichem Abendvortrag
Eintritt frei
und
EXKURSION

Mittwoch		16.10.2013	
Zeit	Name	Büro	Thema
07:40-8:30	Registrierung	im Feuerwehrgebäude Niederthai	
09:00-09:30	ERÖFFNUNG	Landeshauptmann Stellvertreter Josef GEISLER, LA Klubobmann Bürgermeister Mag. Jakob WOLF und Präsident Verein Geoforum Dr. Gunther HEISSEL	
09:30-10:00	HEISSEL Gunther	Amt d. Tiroler Landesregierung, Landesgeologie Tirol	Die Gipskarstproblematik in Tirol – Anstoß für neue geologische Erkenntnisse und ihre Bedeutung für die Praxis
10:00-11:00	KIRSCHSTEIN Mario SCHULZE SILVIA	Büro Ingenieure Dr. Köhler & Kirschstein	Subrosion und Kartierung
11:00-11:30	PAUSE	PAUSE	PAUSE
11:30-12:00	MEILI Roman	ETH Zürich	Die Thoma-Hügel des Fernpassbergsturzes - Hinweise zur Entstehung aus physikalischen Experimenten
12:00-12:30	MOSTLER Wolfram	igm, Ingenieurbüro für Geologie	Der Fernpassbergsturz in völlig neuem Lichte
12:30-14:00	MITTAGSPAUSE	MITTAGSPAUSE	MITTAGSPAUSE
14:00-14:30	WANKER Willi	Ingenieurbüro für Geologie	Gipsgebiete im Unterinntal Der „Reither Weg“ bei der Durchführung von Baugrunderkundungen
14:30-15:00	HENZINGER Jörg,	Büro Geotechnik Henzinger	Tiefgründung bei Sulfatkarst
15:00-16:00	KÖHLER Ulf	Büro Ingenieure Dr. Köhler & Kirschstein	Bauen im akuten Erdfallgebiet- Entwurf und Ausführung von Schutzkonstruktionen im Spannungsfeld zwischen Gebrauchstauglichkeit und den Risiken für Bauherr und Planer
16:00-16:30	PAUSE	PAUSE	PAUSE
16:30-17:00	RIEPLER Franz SCHROLL Hans	GWU, Ingenieurbüro für Geologie Landesgeologie Tirol	Felssturz Felbertauern /Schildalmgalerie – Geologische Verhältnisse und Sicherungsarbeiten
17:00-17:30	MAYER Stefan LANZINGER Andreas	Austro Control Meteoserve	Neuentwicklung zur Fehlerkorrektur von Wetterradarinformation anhand der Hochwasser-Wetterlage im Juni 2013
17:30-18:00	HEISSEL Gunther	Amt d. Tiroler Landesregierung, Landesgeologie Tirol	Das Juniunwetter 2013 in Tirol und seine geologischen Auswirkungen

20:00 ABENDEMPFANG

im Hotel Falknerhof

LA Klubobmann Bürgermeister Mag. Jakob Wolf

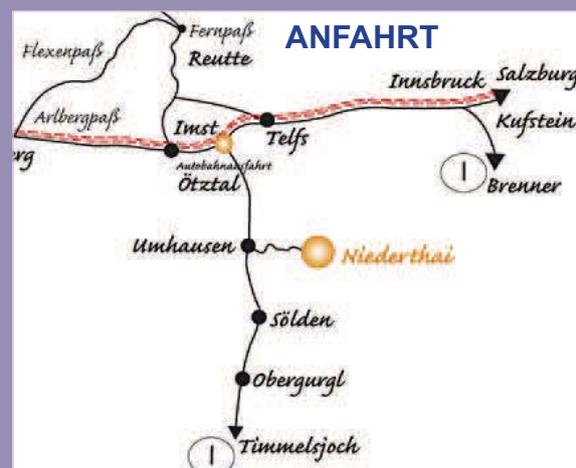
Donnerstag	17.10.2013		
Zeit	Name	Büro	Thema
8:20-9:00	KRENMAYER Hans-Georg	Geologische Bundesanstalt (GBA)	Die Geologische Landesaufnahme in Österreich an der Geologischen Bundesanstalt: Stand, Strategie, Online-Angebote
09:00-9:30	PAVLIK Wolfgang	Geologische Bundesanstalt (GBA)	GEOFAST – Erstellung eines flächendeckenden geologischen Kartenwerks für Westösterreich im Maßstab 1:50.000
9:30-10:00	RAPP Marc Andre STEINLECHNER Ronald KAISER Clemens	Steir. Landesregierung Fa. Geobrigg Fa. Felbermar	Sicherung von Murgang gefährdeten Infrastruktureinrichtungen mit dynamischen Murgangbarrieren in der Steiermark, Erfahrungen aus Sicht des Auftraggebers und des Lieferanten
10:00-10:30	PAUSE	PAUSE	PAUSE
10:30-11:00	KOSTROUCH Christian	Büro für Umwelttechnik und Hydrologie	Grundwassererkundungen in Innsbruck
11:00-11:30	HENZINGER Jörg	Büro Geotechnik Henzinger	Schwierige Sanierung der Quelfassung Alpeiquellen (Heiterwand, Imst) im Hochgebirge
11:30-12:00	KASSEBAUM Christian	LFU Landesamt für Umwelt, Bayern	Strategien des Schutzes von Tiefgrundwässern aus Sicht des LFU-Bayern
12:00-13:30	MITTAGSPAUSE	MITTAGSPAUSE	MITTAGSPAUSE
13:30-14:00	SCHEIKL Manfred	Büro alpinfra consulting + engineering	Felsabdichtungsinjektionen in geohydraulisch anisotroper Umgebung auf Basis organisch und mineralisch stabilisierter Zementsuspensionen.
14:00-14:30	EWERZ Jürgen	Büro für Bauingenieurwesen	Sanierung „Drischlsteig“ nach Felssturz, Imst
14:30-15:00	RIBIS Markus	geo.zt, Ingenieurbüro für Geologie	Erkundungsbohrungen in Tirol, eine geostatische Auswertung und Analyse
15:00-15:30	PAUSE	PAUSE	PAUSE
15:30-16:00	POSCHER Gerhard, MASSIMO Ines	geo.zt, Ingenieurbüro für Geologie	Planung und Bau der Unterinntalbahn (1994-2012) Auswirkungsbetrachtung Grundwasser
16:00-16:30	SOMMER Peter	geo.zt, Ingenieurbüro für Geologie	Kleine Projekte – kleine Budgets – Erkundungsdefizite - große Probleme?
16:30-17:00	ZANON Raphael	geo.zt, Ingenieurbüro für Geologie	Ingenieurgeologische und hydrogeologische Aspekte von Talsperrenstandorten an den Beispielen Speicher Platzertal und Wasserfassung Gurgl
17:00-17:30	KOS Andrew	Institute for Geotechnical Engineering, ETH Zurich	Quantifying a Paraglacial Rockslope Response
17:30-18:00	WILLEGGER Christoph	Universität Innsbruck, Institut für Geologie	Geologie im Bereich des Kauerberges: Ingenieurgeologische Analyse der „Marienbichl“ Massenbewegung

19:30 ABENDVORTRAG im Tagungssaal mit Landesgeologe a. D. Dr. Peter Gstrein

Der Tiroler Bergbau: Beginn - Blüte - Niedergang - Zukunft

Tagungsort: TAGUNGSSAAL NIEDERTHAI
(Feuerwehrgebäude)

Tagungshotel: FALKNERHOF
6441 Umhausen - Niederthai
Tel.: +43 5255 / 55 88
Fax.: +43 5255 / 55 88 47
E-Mail.: info@falknerhof.com



INFORMATIONEN und KONTAKT:
www.geoforum-umhausen.at
info@geoforum-umhausen.at

15. Geoforum Umhausen 2013

EXKURSION

Freitag 18.10.2013

Gründung im Permafrost

Treffpunkt 8:00 Feuerwehrgebäude Niederthai

Einführungsvortrag

Sondergründung Bergstation 3S Bahn Gaislachkogel II

Angepasste und nachstellbare Gründung in Permafrost – Ein Erfahrungsbericht

Exkursionsführung und Vortrag:

Dr. Heiner Bertle / Geognos Bertle, Ingenieurbüro für Geologie

Verbindliche Anmeldung zur Exkursion bis spätestens **7.10.2013**

Exkursionsgebühr 20 €

Wetterfeste Kleidung und Bergschuhe sind notwendig

Transfer zum Exkursionsziel erfolgt mittels Bus

Exkursionsende voraussichtlich 14:00

15. Geoforum Umhausen 16. – 18. Oktober 2013



Geoforum
Tirol



Felssturz Drischlsteig, Imst Tirol

© Mag. Petra Nittel

Tagungsband

Grußworte von Landeshauptmann-Stellvertreter Josef Geisler

Sehr geehrte Tagungsteilnehmer, Referenten und Organisatoren!

Vor allem die Monate Jänner und Juni des heurigen Jahres haben gezeigt, dass Naturereignisse wie Hochwasser, Muren, Hangrutschungen und Felsstürze vor unseren Land und seinem Lebensraum nicht Halt machen. Unsere Landesgeologen haben allein im Juni in ganz Tirol mehr kritische Situationen beurteilen müssen, als im Vorjahr - und das Jahr 2012 hat schon „alle Rekorde gebrochen“. Am 14. Mai 2013 hat ein gewaltiger Felssturz eine Schutzgalerie der Felbertauernstraße in Osttirol auf etwa 100 m Länge zerstört. Nur glückliche Umstände ist es zu verdanken, dass dabei keine Todesopfer oder Verletzte zu beklagen waren.



Zusätzlich haben heuer bereits zwei Dolinenstürze eindrucksvoll aufgezeigt, dass die von unseren Landesgeologen aufgezeigten Gipskarstzonen, die in manchen Gemeinden Tirols zu Sondermaßnahmen in Bauverfahren führen können, völlig zu Recht bestehen. Noch vor wenigen Jahren hätte kaum jemand von den Auswirkungen von Gipskarst in Tirol Notiz genommen - heute ist die Bewusstseinsbildung so weit fortgeschritten, dass wohl niemand mehr an der Sinnhaftigkeit der von der Landesgeologie vorgeschlagenen Vorgehensweise zweifelt.

Als für die Sicherheit vor Naturgefahren aber auch für den Straßenbau und für den Schutz unserer Grundwässer zuständiges Mitglied der Tiroler Landesregierung unterstütze ich es daher sehr, dass das 15. Geoforum Umhausen alle diese Themenkreise, die den engen Lebensraum in den Alpen prägen, in umfassender Weise thematisiert.

Ich begrüße es sehr, dass das Geoforum Umhausen stets in verantwortungsvoller Weise fachübergreifende Betrachtungen und wissenschaftlichen Erfahrungsaustausch zum Ziel hat. Ich finde es auch gut, dass die Bevölkerung in die Tagung mit eingebunden wird. Es ist wertvoll, dass die Menschen in die Wissensbildung und Meinungsfindung der Tagung möglichst integriert sind. Auch das mediale Echo, welches das Geoforum Umhausen alle Jahre hervorruft, ist unter diesem Aspekt sehr positiv zu bewerten.

Letztlich sind die nötigen politischen Entscheidungen in ihrer Qualität auch abhängig von fundierten Aussagen von Fachleuten. Das Geoforum Umhausen trägt jedenfalls maßgebend dazu bei.

Die Beteiligung von Fachexperten aus dem Ausland ermöglicht es, dass die beim Geoforum Umhausen entwickelten Sichtweisen breit abgestützt werden können. Deshalb habe ich mit großer Freude festgestellt, dass auch heuer wieder namhafte ausländische Fachleute durch ihre Vorträge die Tagung maßgeblich aufwerten.

Das Geoforum Umhausen feiert 2013 mit der 15. Tagung ein kleines Jubiläum, zu dem ich den Organisatoren besonders gratulieren möchte.

Ich hoffe, dass die Erfolgsgeschichte des Geoforums noch viele Jahre anhalten möge. Ich möchte Ihnen allen nun eine erfolgreiche Tagung und ein Wiedersehen 2014 beim 16. Geoforum wünschen.

Josef Geisler
(Tiroler Landeshauptmann-Stellvertreter)

Grußworte von LA Klubobmann Bgm. Mag. Jakob Wolf

Sehr geehrte Tagungsteilnehmer, Referenten und Organisatoren!

Die Gemeinde Umhausen wurde heuer von einem tragischen Ereignis, nämlich einem Felsabbruch auf den Stuibenfallweg betroffen, der leider auch zum Tod eines Wanderers geführt hat.

Die Natur hat uns damit wieder einmal drastisch vor Augen geführt, dass der Mensch nicht alles regulieren und „in den Griff bekommen“ kann, sondern dass ihm klare Grenzen gesetzt sind.



So bin ich der Meinung, dass es 1999 eine sehr gute Entscheidung war, Tagungsgemeinde für das sich damals gebildete „Geoforum“ zu sein und ich bin stolz sagen zu können, dass das Geoforum Umhausen nunmehr seit vielen Jahren zum Inbegriff interdisziplinären Austausches von Fachmeinungen und Forschungsergebnissen über viele Themen, die die Menschen in den engen Tälern der Alpen und insbesondere natürlich auch in Tirol betreffen, geworden ist. Das Geoforum hat sich zu einer interdisziplinären Veranstaltung entwickelt, die sich an diese Grenzen thematisch heranwagt, sie aufzeigt, aber auch versucht, diese Grenzen zum Wohle der Menschen in den Alpen zu verändern.

Man denke nur an die hohe Radonbelastung in Umhausen selbst, die das erste Thema des Geoforums war, dem es sich in verantwortungsbewusster Weise annahm. Seit 1999 stehen Felsstürze, Bergstürze, Steinschlag, Hangrutschungen und Muren im Zentrum des Interesses des Geoforums. Immer mehr nimmt sich das Geoforum auch den Problemen an, die der in Tirol wesentlich breiter - als noch vor wenigen Jahren vermutet - auftretende aktive Gipskarst verursacht. Der Tunnel- und Verkehrswegebau, aber auch das Bauen im Permafrost, der Bau von Schipisten, Beschneiungsanlagen, Liften und Seilbahnen, der Schutz von Quell- und Grundwässern, sowie der Themenkreis „Alpenkonvention“ (labile Gebiete) sind seit 1999 Schwerpunkte des Geoforums Umhausen. Nicht zuletzt zeigt sich die Interdisziplinarität des Geoforums deutlich darin, dass auch immer wieder juristische Aspekte beleuchtet werden, ich verweise dabei z. B. auf die Frage der Haftung von Sachverständigen. Der Zivil- und Katastrophenschutz und die Kommunikation in Krisensituationen werden ebenso immer wieder vom Geoforum thematisiert. Letztlich sind die Entwicklung unserer Wälder im Hinblick auf die vermuteten Klimaänderungen der nächsten Zukunft, sowie der Klimawandel selbst ebenfalls im Blickwinkel des Geoforums.

So darf ich hoffen und bin sicher, dass auch das 15. Geoforum 2013 diese erfolgreiche Entwicklung seit 1999 fortsetzen wird. Ich darf den Organisatoren sehr zum kleinen Jubiläum der 15. Tagung gratulieren und freue mich sagen zu können, dass der 1999 zwischen der Gemeinde Umhausen und dem Geoforum Umhausen begonnene gemeinsame Weg natürlich auch in den kommenden Jahren weiter beschritten werden soll.

Ich möchte nun Ihnen eine ideen- und erfolgreiche Tagung 2013 wünschen. Fühlen Sie sich wohl in unserer schönen Gemeinde, insbesondere in der herrlichen Bergwelt, die Niederthai umrahmt, und kommen Sie 2014 zum 16. Geoforum Umhausen, das am 16. und 17. Oktober 2014 stattfinden wird, wieder zahlreich zu uns.

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

Grußworte von Dr. Gunther Heißel



Sehr geehrte Tagungsteilnehmerinnen und Tagungsteilnehmer, sehr geehrte Referenten!

Als Herr em. Univ. Prof. Dr. Helfried Mostler und ich im Jahr 1999 uns entschlossen haben, mit der kräftigen Unterstützung von Bürgermeister Jakob Wolf das 1. Geoforum Umhausen abzuhalten, haben wir nicht geahnt, dass wir am Beginn eines wirklich erfolgreichen Weges waren, sodass wir heuer uns zum 15. Mal hier in Umhausen treffen.

Das Geoforum Umhausen hat sich zu einer zwar kleinen, aber auch beliebten und beachteten Tagung entwickelt. Der gute Ruf ist sicherlich ein Verdienst der vielen engagierten Vortragenden aus dem In- und Ausland. Das breite Themenspektrum und der interdisziplinäre Teilnehmerkreis tragen ebenfalls entscheidend dazu bei. Nicht zuletzt zeichnet das Geoforum auch eine gewissen „Familiarität“ und „Gemütlichkeit“ aus, vor allem seit unsere Tagungen in Niederthai in herrlicher Naturkulisse und in einem wunderbaren Tagungssaal stattfinden kann.

Das Geoforum Umhausen steht dafür, dass praxisbezogene Themen, die für das Leben in unseren Alpen von Bedeutung sind, angesprochen werden und verantwortungsbewusst diskutiert werden können. So ist diese Tagungsreihe auch wichtig für die politischen Entscheidungsträger und erfreut sich starker medialer Beachtung.

Unser Ziel, die Bevölkerung in unsere Tagungen durch jeweils eine öffentliche Abendveranstaltung einzubinden, wird ebenfalls positiv gewertet.

Mit dem 15. Geoforum Umhausen begehen wir heuer ein „kleines“ Jubiläum. Ich möchte das zum Anlass nehmen Ihnen allen, die Sie als Vortragende, als Teilnehmer, oder als Unterstützer zu diesem erfolgreichen Weg beigetragen haben, dafür zu danken, dass dies möglich geworden ist.

Ich möchte mich auch heuer wieder besonders bei meinem engagierten Organisationsteam bedanken, das die Abhaltung der Tagung wohl erst ermöglicht hat.

Mein besonderer Dank gilt aber auch dem Herrn Landeshauptmann-Stellvertreter Josef Geisler, der unserer Tagung größtes Interesse und größte Wertschätzung entgegenbringt.

Bürgermeister Klubobmann Mag. Jakob Wolf steht uns mit seiner Gemeinde tatkräftig zur Seite, wofür wir ihm sehr Dank sagen wollen. Vielen herzlichen Dank auch Frau Martina Scheiber aus Umhausen für die großen organisatorischen Hilfestellungen.

Ich hoffe, dass die heurige Tagung wieder Ihr Interesse und Ihre Zustimmung findet und kann dies in Anbetracht der vorgesehenen Themen und in Anbetracht der erstklassigen Vortragenden mit aller Zuversicht tun. Zudem freue ich mich schon, Sie nächstes Jahr zu, 16. Geoforum Umhausen 2014 vom 16. bis 17. Oktober 2014 hier wieder begrüßen zu dürfen.

Dr. Gunther Heißel
(Präsident des Vereins Geoforum Tirol)

Kurzfassungen in Reihenfolge der Vorträge

MITTWOCH 16. Oktober 2013

Mittwoch 16. Oktober 2013

09:30-10:00

Die Gipskarstproblematik in Tirol – Anstoß für neue geologische Erkenntnisse und ihre Bedeutung für die Praxis

Gunther Heißel, Petra Nittel

Amt der Tiroler Landesregierung, FB Landesgeologie

Die Tatsache, dass Tirol von Gipskarstproblemen im Untergrund betroffen ist, hat sich für die Landesgeologie seit Ende der 90er Jahre mehr und mehr herausgestellt. Die Gipskarstgebiete sind vorwiegend an die Gesteine der Raibler Schichten (Raibl-Formation) gebunden, teilweise auch an die Abfolgen der Bündner Schiefer des Engadiner Fensters und selten an mögliche Abfolgen der Reichenhaller Schichten (Reichenhall-Formation).

Um beim herrschenden Bauboom in Tirol hinsichtlich der möglichen Problemen eine angepasste und adäquate Vorgehensweise den verantwortlichen Behörden in die Hand zu geben wurden von der Landesgeologie 2009 die ersten Gipszonen ausgewiesen. Die Notwendigkeit dazu ergab sich allein schon aus der Tatsache, dass mehrere Wohngebiete mit zum Teil enormer Bautätigkeit in derartigen Gipszonen liegen.

Zonenkarten

Diese Gipsgebietskarten wurden in rote und gelbe Zonen unterteilt. Die sogenannte „Rote Zone“ weist einen auf Fakten basierenden geologischen Bereich aus, in dem Gips- und Anhydrit-führende Gesteinsformationen vorkommen. Die Umgrenzung dieser Zone ist aus mehreren Faktoren entstanden. Dazu gehört die Bewertung von vorhandenen geologischen Karten und eigenen Kartierungen unter Miteinbeziehungen der Erhebung hydrogeologischer Daten (elektrische Leitfähigkeit, ...). Die Raibler Schichten werden stratigraphisch (zeitliche Abfolge) von Gesteinen der Wettersteinkalk-Formation oder Gesteinen der Hauptdolomit Gruppe begrenzt, die eindeutig von den Gesteinen der Raibler Schichten unterschieden werden können.

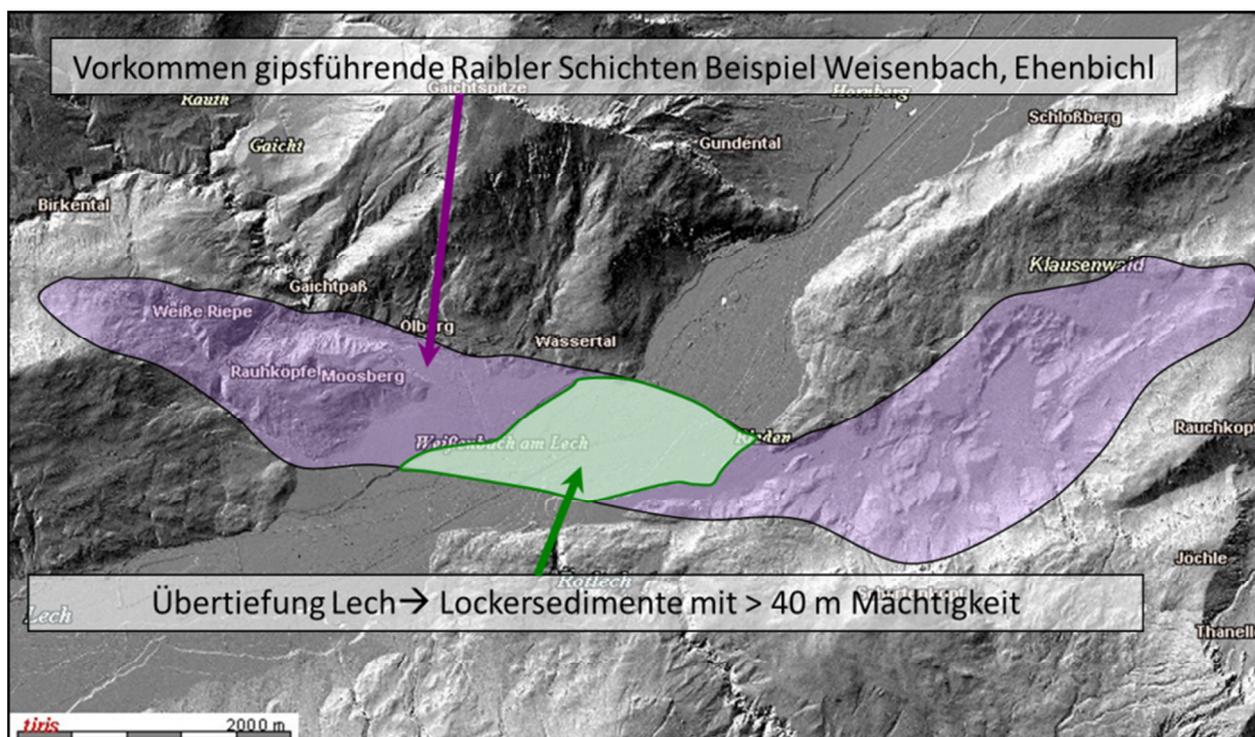


Abb. 1 Beispiel für die Abgrenzung der Gips-führenden Gesteine

Weiters wird die Auswertung vorhandener morphologischer Phänomene herangezogen. Hinsichtlich des Vorhandenseins von Gips bzw. Anhydrit sind dies die sogenannten „Dolinen“. Dabei handelt es sich um gleichmäßig ausgebildete Trichterbildungen, die durch Auslaugung von Gips, in Ausnahmefällen auch von Anhydrit, bzw. oder Gips- bzw. Anhydrit führenden Lockergestein im Untergrund entstehen. Die Dolinen finden sich dabei in der Regel in den dem Festgesteinsuntergrund auflagernden Lockersedimenten und sind auf den Laserscanbildern deutlich zu erkennen.

Zusammenfassend heißt das, dass es sich bei der „Roten Zone“ um eine Zone handelt, die geologische Gesteinseinheiten ausweist, die aufgrund ihrer geologisch bedingten Gips- bzw. Anhydritführung auch die damit verbundene Umgrenzung des Gipskarstbereichs bildet.

Die „Gelbe Zone“ stellt eine Verdachtszone dar, da dort keine eindeutigen Hinweise auf das Vorhandensein Gips-führender Schichten bzw. auf Gips oder Anhydrit im Untergrund vorliegen, jedoch begründeter Verdacht für ihr Vorhandensein gegeben ist.

Für die jeweiligen Zonen sind entsprechende Maßnahmen, wie z.B. Untergrunderkundungen vorgesehen. Diese Maßnahmen sind in Abhängigkeit der geplanten Bautätigkeit (Wohnhaus, Versickerung, Tiefensonde, etc.) festgelegt und den jeweiligen Gemeinden übermittelt worden.

Neue Erkenntnisse

Durch diese Maßnahmen ist es bereits zu teils wesentlichen neuen Erkenntnissen gekommen, die teilweise zu einer Änderung der Zonen geführt haben. So wurde zum Beispiel in Weißenbach am Lech in einem Schurf in der „Gelben Zone“ anstehender Gips angetroffen. Eine Änderung zur „Roten Zone“ war die Folge.

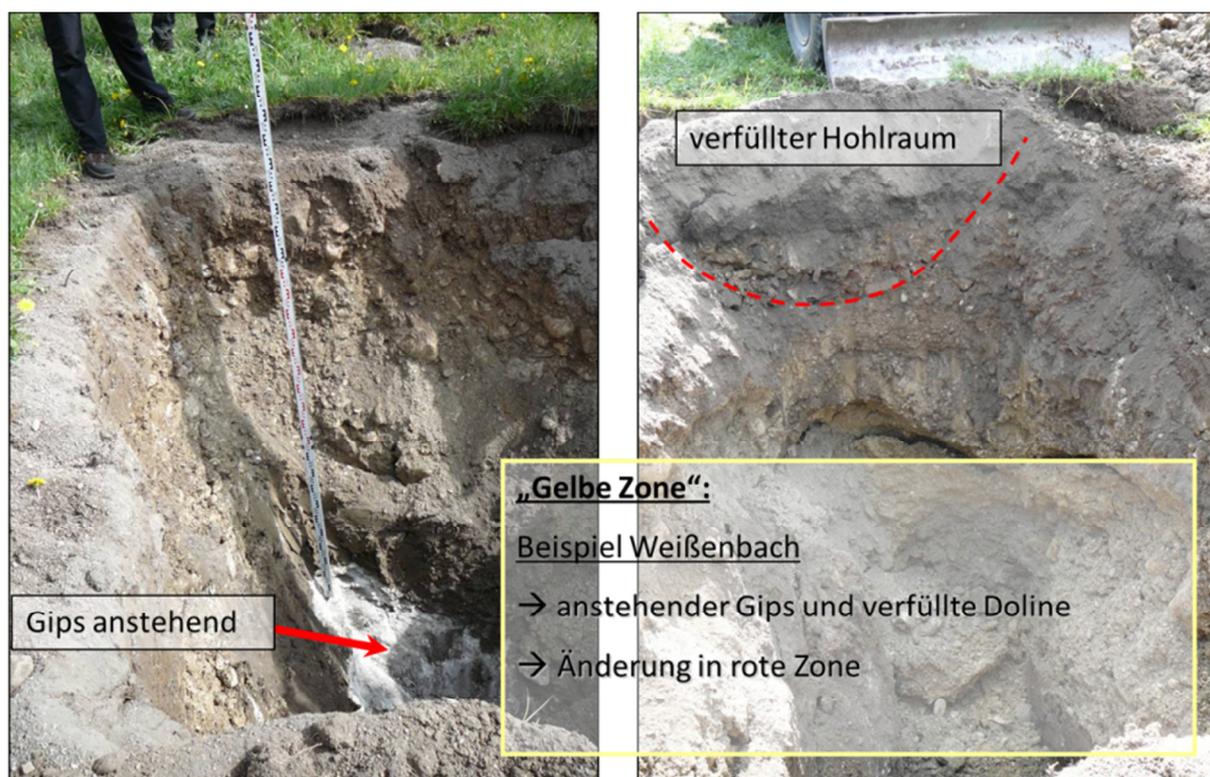


Abb. 2 Baggerschurf in Weißenbach in der „Gelben Zone“ mit anstehendem Gipsgestein

Weiters hat sich im Juli in Innsbrucker Stadtteil Mühlau und im August 2013 in Reutte ein Dolinensturz ereignet.

In Reutte musste die „Rote Zone ebenfalls erweitert werden. Grund dafür war das Antreffen von Gips in Bohrungen, sowie von Hohlräumen in Bohrungen und Rammsondierungen, sowie der aktuelle Dolinensturz des heurigen Jahres. Durch den zusätzlichen Wissenszuwachs ergibt sich jetzt schon für manche Bereiche ein flächiges und räumliches Bild, das dazu führt, dass dort eine Art „Grüne Zone“ innerhalb der „Roten Zone“ ausgewiesen werden kann. In diesen Bereichen sind keine weiteren Erkundungsmaßnahmen mehr notwendig.

Die neue Doline in Reutte befand sich – wie schon gesagt - in der „Gelben Zone“ am Rand zur „Roten Zone“, woraufhin die „Rote Zone“ erweitert wurde. Sie ist in einem weitflächigen Wiesenareal, etwa 200 m von den nächsten Häusern entfernt, niedergebrochen.

Der Dolinensturz erfolgte dem Vernehmen nach über einen längeren Zeitraum von mehreren Stunden. Teilweise war er mit lauten Geräuschen verbunden, die die Aufmerksamkeit Schaulustiger hervorrief. Am Ende des Vorganges war eine Doline von ca. 8 m Durchmesser und 7 m Tiefe entstanden, die anfangs weitgehend mit Wasser gefüllt war. Dies ist erstaunlich, da der Grundwasserspiegel mehrere Meter unter dem Tiefsten der Doline anzunehmen ist und da es auch keinen Regen gab. Nach wenigen Stunden war das Wasser allerdings versickert. Die Ausmaße dieser frisch entstandenen Doline sind jedenfalls so groß, dass ein Einfamilienhaus an dieser Stelle zumindest schweren Schaden genommen hätte. Das Wasser in der Doline wies eine Leitfähigkeit von 870 $\mu\text{S}/\text{cm}$ auf.

Die Doline wurde durch die Landesgeologie geologisch untersucht und wurde anschließend auch noch mittels einer „Drohne“ fotografiert und vermessen und ist somit genau dokumentiert. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass es an dieser Stelle offensichtlich in der Vergangenheit bereits mehrfach Setzungen gegeben haben muss, da feinkörnige Lockergesteinsschichten in zwei Niveaus sowohl Versetzungen, als auch Deformationen aufweisen. Im Laserscan und auch in der Natur sind – im Wissen um die Geschehnisse - auch leichte Geländesenkungen erkennbar. Es deutet also alles darauf hin, dass Dolinenbildungen in diesem Gebiet aktiv vor sich gehen.



Abb. 3 Doline in Reutte, entstanden am 12.08.2013

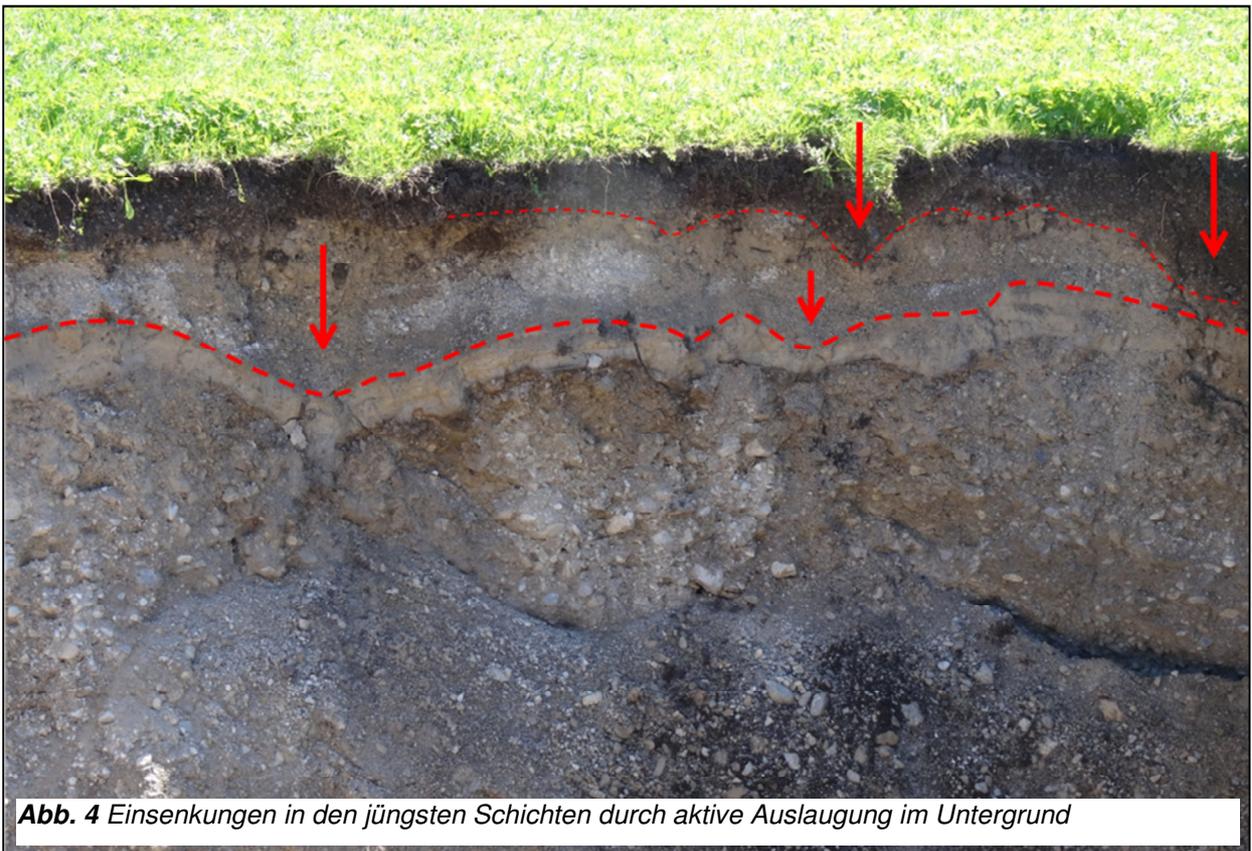


Abb. 4 Einsenkungen in den jüngsten Schichten durch aktive Auslaugung im Untergrund



Abb. 3 Versetzungen in den jüngsten Schichten durch aktive Auslaugung im Untergrund



Abb. 4 Doline mit zurückgehendem Grundwasser

Offensichtlich finden in diesem Bereich von Reutte Senkungen – durchaus über längere Zeiträume – im Vorlauf zum eigentlichen Dolinenbruch statt. Diese Erkenntnis passt gut in das von der Landesgeologie bereits erarbeitete Bild, dass es in Tirol Gebiete mit Gipskarst in verschiedenen Entwicklungsstadien gibt, und zwar von bereits vollständig fertig abgelaufener Auslaugung bis hin zu derzeitiger voller Aktivität. Die derzeitige Aktivität zeigt sich nicht nur in den in den letzten Jahren immer wieder aufgetretenen Dolinenbrüchen, sondern auch in den zahlreichen frischen Dolinen unterschiedlicher Dimension, die in jungen Schwemmschuttfächern beispielsweise am Plansee oder auf der Tschirgant-Südseite aufzufinden sind und die häufig aktuelle Setzungsrisse in ihrem Sohlbereich aufweisen.

Es zeigt sich damit, dass die ausgeprägte Vielfalt an Gipskarsterscheinungen, bedingt durch schon örtlich stark unterschiedliche Verhältnisse, aber auch bedingt durch die verschiedenen „Reifestadien“ der Gipskarstprozesse jeweils auch an die Situation angepasste Vorgehensweise verlangen. In diesem Zusammenhang darf auf den „Reither Weg“ verwiesen werden, den Mag. Willi Wanker heute in einem eigenen Vortrag vorstellen wird.

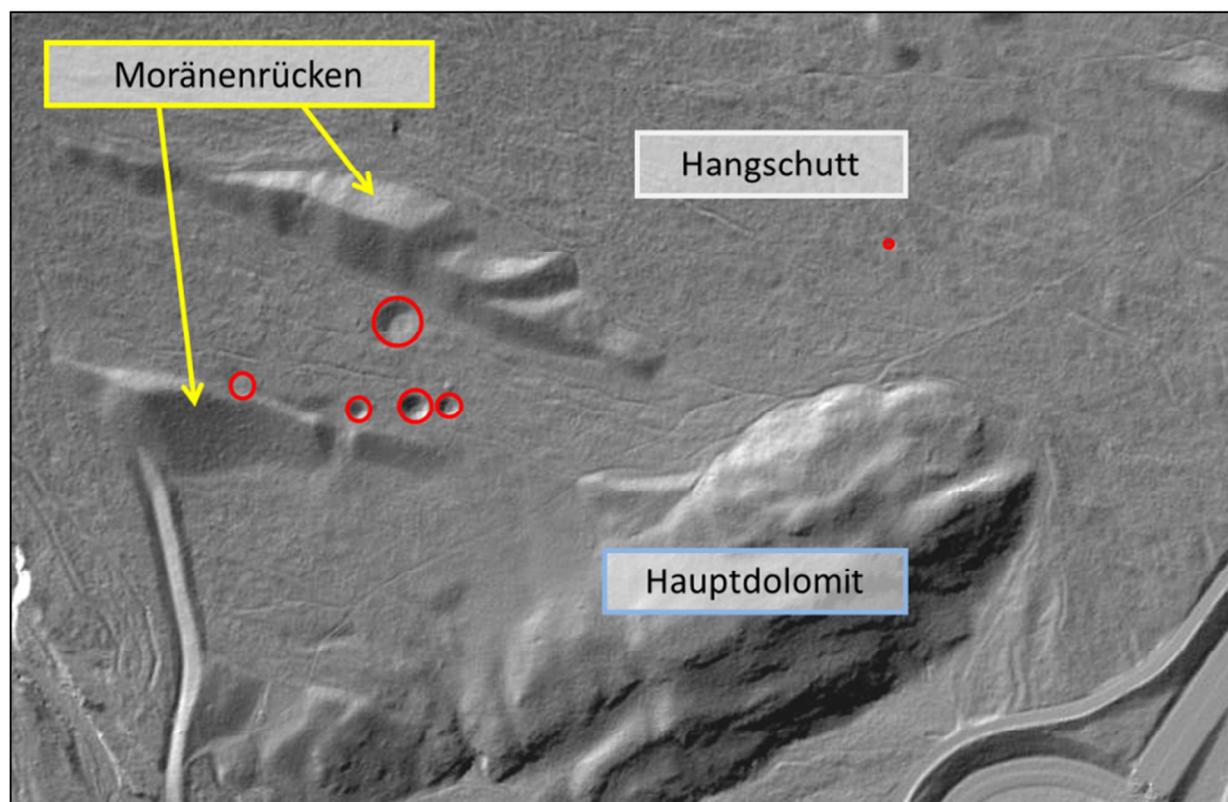


Abb. 5 Junge aktive Dolinen im Hangschutt südlich des Tschirgants

Ausblick:

Vor allem die Erfahrungen der Landesgeologie der letzten fünf bis 10 Jahre haben gezeigt, dass den Gipskarstprozessen besonderes Augenmerk zukommen muss. Die Untersuchungsmethodik, die alle möglichen Untersuchungsmöglichkeiten, jeweils angepasst an die örtlichen Verhältnisse, mit einbezieht, ist sehr erfolgreich. Dies beginnt bei geologischen und hydrogeologischen Geländekartierungen und setzt sich fort in der verstärkten Auswertung des Laserscans sowie in der Anwendung verschiedener indirekter und direkter Untersuchungsmethoden (Geophysik, Rammsondierungen, Schürfe, Bohrungen, Leitfähigkeitsmessungen, ...). So konnte bereits ein umfangreicher Wissenszuwachs erzielt werden.

Mittwoch 16. Oktober 2013

10:00-11:00

Bauen im Subrosionsgebiet Entwurf und Ausführung von Schutzkonstruktionen im Spannungsfeld zwischen Gebrauchstauglichkeit und den Risiken für Bauherr und Planer

Ulf Köhler, Falk Müller
vgs Ingenieure, Erfurt

1. Einführung

Das Bauen im Subrosionsgebieten bedeutet für alle Baubeteiligten eine komplexe und in vielfacher Hinsicht über den normalen Aufwand der Planung und Genehmigung eines Bauwerkes hinausgehende Mitwirkung der Bauherren einerseits aber auch der verantwortlichen Planer, Geotechniker, Geologen und Prüfindenieure. Daraus ergibt sich auch eine besondere Stellung des Bauunternehmers.

Das Problem dabei besteht darin, dass die entscheidende Grundlage für die Planung der Gründung eines Bauwerkes, nämlich der geologische Körper, in den das Bauwerk gesetzt werden soll, einer zeitlichen Veränderung unterliegt, während wir beim Bauen in Nichtsubrosionsgebieten in der Regel davon ausgehen können, dass – regelgerechte Baugrunduntersuchung vorausgesetzt – die Baugrundverhältnisse für die Standzeit des Bauwerkes quasi als konstant angenommen werden können.



Bild 1: Großer Erdfall in Thüringen

Demgegenüber kann die zeitliche Veränderlichkeit von Raumstruktur der Zusammensetzung bzw. Festigkeit schon unmittelbar nach Fertigstellung eines Bauwerkes beginnen. Die konkreten Elemente, die einer zeitlichen Veränderung unterliegen, wie z. B. chemische Lösungsprozesse, Ausdehnung von einzelnen Hohlformen oder die Vereinigung benachbarter Hohlformen, das Durchschlagen von Erdfällen oder Senkungsprozesse an der Oberfläche müssen durch Geologen und Ingenieurgeologen zuvor als Grundlage der Planung beurteilt werden.

Dieser Teil des Planungsprozesses ist von entscheidender Bedeutung, weil hier diejenigen Grundlagen geschaffen werden müssen, die zu Entwurf und Bemessung von Schutzkonstruktionen oder auch den Verzicht auf Schutzkonstruktionen führen. Die verfügbaren Datengrundlagen wie z. B. Geotechnische Messtischblätter, Subrosionskartierungen, statistische Erhebungen über die Auftretenswahrscheinlichkeit und Dimension von Erdfällen usw. sind von höchst variabler Qualität, Bild 2. Je nach Größe eines Bauwerkes müssen sie ggf. im Rahmen des Planungsprozesses durch

gesonderte Kartierungsvorgänge überhaupt erst geschaffen werden. Der Planungsprozess von Grundlagenermittlung bis zur Ausführungsplanung und Bauüberwachung solcher Bauwerke hat vielfältige Besonderheiten.

Das Planen und Bauen im mürben Fels ist schwieriger als im Lockergestein, da der geologische Körper sich nicht so leicht in die gewohnten quasihomogenen Modelle einpassen lässt. Im Subrosionsgebirge entzieht sich die Modellierung des Bauraums, in dem Bauwerkslasten abgetragen werden müssen, allen gängigen technischen Ansätzen der Planung. Sowohl Bauherr als auch Unternehmer verlangen aber eine auf den anerkannten Regeln der Technik aufgebaute Planung und Bemessung. Im Falle eines akuten Erdfallgebietes gerät man schnell an die Grenzen des planerischen Risikos. Bei der Bemessung von Erdrutschschutzkonstruktionen oder Bauwerken, die durch Erdfallereignisse beansprucht werden können, ist die „gewohnte“ vorschriftengestützte Risikominimierung nicht gleichermaßen möglich, da eine Reihe von fallunterschiedlichen Parametern von entscheidendem Einfluss auf das Bemessungsergebnis sein können. Anstelle des Entwurfs eines regelgerechten Bauwerkes, definiert man Bedingungen für Teilsicherungen und/ oder Vollsicherungen. Erst danach kann man bemessen. Dabei wird immer wieder die Frage aufgeworfen, wie man alle Bautätigkeit im Subrosionsgebiet nach dem Maß der allgemein anerkannten Regel der Technik ausrichten kann, und wenn ja, dann wie?

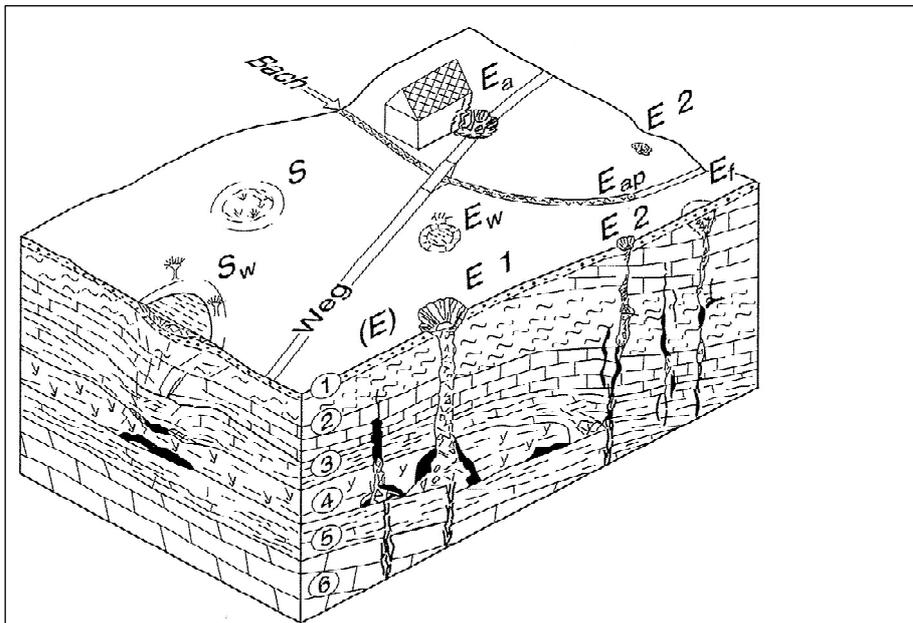


Bild 2: Zitat aus /2/

Abb.1. Blockbild mit schematischer Darstellung der häufigsten Subrosionshohlformen.
S- Senke, S_w- Senke, wassergefüllt, E 1 - Erdfall, Ursache: schlotförmiges Hochbrechen eines Subrosionshohlraumes im Gips, E 2 - Erdfall, Ursache: Versinken von Lockergesteinsmaterial in tektonisch entstandenen, z. T. subrosiv verbreiterten Spalten, E_a - aktiver Erdfall, der Gebäude und Verkehrsweg schädigt, E_w - Erdfall, wassergefüllt, E_{ap} - aktiver Erdfall im Bachbett (Bachschwinde, Ponor), E_f - Erdfall, fossil, Subrosion stagniert bzw. ist abgeschlossen, einslige Hohlform natürlich verfüllt und auf Geländeoberfläche nicht mehr sichtbar, (E) - Erdfall im Entstehen: Hochbrechen eines Schlofes über Subrosionshohlraum im Gips.
Geologischer Untergrund: ⊕ - Lockergestein, ⊗ - Karbonatgestein (z. B. flasrige oder kristalline Kalke des Muschelkalks), ⊕ - Wechselfolge Tonstein/ Kalkmergelstein, ⊕ - Gipsgestein, ⊕ - Tonstein/Kalkmergelstein, ⊕ - Dolomit, ⊕ - Schwarz- subrosiv entstandene Hohlräume.

Unter dem Begriff „anerkannte Regeln der Technik“ werden technische Regeln beziehungsweise Klauseln verstanden, welche für den Entwurf sowie die Ausführung von Bauwerken relevant sind. Diese Regeln müssen, um als anerkannt zu gelten, folgende Voraussetzungen erfüllen:

- Sie müssen wissenschaftlich theoretisch als richtig angesehen werden
- Sie müssen in der Praxis technischen Experten bekannt sein
- Sie müssen sich aufgrund praktischer Erfahrung bewährt haben

Für die anerkannten Regeln der Technik gibt es kein Regelwerk, in dem sie alle zusammengefasst dargestellt werden. Vielmehr treten sie in verschiedenen Gebieten auf und haben in den einzelnen Rechtsbereichen unterschiedliche Bedeutungen. Beschrieben sind die anerkannten Regeln der Technik unter anderem in

- DIN-Normen
- Nationalen und/ oder internationalen/europäischen Codes und Richtlinien
- Unfallverhütungsvorschriften; u .v. m

Allgemein anerkannte Regeln der Technik sind Regeln, welche sowohl die Voraussetzungen für „Stand der Wissenschaft und Technik“ als auch „Stand der Technik“ erfüllen und sich zudem über einen ausreichend langen Zeitraum bewährt haben. Dabei ist zu beachten, dass als die wichtigste Eigenschaft der anerkannten Regeln der Technik ihre **lange Bewährung** ist, wobei es keinen festgelegten Zeitraum gibt, der für die Erfüllung dieser Langzeitbewährung notwendig ist.

Der heutige Stand beim Bauen im Subrosionsgebiet gestattet es, in diesem selektiven Gebiet der Bautätigkeit sowohl für die Grundlagen liefernden Geowissenschaften als auch für die im Bauwerksentwurf maßgebenden bautechnischen Disziplinen ein Regelwerk (also allgemein anerkanntes) aufzustellen, das es ermöglicht, in einem gefügten Rahmen Bauwerke zu planen, zu errichten und zu unterhalten.

2. Das Geotechnische Risiko

Für bautechnische Belange wird die Festlegung der räumlichen Verteilung der akuten Erdfallgebiete durch die geologischen Landesämter vorgenommen. Grundlage sind statistische Erhebungen und Datensammlungen über bekannte, kartierte Erdfälle, die dann, wie im Falle von Thüringen, in ein Subrosionskataster übertragen werden. Im Ergebnis spezieller geologischer Kartierungen können Regionen ausgehalten werden, für die unterschiedliche Gebietsmerkmale gelten, die konkret eine bautechnische Konsequenz zumindest in qualitativer Hinsicht darstellen oder beschreiben:

In Abhängigkeit von der Intensität, des Subrosionsprozesses, der Häufigkeit von Erdfällen, die an die Oberfläche durchschlagen, ihrer räumlichen Ausdehnung, statistischer Erhebungen usw. werden Merkmale unterteilt bzw. kartiert, die praktisch unterschiedlich riskante Gebiete abgrenzen.

Ein Beispiel der Erhebungen für die Auftretenswahrscheinlichkeit bestimmter Erdfalldurchmesser ist aus /1/ entnommen, Bild 3, und zeigt, wie man in bestimmten Gebieten zu den für die Planung entscheidenden Informationen über das geometrische Ausmaß von Erdenbrüchen an der Tagesoberfläche zu „belastbaren“ Aussagen kommen kann.

Tabelle 4-2: Anfangsdurchmesser von subrosionsbedingten Erdfällen im südlichen Niedersachsen nach Büchner (1996)		Tabelle 4-3: Anfangsdurchmesser von subrosionsbedingten Erdfällen in Sachsen-Anhalt nach Büchner (1996)	
Anfangsdurchmesser [m]	Häufigkeit [%]	Anfangsdurchmesser [m]	Häufigkeit [%]
< 2,0	50	< 1,0	25
2,1 – 4,0	30	1,1 -3,0	55
4,1 – 6,0	12	3,1 – 5,0	10
6,1 – 8,0	6	5,1 -10,0	8
8,1 – 10,0	1,5	>10	2
> 10	0,5		

Bild 3: Zitat aus dem Merkblatt *Straßenbau in Erdfallgebieten / 1/*

Von der Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie TLUG wurde ein Schema für ingenieurgeologische Homogenbereiche des Subrosionskatasters entwickelt, das eine Unterteilung nach den Lösungsformen der Gesteine vorschlägt; Bild 4; (Dr. Biewald, TLUG). Außerdem sind hierin auch Hohlformen über tektonisch verursachte Spaltenhöhlräume enthalten.

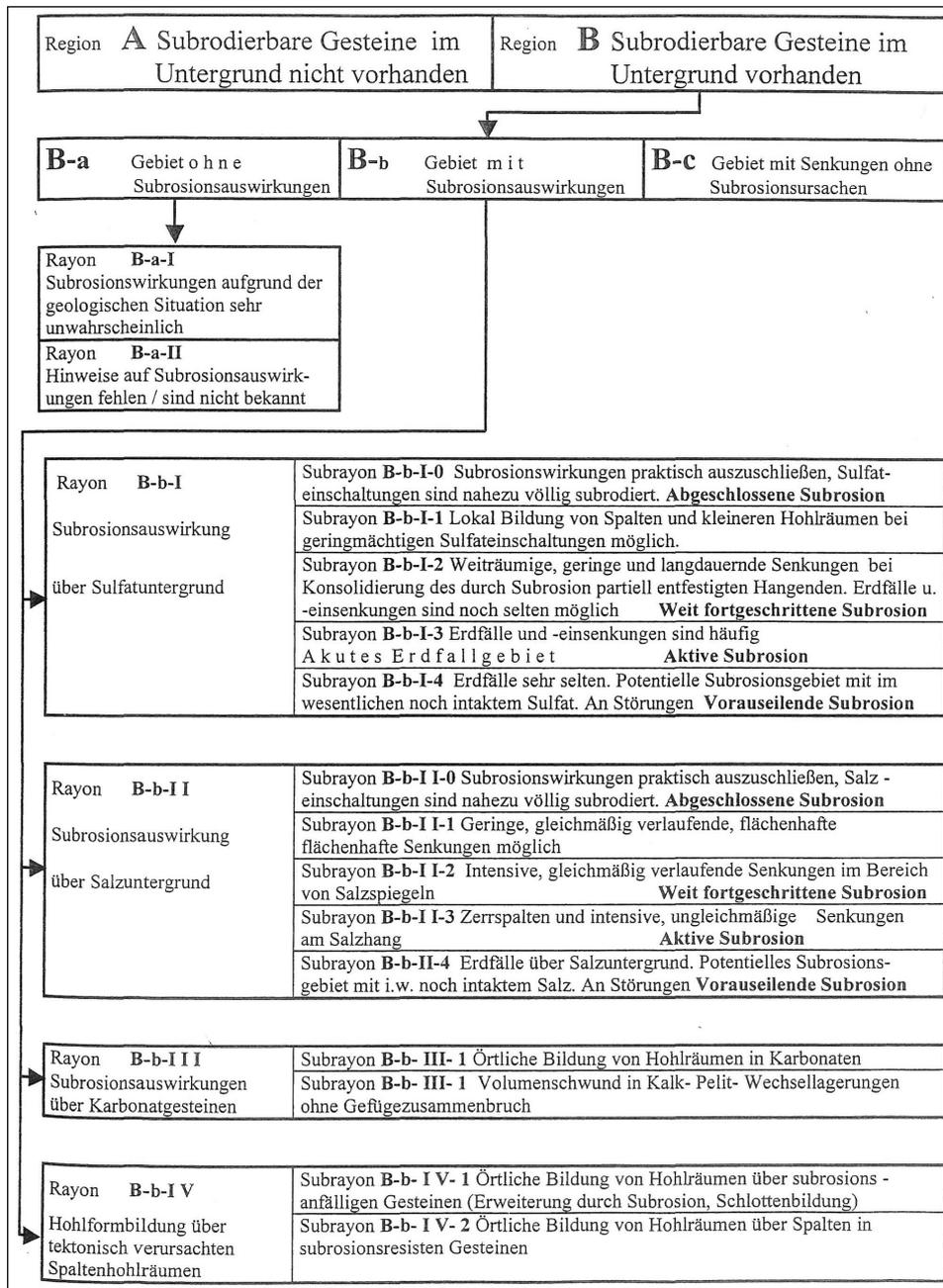


Bild 4: Schema ingenieurgeologische Homogenbereiche des Subrosionskatasters der Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie TLUG; (Dr. Biewald, TLUG)

Das Merkmal *akutes Erdfallgebiet* (Rayon B-b-I-3) beschreibt dabei Gebiete, in denen Erdfälle häufig vorkommen sowie aktuell und voraussichtlich innerhalb der Nutzungsdauer des Bauwerkes auftreten können. Die Abgrenzung der akuten Erdfallgebiete ist subjektiver Natur und kann nur so gut sein wie die Datengrundlage.

Bild 5 zeigt den Auszug aus einer Subrosionsgefährdungskarte mit Subrosionsobjekten, woraus sehr anschaulich die Abgrenzung des Rayon B-b-I-3 zu erkennen ist, vgl. Bild 4 + 5.

Es wird dabei angenommen, dass z.B. im *akuten Erdfallgebiet* gebaut werden kann, wenn Schutzkonstruktionen vorgesehen werden. In den Gebieten mit weniger hohem Status kann dennoch nicht generell ohne Schutzkonstruktion gebaut werden. Hier muss, wenn es sich um ein

Subrosionsgebiet handelt, geotechnisch bewertet werden, welche Auswirkungen auf ein Bauwerk zu berücksichtigen sind.

Für Bauherren wie für den planenden Fachmann ist dabei von großer Bedeutung, dass auch aus hoheitlicher Sicht (z.B. Geologische Landesämter) eine Verknüpfung mit den geologischen Phänomenen und einer Risikoeinschätzung vorgenommen wird. Dafür eignet sich die Einteilung in Risikoklassen /1/ oder Gefährdungsklassen /2/, die das geologische Umfeld mit den bautechnischen Konsequenzen verbindet.

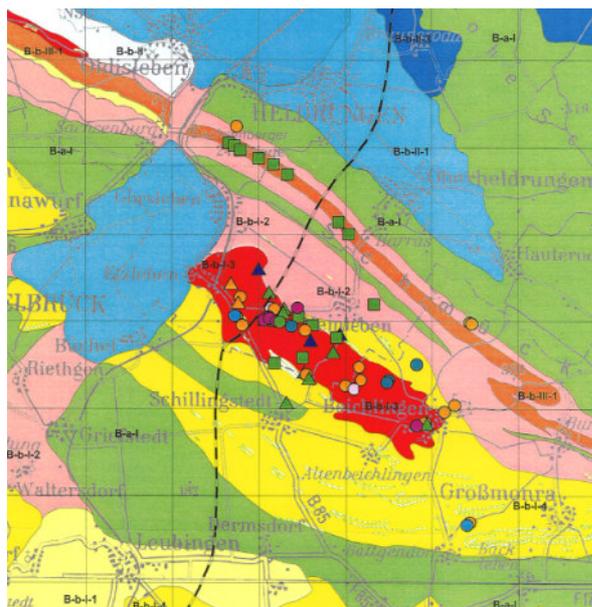


Bild 5: Auszug aus einer Subrosionsgefährdungskarte in Thüringen mit Subrosionsobjekten

Risikoklasse	Geotechnisches Schadensbild	Einschätzung der Dauerstandsicherheit	Empfohlene Maßnahmen
I	<ul style="list-style-type: none"> - Erdfall - größere Deformation an der Tagesoberfläche, z.B. Spaltenbildung, Senkung - aktiver untertägiger Verbruchprozess 	<ul style="list-style-type: none"> - sehr geringe und geringe Dauerstandfestigkeit des Gebirges - akute Erdfallgefährdung - akute Gefährdung der öffentlichen Sicherheit 	<ul style="list-style-type: none"> - Sofortsicherung umgehend erforderlich - dringender Handlungsbedarf für dauerhafte Sicherungsmaßnahmen oder Sanierungsarbeiten - Nutzungseinschränkung oder Sperrung der Tagesoberfläche notwendig
II	<ul style="list-style-type: none"> - Erdfall - Deformation an der Tagesoberfläche, z. B. Spaltenbildung, Senkung 	<ul style="list-style-type: none"> - geringe Dauerstandfestigkeit des Gebirges - hohe Erdfallgefährdung (zulässige Grenzdeckgebirgsmächtigkeit wird deutlich überschritten) - hohe Gefährdung der öffentlichen Sicherheit 	<ul style="list-style-type: none"> - Sofortsicherung umgehend erforderlich - Handlungsbedarf für dauerhafte Sicherungsmaßnahmen oder Sanierungsarbeiten - Nutzungseinschränkung oder Sperrung der Tagesoberfläche notwendig
III	<ul style="list-style-type: none"> - stabilisierte, ältere Verbruch- und Deformationszonen an der Tagesoberfläche - keine oder nur geringfügige Gebirgsauflockerung an der Hohlraumkontur 	<ul style="list-style-type: none"> - mittel- und langfristig ist eine Schwächung der Dauerstandfestigkeit gegeben - Erdfall oder/und Deformationen sind nicht unmittelbar zu erwarten 	<ul style="list-style-type: none"> - periodische Kontrollen werden empfohlen (monatlich bis jährlich) - mittel und langfristig sind Untersuchungs- und Sanierungsarbeiten vorzusehen
IV	<ul style="list-style-type: none"> - keine Verbrüche und Deformationen an der Tagesoberfläche 	<ul style="list-style-type: none"> - Dauerstandsicherheit des Hohlraumes ist gegeben 	<ul style="list-style-type: none"> - periodische Kontrollen in größeren Intervallen werden in Einzelfällen empfohlen

Bild 6: Zitat aus /1/ Risikoklassen

Beispielgebend wird in /1/ eine Einteilung in 4 Risikoklassen vorgeschlagen, Bild 6. Dabei geht es einerseits um die Bewertung von Risiken, die zu beachten sind, wenn Erdfälle an bestehenden Bauwerken eintreten, aber auch um eine allgemeine Bewertung der Eintrittswahrscheinlichkeit für Bauwerke.

Eine deutlich stärker auf den phänomenologischen Aspekt und das Bauwerk ausgerichtete Risikoeinstufung ist in der Richtlinie von Thüringen, IEBC, aus 2006 enthalten, die in Bild 7 zitiert wird, /2/. Hier wird die Einstufung in Gefahrenklassen in Abhängigkeit von der geologischen Standortdisposition,

von der diskreten Anzahl von dokumentierten Erdfällen und von der Prognose der Eintrittswahrscheinlichkeit neuer Erdfälle vorgenommen.

Eine Anpassung solcher Einteilungen ist gebietsbezogen aus regionalgeologischen Erkenntnissen möglich. Sie sollte als hoheitlicher Akt von den Gebietskörperschaften in dieser oder einer modifizierten Form geschaffen werden, denn sie regelt das Handeln oder den Zwang zum Handeln. Ob man sich dabei auf 4 oder 5 Risikostufen verständigt, ist dabei weniger von Belang, entscheidend ist der Umstand, dass daraus vor allem im regulären Planungsprozess zu erkennen ist, wann gehandelt werden muss.

Gefährdungsklasse	AZ: Anzahl der dokumentierten Substitutionsformen EW: Eintrittswahrscheinlichkeit neuer Erdfälle	Mögliche Substitutionswirkungen	Mögliche Beanspruchung des Bauwerkes durch Substitutionswirkungen	Bau technische Sicherungsmaßnahmen
0 Im Untergrund kein subvokales Gebirge. Die Entstehung von Subrosionshohlräumen ist auszuschließen.	AZ: keine EW: keine	keine	keine	keine
1 Sulfat- bzw. Salzeinschlusungen im Untergrund überlagert von mächtigen, ungestörten Festgesteinen (Zechstein, Rot, Mittl. Keuper) bzw. karbonatische Festgesteine in ungestörter Lagerung. (Muschelkalk) [Voraussetzungen zur Subrosion fehlen.]	AZ: bisher sind keine Erdfälle bekannt EW: Es besteht praktisch keine Erdfallgefahr. Minimaler Risiko	keine	keine	keine

2 Sulfat- bzw. Salzeinschlusungen im Untergrund überlagert von mächtigen, wenig gestörten Festgesteinen (Zechstein, Rot, Mittl. Keuper) bzw. karbonatische Festgesteine in wenig gestörter Lagerung. (Muschelkalk)	AZ: bislang nur einzelne Erdfälle (Solitärereignisse) EW: kaum wahrscheinlich, geringe Einbruchgefahr	Erdfälle bzw. Einsenkungen geringer Dimension, setzungsempfindliche Lockergesteinsfüllungen fossiler Hohlformen.	zu berücksichtigen	Gegenüberfall Teilsicherung
3 Sulfat bzw. Salzeinschlusungen im Untergrund überlagert von weniger mächtigen, z. T. ungestörten Festgesteinen (Zechstein, Rot, Mittl. Keuper) bzw. karbonatische Festgesteine in wenig gestörter Lagerung. (Muschelkalk)	AZ: mehrere Erdfälle mit geringem Durchmesser unregelmäßig verstreut. (nichtliche Ereignisliste) EW: wenig wahrscheinlich, mittlere Einbruchgefahr	Erdfälle, Einsenkungen, grabenartige Zerspalten, setzungsempfindliche Lockergesteinsfüllungen fossiler Hohlformen. (vorwiegend ϕ bzw. B < 3 m)	relevant	Teilsicherung

4 Sulfat- bzw. Salzeinschlusungen im Untergrund überlagert von weniger mächtigen, z. T. gestörten Festgesteinen (Zechstein, Rot, Mittl. Keuper) bzw. karbonatische Festgesteine in mäßig gestörter Lagerung. (Muschelkalk)	AZ: mehrere Erdfälle in unregelmäßigen Abständen bzw. in Gruppen oder linear angeordnet. (mittlere Ereignisliste) EW: wahrscheinlich, mittlere Einbruchgefahr	Erdfälle, Einsenkungen, grabenartige Zerspalten, setzungsempfindliche Lockergesteinsfüllungen fossiler Hohlformen (ϕ bzw. B > 3 m und < 5 m)	erheblich	Teilsicherung, gegenüberfall Vollversicherung
5 Sulfat- bzw. Salzeinschlusungen im Untergrund überlagert von weniger mächtigen, gestörten Festgesteinen (Zechstein, Rot, Mittl. Keuper) bzw. karbonatische Festgesteine in gestörter Lagerung. (Muschelkalk)	AZ: zahlreich z. T. junge Erdfälle in Gruppen bzw. linear angeordnet. Bauwerke tangieren bzw. überlagern erkrankte Hohlformen EW: Eintritt mit höherer Wahrscheinlichkeit zu erwarten, starke Einbruchgefahr	Erdfälle, Einsenkungen, grabenartige Zerspalten, setzungsempfindliche Lockergesteinsfüllungen fossiler Hohlformen, partiell tektonisch entlasteter Untergrund (ϕ bzw. B z.T. > 5 m)	funktionell mit bestrahlend	Vollversicherung, gegenüberfall Empfehlung zum Nutzungsverbot

Bild 7: Zitat aus /2/: Gefährdungsklassen gemäß IEBB, Thüringen

Die Bewertung/Festlegung der Risikoklasse/ Gefährdungsklasse muss auf intensiver geologischer Beurteilung der Gebiete vorgenommen werden. Die geologischen Grundlagen, auch die statistischen

Erhebungen sind dabei von entscheidender Bedeutung für die richtungsweisenden Empfehlungen bei der Einstufung von konkreten Bauflächen.

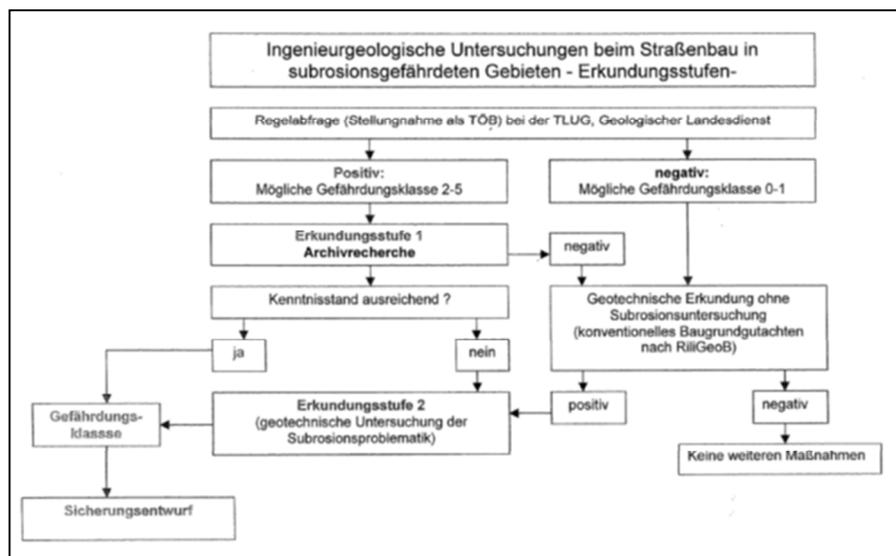


Bild 8: Zitat aus /2/: Entscheidungsmatrix auf der Ebene der geotechnischen Grundlagen bis zum Sicherungsbauwerk

Die Thüringer Richtlinie /2/ liefert in der Praxis durch konsequente Bearbeitung sehr brauchbare Ergebnisse, die der Bewertung konkreter Daten ein größeres Gewicht gegenüber subjektivem Entscheiden einräumt. Sie regelt dadurch einen sinnvollen und fachlich fundierten Entscheidungsprozess bis zum Sicherungsbauwerk entsprechend Bild 8.

Eine entscheidende Tatsache macht das Bauen im Subrosionsgebiet anders als im normalen Baugrund. Die Eintrittswahrscheinlichkeit der „unerwünschten Ereignisse“, das mögliche Schadensausmaß und die Definition des Grenzzrisikos können sich **zeitlich verändern**; /1/. Die zeitliche Veränderung kann zu einer Erhöhung der Eintrittswahrscheinlichkeit durch fortschreitende Subrosion führen und zwar sowohl durch die natürlichen geologischen Prozesse als auch durch Änderung der Nutzung der Tagesoberfläche (z.B. die Änderung der Ableitung von Oberflächenwasser).

Diese zeitliche Dimension hat in der Regel zur Folge, dass man für eine fertig geplante Schutzkonstruktion die Frage stellen muss, wie sich diese verhalten wird, wenn sich die Annahmen der Planung ändern. Dies ist ein ungewöhnlicher Vorgang in einem Planungsprozess ! Um in der konkreten Bauwerksplanung die Abwägung von Risiken sachlich zu ordnen, wurde für starre Schutzkonstruktionen (Betonplatten) eine Bemessungsprozedur entwickelt, die es so bei „normalen“ Bauwerken nicht gibt; siehe dazu weiter unten im Abschnitt 5.

Für Schutzkonstruktionen mit Geokunststoffen gibt es ähnliche Modelle, die in der EBGEO /10/ vorgestellt werden; Bild 9.

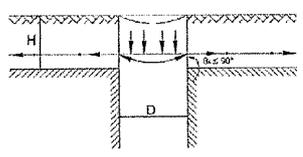
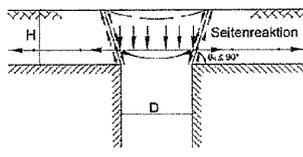
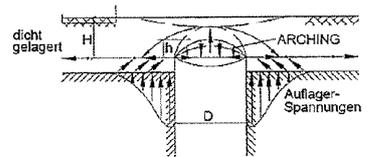
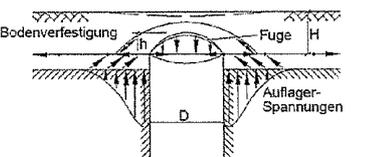
Einbruch-Modell	
ohne Seitenreaktion	mit Seitenreaktion
nichtbindiger Boden vollständiger Bruch volle Auflast auf Membran $H / D < 1$	nichtbindiger Boden vollständiger Bruch teilweise Lastabtrag über Seitenreaktion reduzierte Auflast auf Membran $1 < H / D < 3$
	
Bild 1a)	Bild 1b)
Gewölbemodell	
zeitabhängig begrenzte Auflast	dauerhaft begrenzte Auflast
nichtbindiger Boden mit hoher Lagerungsdichte zeitlich verzögerter Hochbruch zeitabhängig begrenzte Auflast auf Membran $H / D > 3$	verfestigter Boden dauerhaft begrenzter Hochbruch dauerhaft begrenzte Auflast auf Membran H / D beliebig
	
Bild 2a)	Bild 2b)

Bild 9: Zitat aus /4/: Berechnungsmodelle mit unterschiedlichen Bettungsbedingungen am Rand des Erdfalls

Wirkungen bzw. Erschwernissen... führen kann, **obwohl** derjenige, der den Baugrund zur Verfügung stellt, seiner Verpflichtung zur Untersuchung und Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse nach den Regeln der Technik zuvor vollständig nachgekommen ist und obwohl der Bauausführende seiner eigenen Prüfungs- und Hinweispflicht Genüge getan hat“ und kann hier nicht unmittelbar angewandt oder muss modifiziert werden an die Belange der „unklaren/variablen“ Grundlagen.

Die Definition des Baugrundrisikos in der DIN 4020 (2003) lässt sich leichter in einem intakten/homogenen oder quasihomogenen geologischen Körper anwenden. Im Subrosionsgebirge kommt der Umstand hinzu, dass faktisch bekannt ist, dass zwischen den direkten Aufschlüssen planmäßig Inhomogenitäten in Form rezenter oder fossiler Erdfallstrukturen auftreten können, siehe Bild 2. Es gibt keine anerkannte Regel für die Baugrunduntersuchung im Subrosionsgebirge. Der Geotechniker wird in Zusammenwirken mit dem Bauherren ein ingenieurgeologisch- wirtschaftlich abgestimmtes Untersuchungsprogramm aufstellen müssen. Wie groß dabei das „unvermeidliche Restrisiko“ verbleibt, ist dabei fallweise im akuten Erdfallgebiet trotz intensiver Erkundung immer noch ungewiss. Bild 10 und 11 zeigen Erdfälle bei einem Bauvorhaben an der BAB A38 in Deutschland, die während des Bauens im unmittelbaren Bereich einer Stützkonstruktion sichtbar wurden bzw. durchgebrochen

Das Bauen im Subrosionsgebiet ist kurz zusammengefasst voller Risiken, die nicht immer qualitativ und quantitativ definiert werden und die auch noch einer zeitlichen Veränderung unterliegen können. Dennoch besteht die Notwendigkeit Bauwerke auch dort zu planen und zu errichten. Es wichtig, sich dabei über das geotechnische Risiko oder Baugrundrisiko im Klaren zu sein.

Die Risikodefinition der DIN 4020 (2003) lautet: „Das Baugrundrisiko ist ein in der Natur der Sache liegendes, unvermeidbares Restrisiko, das bei Inanspruchnahme des Baugrunds zu unvorhersehbaren

sind. Einzelne Erdfallstrukturen hatten Abstände zueinander von wenigen Metern bzw. überlagerten sich. In der Planung sind aber sich überlagernde Erdfälle als isolierter Bemessungsansatz nicht betrachtet worden. So können sich real im Bauprozess die Grundlagen ändern!



Bild 10: verfüllter Erdfall am Stützbauwerk BAB A38

Dennoch sollte das bewährte Leitbild der Definition des Baugrundrisikos in der o.g. Fassung aus der DIN 4020 auch auf das Bauen im Subrosionsgebirge angewandt werden. Entscheidend ist die Betrachtung der „OBWOHL-Bedingung“: *derjenige, der den Baugrund zur Verfügung stellt, seiner Verpflichtung zur Untersuchung und Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse nach den Regeln der Technik zuvor vollständig nachgekommen ist...*



Bild 11: „Frischer“ Erdfall auf Böschung am Stützbauwerk BAB A38A

Für Bauwerke sind unter Verwendung aller verfügbaren Ingenieurkenntnisse und vorliegender praktischer Erfahrungen Konstruktionen zu entwerfen, die zum Schutz vor ggf. katastrophalen Auswirkungen von Geländeeinbrüchen unter den Bedingungen des regulären Betriebs weitestgehend intakt und nutzbar bleiben.

Das Problem besteht hierbei in zweifacher Hinsicht:

- Einerseits gibt es keine anerkannten Regeln der Technik für die geotechnische Untersuchung des Untergrundes und die daraus resultierende Ableitung bzw. Definition eines verbindlichen Durchmessers eines Erdeinbruches.
- Andererseits gibt es auch für den Entwurf und die Bemessung von Erdfallschutzkonstruktionen keine oder nur wenige verbindliche Vorschriften oder normative Bemessungsregeln.

Geotechnische Untersuchungen:

Für die akuten Erdfallgebiete werden im günstigsten Falle Durchmesser und Häufigkeit von Erdeinbrüchen angegeben, aber ihr Zutreffen ist starken Streuungen unterworfen.

Dennoch, heute steht ein umfangreiches Spektrum von direkten und indirekten Erkundungstechniken (Bohrungen, Sondierungen, Geophysik) zur Verfügung, die es gestatten, ein konkretes Objekt komplex zu untersuchen. Die wirtschaftliche Dimension derartiger Untersuchungen wird oft größer sein als im „normalen“ Baugrund.

Die nach DIN 4020 geltenden Erkundungsregeln berücksichtigen denjenigen Tiefenbereich von Untersuchungen, in dem sich die Bauwerkspannungen im Untergrund ausbreiten, so dass die Setzungen (Gebrauchstauglichkeit) des Bauwerkes richtig abgeschätzt werden. Diese Regel muss im Subrosionsgebiet neu gefasst werden.

Die modifizierte Regel kann lauten, dass der qualifizierte Geotechniker, der mit einem konkreten Objekt betraut ist, fallbezogen und nach geologischer Recherche ein Untersuchungsprogramm festlegt, das hinsichtlich Art und Umfang der Untersuchungen (Art, Anzahl, Abstand und Tiefe der direkten und indirekten Aufschlüsse) geeignet ist, um den subrosionsbeeinflussten geologischen Körper zu untersuchen. Im Detail kann dieses Programm deutlich von Erkundungsregeln der DIN 4020 abweichen. Ein solcher Ansatz wird definitionsgemäß an der gezielten und systematischen Minimierung des Baugrundrisikos mitwirken.

Zusätzlich wird der Bereich der *Geotechnischen Grundlagen* flankiert durch verschiedene Richtlinien, Merkblätter und Handlungsempfehlungen, die es dem Geotechniker ermöglichen, die Ergebnisse der Untersuchungen in Richtung konkreter Aussagen für das zu planende Bauwerk auszuwerten („Handlungsempfehlungen zur ingenieurgeologischen Erkundung und bautechnischen Beherrschung von Subrosionserscheinungen bei Straßenbauvorhaben für den Dienstaufsichtsbereich des Landesamtes für Bau und Verkehr Thüringen“ /2/, „Handlungsempfehlungen für den Einsatz von Geokunststoffen zur Sicherung bruchgefährdeter Straßenbereiche in Altbergbau- und Subrosionsgebieten für den Dienstaufsichtsbereich des Landesamtes für Straßenbau Sachsen-Anhalt“ /3/, „Merkblatt über Straßenbau in Erdfallgebieten“ /1/).

Wichtig sind natürlich auch die aus vorausgegangenen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse methodischer Art.

Entwurf und Bemessung:

Wichtige Anhaltspunkte liefern die in den EBGEO (2010) im Abschnitt 11 „Überbrückung von Erdeinbrüchen“ /4/ dargelegten allgemeinen Entwurfsgrundsätze. Für die Schutzkonstruktionen mit Geokunststoffen hat sich mit diesem Regelwerk eine inzwischen auch schon fortgeschriebene *Vorschrift* etabliert, die sich im allgemeinen Gebrauch befindet und in den Kreisen der betroffenen Fachleute akzeptiert ist.

Für Schutzkonstruktionen aus Stahlbeton müssen die Bemessungsregeln und –algorithmen (z.B. „Systemphasen“ siehe Pkt. 5) für solche Bauwerke fallbezogen unter Zugrundelegung der verbindlichen Vorschriften wie DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC: 2010; DIN EN 1992: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Deutsche Fassung EN 1992; DIN EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik- Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC: 2009 aufgestellt werden.

3. Bauwerkskategorien im Subrosionsgebiet

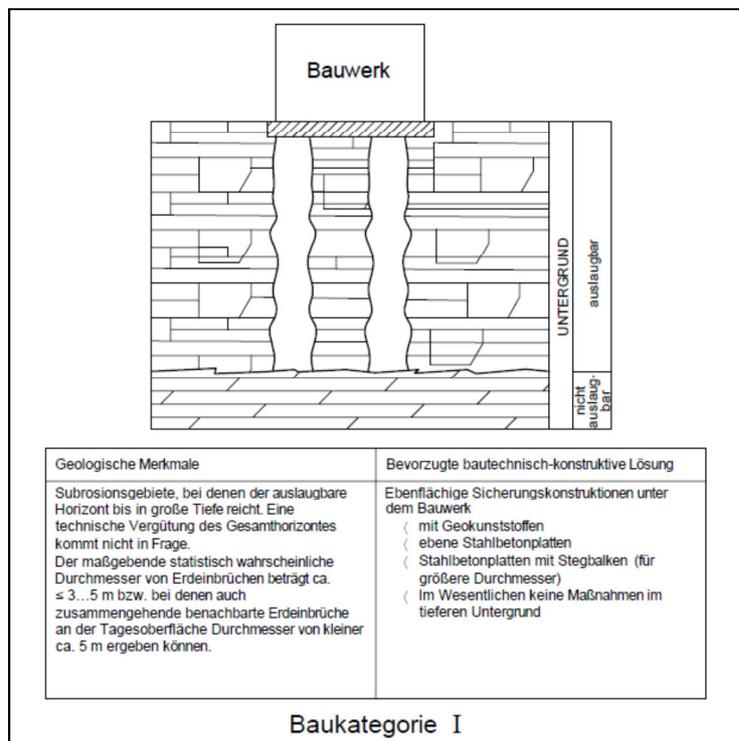


Bild 12: Baukategorie I

Im akuten Erdfallgebiet werden bei den Gefährdungsklassen 2 bis 5 nach IEBB, Bild 7, bauliche Maßnahmen für die Verstärkung /Sicherung der Gründungen gefordert.

Dabei kann man nach dem Befund einer großen Anzahl von ausgeführten Maßnahmen eine Einteilung der technischen Möglichkeiten in 5 Baukategorien vornehmen. Diese sind in den Bildern 12/13/14/15/16 zusammen mit den potenziellen baulichen Maßnahmen dargestellt. Dabei werden die Baukategorien III und V weitestgehend die Bedingungen der Vollsicherung erfüllen, während die anderen Baukategorien eher als Teilsicherung anzusehen sind.

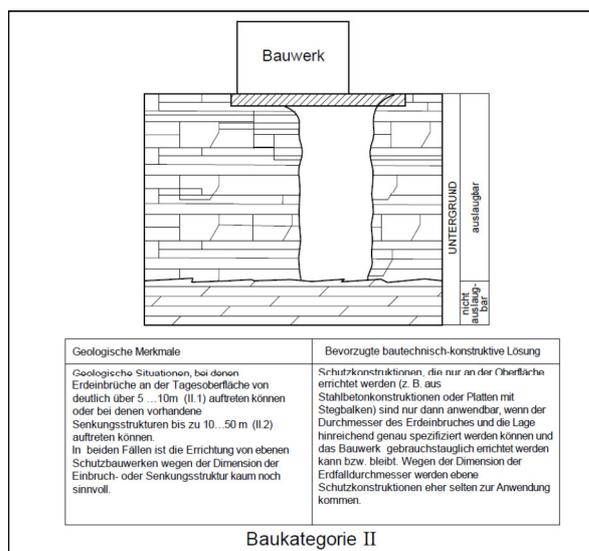


Bild 13: Baukategorie II

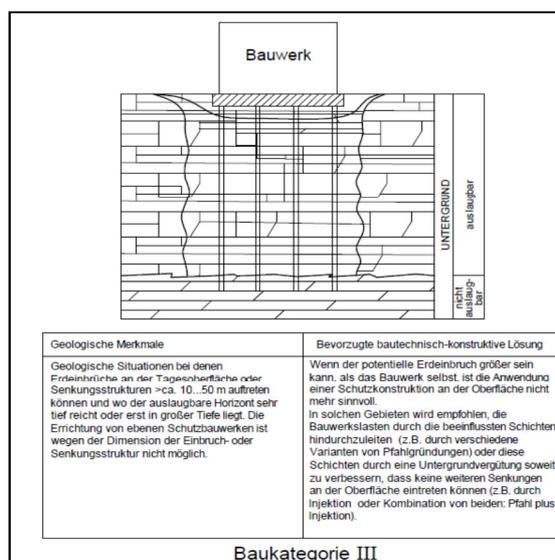


Bild 14: Baukategorie III

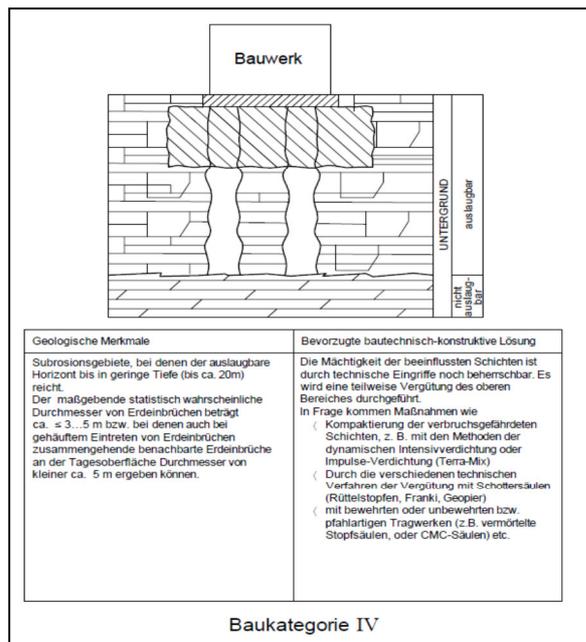


Bild 15: Baukategorie IV

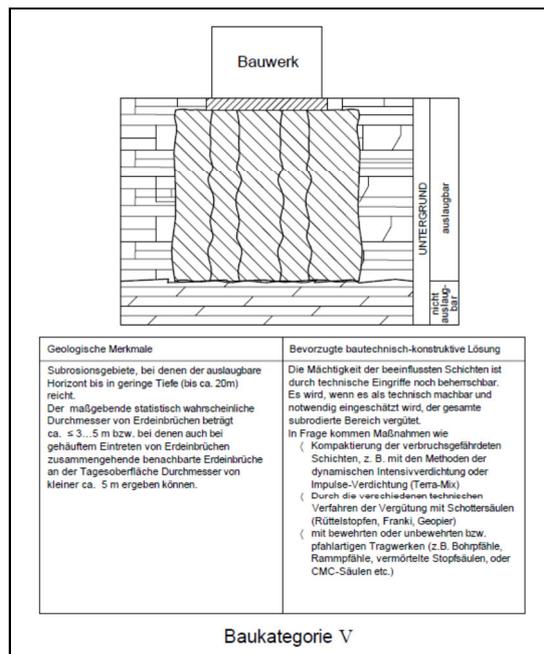


Bild 16: Baukategorie V

4. Das Planerische Risiko bei Entwurf und Bemessung

Generell soll der Grundsatz verfolgt werden, dass gebrauchstaugliche und dauerhafte Bauwerke geplant werden. Dieser Grundsatz ist unter dem Aspekt der zeitlichen Veränderlichkeit oder der Nichtmöglichkeit der Erfassung der Struktur des geologischen Raumes im Subrosionsgebiet nicht immer eindeutig beherrschbar. Darüber muss Klarheit bestehen.

Im Abschnitt 11.2.1 EBGEO (2010) werden die Begriffe **Vollsicherung** und **Teilsicherung** verwendet. Eine verkürzte Definition der Begriffe soll hier dargelegt werden:

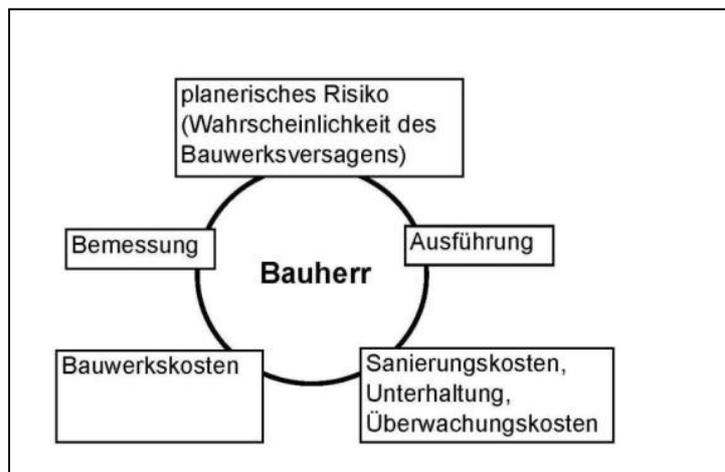
Vollsicherung: Das Bauwerk unterliegt in diesem Zustand keinerlei Nutzungseinschränkungen, wenn der für dieses Gebiet definierte Bemessungserdfall eintritt. Das Tragwerk muss den Erdfall überbrücken, ohne dass Verformungen/ Deformationen auftreten, welche den planmäßigen Status der Gebrauchstauglichkeit herabsetzen würden. Der Erdfall bleibt in diesem Zustand i. d. R. unerkannt. Eine zeitabhängige Formänderung des Erdfalls wird ignoriert. Eine Sanierung ist deshalb nicht geplant.

Teilsicherung: Das Bauwerk ist -bei bewusst in Kauf genommenen Nutzungseinschränkungen- in vollem Umfang stand- und tragsicher. Das Tragwerk überbrückt den Bemessungserdfall oder auch Erdfälle größeren Ausmaßes als im Vollsicherungszustand. Verformungen werden bis zu einem definierten Grenzwert bewusst zugelassen, damit sie ggf. rein visuell und/ oder mittels messtechnischer Beobachtungsmethoden lokalisiert werden können. Die Konstruktion verformt sich, geht aber nicht zu Bruch. Die weitere Nutzung ist mit Einschränkungen

(Verkehrssicherungsmaßnahmen) möglich. Im Einbruchsbereich sind Sanierungsmaßnahmen einzuleiten.

Im Sinne des geotechnischen Risikos gibt es faktisch keine Vollsicherung in den Baukategorien I, II und IV. Die Kategorien III und V sind dagegen praktisch Vollsicherungen. Sprachlich gilt diese Definition der Voll-/ Teilsicherung als Bemessungszustand. Das ergibt sich daraus, dass sich der Bemessungserdfall (z.B. Durchmesser = 3 m) nach seinem realen Auftreten allmählich aufweiten kann oder sich mit einem weiteren Erdfall vereinigt.

Die Vollsicherung ist demnach nur ein vorübergehender Zustand. Die zeitliche Dauer des Übergangs



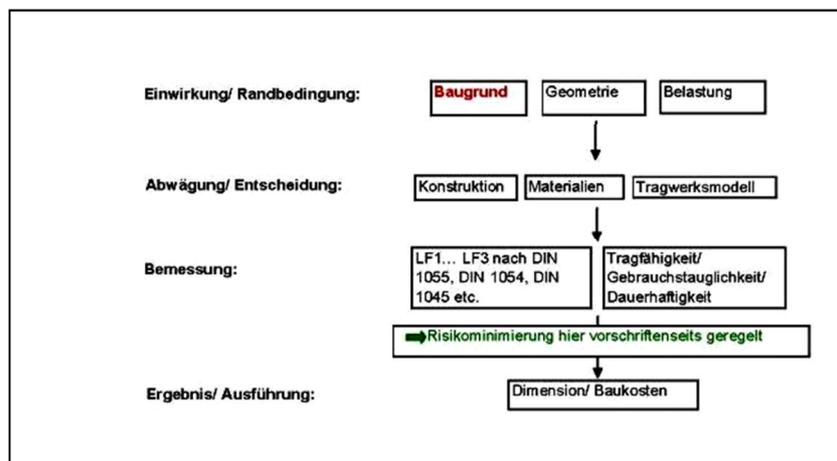
von einer Voll- in die Teilsicherung (z.B. das Anwachsen des Durchmessers von 3 m bis 5 m) wiederum ist von einer Reihe von Faktoren abhängig und kann Jahre/ Jahrzehnte betragen. Das gilt gleichsam für den Übergang vom Teilsicherungszustand in den Versagenszustand des Bauwerkes; hier geht man jedoch i. d. R. von einem Zeitfenster von wenigen Wochen/ Monaten aus.

Bild 17: Der Bauherr im Spannungsfeld der Erdfallproblematik

Es gilt also auch grundsätzlich abzuwägen, ob ein Bauwerk für *beide* Zustände oder allein für den Voll-/oder Teilsicherungszustand konzipiert werden kann/ muss. Das Spannungsfeld, in dem sich der Bauherr bei Behandlung der Erdfallproblematik bewegt, ist in Bild 17 dargestellt. Die Bemessung eines Erdfallschutzbauwerks erfordert hinsichtlich der Behandlung des planerischen Risikos eine vollkommen andere Vorgehensweise als die Bemessung eines Standard- Bauwerks.

Standard- Bauwerk -gemäß Rayon Bal/Ball in Bild 18 oder im nicht subrodierten Gebirge

Das Risiko für das Bauwerk bzw. die Wahrscheinlichkeit des Bauwerksversagens (und damit das



planerische Risiko) wird bei strikter Anwendung der EUROCODES minimiert. Die einzige Einflussgröße im Bemessungsprozess auf die Unterschiedlichkeit der Bemessungsergebnisse ist dabei die Auswahl/ Untersuchung des maßgebenden Lastfalls.

Bild 18: Prozesse bei der Bemessung eines -14 -
Standard- Bauwerks

Durch das Einfließen von sich mit zunehmendem Lastfall vermindern den Teilsicherheitsbeiwerten wird die Wahrscheinlichkeit/ Häufigkeit des Lastfalleintritts jedoch so gewichtet, dass jede herkömmliche/mögliche Situation bemessungsseitig abgedeckt wird. Situationsbedingt kann somit jeder der Lastfälle 1 bis 3 maßgebend sein, das planerische Risiko wird durch vorschriftengestützte Untersuchung aller Lastfälle und Regulierung mittels der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände quasi automatisch ausgeschaltet. Was den Baugrund als Bauraum betrifft, gilt hier die oben zitierte Risikodefinition der DIN 4020 (2003) uneingeschränkt.

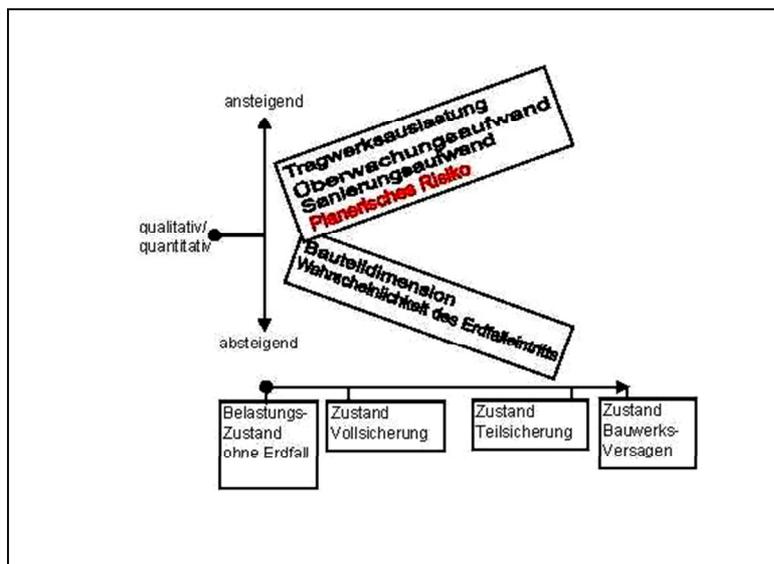


Bild 19: Einflussparameter bei der Erdfallbemessung

Situation im Subrosionsgebirge:

Erdfallschutzbauwerk:

Bei der Bemessung von Erdfallschutzbauwerken oder Bauwerken, die durch Erdfallereignisse beansprucht werden können, erfolgt keine weitgehend vorschriftengestützte Risikominimierung, da eine Reihe von fallunterschiedlichen Parametern von entscheidendem Einfluss auf das

Bemessungsergebnis sind, siehe Bild 19.

Bei den Erdrutsch-Schutzkonstruktionen ist die Lastfallauswahl keine entscheidende Einflussgröße. Vielmehr ist die Bemessung im Kontext verschiedener Einflussparameter durchzuführen, deren Art und Größe zwangsläufig Ergebnissen/Vorgaben eines Bewertungs-, Abwägungs- und Entscheidungsprozesses sind (siehe Bild 20). Die Risikominimierung liegt hier größtenteils in Verantwortung des Bauherren und Planers.

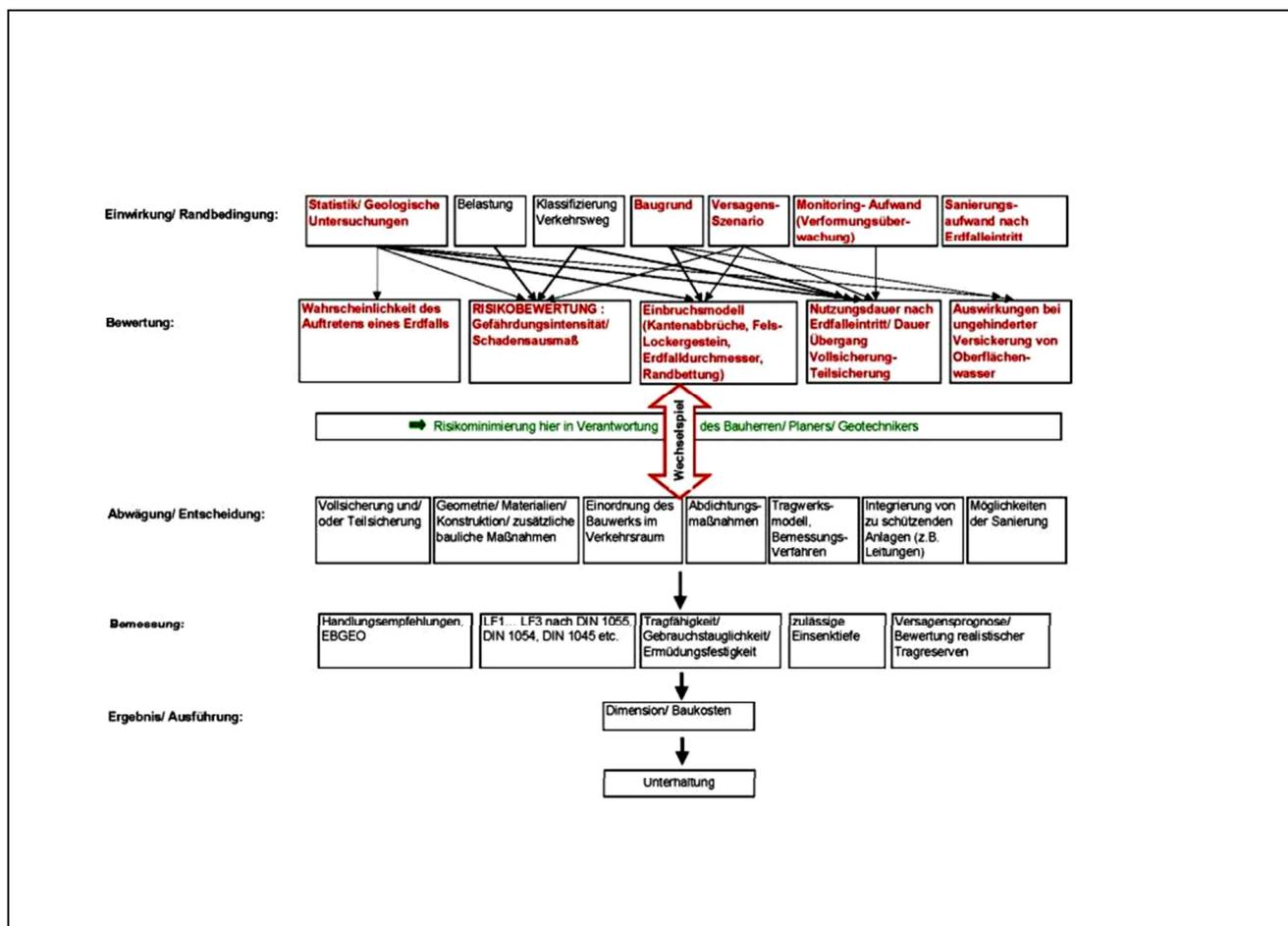


Bild 20: Prozesse bei der Bemessung eines Erdfallschutzbauwerkes

Ein fester Bestandteil der Planungsprozesse ist die Betrachtung des „Untergangs des Bauwerkes“, ein Vorgang, der beim normalen Bauwerk eher unbekannt ist. Aber hier führt die Diskussion über die Funktion und den Gebrauch der Schutzkonstruktion immer zwangsläufig auch zur Erörterung der Inanspruchnahme des Bauwerkes jenseits der Bemessungsgrenzen, d.h. bei größeren als den angenommenen geometrischen Randbedingungen. Diese Erörterung betrifft auch die Fragen nach den Möglichkeiten der Sanierung und wie hoch die Kosten des Unterhaltungsaufwandes sein werden. Bei all diesen Fragen ist eine Vorgehensweise nach der Entscheidungsmatrix in Bild 20 sinnvoll und wird auch so praktiziert.

Eine Modifikation dieses Planungsablaufschemas ist in Bild 21 dargestellt. Hier wurde für ein Bauvorhaben mit Schutzkonstruktion aus ebener Stahlbetonplatte in der Baukategorie I eine Entscheidungsmatrix entwickelt, die von einem maßgebenden Erdfalldurchmesser von 2 m ausgeht, der rechnerisch bis auf eine Aufweitung auf 4 m Durchmesser untersucht werden sollte. Hier wurden in einem ausgedehnten Bemessungsprozess insgesamt 8 Systemphasen der Schutzkonstruktion untersucht und bewertet. Wichtig ist dabei, dass man auch für Stahlbetonkonstruktionen die Tragreserven jenseits des linear-elastischen Verhaltens des deformierten Systems untersucht.

Solche Untersuchungen sind Bestandteil der Abwägung von Risiken derartiger Konstruktionen. Sie sind meist auch mit einem erhöhten Planungsaufwand verbunden. Die Details der einzelnen Systemphasen werden im Abschnitt 5 behandelt.

Diese Bemessungs-/ Planungsprozeduren können anhaltweise auf viele Bauwerke übertragen werden, jedoch wird es – das zeigt die Erfahrung mit solchen Bauwerken- auch immer wieder zur

Entwicklung neuer Ablaufschemata kommen, wenn dies die Analyse der Einflussmerkmale erfordert. Um darzulegen, wie umfangreich und detailliert Planungsabläufe bei Erdfallschutzkonstruktionen sein können, soll anschließend die Untersuchung einer ebenen Stahlbetonplatte dargelegt werden. Bild 21: Systemphasen, Parameter und Definitionen bei Bemessung einer Stahlbetonplatte

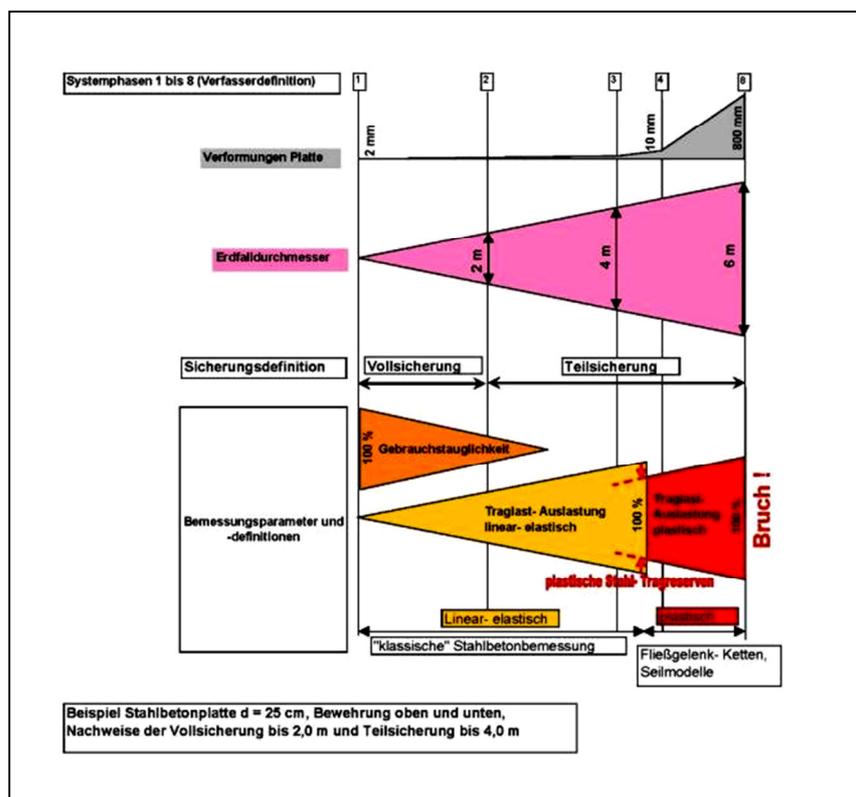


Bild 21: Bemessung in Systemphasen

5. Schutzkonstruktion mit ebener Stahlbetonplatte und Bemessungsprozeduren

Beispielhaft wird hier ein konkretes Bauvorhaben als Grundlage herangezogen. Im Untergrund des Planungsabschnittes einer Ortsumfahrung in Thüringen stehen **Ton-/Schluff- und Sandsteine, lokal auch Dolomite** der geologischen Formationen Zechstein und Unterer Buntsandstein an. Die Zechsteinschichten enthalten bzw. enthielten in Tiefen ab ca. 17 m ... > 50 m unter Gelände Salzgesteine, welche in der Vergangenheit in unterschiedlichem Grade der Auslaugung unterlagen und ggf. weiterhin unterliegen könnten. Eine potenzielle Gefährdung hinsichtlich der Bildung von Erdfällen o. ä. bestand in der Trasse in zwei Teilabschnitten. Nach der Baugrunduntersuchung wurde in Zusammenarbeit mit der zuständigen Landesanstalt für Geologie zwischen den Projektbeteiligten abgestimmt, dass in diesen zwei Abschnitten **Teilsicherungsmaßnahmen** in Form einer bewehrten Betonplatte vorzusehen sind. Dabei wurde nach Abwägung aller Informationen für die Planung ein Erdfalldurchmesser von 4 m festgelegt. In den sonstigen Abschnitten wurde einvernehmlich auf konstruktive Sicherungsmaßnahmen verzichtet.

Grundsätzlich war nach der Entscheidung, dass Schutzkonstruktionen errichtet werden sollen, eine Einteilung in die Baukategorie I die Folge. Maßnahmen der Untergrundvergütung schieden aufgrund der Tiefenverhältnisse aus. Insofern gab es nur noch die Abwägung zwischen den ebenen Bauwerkstypen der Betonplatte und der Lösung mit Geokunststoffen nach EBGEO.

Der Bauherr hat gemäß dem Schema in Bild 20 zunächst ein Abwägungsprozess begonnen, der zu einer bevorzugten Lösung führen sollte. Im Rahmen einer Vorplanung wurden die beiden Varianten der Schutzkonstruktionen untersucht. Entscheidend ist dabei die Lage der Gradienten für die Wirtschaftlichkeit der technischen Lösung.

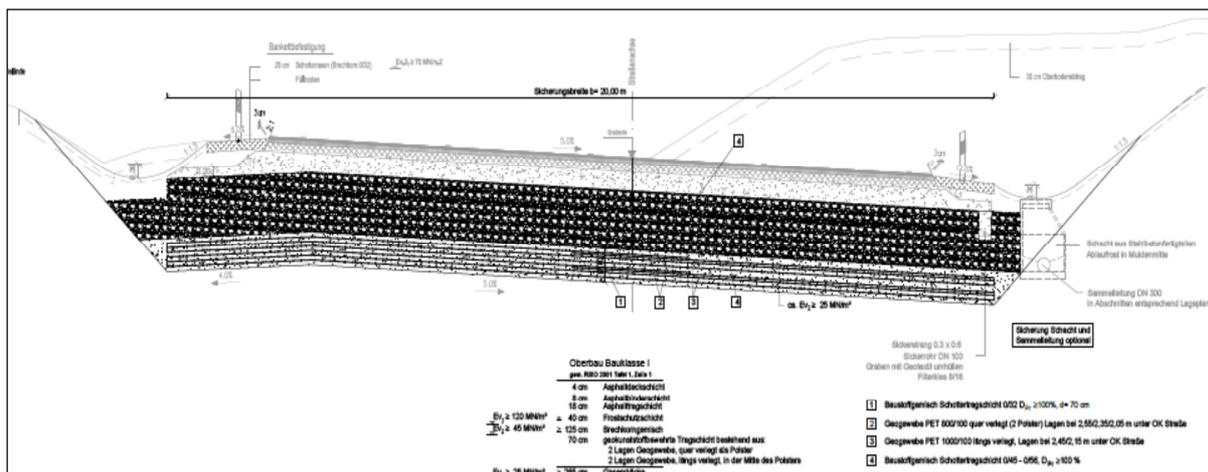


Bild 22: Querschnitt mit Schutzkonstruktion aus Geogittern

Bei den Lösungen mit Geogittern ist die Wirksamkeit der Bewehrung davon abhängig, wie hoch das Paket mit den Bewehrungslagen überschüttet wird. In dem untersuchten Querschnitt musste daher die Aushubsohle tiefer geführt werden, damit die Mineraltragschichten über der Bewehrung eingebaut werden konnten, Bild 22. Außerdem wurde der wirtschaftliche Effekt der Art der Bewehrung (PVA-Gitter oder PET Gewebe) untersucht, Bild 23.

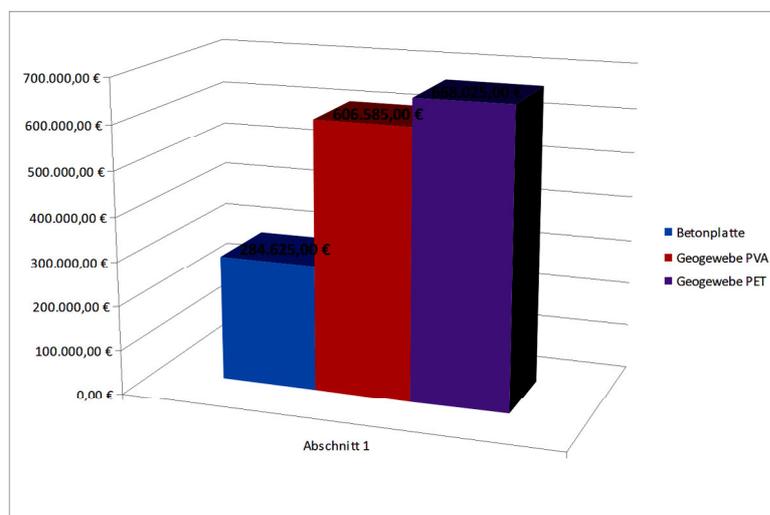


Bild 23: Kostenvergleich Betonplatte mit Geokunststoff.- Lösungen

rasch in Richtung Betonplatte, wie beispielhaft das Diagramm im Bild 23 zeigt.

Dabei zeigte sich eine Tendenz, die sich bei vielen Projekten abgezeichnet hatte. Die Geogitter-Konstruktionen sind immer dann sehr effektiv, wenn sie ohne Zusatzaßnahmen in einen Damm integriert werden können. Diese Bedingung ist i.d.R. bei Bauvorhaben in Einschnittslage (wie im untersuchten Fall) nicht erfüllt. Wenn die Geogitter „eingegraben“ werden müssen, weist der wirtschaftliche Effekt

Am Ende der Vorplanung wurde sichtbar, dass sich die weitere Planung mit der Stahlbetonplatte befassen wird, so wie sie im Bild 24 dargestellt ist.

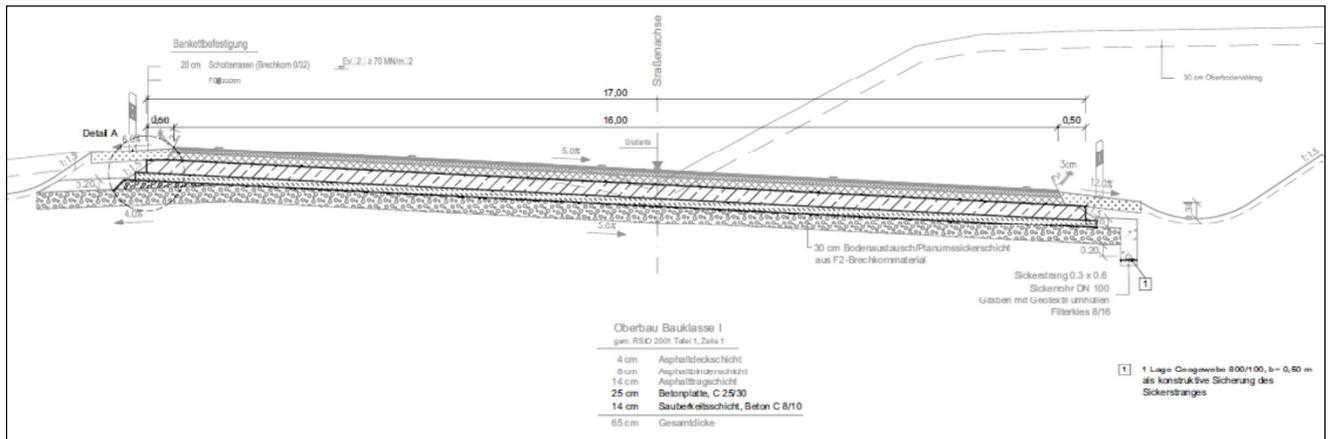


Bild 24: Querschnitt mit ebener Betonplatte

Das Baugrundgutachten hatte darauf hingewiesen, dass Senkungsvorgänge/ Erdrinbrüche bis zu einem Durchmesser von ca. 10 m auftreten können, obwohl der Bemessungserdfall nach intensiver Abwägung auf 4 m festgelegt wurde. Der Bauherr hat von vornherein bestimmt, dass nur bis zum Durchmesser 2 m eine Schutzkonstruktion als Vollsicherung wirken soll und bis zum Bemessungserdfall von 4 m eine Teilsicherung erwartet wird, die noch den Bemessungsbedingungen linear-elastischen Verhaltens gehorcht. Für potentiell weitergehende Ereignisse (noch größere Durchmesser) sollte in der Planung dargestellt werden, wie sich das Bauwerk verhalten wird.

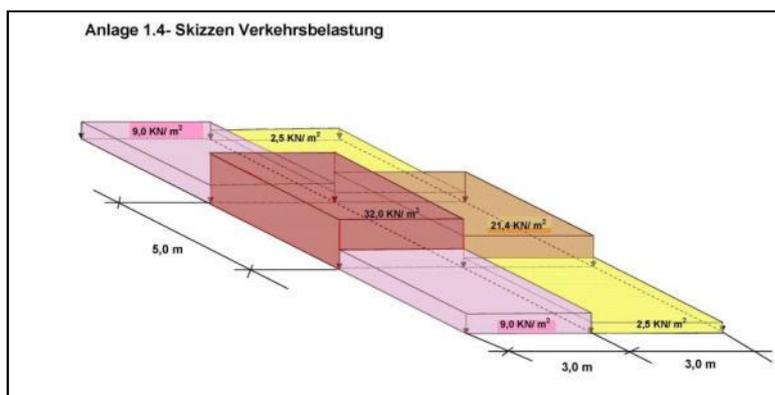


Bild 26: Verkehrsbelastung auf der Platte

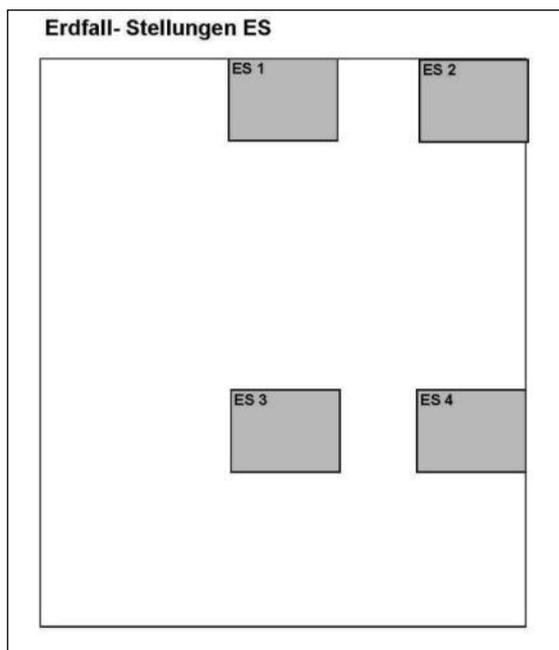
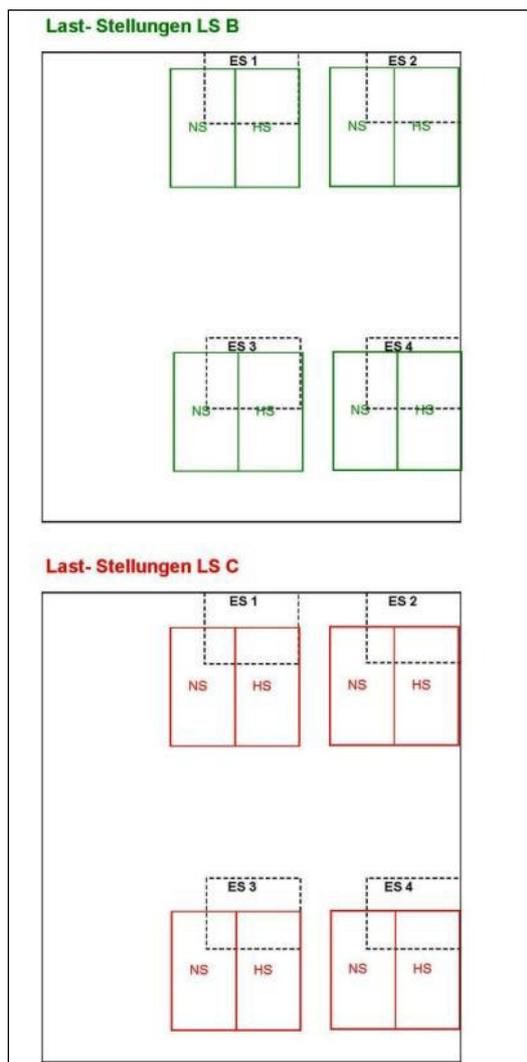


Bild 25: Beispiel für Erdfall-Stellungen gleichzeitig wirkender Erdfälle

Bild 27: Verschiedene Kombinationen von ES und LS

Der Bauherr muss seine Erwartungen an das Bauwerk klar definieren, denn ein allzeit gebrauchstaugliches Werk kann billigerweise nicht zwingend erwartet werden (Baukategorie I !!). Außerdem entsteht in diesem Prozess ein klar definiertes vertragliches Soll, sowohl für den Planer als auch später für den Bauunternehmer.

Ausgehend von den Vorgaben aus der Geotechnischen Grundlagenermittlung werden unterschiedliche Erdfallstellungen ES entworfen, die in der Bemessung der Schutzplatte modelliert werden; beispielhaft in Bild 25. Die Erdfallstellungen ES werden mit Laststellungen LS kombiniert, siehe Bild 25/26/27. Dadurch wird statisch und geometrisch untersucht, wie sich die Platte bei unterschiedlichen Kombinationen von Verkehrslast, Bild 26, und bei variabler Lage der Erdenbrüche unter der Platte verhält, Bild 27.

Auch aus diesem Ansatz kann eine Bemessungsregel abgeleitet werden, wonach die Kombination von Erdfall-Stellungen und Last-Stellungen untersucht werden muss. Ausgehend von diesen geometrischen Grundlagen müssen bei der Bemessung der Tragfähigkeit und der Verformung definierte Systemphasen unterschieden werden. Einen ähnlichen Vorgang gibt es bei den Geokunststoff-Konstruktionen. Es heißt dort: „Hochwandern“, /4/. Allerdings sieht die EBGEO /4/ eine Untersuchung in Systemphasen, wie diese hier, nicht vor. Alle Systemphasen sind in Bild 28

zusammengestellt. Dieselbe Prozedur muss analog für die Plattenränder und (falls erforderlich) die Plattenstöße (Bild 30!) durchgeführt werden.

Systemphase 1

Systemphase 1 ist die Phase, wo noch kein Erdfall eingetreten ist. Das Tragsystem muss allen Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit gerecht werden. Die Bemessung der Bewehrung erfolgt in der Bemessungssituation BS-P (früher Lastfall 1).

Die Bemessung in Plattenmitte und am Plattenrand erfolgt linear- elastisch auf Grundlage der Gleichgewichtsbedingungen Betondruckkraft/ Stahlzugkraft.

Systemphase 2

Systemphase 2 ist die Phase, wo ein Erdfall eingetreten ist, welcher kleiner als der Bemessungserdfall (hier 4,0 m) ist. Eine Verformungsberechnung und Bemessung erfolgt hier nicht, weil die Bewehrung in den nachfolgenden Systemphasen berechnet wird. Die Verformungen werden als Mittelwert zwischen Phase 1 und 3 abgeschätzt.

Systemphase 3

Systemphase 3 ist die Phase, wo der Bemessungserdfall (hier 4,0 m) eingetreten ist. Der Zustand der Teilsicherung muss genau jetzt nachgewiesen werden. Die Tragfähigkeit des Systems muss gewährleistet sein; die weitere Befahrung darf nicht zum Versagen der Platte führen. Der Querschnitt ist zunächst noch ungeschwächt anzusetzen. Es beginnt aber ein Prozess, welcher unter

Systemphase 4 beschrieben wird. Mit Beginn dieses Prozesses sind die Verformungen in Feldmitte und Plattenrand noch nicht eindeutig wahrnehmbar.

Die Bemessung und Verformungsermittlung erfolgt linear- elastisch auf Grundlage der Gleichgewichtsbedingungen Betondruckkraft/ Stahlzugkraft, Bild 29.

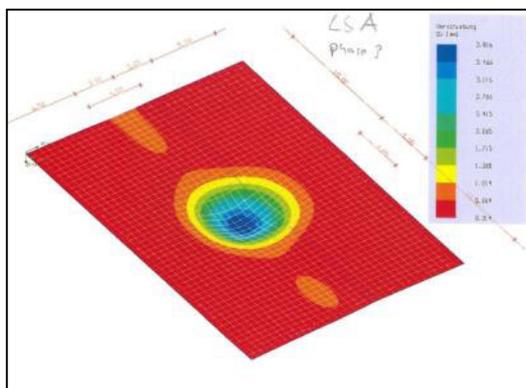


Bild 29: Plattenverformung in Phase 3 im Feld

Systemphase 4

Systemphase 4 ist die Phase, bei welcher eine fortschreitende Querschnittsverminderung durch Überbeanspruchung des Betons in den Zugzonen eingesetzt hat. Der Querschnitt wird in der Berechnung und Bemessung somit im Bereich über dem Erdfall reduziert. Dieser Prozess setzt sich in der nächsten Phase fort. Die Tragfähigkeit des Systems muss gewährleistet sein; die weitere Befahrung darf nicht zum Versagen der Platte führen. Die Verformungen sind bereits wahrnehmbar. Die Bemessung und Ermittlung der Verformungen erfolgt auf Grundlage der Gleichgewichtsbedingungen Betondruckkraft/ Stahlzugkraft im reduzierten Querschnitt. Allerdings wird

bereits jetzt der Bewehrungsstahl im Fließbereich ausgenutzt ($f_{td} = 540 \text{ N/mm}^2$ bei Grenzdehnung 17 ‰), so dass bei den Verformungsberechnungen ein verminderten E-Modul für den Bewehrungsstahl angesetzt wird.

Systemphase 5

Systemphase 5 ist die Phase, bei welcher die Querschnittsverminderung fortgeschritten ist.

Der Querschnitt ist nun nicht mehr nur über dem Erdfall, sondern auch im Bereich der verminderten Bettung reduziert. Die weitere Befahrung hat dafür gesorgt, dass der Rand des Erdfalls (dieser selbst bleibt bei 4,0 m) durch Ausbrüche geschwächt ist, was durch eine Bettungsverminderung simuliert wird.

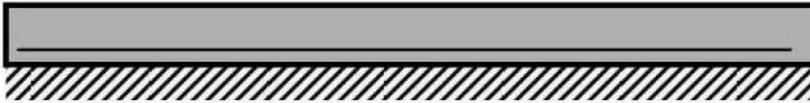
Diese Prozesse setzen sich in der nächsten Phase fort. Die Tragfähigkeit des Systems muss gewährleistet sein; die weitere Befahrung darf nicht zum Versagen der Platte führen. Die Verformungen sind nun **deutlich wahrnehmbar**. Die Bemessung in Plattenmitte erfolgt auf Grundlage der Gleichgewichtsbedingungen Betondruckkraft/ Stahlzugkraft im reduzierten Querschnitt. Es wird der Bewehrungsstahl im Fließbereich ausgenutzt ($f_{td} = 540 \text{ N/mm}^2$ bei Grenzdehnung 17 ‰), so dass bei den Verformungsberechnungen ein verminderten E-Modul für den Bewehrungsstahl angesetzt wird.

Systemphase 6

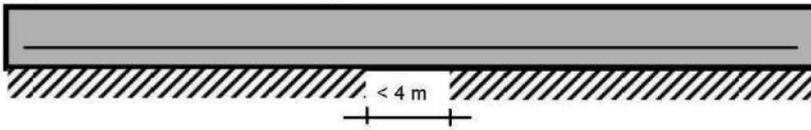
Systemphase 6 ist die Phase, bei welcher die Querschnittsverminderung noch weiter fortgeschritten ist. Der Querschnitt wird noch stärker in einem größer ausgedehnten Bereich (hier z.B. 10 m * 10 m) reduziert, auch der E-Modul des Bewehrungsstahls. Auch hat sich die Bettung in diesem ausgedehnten Bereich vermindert. Der Erdfall hat immer noch den Durchmesser 4 m. Die Systemphase 6 erbringt Verformungen in Plattenmitte, die den vorgegebenen Grenzbereichen entsprechen. Der Verformungsnachweis für die Teilsicherung ist somit erbracht. Der Plattenrand dürfte in Phase 6 deutlich eingebrochen sein; die Straße ist nun im Randbereich -offensichtlich und mehr als deutlich wahrnehmbar - nicht mehr befahrbar.

Eine Bemessung für die Randbereiche ist daher in der Regel nicht mehr erforderlich.

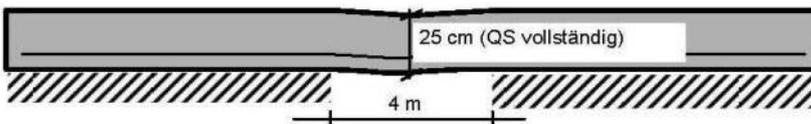
Systemphase 1: Verformungen bis 1,5 mm



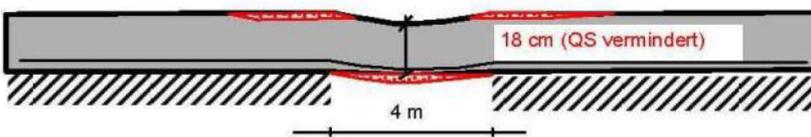
Systemphase 2: Verformungen 2 ... 5 mm



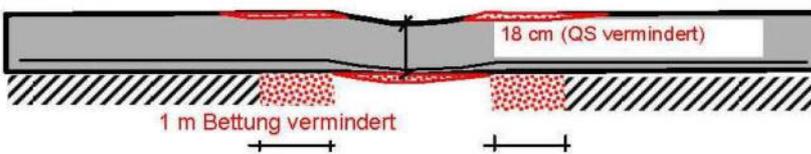
Systemphase 3: Verformungen 4...5 mm



Systemphase 4: Verformungen 8 ...9 mm



Systemphase 5: Verformungen 21 ...28 mm



Systemphase 6: Verformungen 43 ... 45 mm



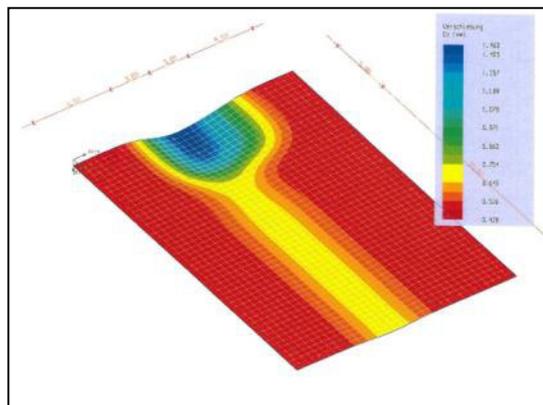
Systemphase 7: Verformungen 380 mm



Stahlbeton- Tragverhalten durch
Betonversagen nicht mehr möglich. Es
trägt nur noch der Stahl !

Bild 28: Systemphasen

Systemphasen 7 und 8 (Abschätzung des Verhaltens bis zum Bruchzustand)



Die Systemphasen 7 und 8 sind rein theoretische Verformungsprognosen, deren Eintreten nur in Plattenmitte betrachtet wird (der Plattenrand ist hier bereits deutlich verformt und das Anschlussgelände eingebrochen). In Phase 7 trägt der Stahlquerschnitt wie in Phase 6 allein, weil sich der Beton nicht mehr am Tragverhalten beteiligen kann. Allerdings ist hier die Zugfestigkeitsgrenze des Stahls mit 17 %₀ erreicht (Ende der Verfestigung, Beginn der Einschnürung).

Bild 30: Verformungen am Plattenrand

Diese Dehnung ergibt (z. B. bei Berechnung nach Seiltheorie) sehr große Durchbiegungen (hier z. B. 40 cm). Hier müsste aber immer noch gefahren werden, um die Verformungen zu vergrößern; es ist also offensichtlich, dass die Phase 7 aufgrund der sehr großen Einmuldung praktisch nicht mehr relevant ist.

Phase 8:

Hier ist die Bruchdehnung mit 50 %₀ erreicht; die Verformung vergrößert sich weiter bei Berechnung analog Phase 7 (hier z. B. ca. 80 cm !!). Der Erdfalldurchmesser hat sich mittlerweile vergrößert (hier z.B. auf 5 m), denn die Ränder des Erdfalls dürften spätestens jetzt eingebrochen sein und den Durchmesser aufgeweitet haben.

Theoretisch könnte die Platte selbst bis zu dieser großen Verformung befahren werden, ehe der Bruchzustand eintritt, was verkehrstechnisch verhindert werden muss. Es zeigt aber, dass trotz der fortgeschrittenen Zerstörung des Bauwerkes (im Gebrauch !) eine gewollte Redundanz gegeben ist. Aus diesem Grunde kann diese Bemessungsprozedur auch als Muster für eine geregelte Berechnung von Erdfallschutzplatten angesehen werden.

6. Besondere Hinweise für die Querschnittsgestaltung bei ebenen Schutzplatten

Vor allem bei Verkehrsbauwerken werden große Wassermengen über die Plattenränder abgeführt. Das kann in vielen Fällen zu schädlichen Wirkungen im Untergrund führen. Hinzu kommt, dass bei Einschnittssituationen auch noch Wasser von den angrenzenden Böschungen in den Bereich des Straßenrandes in relevanter Größenordnung einfließen kann.

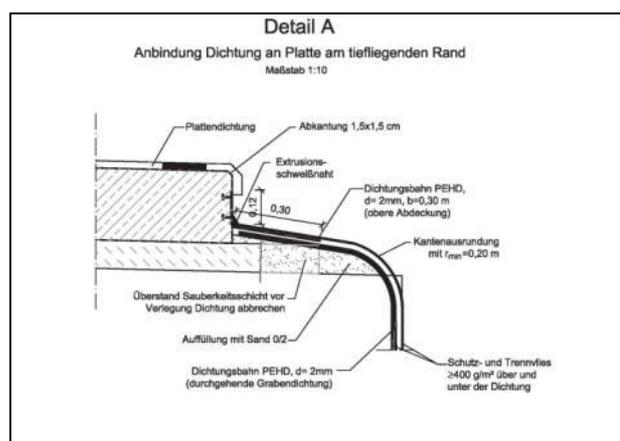


Bild 31: Anschluss einer Dichtungsbahn an den Plattenrand

Praktisch bewährt hat sich in diesen Fällen eine Ausbildung des Plattenrandes mit fest angeschlossener Dichtungsbahn gemäß Bild 31 und eine Abdichtung des Randgrabens in der Sohle, die bis in die angrenzenden Böschungen reicht, Bild 32. Die entsprechenden hydraulischen Berechnungen sind dann ohne Berücksichtigung von Versickerungsanteilen für vollen Abfluss vorzunehmen.

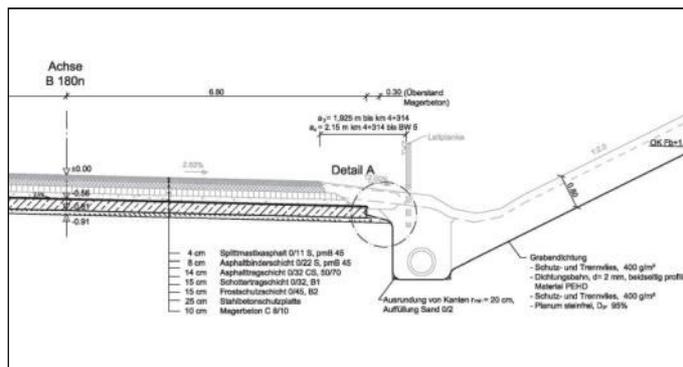


Bild 32: Ausbildung des Seitengrabens mit Abdichtung

Im Gebrauch hat sich gezeigt, dass sehr große Platten wie diese deutlich auf Temperaturspannungen reagieren werden.

Besser verhalten sich dabei Aufbauten, bei denen zwischen Asphaltoberbau und Schutzplatten eine

Schottertragschicht oder

Frostschuttschicht

eingeschaltet wird, so wie

das in einem Beispiel eines anderen Bauvorhabens in Bild 33 gezeigt wird.

Die Frage der Anordnung der Schutzplatte im Regelaufbau ist generell ein gesonderter Planungsakt, der sehr viele Einzeldetails zu berücksichtigen hat, wie

Temperaturspannungen, Entwässerung, Höhe des Gesamtaufbaus, Materialverfügbarkeit usw.

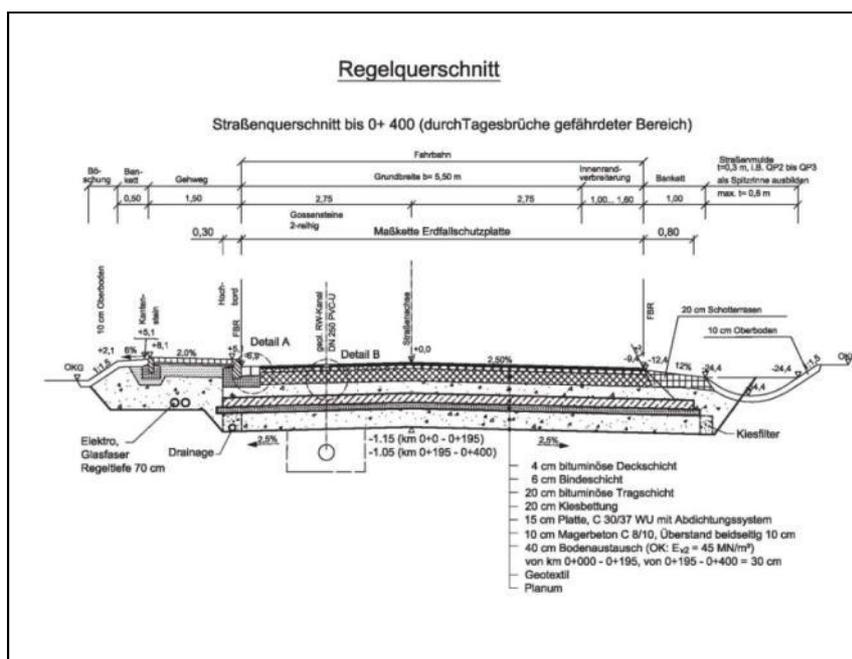


Bild 33: Ausbildung des Regelquerschnittes mit Entkopplung von Betonplatte und Asphaltoberbau

7. Der Aufsteller und Prüfer der Planung

Ein Bauherr sollte vorzugsweise mit Entwurf und Bemessung nur Fachingenieure beauftragen, die die Sparten Geotechnik, Objektplanung und konstruktiven Ingenieurbau in einem Büro vereinen. Spätestens bei der Festlegung der Kriterien für Vollsicherung oder Teilsicherung einer Konstruktion müssen diese Fachkompetenzen zusammenwirken. Die geotechnischen und konstruktiven

Abstimmungen laufen praktisch bis ans Ende der Ausführung parallel. Insofern erhöht eine getrennte Vergabe den Aufwand der Abstimmungen.

Das gilt gleichermaßen für den Prüflingenieur. Bei den im Büro der Autoren behandelten Bauvorhaben wurde mehrfach vorgeschlagen, Prüflingenieure zu beauftragen, die sich schon mit der Materie der Schutzkonstruktionen befasst hatten. Das war hilfreich, da sich dann die Abstimmungen zu den teils komplizierten und ungewöhnlichen Bemessungsschritten erleichtern. Auch ist bei den im konstruktiven Ingenieurbau tätigen Prüflingenieuren nicht in jedem Falle die Materie der Konstruktionen mit Geokunststoffen bekannt. Es sollte daher immer geprüft werden, ob ein Prüflingenieur vorgeschrieben werden kann.

In der deutschen Vergabepraxis wird die Ausführungsplanung von Bauwerken häufig dem Bauunternehmer übertragen. Das ist in vielen Bereichen durchaus gewünscht, da der Bauunternehmer auf diesem Wege Neuerungen auf den Markt trägt und dadurch seine Wettbewerbsfähigkeit verbessert. Bei den Erdfallschutzkonstruktionen ist das jedoch meist nicht wünschenswert, denn das tatsächliche Sicherheitsbedürfnis des Bauherren muss nicht identisch sein mit einem wettbewerbsorientierten „Sparbedürfnis“ des Unternehmers. Soll dem Bauunternehmer der Planer in der Ausführungsphase beigelegt werden, so müssten dafür die Bedingungen genau definiert werden.

Im werksvertraglichen Sinne wird bei diesen besonderen Bauwerken im Kern ein anderer Weg eingeschlagen. Der Bauherr lässt von qualifizierten, ausgewählten Geotechnikern und Planern ein Bauwerk entwerfen, bei dem die Konstruktion oft mit besonderen Bemessungsprozeduren dimensioniert wird. Das erfordert spezielle Kenntnisse des Entwerfers aber auch des Bauherren und der Prüflingenieure. Das Bauwerk entsteht in einer komplexen Abfolge von Grundlagenermittlung, Risikoabwägung und Planung. In solcher Situation sollte der planende Ingenieur von Anfang bis Ende im Auftrag des Bauherren tätig sein, auch für die Ausführungsplanung. Das folgt auch aus dem Fakt, dass es im Zuge der Bauausführung unbedingt einer intensiven fachkundigen geotechnischen und konstruktiven Bauaufsicht/Fachbegleitung bedarf. Wie das Bild 2 anschaulich zeigt, kann es in der Bauausführung immer zu neuen, ergänzenden geologischen Erkenntnissen kommen, die sehr kurzfristig im Kontext mit den Grundlagen des Objektes umgesetzt werden müssen.

Auch dem Bauunternehmer sind im Vertragswerk Grenzen aufzuzeigen. Änderungen der Konstruktion im Wege von Sondervorschlägen und sonstige Bemühungen den Amtsvorschlag „aufzuweichen“, müssen entweder verhindert werden oder die Zulässigkeit muss eindeutig definiert sein.

In Österreich besteht die Möglichkeit, durch ein Fachgutachten der Behörde *Nebenbestimmungen* festzulegen und mit Hilfe einer wasserrechtlichen (geologisch/geotechnischen) Bauaufsicht die Vorgaben durch die Verwaltungsbehörde zu überwachen. Bei Bauwerken der Schadensfolgeklasse CC3 (höchstes Bauwerks- und Baugrundrisiko) kann ein Prüflingenieur *vorgeschrieben* werden (siehe auch OIP RL1 - Richtlinie und EN1990). Dieser Prüflingenieur entspricht im Grunde genommen dem nichtamtlichen Sachverständigen.

Mit Hilfe der Nebenbestimmungen können neue Erkenntnisse (Erkundungen) im Zuge der Bauarbeiten berücksichtigt werden. Dies gilt zumindest bei den Verfahren außerhalb des UVP-Verfahrens. Das Gewinnen von neuen Erkenntnissen im Zuge der Bauausführung ist Stand der Technik.

Das heißt, der Bauwerber kann sich natürlich seinen Planer und seinen Bauausführenden selbst aussuchen. Dies gilt auch für die Kombination, dass der Bauausführende den befugten Planer beistellt. Das Vertragsrecht lässt diese Kombinationen zu. Aus fachlicher Sicht muss aber sichergestellt sein, dass in allen Phasen der Realisierung eines Objektes der notwendige Sachverstand bei den Baubeteiligten gegeben ist. Zusammengefasst heißt das, die *Nebenbestimmungen* sind nach Vorlage eines detaillierten Projektes so eindeutig zu formulieren, dass die durchzuführenden Arbeiten geklärt sind.

8. Ausführungsbeispiele der Entscheidungs- und Bemessungsprozesse

8.1 BAB A 38 Bereich Sollstedt in Thüringen

Im Zusammenhang mit der Planung der Bundesautobahn BAB A 38 und einer Talbrücke (Bild 34) deren Standort gleichzeitig im Subrosionsgebirge und im Senkungsgebiet ehemaligen Kalibergbaus

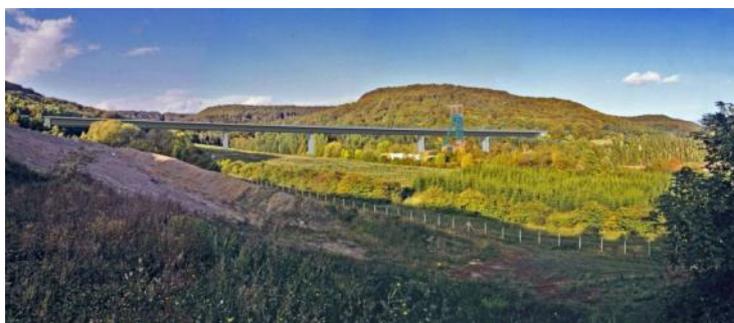


Bild 34: Brückenanimation

liegt, musste eine komplexe geotechnische Aufgabenstellung bearbeitet werden; Bild 35-1. Im Untergrund der Brücke streichen Festgesteine des triassischen Tafeldeckgebirges aus, überdeckt von quartären Lockergesteinen vergleichsweise geringer Mächtigkeit.

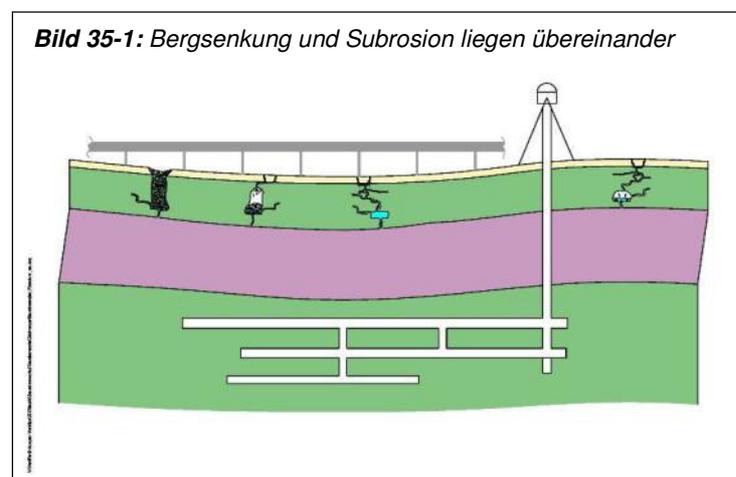


Bild 35-1: Bergsenkung und Subrosion liegen übereinander

Der in Restmächtigkeiten zwischen ca. 20 m (im Talgrund) und 50 m (Widerlager) auftretende **Röt** weist, bedingt durch die Lage am Rand der Eichsfeldschwelle, in seiner Ausbildung gewisse örtliche Besonderheiten auf. So ist davon auszugehen, dass mit Ausnahme des obersten Abschnitts (sog. Untere Rote Schichten) das gesamte Rötprofil primär überdurchschnittlich intensiv

mit Anhydrit bzw. Gips durchsetzt war. Folgeerscheinungen der Gipsauslaugung haben im Oberen Buntsandstein zu vielfältigen, atektonischen Lagerungsstörungen geführt.

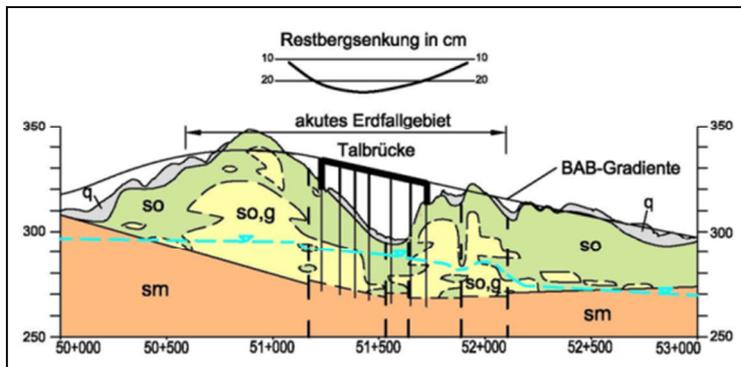


Bild 35-2: Geologischer Schnitt

Aus diesem Grunde wurden der Brückenstandort und die östlich und westlich angrenzenden BAB-Abschnitte als akutes Erdfallgebiet klassifiziert, Bild 35-2. Mit unterschiedlichen planerisch-konstruktiven Anforderungen waren im Umfeld des akuten Erdfallgebietes

4 Bauwerke zu errichten. Das Brückenbauwerk wurde in der Baukategorie III mit einer besonderen Pfahlgründung errichtet.

Die Fahrbahn der BAB wurde auf beiden Seiten der Brücke als ebene Platte in der Baukategorie I errichtet. Auch die nördlich an die BAB angrenzende Einschnittsböschung (westlich der Brücke) musste mit einer Stützwand in der Baukategorie I gesichert werden. Die Böschungskegel am östlichen Widerlager wurden als Bewehrte Erde ausgeführt ohne gesondertes Sicherungsbauwerk. Aber allein durch den regulären Aufbau des Bauwerkes mit 16 Bewehrungslagen war auch eine Sicherung in der BK I gegeben.

7.1.1 Stützkonstruktion an BAB A 38 – am Egelskopf



Bild 36: Stützkonstruktion an BAB A38 Egelskopf

Die Stützwand liegt inmitten des akuten Erdfallgebietes und sichert die nördliche Einschnittsböschung der BAB A38. Dieses Bauwerk ist konzeptionell kein Erdfallschutzbauwerk sondern eine Hangsicherung, die jedoch für eine Beanspruchung, die sich beim Ausbilden eines Erdfalls ergeben würde, bemessen werden musste.

Als Konstruktion wurde im unteren Bereich eine Spritzbeton-Nagelwand mit Natursteinverblendung und im oberen Bereich eine Böschungsvernagelung mit tragender Vernetzung ausgeführt.

Im Kontext zu den vorhergehenden Erläuterungen erfüllt das Bauwerk beim Beanspruchungsfall „Erdfall“ das Kriterium der Teilsicherung.

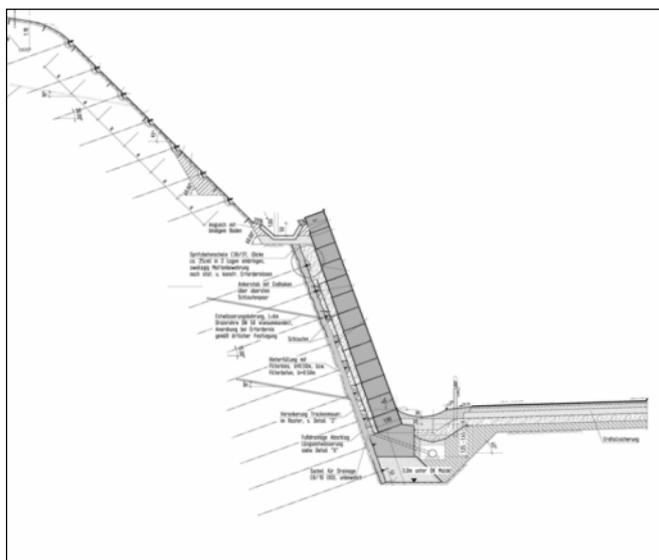


Bild 37: Querschnitt Stützkonstruktion unterer und oberer Teil

Die Gewährleistung eines Vollsicherungszustandes wurde im Vorfeld untersucht und hätte den Bau von massiven/steifen Konstruktionen zur Folge gehabt. Nach Abwägung der maßgebenden Randbedingungen wurde letztlich eine flexible und aufgelöste Konstruktion gewählt. Durch die Ausbildung einer relativ flachen Böschungsneigung würde die Wand im Versagenszustand nach hinten „einsacken“ und somit keine reale Gefahr für den Verkehr nach sich ziehen. Bis zum Erreichen dieses Bruchzustandes werden jedoch die Deformationen der Böschungsoberfläche so groß und

offensichtlich sein, dass notwendige Sanierungsmaßnahmen eingeleitet werden können. Diese flexible/ aufgelöste Bauweise wurde also explizit festgelegt, um verformungsbedingte Veränderungen der Wand- und Böschungfläche leicht feststellen zu können.



Bild 39: Verpress-Strumpf

Wesentliche Tragelemente der Konstruktion sind die Bodennägel, mit denen die Spritzbetonwand im Hang „vernagelt“ wird sowie der Gründungsbalken für die Naturstein- Futtermauer, welche mit Höhen von bis zu 6 m ausgeführt wurde.

In der Statik wurden sogenannte Ausfallszenarien als außergewöhnliche Bemessungssituation (LF3) berücksichtigt.

Bei Auftreten eines Erdfalls im Verankerungsbereich der Bodennägel können durch Lastumlagerungen zusätzliche Kräfte reserven aktiviert werden, indem von vornherein eine erhöhte Anzahl von Nägeln vorgesehen wird. Denkbare Ausfallszenarien als realistische Tragwerksmodelle sind in Bild 38 dargestellt.

Beim Auffahren des Einschnittes bestätigten sich die Parameter des Baugrundmodells weitgehend. Jedoch wurde erst dann offenbar, dass das Gebirge außergewöhnlich stark zerrüttet ist. Durch die Geotechnische Bauüberwachung mussten daher zusätzliche bauliche/ konstruktive Maßnahmen festgelegt werden.

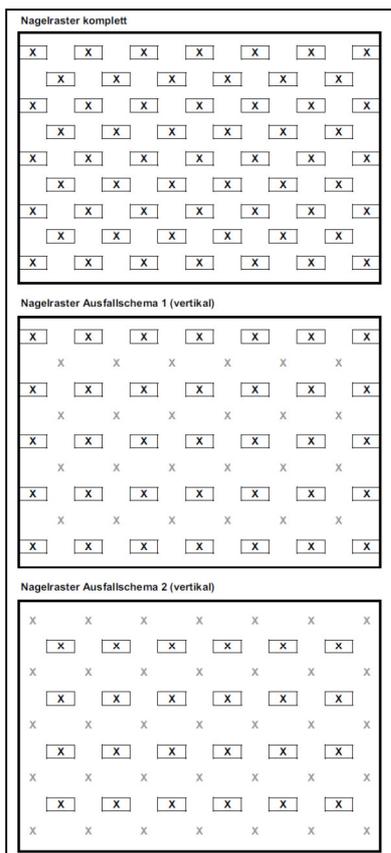


Bild 38: Ausfallszenarien bei der Ankerbemessung (eingerahmte Nägel sind funktionsfähig)

Ein Beispiel hierfür ist der Einsatz der Verpress- „Strümpfe“ (Bild 10), die in die Bohrlöcher für die Bodennägel eingebaut wurden. Dadurch wurde das unkontrollierte Eindringen/ Verbrauch großer Mengen Verpressgut in die Hohlräume oder poröse Strukturen des Untergrundes verhindert; die Verpresskörper konnten somit planmäßig hergestellt werden.

Für den Gründungsbalken (siehe Bild 37) hätte im Standardfall unbewehrter Beton ausgereicht. Bei Auftreten eines Erdfalls fällt jedoch die Bettung unter dem Balken in einem Bereich von nicht unmaßgeblicher Länge aus. Im ungünstigsten Fall bildet sich ein Kragarm heraus, der seine Eigenlast und die Belastung aus den Natursteinen tragen muss. Der Balken musste somit als ein in nicht unerheblichem Maße bewehrtes Bauteil bemessen und hergestellt werden. Der Fundamentbalken wurde auf verschiedene Szenarien von Bettungsausfall bemessen.

7.1.2 Erdfallschutzplatte BAB A 38

Die Erdfallschutzplatte wurde im Bereich der zuvor beschriebenen Stützwand direkt unter dem bituminösen Oberbau eingebaut und ist ein reines Erdfallschutzbauwerk. Je Richtungsfahrbahn erfolgte die Anordnung einer separaten Platte, Bild 40, die räumliche Trennung in Längsrichtung ergab sich durch Mittelstreifen und Entwässerungseinrichtungen. Die Platten wurden als tragende Schicht Bestandteil des frostsicheren Straßenoberbaus.

Die Anforderung des Bauherrn legte für den Zustand Vollsicherung einen Bemessungserdfalldurchmesser bis 4,0 m zugrunde. Die Bemessung auf Teilsicherung erfolgte unter Ansatz eines Durchmessers bis 6,0 m. Wie oben dargelegt entsprach dieser Bemessungsalgorithmus der realistischen ingenieurgeologischen Modellierung eines allmählichen Übergangs von anfänglicher („vermeintlicher“) Vollsicherung in eine Teilsicherung.

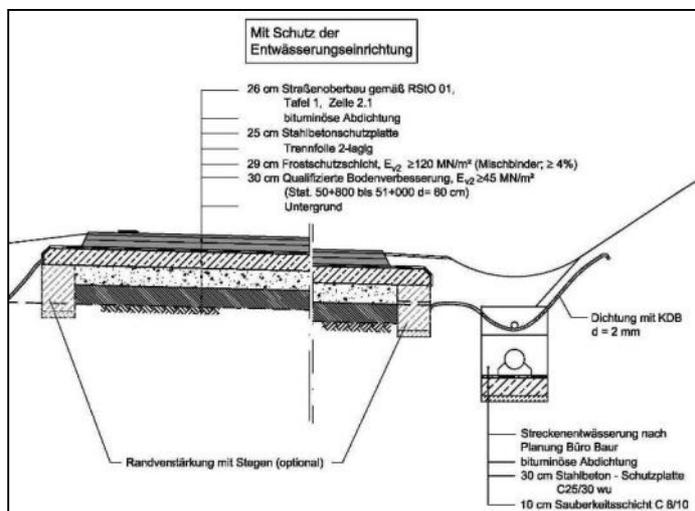


Bild 42:
Bewehrung
Erdfall-
schutzplatte

Bild 40:
Übersicht auf die
Platte

Bei diesem Bauvorhaben wurde erstmals die Untersuchung der Plattenstatik in Systemphasen ausgearbeitet und angewandt, in ähnlicher Art wie es in diesem Beitrag dargestellt wird.

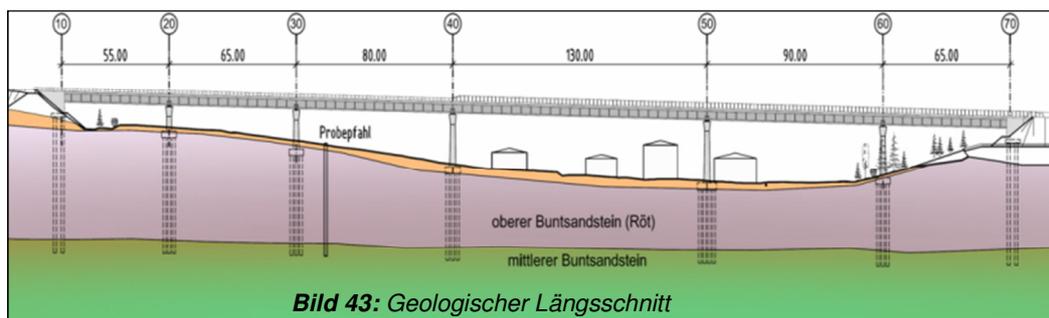
Die Platte wurde ohne Raumfugen hergestellt, die daraus resultierenden Zwangsspannungen



mussten in der Bemessung berücksichtigt werden. Die Bewehrung erfolgte mehrlagig mit Schubbügelkörben an den Plattenrändern. Die Bemessung für den Vollsicherungszustand führte zu außerordentlich hohen Bewehrungsgraden. Die Oberseite der Platte wurde mit einem flexiblen Abdichtungssystem und vorhergehender Rissverfüllung versehen.

Bild 41: Regelquerschnitt (Auszug)

7.1.3 Friedetalbrücke



Nach einer in Etappen angelegten Baugrunduntersuchung wurde sichtbar, dass die Gründung der Brücke nur auf 20 bis 40 m langen Pfählen möglich ist. Unabhängig von den Effekten der bergbaubedingten weitflächigen Senkung des Geländes (siehe 35-1 und 35-2), die bei der Planung des Überbaus der Brücke berücksichtigt wurden, war die Gründung der Brücke nur in der Baukategorie III auf Pfählen technisch-wirtschaftlich möglich.

Eine Vergütung des Untergrundes im Sinne der Baukategorie V schied wegen der zu den Widerlagern hin deutlich zunehmenden Mächtigkeit des Röt aus. Die Pfahlgründung im mittleren Buntsandstein war naheliegend. Die Besonderheit bestand darin, dass die Dynamik der Subrosionsprozesse so eingeschätzt wurde, dass innerhalb der Standzeit des Bauwerkes diffus verteilte Senkungen des Oberen Buntsandsteins (mit aufliegendem Quartär) nicht auszuschließen waren. Diese führten zwangsläufig dazu, dass für die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit nicht nur die Mantelreibung nicht angenommen werden durfte, es war auch noch der Effekt der negativen Mantelreibung anzunehmen.

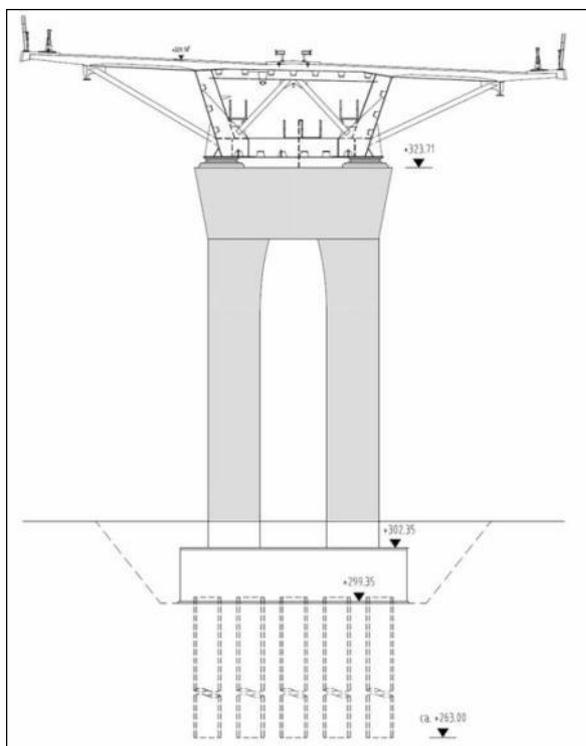
Stratigraphie/Lithologie	Benennung	Lagerungsverhältnisse	Mächtigkeit	
	Quaritär (q)	Hanglehm, Hangschutt, Rutschmassen	-	0-5 m
		Schwemmlehm, Flussskiesand	-	0-8 m
	gipsfreier Oberer Buntsandstein (Röt, so)	i. W. entfestigte ... zersetzte Ton-/Schluffsteine, > steife Gipsauslaugungsrückstände	söhlig bis steif, gestört, z. T. verürzt/aufglockert, „Gipskarst“ (aufgeweichte Klüfte, Hohlräume?)	5-30 m
	gipsführender Oberer Buntsandstein (Röt, so, g)	i. W. Gips-Tonstein-Wechsel-lagerungen, weiche und breite Auslaugungsrückstände		5-30 m
	Mittlerer Buntsandstein, oberer Abschnitt Soling-Folge (smSO + smSZ)	z. T. primär/sekundär bindemittelarme, z. T. gipsimprägnierte Sand- und Schluffsteine	söhlig (1 ... 3° N ... NO), kleintektonische Schichtversätze < 2 m	4 - 6 m
	Mittlerer Buntsandstein, unterer Abschnitt Soling-Folge / Liegendes (smSU, smH etc.)	bankige/massige Schluff-/Fein-sandsteine (smSU), engständige Ton-/Schluff-/Sandstein-Wechsel-lagerungen (smH etc.)		-

Bild 44: Stratigraphie/Lithologie am Brückenstandort

Aus technisch-wirtschaftlichen Erwägungen wurde die Durchführung einer Pfahl-Probebelastung als Bestandteil der Gründungsplanung festgelegt, da der Ansatz von Pfahlspitzendruck und Mantelreibung nach Normwerten gegenüber Erwartungswerten zu einer extrem unwirtschaftlichen Gründung führen würde. Geologisch bedingt war eine Probebelastung planmäßig bis 18 MN bei Lasteintrag „von oben nach unten“ nicht durchführbar, da die Mantelreibungseffekte nicht hinreichend erfassbar gewesen wären. Durchgeführt wurde eine Probebelastung an einem 40 m langen Testpfahl, der in 2 Ebenen mit Osterbergzellen „von unten nach oben“ ohne äußere Widerlager belastet wurde. Im kritischen Schichtbereich wurden technische Maßnahmen zur Reduzierung der Mantelreibung (Schmierung des Pfahlmantels) getestet.

Die Ergebnisse bestätigen den Ansatz, dass bei Bauwerken in komplizierten ingenieurgeologischen Verhältnissen nur durch aufwendige geotechnische und planerische Untersuchungen einerseits das Baugrundrisiko nach Maßgabe der wissenschaftlich-technischen Möglichkeiten begrenzt wird und

andererseits wirtschaftliche



Gründungsbemessungen ermöglicht werden. Im vorliegenden Falle konnte die Planung der Pfahlgründung im Subrosionsgebirge auf Grundlage der Erwartungswerte der Pfahlbemessung aufgestellt werden, was gegenüber DIN-Werten annähernd zu einer Halbierung der erforderlichen Pfahlanzahl führte. Dieses Beispiel zeigt ferner, dass sich mit den hier beschriebenen Planungsprozessen im weiteren Sinne durchaus eine Regel der Technik für Untersuchung und Entwurf von Bauwerken im Subrosionsprozess abzeichnet.

Eine ausführliche Schilderung der ingenieurgeologische Situation, der planerischen und geotechnischen Aspekte der Planung dieser Probebelastung ist in /11/ und /12/ dokumentiert.

Bild 45: Pfeiler mit Gründung

7.1.4 Bewehrte-Erde -Böschung am Widerlager Ost



Die geplante Stützwand liegt randlich über dem Schachtfeld Sollstedt des ehem. Kalibergwerkes, Bild 35-1. Bis zum Jahr 2100 werden Restsenkungen von max. ca. 20 cm; und Schiefstellungen bis 1mm/m Jahr erwartet. Das Durchschlagen von Erdfällen bis ca. 3...5 m Durchmesser ist möglich.

Eine Stützkonstruktion musste errichtet werden, da aufgrund der vorhandenen Bebauung keine Regelböschungen angelegt werden konnten, Bild 46.

Bild 46: Stützwand im Bau (mit Brücke und angrenzenden Gebäuden)

Starre Konstruktionen, wie etwa Winkelstützwände oder Ortbetonkonstruktionen sind bei den geologischen Verhältnissen und wegen der zu erwartenden Schiefstellungen nicht zu empfehlen, da Bewegungen im Gelände derartige Konstruktionen schädigen können. Außerdem sind Gründung und Formgebung einer Stahlbetonkonstruktion bei dem mehrfach gekrümmten Grundriss sehr kompliziert (Siehe Bild 46). Es musste folglich eine flexible Konstruktion gewählt werden, die auch bei

Geländebewegungen uneingeschränkt gebrauchstauglich bleibt.

Eine Kunststoff-Bewehrte-Erde-Stützkonstruktion kann als begrünte Wand hergestellt werden. Ein gesondertes Fundament ist dafür nicht erforderlich. Da das Bauwerk in Richtung Wohnbebauung zeigt, wurde aus gestalterischen Gründen eine begrünte Steilböschung als Vorzugskonstruktion gewählt. Eine Grüne Steilböschung bietet in dieser Hinsicht deutlich weniger Unterhaltungsaufwand und eine für die Anwohner natürlichere Ansicht.

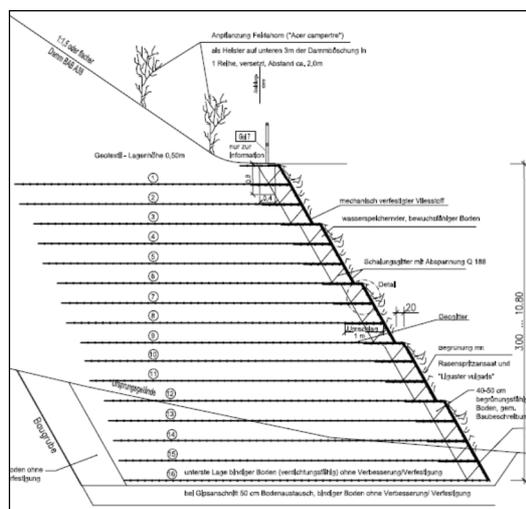


Bild 47: Regelquerschnitt

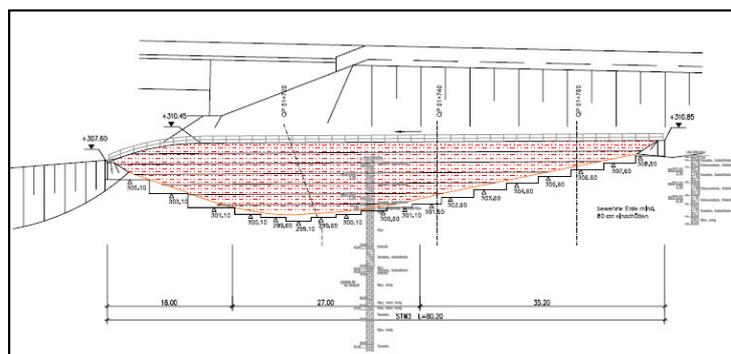


Bild 48: Ansicht/ Abwicklung

Außerdem konnte gezeigt werden, dass die Bewehrte-Erde-Konstruktion wegen der großen Anzahl von Bewehrungslagen (siehe Bild 47) gewissermaßen nebenbei die Funktion einer Erdrutschschutzkonstruktion im Sinne der EBGeo erfüllt. Gewählt wurde ein Bausystem mit tragender Außenhaut und Begrünung.



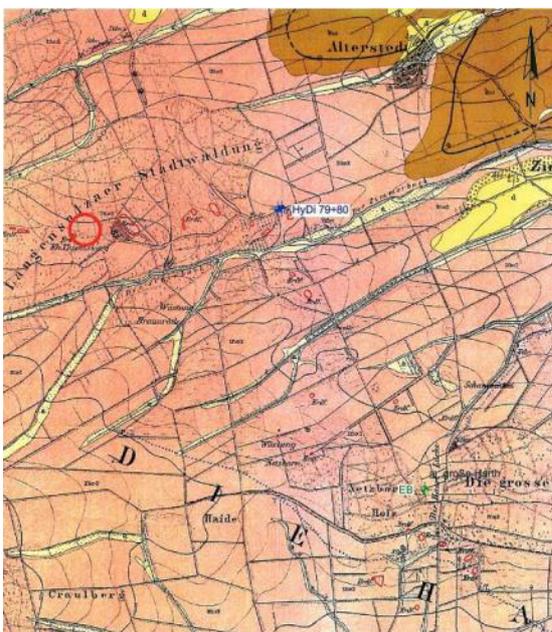
Bild 49: Fertige Wand nach Herstellung

7.2 Baumkronenpfad im Hainich

Dieses Bauwerk ist eines der selteneren Beispiele für Karstformen mit sehr großen Abmessungen von Einbruchformen an der Tagesoberfläche; Bild 50. Mit dem Ziel der Entwicklung des Fremdenverkehrs sowie einer Verbesserung der Umweltbildung und Forschung errichtete die Stadt



Bild 50: Ein großer Erdfall nahe des Turmes



Bad Langensalza (Deutschland, Bundesland Thüringen) im *Nationalpark Hainich* einen Baumkronenpfad mit Aussichtsturm, Bild 55. Der Aussichtsturm als zentraler Punkt des Pfades hat eine Höhe von 44 m. Der 2 m breite und 306 m lange Pfad mit einem allmählichen Höhenanstieg bis über die Wipfel der Bäume ist über eine Außentreppe vom Turm aus zu erreichen. In diesem Falle waren alle Funktionen des Bauherren an einen Generalunternehmer übertragen worden.

Dieser veranlasste die geotechnischen Grundlagenermittlung und die Planung der Gründung des Turmes. Im Zuge von Geländebegehungen während der geotechnischen Spezialplanung im Auftrag des Generalunternehmers waren durch eine sorgfältige und fachübergreifende Herangehensweise in der Zusammenarbeit von Bauingenieuren und Geologen im nahen Umfeld des vorgesehenen Standortes zahlreiche morphologisch auffällige z. T. wassergefüllte, rundliche Senken auffällig geworden.

Nach Einsicht in das Subrosionskataster der Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie wurde klar, dass der Standort in eine Zone akuter Erdfallgefährdung - Erdfälle und -einsenkungen sind vergleichsweise häufig - (ungünstigste Klassifizierung) aufgrund von Auslaugungsvorgängen in der salinaren Folge des Mittleren Muschelkalkes eingestuft wird, Bild 51. Der überwiegende Anteil der heute noch erkennbaren Erdfallstrukturen ist zwar fossil, allerdings gibt es vereinzelt auch Ereignisse jüngerer Datums. So ging 1968 auf einer Ackerfläche ca. 4 km südöstlich des Standortes ein Erdfall nieder, welcher sich in nur kurzer Zeit auf einen Durchmesser von ca. 40 m erweitert hatte.

Als Ursache dieser Erdfallbildungen können durch Verkarstung (Karbonatkarst) erweiterte, vermutlich tektonisch vorgeprägte Klüftzonen im Oberen Muschelkalk angesehen werden, die eine Auslaugung der salinaren Folge des unterlagernden Mittleren Muschelkalkes durch geringmineralisierte Oberflächenwässer ermöglicht haben und auch weiterhin ermöglichen. Das Resultat der unterirdischen Subrosionsprozesse sind Schlotten bzw. schichtförmige, gewölbeartige und schlotförmige Hohlräume. Diese können nach Erreichen einer bestimmten Größe zusammenbrechen (Überschreiten der Bruchspannungsgrenze des Deckgebirges) und sich dann plötzlich, schlagartig bis zur Erdoberfläche durchsetzen; Bildfolge 52.

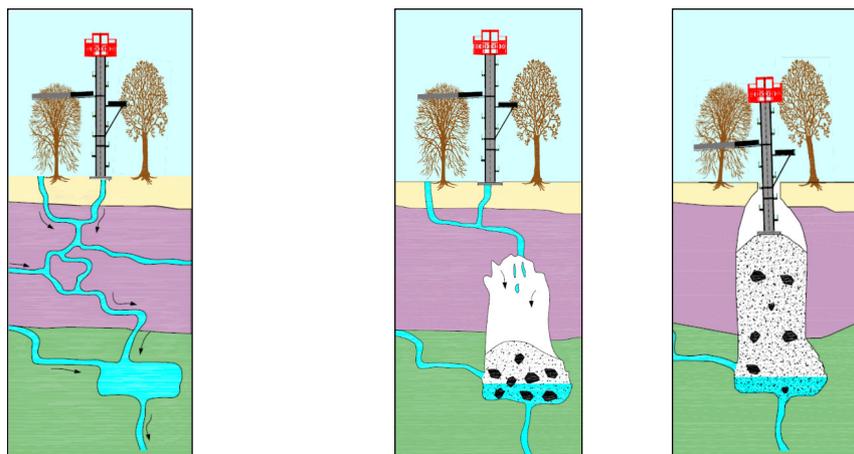


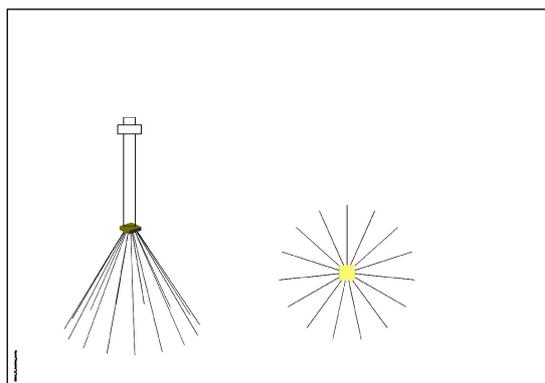
Bild 52: Das potenzielle Bruchscenario im Bereich des Turmes

Die oberflächigen Auswirkungen hängen dabei im Wesentlichen von Mächtigkeit, Zustand und Teufenlage des Salinars, von Mächtigkeit und Ausbildung des Deckgebirges sowie von der hydrologisch/ hydrogeologischen Situation ab. Die in Thüringen dokumentierten Erdfalldurchmesser im Mittleren Muschelkalk betragen zwischen 10 bis 50 m. Verantwortlich dafür sind u. a. die relativ große Teufenlage der Sulfathorizonte und das kompakte „Dolomit-/Kalksteindach“, Bild 51.

Zur Klärung der geologischen Situation und des möglichen Auslaugungspotentials wurde am Standortmittelpunkt des geplanten, gegenüber jeglichen Untergrundsenkungen/-setzungen sensiblen Aussichtsturmes eine **110 m tiefe Bohrung** bis in den Unteren Dolomit des Mittleren Muschelkalkes abgeteuft und geophysikalisch vermessen. Der Untere Dolomit stellt die unbeanspruchte Basisfolge

des auslaugungsgefährdeten Mittleren Muschelkalkes dar, wo faktisch keine Auslaugungen mehr stattfinden.

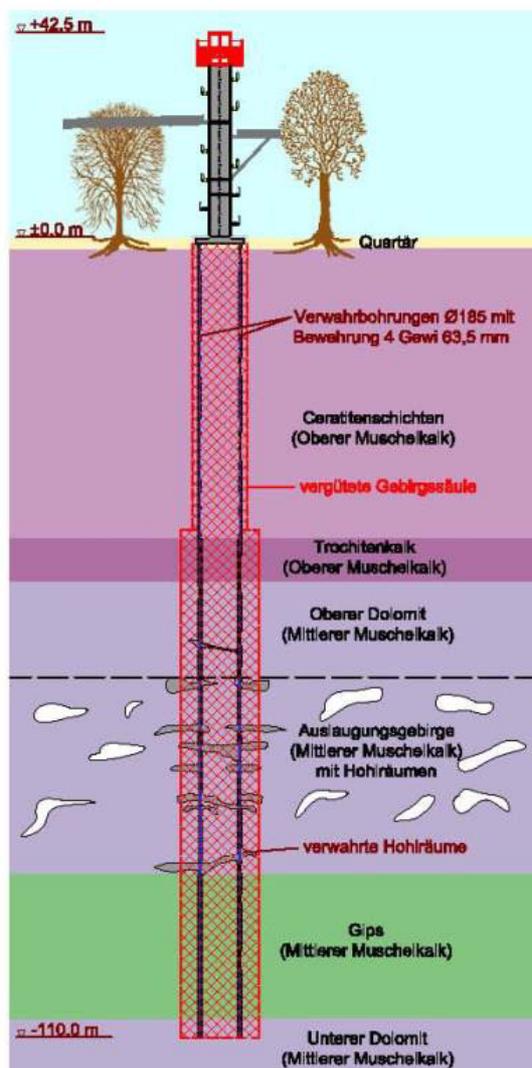
Die niedergebrachte Bohrung belegte eindrucksvoll die für das Untersuchungsgebiet vermutete Auslaugungssituation. Es ergaben sich hinreichende Indizien, dass es ein nicht auszuschließendes Risiko des Vorhandenseins größerer Hohlräume bzw. teilverbrochener, noch nicht an der Tagesoberfläche sichtbarer Zonen in der unmittelbaren Umgebung des geplanten Turmes gibt, Bild 52. Eine Bebauung derartiger Gebiete ist nur bedingt möglich. Im Ergebnis der Tiefbohrung, der geophysikalischen Bohrlochuntersuchungen und einer fachkundigen ingenieurgeologischen Auswertung unter Einbeziehung der Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie wurde



geschlussfolgert, dass am Standort ein hohes Erdfallrisikopotenzial besteht.

Demnach war die Errichtung des Aussichtsturmes ohne Sicherungsmaßnahmen unvertretbar. Umso mehr, als es sich um ein Bauwerk für die Öffentlichkeit handelt, welches aufgrund seiner Höhe und schlanken Struktur auf jegliche Untergrundschwächen empfindlich reagiert.

Bild 53: Variante Pfahl-Schirm



Die Charakteristik der Erdfallproblematik am Standort besteht darin, dass sich unter dem Turm mit 4,5 m Durchmesser ein „Loch“ mit einem Durchmesser von > 10 m öffnen kann!, Bild 52. Das Durchbrechen von Erdfällen ist jeweils als ein plötzliches, unvorhersehbares Ereignis einzustufen. Große Hohlräume wurden mit der Bohrung unmittelbar unter dem Turm nicht erkundet, jedoch ist es kennzeichnend für die geologische Situation, dass die Verhältnisse auf kurzen Entfernungen stark wechseln können und zum Beispiel unmittelbar neben dem Standort des geplanten Turmes größere Hohlräume in den unteren Schichten des Mittleren Muschelkalkes bzw. auch schon hochgearbeitete Verbrucherscheinungen vorhanden sein können. Diese Verbrucherscheinungen gehen nicht immer ideal senkrecht vonstatten, sondern sie folgen tektonischen anderweitig vorgeprägten Schwächezonen innerhalb des Felsverbandes und können somit auch zu einer seitlichen Ausbreitung und damit bis unter den Turm führen, Bild 52.

Bild 54: Schematische Darstellung der gewählten Gründung und Sicherung

Sicherungsmaßnahmen

Zu Beginn der Planung sind verschiedene Varianten einer Teilsicherung, unter anderem mittels eines „Schirmes“ aus Verpresspfählen, abgesetzt innerhalb der tragfähigen Deckgebirgsschichten, in Betracht gezogen worden, Bild 53. Dem wurden Varianten für eine Vollsicherung unter dem Turm, wie beispielsweise eine große Stahlbetonplatte oder ein großes, bewehrtes Fundamentkreuz kostenseitig und technisch gegenübergestellt. Die Sicherung musste in Baukategorie III erfolgen.

Im letztendlich gewählten Konzept wurden in einem Karree von 8 x 8 m vier Imlochhammerbohrungen mit einem Durchmesser von 185 mm bis in den Dolomit an der Basis der auslaugfähigen Gesteine abgeteuft (Tiefe ca. 104 m); Bild 54.

Diese Bohrungen sind als kombinierte (zusätzliche) Erkundungs- und Verwehrbohrungen zu betrachten. Innerhalb der auslaugbaren Schichten des Mittleren Muschelkalkes wurde eine Verwahrung der dort vorhandenen Hohlräumstrukturen mit einem hochsulfatbeständigen Beton im Kontraktorverfahren, d. h. ohne unnötig hohe Verpressdrücke, ausgeführt. Für den Abschnitt der stärker klüftigen Wechsellagerung von Tonstein und Kalkstein im Oberen Muschelkalk erfolgte eine Nachverpressung. In die Bohrungen wurde jeweils ein hochfester Bau-Stahl mit Durchmesser 63,5 mm und doppeltem Korrosionsschutz auf den oberen 9 m eingestellt.



Durch diese Maßnahmen wurde unter dem Turm eine vergütete /stabilisierte Gebirgssäule hergestellt. Somit können Erdfälle unmittelbar unter dem Turm konsequent ausgeschlossen werden. Die Verpressung des Gebirges im Oberen Muschelkalk und die Einstabbewehrung in den Pfählen dient weiterhin einer Versteifung/ Bewehrung der Gebirgssäule unter dem Turm mit dem Ziel, einen erhöhten Widerstand des Gebirges unter dem Turm zu schaffen. Damit kann auch das nicht auszuschließende, seitliche Vordringen von Verbrucherscheinungen neben dem Turm verhindert werden.

Bild 55: Fertiggestellter Turm

Der Turm selbst wurde als Flachgründung in den gut tragfähigen Schichten des Oberen Muschelkalkes konzipiert. Es handelt sich also nicht um eine Gründung des Turmes auf 4 Pfählen, wie man auf den ersten Blick meinen könnte, sondern um eine Flachgründung des Turmes auf einer vergüteten Gebirgssäule, bei dem Momentenbelastungen als Zugkräfte über Anker in den Untergrund abgeleitet werden. Im übertragenen Sinne ist der Turm auf dem Untergrund angeschraubt.

Resümee:

Das gewählte System ist aus ingenieurgeologischer/ geotechnischer Sicht als Vollsicherung (BK III) gegen Erdfälle einzustufen. Nach ingenieurgeologischem und geotechnischem Ermessen wird damit das Auftreten von Erdfällen unter dem Turm dauerhaft verhindert. Alternativen einer Teilsicherung haben sich bei näherer Betrachtung als in der Funktionsweise technisch nur schwer erfassbar und zudem in der Ausführung letztendlich teurer als das gewählte System erwiesen. Eine Alternative zum Verzicht auf eine Sicherung bestand nicht.

9. Zusammenfassung und Bewertung

Bei der Planung und Bemessung von Bauwerken im Subrosionsgebirge muss das geotechnische und planerische Risiko wesentlich stärker gewichtet werden als bei der Bemessung eines Standard-Bauwerks. Ein komplexes Regelwerk, welches alle Facetten der geotechnischen Grundlagenermittlung und Planung für Sicherungsbauwerke im Subrosionsgebiet regelt, gibt es gegenwärtig noch nicht. In Deutschland gibt es eine größere Anzahl weitflächiger Subrosionsgebiete. Aus diesem Grunde haben sich hier auf unterschiedlichen Ebenen (Bund, Länder) Regelwerke entwickelt, die über Subrosionskataster zu Spezialkartierungen der Subrosionsgebiete geführt haben. Flankierend dazu wurden Handlungsempfehlungen ausgearbeitet, die sich vor allem der Einteilung von Risiken oder Gefahren in diesen Gebieten und notwendigen Sicherungsbauwerken widmen. Dieses Regelwerk ist seit längerer Zeit in einem relativ kleinen Kreis von Spezialisten in Gebrauch. Es betrifft den Bereich der geotechnischen Grundlagen für Bauwerke, die in Subrosionsgebieten errichtet werden müssen. Es kann in dieser Form genutzt, fortgeschrieben oder für regionalgeologische Besonderheiten modifiziert werden. Dabei ist die phänomenologisch induzierte Einteilung in Gefahrenklassen aus dem IEBB, Thüringen, für den praktischen Gebrauch hervorzuheben. Je nach geologischer Standortdisposition können Sicherungsbauwerke in 5 Bauwerkskategorien eingeteilt werden, die unterschiedliche Sicherheitsstandards der Vollsicherung bzw. Teilsicherung erfüllen. Für den Bereich der Planung von Sicherungsbauwerken bedarf es eines komplexen, über den Aufwand von „normalen“ Bauwerken deutlich hinausgehenden Abstimmungsaufwand zu Funktion, Dimension, Gebrauch und Unterhaltung. Ein einschlägiges Regelwerk für Sicherungsbauwerke in Subrosionsgebieten gibt es zum gegenwärtigen Zeitpunkt nur für Sicherungsbauwerke mit Geokunststoffen. Der Beitrag hat eine Bemessungsprozedur für Sicherungsbauwerke aus ebenen Stahlbetonplatten hinzugefügt. Gemessen an dem heute verfügbaren Erfahrungsschatz und dem verfügbaren Regelwerk ist es auch für den Bereich der Sicherungsbauwerke möglich, nach anerkannten Regeln zu planen und damit das Verhältnis aller Baubeteiligten von Bauherr zu Planer und Bauunternehmer zu regeln.

Quellennachweis

- /1/ Forschungsgesellschaft für Straßen – und Verkehrswesen: Merkblatt über Straßenbau in Erdfallgebieten; 2009
- /2/ FREISTAAT THÜRINGEN, LANDESAMT FÜR BAU UND VERKEHR: Handlungsempfehlungen zur ingenieurgeologischen Erkundung und bautechnischen Beherrschung von Subrosionserscheinungen bei Straßenbauvorhaben für den Dienstaufsichtsbereich des Landesamtes für Bau und Verkehr Thüringen (IEBB Subrosion Thüringen 09/2009)
- /3/ LANDESAMT FÜR STRASSENBAU SACHSEN- ANHALT: Handlungsempfehlungen für den Einsatz von Geokunststoffen zur Sicherung bruchgefährdeter Straßenbereiche in Altbergbau- und Subrosionsgebieten für den Dienstaufsichtsbereich des Landesamtes für Straßenbau Sachsen- Anhalt (GSbS Sachsen- Anhalt, 2001)
- /4/ DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK e.V: Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO), Verlag Ernst & Sohn, 01/ 2010; Abschnitt 11: Überbrückung von Erdeinbrüchen.
- /5/ DIN 4020: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke, Berlin, Beuth- Verlag, 2003-09 (Ergänzung zum EC 7)
- /6/ DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC: 2010;
- /7/ DIN EN 1992: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetongtragwerken; Deutsche Fassung EN 1992;
- /8/ DIN EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik- Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC: 2009
- /9/ FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESSEN: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, RSTO 12
- /10/ U. Köhler und F. Müller: „Stützkonstruktionen im akuten Erdfallgebiet- Bemessung und Ausführung sowie Abwägung von ingenieurgeologischen und planerischen Risiken“, *Geotechnik* 02/ 2010, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.

- /11/ Kleffner, H-J., Hecht, T., Köhler U., Kirschstein M.: Tragkraftoptimierung und Reduzierung negativer Mantelreibung bei Großbohrpfählen in erdfallgefährdetem Untergrund; Felssymposium Stuttgart 2006, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- /12/ Rüschkamp, H., Hecht, T., Köhler, U., Kirschstein, M., Gebert, G.: Gründungsoptimierung für Großbrücken im Karstgebirge auf der Grundlage von Probelastungen an langen Bohrpfählen. - EUROGEO Madrid 2007 (im Druck)
- /13/ Kirschstein, M., Köhler, U.: Eine Turmgründung im akuten Erdfallgebiet - Der Aussichtsturm des Baumkronenpfades im Hainich. – EUROGEO Madrid 2007

Mittwoch 16. Oktober 2013

11:30-12:00

Die Toma Hügel des Fernpass Bergsturzes – Hinweise zur Entstehung aus physikalischen Experimenten

Roman Meili¹, Bernd Imre², Jan Laue¹, Amin Askarinejad¹ & Sarah M. Springman¹

¹ Institut für Geotechnik, ETH Zürich, Schweiz

² Bernard Ingenieure ZT GmbH, Bahnhofstrasse 19, 6060 Hall i.T.

Abstract

Sturzstroms are landslides of large initial volume, high velocity and extreme run-out. Past investigations showed that the fragmentation of blocks of rock is associated with high initial potential energy and extreme run-out. Based on a PhD thesis describing the concept of inertial entrainment friction (Imre, 2010), the fragmentation of sturzstroms was investigated experimentally in the ETH Zurich geotechnical drum centrifuge with both a rough sliding surface as well as fine-grained subsoil (sand and clay) in the run-out zone.

The observation of the detachment of projectiles from the front of the rock debris in the experiment with the clay basal layer reproduces the phenomenon of the formation of Toma hills, as seen after the Fernpass sturzstrom in Austria.

1. Einleitung

Sturzströme sind Schuttströme mit Geschwindigkeiten von oft über 100 km/h und übermäßiger Reichweite, welche durch die Fragmentierung von Bergstürzen mit einem Abbruchvolumen von normalerweise mehr als 10^6 m^3 entstehen (Heim, 1932; Hsü, 1975). Das Institut für Geotechnik an der ETH Zürich forscht an der Mechanik dieser Massenbewegungen und damit an der Entwicklung eines Voraussagemodells für die Reichweite von Sturzströmen.

In diesem Beitrag werden ausgewählte Resultate einer Masterarbeit am IGT der ETH Zürich dargestellt, welche Hinweise auf die Entstehung von Toma Hügeln bei realen Sturzströmen wie z.B. dem Fernpass Sturzstrom in Österreich geben. In dieser Arbeit wurde die Fragmentierung von Steinmaterial in Sturzströmen mit einer umgebauten Beschleunigungsrutsche (Imre et al., 2010) in der geotechnischen Trommelzentrifuge der ETH Zürich (Springman et al., 2001) erstmals mit einer rauen und weichen basalen Gleitfläche (grobblockiger bzw. feinkörniger Untergrund) untersucht. Dabei wurden die Aussagen des „inertial entrainment friction“ (träge, mitreißende Reibung) Konzepts (Imre et al., 2010) überprüft. Die Erkenntnis ist, dass die typische Fragmentierung bei Sturzströmen, dann auftritt, wenn an der Basis des Sturzstroms ein hoher Scherwiderstand, durch entweder einen rauen oder einen weichen Untergrund, mobilisiert werden kann. Damit verschiebt sich die Scherfuge in die Felsmasse, was infolge der Fragmentierungsprozesse in der Scherfuge zur übermäßigen Reichweite des Sturzstroms führen kann.

1.1 Versuchsaapparatur

In der Trommelzentrifuge (Springman et al., 2001) wurden Steine bzw. auf die Modellbedingungen im Labor skaliertes Analogmaterial für Stein (ETHAR; Imre et al., 2011) in einem Kanal (Abb. 1 links) beschleunigt und die Fragmentierung der Steine (Abb. 1 rechts) auf verschiedenen Untergründen (Schleifpapier, Sand und Ton) im Auslaufkanal untersucht. Die Winkelgeschwindigkeit der Zentrifuge betrug bei den Versuchen jeweils 31.3 rad/s mit einem äußeren Radius von 1.1 m. Das Analogmaterial für Stein wurde beim Öffnen des Bunkertors aus dem Vorratsbunker mit der Zentrifugalkraft durch den Beschleunigungskanal bewegt und kam im Auslaufkanal zum Stillstand.

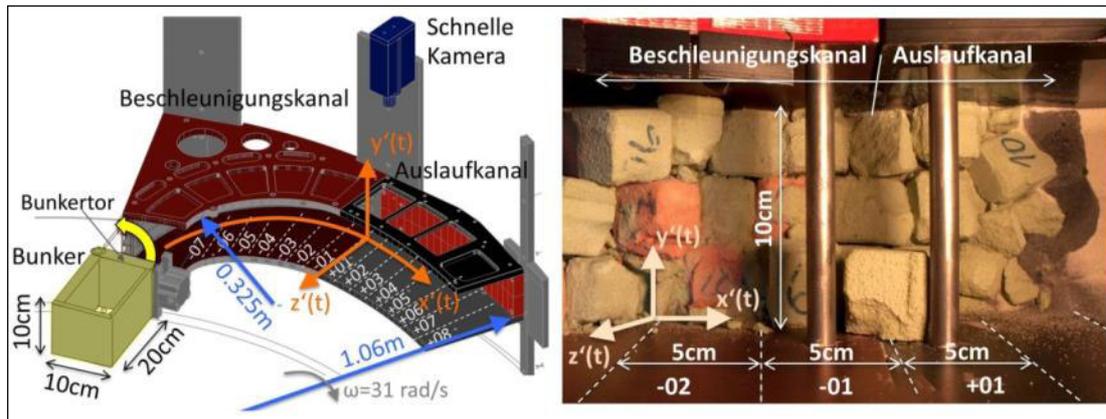


Abb. 1: **Links:** Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus in der Zentrifuge (nach Imre et al., 2010);
Rechts: Fragmentierung der Steine auf sandigem Untergrund

2. Physikalische Modellierung: ausgewählte Resultate

Beim Zentrifugenversuch mit einer zähflüssigen, tonigen Gleitfläche wurden einzelne Partikel des Analogmaterials auf dem Ton deutlich weiter abgelagert als die vordersten Blöcke der Rutschmasse. Dies deutet auf eine Verbindung zu den Toma Hügeln hin. Toma Hügel scheinen in Verbindung mit Sturzströmen zu stehen, die sich auf sehr weichen, gesättigten Böden ausgebreitet haben. Die Toma Hügel aus Sturzstromablagerungen beim Fernpass Sturzstrom in Österreich (Abb. 2 rechts und unten) sind in Rutschrichtung hintereinander angeordnet. Diese Toma Hügel wurden bis zu 4 km vor der Front der Hauptblockmasse des Sturzstroms bei Nassereith abgelagert (Prager et al., 2006; Abb. 2 rechts).

Die ETHAR-Partikel im Zentrifugenversuch (Abb. 2 links) wurden in Rutschrichtung ebenfalls wie die Toma Hügel beim Fernpass Sturzstrom hintereinander abgelagert. Das Relief im Ton nach dem Versuch zeigt zudem deutlich die entstandenen „Wellen“ aus beschleunigtem Ton, die sich von der Rutschmassenfront aus weiter nach vorne ausbreiteten. Zur besseren Darstellung sind diese in Abb. 2 (links) hervorgehoben.

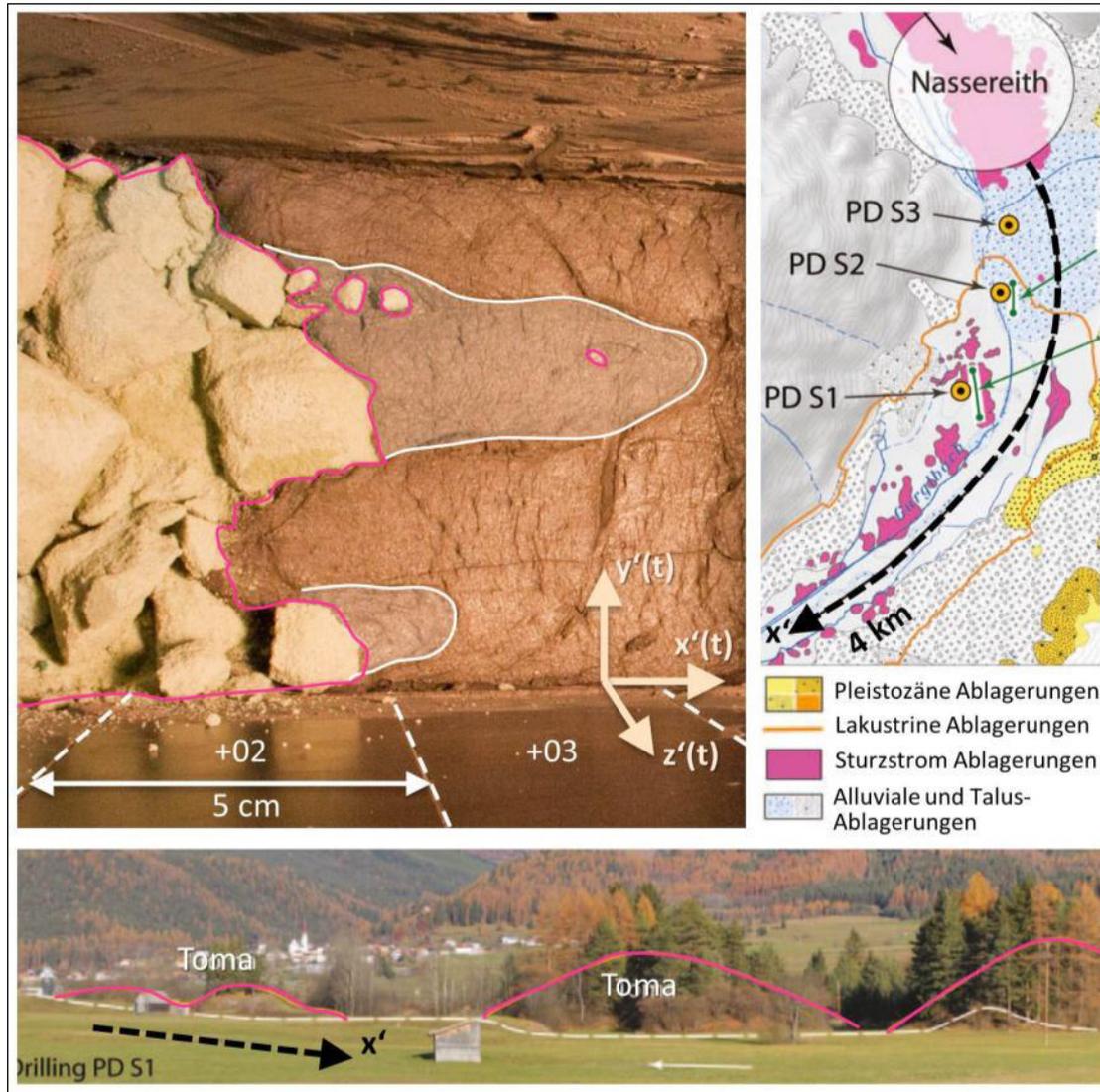


Abb. 2: **Links:** Ablösungen der Bergsturzfront (rot) und „Wellen“ aus beschleunigtem Ton (weiss); **Rechts:** Situation mit abgelöstem, bis 4 km weiter vorne abgelagertem Sturzstrommaterial (rot) und **unten:** Ansicht der Toma Hügel aus Bergsturzmaterial beim Fernpass Sturzstrom in Österreich (Abb. rechts und unten von Prager et al., 2006)

Imre et al. (2010) erklären die Entstehung der Toma Hügel mit dem „inertial entrainment friction“ Konzept. Wenn ein Sturzstrom bereits fast oder ganz zum Stillstand kommt, kann sich an der Front des Sturzstroms noch beschleunigtes Sturzstrommaterial weiterbewegen. Dies scheint im Zentrifugenversuch ebenso der Fall gewesen zu sein. Beim Eindringen der Blöcke in den Ton wurde dieser durch das Verdrängen beschleunigt. Einzelne Partikel scheinen entweder „auf der Welle“ aus beschleunigtem Ton gedriftet oder geflogen zu sein. Hinter dem vordersten Partikel in Abb. 2 (links) sind keine Spuren im Ton erkennbar, was darauf hinweist, dass dieses eher geflogen ist. Falls das Partikel geflogen ist und somit nicht mehr in Kontakt mit dem Kanal war, würde das bedeuten, dass die Geschwindigkeit des Partikels grösser war als ca. 32 m/s (lokale Geschwindigkeit des rotierenden Versuchskanals an dieser Stelle bezüglich der ruhenden Zentrifuge). Da die Geschwindigkeit der Blöcke am Anfang des Auslaufkanals (Übergang Segment -01 zu +01, Abb. 1 links) ca. 11 m/s beträgt, wurde dieses Partikel offensichtlich durch den Impulstransfer stärker beschleunigt.

3. Fazit

Die Entstehung von Toma Hügeln bei feinkörnigem, gesättigtem Boden wie z.B. dem Fernpass Sturzstrom in Österreich, scheint in direktem Zusammenhang mit dem Beschleunigen von Boden und Bergsturzmaterial an der Front des Sturzstroms infolge des Impulstransfers zu stehen.

Die folgenden Indizien deuten darauf hin, dass die Versuchsergebnisse mit den Toma Hügeln des Fernpass Sturzstroms vergleichbar sind:

- Die Ablösungen der Sturzstromfront traten nur beim Versuch mit zähflüssigem tonigen Untergrund auf und nicht bei den Versuchen mit der rauen oder sandigen Gleitfläche. Beim Fernpass Sturzstrom entstanden die Toma Hügel ebenfalls auf feinkörnigem, gesättigtem Boden.
- Die Toma Hügel wurden im Versuch wie beim Fernpass Sturzstrom in Rutschrichtung hintereinander abgelagert.
- Im Verhältnis zur Reichweite des Sturzstroms wurden die Toma Hügel beim Versuch wie beim Fernpass Sturzstrom in deutlicher Entfernung zur Front der Hauptblockmasse des Sturzstroms abgelagert.
- Weitere Indizien wie z.B. die Abstände und Größen der Toma Hügel müssen mit zusätzlichen Versuchen untersucht werden.

Somit hat sich beim Fernpass Sturzstrom wohl ebenfalls wie beim Versuch infolge des Impulstransfers, Felsmaterial von der Bergsturzfront abgelöst und bis zu 4 km weiter nach vorne bewegt, wodurch die heute sichtbaren Toma Hügel gebildet wurden.

Referenzen

- Heim, A. (1932): Bergsturz und Menschenleben. Vierteljahresschrift der Naturforschenden Gesellschaft. – 218 pp., 20. Naturforschende Gesellschaft in Zürich, Zürich, Schweiz.
- Hsü, K.J. (1975): Catastrophic debris streams (sturzstroms) generated by rockfalls. – Geol. Soc. Am. Bull., 86(50117): pp. 129-140, The Geological Society of America.
- Imre, B. (2010): Micromechanical analysis of sturzstroms (rock avalanches) on Earth and Mars. – PhD Thesis, 165 pp., ETH Zürich, Zürich, Schweiz.
- 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): pp. 267-285, Springer.
- Imre, B., Wildhaber, B., Springman, S.M. (2011): A physical analogue material to simulate sturzstroms. – IJPMG, 11(2): pp. 69-86, ICE Publishing.
- 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: pp. 147-166, Institut für Geologie und Paläontologie, Universität Innsbruck, Naturmuseum Südtirol.
- Springman, S., Laue, J., Boyle, R., White, J., Zweidler, A. (2001): The ETH Zurich geotechnical drum centrifuge. – IJPMG, 1(1): pp. 59-70, ICE Publishing.

Mittwoch 16. Oktober 2013

12:00-12:30

Der Fernpassbergsturz in völlig neuem Lichte

Wolfram Mostler

Ingenieurgeologie Mostler, Innrain 6-8, A-6020 Innsbruck

Im Frühjahr 2013 wurde der Autor vom Amt der Tiroler Landesregierung, Fachbereich Landeologie beauftragt, das Gelände im Abschnitt zwischen Nassereith im Süden und Biberwier im Norden, das durch den über die gesamte Strecke verbreiteten sogenannten „Fernpassbergsturz“ eingenommen werden soll, geologisch zu bearbeiten und die Ergebnisse in einer Karte darzustellen. Grund für diese Beauftragung war die Tatsache, dass die Landesgeologen Dr. Gunther Heißel und Mag. Petra Nittel auf Grund von Laserscan-Auswertungen und eigenen Geländebegehungen zum Schluss kamen, dass Sulfatkarst in größerem Ausmaß im Fernpassgebiet vorhanden sein müsse und daher das Bergsturzereignis wesentlich geringere Ablagerungen verursacht haben müsse, als bisher angenommen.

Die Talung zwischen den Ortschaften Nassereith im Süden und Biberwier im Norden zeigt sich morphologisch deutlich gegliedert. Etwa auf halber Strecke zwischen diesen beiden Ortschaften trennt ein markanter Geländerrücken, der eine Wasserscheide bildet und auf dem sich der Fernpass befindet, die Talstrecke. Der Abschnitt von diesem Felsrücken nach Süden fällt tiefer, jener nach Norden mit geringerer Höhendifferenz ab. Über die Fernpasshöhe von 1210 m ü.A. verläuft auch die Grenze zwischen den Bezirken Imst und Reutte.

Die Talstrecke zwischen Nassereith und Biberwier lässt sich in 5 Abschnitte untergliedern:

Beginnend im Süden, etwa ab dem Rastland in Nassereith bis zum Campingplatz bzw. zum Schloß Fernstein, ist dies ein etwa N/S gerichteter Talabschnitt von etwa 1,5 km Länge und einer Breite von ca. 800 m bis 1000 m. Die umrahmenden Felsflanken setzen sich aus Hauptdolomit zusammen, außer in den südlichsten Randbereichen, wo auch noch jüngere Formationen den Festgesteinsrahmen bilden. Die Talbereiche werden an den Seitenrändern von jungen Hangschuttkegeln sowie vom Schwemmkegel des Tegesbach und den Sedimente des Briegelbachs, sowie in den zentralen Talbereichen von allseitig scharf begrenzten steilen Körpern aus Fels und Dolomitschutt mit plateauartiger Oberfläche gebildet. Dazwischen erscheinen unregelmäßig kupierte oft auch durch Trichterformen geprägte deutlich niedere Erosionsreste. Im obersten Abschnitt befindet sich an der östlichen Talbegrenzung ein aufgelassener Gipssteinbruch (Abb. 1, 2, 3).

In nordöstlicher Fortsetzung der dort bis zu 60 m mächtig aufgeschlossenen Gipse ist im Felsgehänge ein sehr markanter tiefer Einsturztrichter erkennbar, mit einem Durchmesser von etwa 50 m und einer Tiefe von gut 15 Meter. In südwestlicher Fortsetzung über das gesamte Tal hinweg zeigt sich ein

etwas kleinerer kreisrunder Trichter (ca. 20 Meter Durchmesser, etwa 5 Meter tief), eingetieft in den jungen Hangschuttkegel (Abb. 1).

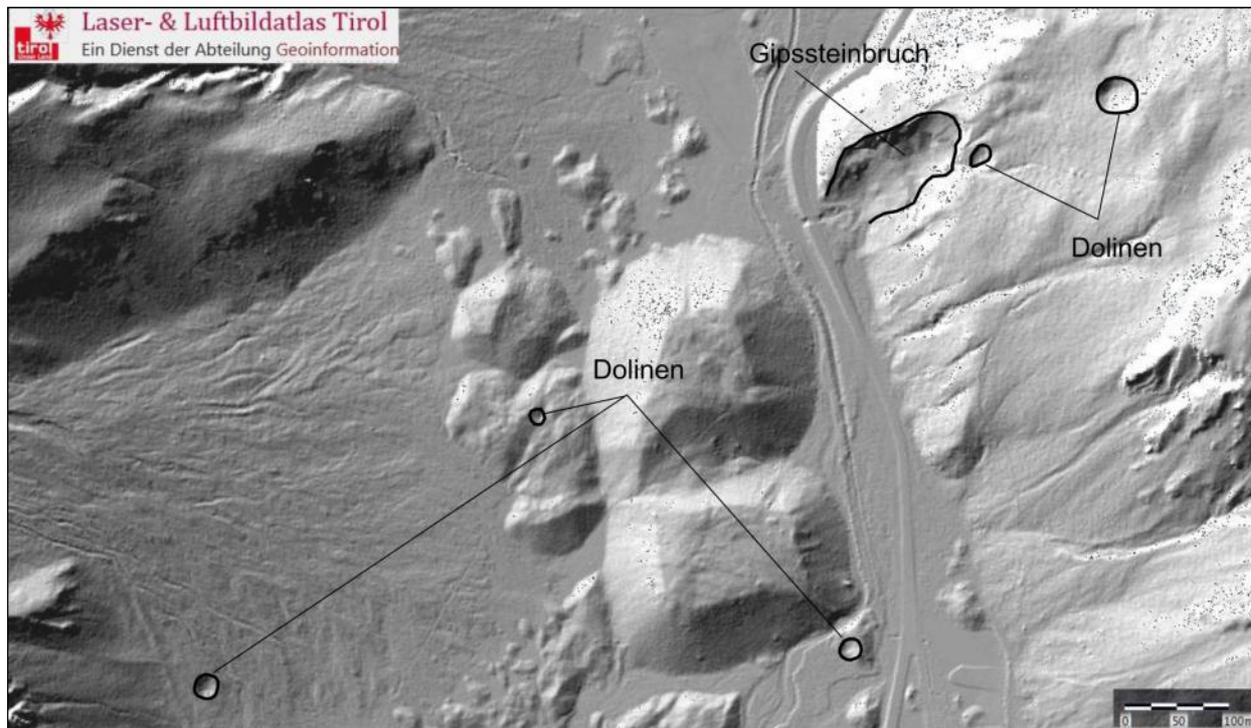


Abb. 1: Laserscenaufnahme mit Gipssteinbruch und benachbarten Dolinen

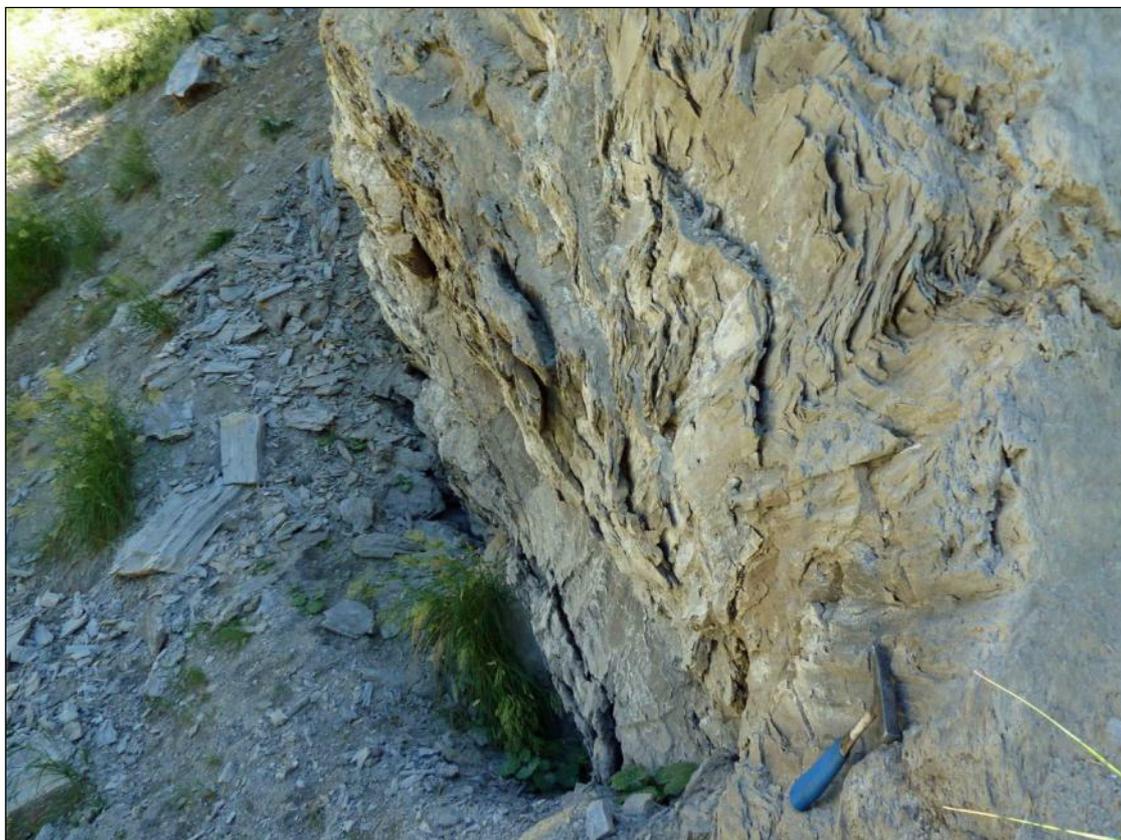


Abb. 2: Graue verfaltete Gipslagen im aufgelassenen Steinbruch an der Fernpassstrasse nördlich Nassereith



Abb. 3: Gipssteinbruch mit Karstschlotfüllung aus konglomerierter Grundmoräne; im Bild rechts der Gipse

Der zweite Abschnitt setzt sich nördlich des Schloß Fernstein bis zum Fuß eines steil aufragenden das Tal trennenden Felsriegels mit dem Fernpass fort. Die Talachse schwenkt dabei von einer N/S Richtung in eine etwa NE/SW Orientierung. Dieser etwa 1.6 km lange Talabschnitt wird mit einer Breite von 400 – 500 m relativ schmal. Die Felsumrandung besteht ebenfalls aus Hauptdolomit, der sich über weite Strecken als kompakt, ohne stärkere Auflösungserscheinungen, zeigt. Die beiden Talseiten sind steil, wenig gegliedert und weisen meist nur eine sehr geringmächtige Hangschuttbedeckung auf. Die Talung selbst wird wiederum von teils steil aufragenden isolierten Fels- und Schuttkörpern gebildet, die vergleichbar den Geländerrücken im unteren Abschnitt, scharfe Umgrenzungen zeigen. Der Talboden wird im westlichen Abschnitt vom Fernsteinsee, der im Westabschnitt nahezu die gesamte Talbreite einnimmt und dem kleineren Samerangsee gebildet. Als jüngste Ablagerungen bedecken die Schwemmfächersedimente des aus der nördlichen Talflanke kommenden Risbaches mit einigen 10-er Metern Mächtigkeit im östlichen Teil in der Talmitte aufragenden Hügels.

Auch in diesem Abschnitt sind immer wieder nahezu kreisrunde Trichterformen im Ausmaß von bis zu 50 m Durchmesser und 15 Meter Tiefe entwickelt, die auf Einsturzprozesse bzw. auf Hohlraumbildung unter der Oberfläche hinweisen, konzentriert am Fuß des steil aufragenden Rückens mit dem Fernpass (Abb. 4).



Abb. 4: Doline am Fuß des Geländerückens auf dem sich der Fernpass befindet



Abb.5: Einsturzstruktur im Hiendleswald südöstlich des Fernpass (1330 m ü.A.)

Im dritten Abschnitt weitet sich die Talung auf etwa 2 x 2,5 km und nimmt die Hochflächen um das „Afrigall“ die Passhöhe bis zum Fernsteinblick und den nördlichen Geländeabschnitt „Am Saum“ ein. Das Oberflächenrelief ist nicht mehr so stark ausgeprägt wie in den südlicheren Abschnitten, wo die scharf begrenzten isolierten Hügel auftreten, weist aber auch deutliche Geländekuppen und Einsenkungen auf.

Dieser Geländeabschnitt wird als große Felsmasse aus anstehendem Hauptdolomit gesehen, der allerdings unterschiedlichste Zerlegungsformen und – strukturen erkennen lässt. Im Zentralbereich zeigen sich Zerrspalten und Einsturzformen (Abb. 5), die wesentlich unregelmäßiger und undeutlicher sind als die Einsturztrichter, die im Bereich des südlichen Talrands auftreten.

Der Abschnitt 4 nimmt den Bereich zwischen Blindsee und Mittersee ein. Dieser Abschnitt ist etwa 2 km lang und etwa knapp 1,3 km breit. Der Blindsee erstreckt sich nahezu über die gesamte Talbreite und grenzt am Nordufer direkt an den anstehenden Fels aus Hauptdolomit. Im Süden reichen die Schuttkegel der Hauptdolomit-Südflanke bis an das Seeufer. Zwischen Blindsee und Mittersee zeigt sich das Gelände morphologisch ähnlich dem Abschnitt im Bereich Fernpass, allerdings ist eine auffallende Häufung von Dolinen unterschiedlichster Größen und Formen erkennbar. So hat sie sich dort entlang einer etwa NW/SE verlaufende Dolinenkette eine deutliche Eintalung, sowie ein Einsturzstruktur von über 150 m Durchmesser, mehr als 30 m tief, gebildet. Unweit dieser Dolinenkette treten am Westufers des Weißensees Schwefelquellen aus. Am Nordufer des Mittesees zeigen sich Dolinen eingebettet in spätglaziale Sande und Kiese (Abb. 6).



Abb. 6: Flache Doline in spätglaziale Kristallin-führende Sande und Kiese eingebettet

Der nördlichste etwa 1.3 km lange Abschnitt 5 des Untersuchungsgebiets verengt sich auf 1 km Breite und ist wieder durch deutlich isolierte Fels- und Schuttkörper mit scharfen steilen Flanken geprägt (Abb. 7). Diese ragen zwischen flacheren Moränenablagerungen und Resten älterer Schuttkegel deutlich hervor. Auch hier zeigen sich immer wieder Dolinenstrukturen. Der östliche Talrand wird von einem breiten mächtigen Murenkegel eingenommen. Einige im Talboden austretende Quellen, von denen die Loisachquellen die bedeutendsten sind, auf die auftretende stauende Grundmoräne zurückzuführen und zeigen einen seicht liegenden Grundwasserspiegel an.



Abb. 7: Die steilen glatten Flanken der in Talmitte aufragenden Hügel sprechen für anstehendes Festgestein (Hauptdolomit)

Innerhalb all dieser Geländeabschnitte, d.h. im gesamten Untersuchungsgebiet, haben sich die Hinweise auf Sulfatkarsterscheinungen verdichtet und seien hier aufgelistet:

Hinweise die für Sulfatkarstbildungen im Untersuchungsgebiet sprechen:

1. Die Talanlage wird als Schwächezone bzw. als Senkungsgebiet durch Hohlrumbildungen im Untergrund gesehen.
2. Die Quellwässer lassen durch ihre erhöhte elektrische Leitfähigkeiten auf Sulfatgehalte schließen, Schwefelwässer treten beim Fernsteinsee und beim Weißensee auf.
3. Deutliche Einsturztrichter (Dolinen) erstrecken sich über die gesamte Talstrecke/Talbreite im Untersuchungsgebiet mit Häufung in bestimmten Bereich.

4. Die Trichterformen sind Bildungen unterschiedlichen Alters, unterschiedlicher Aktivität und in unterschiedlichen Größen entwickelt.
5. Der anstehende Fels im Talbereich, insbesondere im Bereich der Fernpasshöhe, der an der Oberfläche Zerrspalten, Einsenkungen und deutliche Zeichen von Aktivität (z.B. gespannte Wurzeln, frische Nachbrüche) bildet.
6. Das häufige Auftreten abflussloser Senken in den Talbereichen weist auf Geländesenkungen.
7. Gipsführende Formationen (Raibler Schichten) treten im Liegenden des Hauptdolomit, der das gesamte Untersuchungsgebiet umrahmt, auf.
8. Gipse sind direkt mit einer Mächtigkeit von gut 60 Meter in einem aufgelassenen Bergbau aufgeschlossen.
9. Die erhöhte Erdbebenaktivität im Fernpassgebiet ist vermutlich auf zusammenbrechende Hohlräume zurückzuführen (Einsturzbeben).

Gegen Bergsturزابlagerungen postglazialen Alters, die über den gesamten Untersuchungsabschnitt Abschnitt verbreitet sind, sprechen:

1. Die ungewöhnlich lange Bergsturzfabahn von mehr als 10 Kilometer nach Süden wie auch nach Norden.
2. Eine Aufspaltung des Bergsturzes in zwei entgegengesetzte Äste und damit verbunden eine Ablenkung von ca. 125° aus einer W/E - Richtung in eine NE/SW – Richtung.
3. Die Abbruchnische oberhalb des Afrigall ist zu klein um das Volumen der heute noch vorhandenen Bergsturzureste vom Fernpass bis ins Gurgltal im Süden und bis ins Lermooser Becken im Norden erklären zu können.
4. Über einige 100-er Meter zusammenhängende Felsbereiche in Tallagen (wie z.B. der Abschnitt südlich des Zugspitzblickes, oberhalb des Westufer des Blindsees)
5. Die über weite Strecken erhaltene Moränenbedeckung der sogenannten Bergsturzmasse spricht nicht für ein postglaziales Alter.

Zusammenfassendes Fazit:

Die vom Land Tirol, zur Verfügung gestellten Laserscandaten ermöglichten eine hochauflösende Darstellung der Geländeoberfläche, die dem Autor insbesondere das Erkennen von Dolinen/Erdfallstrukturen sehr erleichtert hat. Neben diesen auffälligen, auf Hohlräume im Untergrund zurückzuführenden Oberflächenformen, haben sich im Zuge der Geländeaufnahmen mehrere Hinweise ergeben, die dazu veranlasst haben, dass die bisher als Bergsturزابlagerungen angesprochenen Körper als anstehendes Festgestein bzw. als Reste einer alten Talfüllung zwischen Nassereith im Süden und Biberwier im Norden zu sehen sind. Ihre Entstehung ist über weite Strecken auf Zerbrechungserscheinungen im Untergrund zurückzuführen, hervorgerufen durch Karsterscheinungen von Gips und Rauwacken führenden Raibler Schichten im Liegenden der die Talung einrahmenden Hauptdolomitformation. Damit konnte die von den beiden Landesgeologen Dr. Gunther Heissel und Mag. Petra Nittel vertretene Ansicht einer Sulfatkarstbildung größeren Ausmaßes für das Fernpassgebiet klar bestätigt, bzw. noch erweitert werden.

Ausblick:

Die sich verdichtenden Hinweise auf Sulfatkarst im Untergrund über das gesamte Untersuchungsgebiet hinweg, sollte durch weitergehende Untersuchungen nachgegangen werden. Dazu sollen geophysikalische Untersuchungen (Gravimetrie, Seismik, Geoelektrik), vor allem aber Kernbohrungen zusätzliche Aufschlüsse schaffen und damit die Geländearbeiten ergänzen.

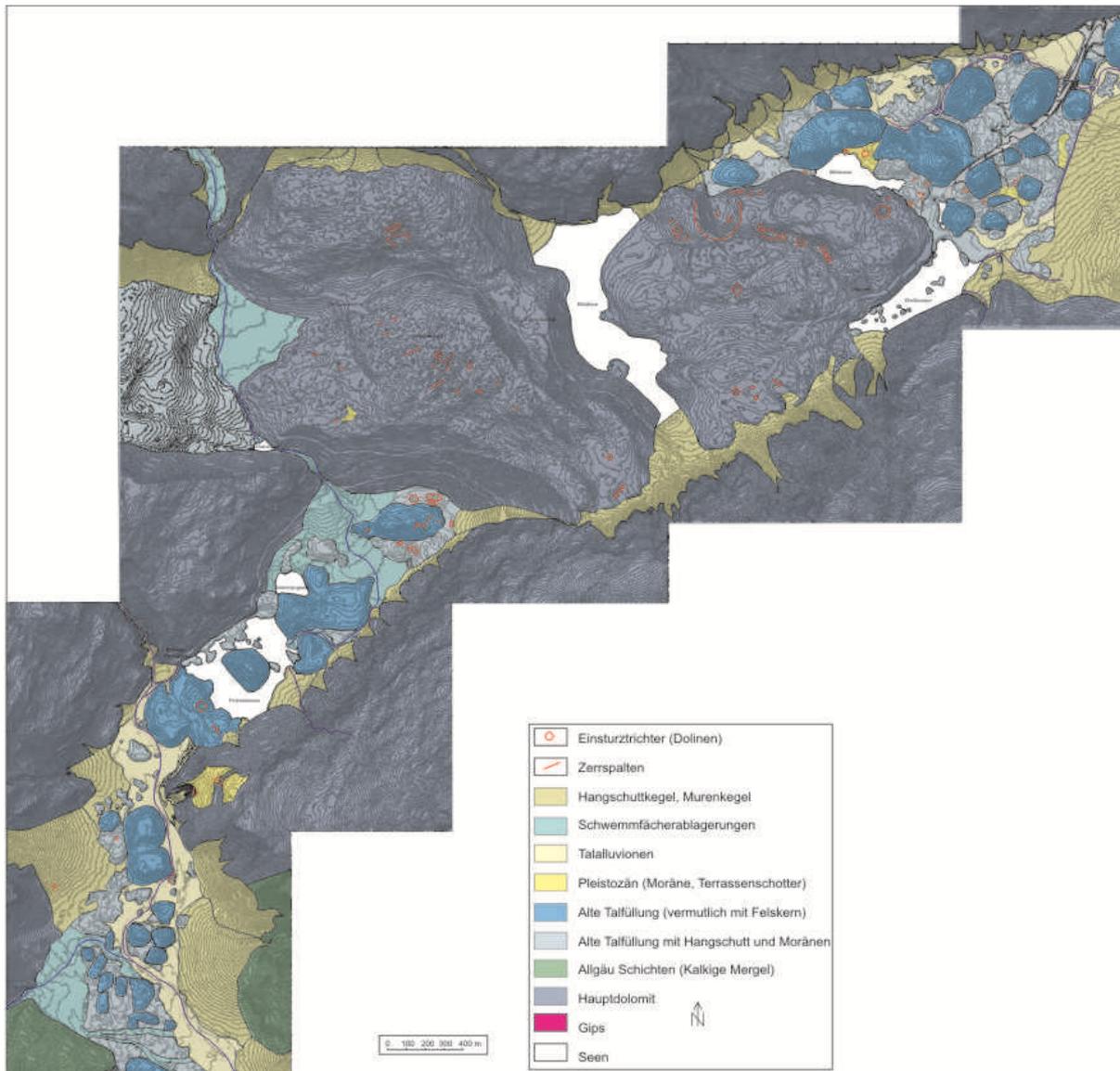
Literatur:

ABELE GERHARD (1972): Bergstürze in den Alpen. Ihre Verbreitung , Morphologie und Folgeerscheinungen. - Wiss. Alpenvereinshefte 25, 1- 230.

Ingenieurgesellschaft Lässer – Feizlmayr (1992): Hydrogeologische Untersuchung des Fernpassgebietes – Unveröffentlichter Bericht im Auftrag des Amtes der Tiroler Landesregierung, Abteilung III g – Kulturbauamt, Juli 1992.

PRAGER CHRISTOPH (2010): Geologie, Alter und Struktur des Fernpass Bergsturzes und tiefgründiger Massenbewegungen in seiner Umgebung (Tirol, Österreich) – Unveröffentlichte Dissertation Innsbruck, 2010.

WOLKERSDORFER GERHARD (1991): Aufschluß an einem Tomahügel des Fernpaßbergsturzes (Tirol) - Jb. Geol. B.-A. Band 134 Heft 2 S. 439-441 Wien, Oktober 1991.



Mittwoch 16. Oktober 2013

14:00-14:30

Gipsgebiete im Unterinntal

Der „Reither Weg“ bei der Durchführung von Baugrunderkundungen

W. Wanker⁽¹⁾, A. Radinger⁽²⁾

⁽¹⁾ ZT für Geologie, Martin-Pichler-Str. 12, A 6300 Wörgl

⁽²⁾ Pöyry Infra GmbH, Rainerstr. 29, A 5020 Salzburg

Grundlagen und Rahmenbedingungen

Ein Teil des Gemeindegebietes von Reith im Alpbachtal liegt in den ausgewiesenen Gebieten mit Gipskarstvorkommen bzw. innerhalb von Verdachtsflächen auf Gipskarst, also in Bereichen, in denen Gipskarstprozesse bekannt sind oder zumindest nicht ausgeschlossen werden können (**Abb. 1**).

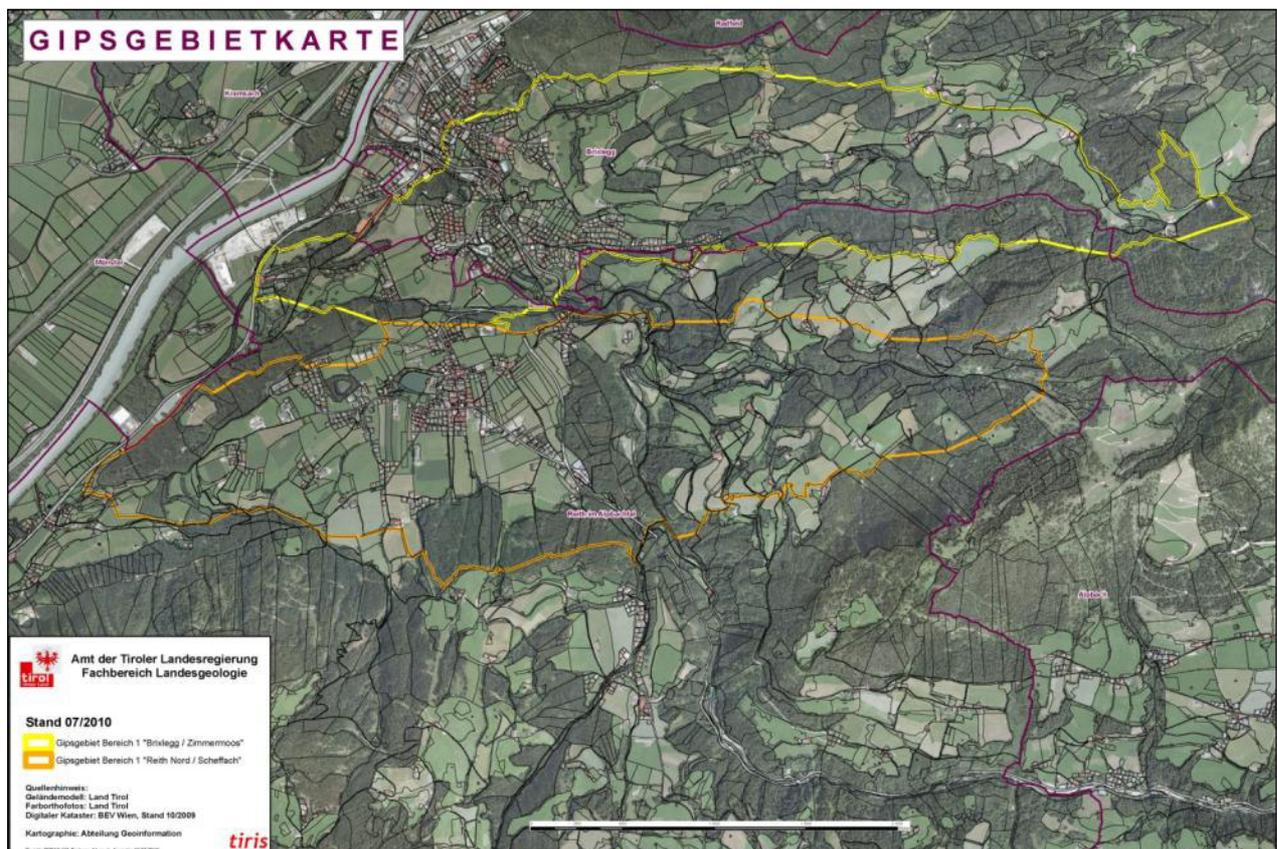


Abb. 1: Gipsgebiete im Unterinntal: Bereich „Brixlegg / Zimmermoos“ (gelb im Norden) und Bereich „Reith Nord / Scheffach“ (orange im Süden)

Für Bauvorhaben innerhalb dieser ausgewiesenen Zonen hat die Landesgeologie auf Wunsch betroffener Behörden entsprechende „Anforderungen an Baumaßnahmen in Gebieten mit möglichen Gipskarstvorkommen“ festgelegt, welche sich an der ÖNORM B 1997-2, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds: 2012-06-15 (Ersatz für ÖNORM B 4402: 2003-12) orientieren. Diese Norm sieht eine Einteilung in 3

geotechnische Kategorien vor, wobei bautechnische Maßnahmen nach dem geotechnischen Risiko eingestuft werden. Für die Einstufung ist die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Umgebung bzw. den Baugrundverhältnissen maßgeblich, somit liegt unserem Fall lt. Definition in Anhang A der oben zitierten Norm die Geotechnische Kategorie 3 (GK 3) vor:

... *Untergrundverhältnisse, die zu unverträglichen Bauwerksverformungen führen können, wie z. B. Böden, die zu großen Setzungen neigen ...*

... *Festgestein, wenn es zur Auflösung oder zu starkem Zerfall neigt (z. B. Salz, Gips ...)*

Unter Berücksichtigung der Vorgaben dieser Norm sehen die genannten „Anforderungen an Baumaßnahmen“ unter anderem vor, dass der Untergrund mit Kernbohrungen zu erkunden ist. Diese Kernbohrungen müssen grundsätzlich zumindest 5 m in den festen Fels reichen. Bei Bohrungen, die in einer Tiefe von 40 m den Fels nicht erreichen, ist in Abstimmung mit einem Geologen / Geotechniker die weitere Vorgangsweise bezüglich Baugrunderkundung festzulegen.

In Anbetracht dieser Rahmenbedingungen und Vorgaben wurde seitens der Gemeindeführung von Reith im Alpbachtal entschieden, die zwischenzeitlich anstehenden und notwendigen Baugrunderkundungen unter Federführung und im Auftrag der Gemeinde durchzuführen. Das Ziviltechnikerbüro für Geologie (ZT-W3) wurde mit der Grundlagenerhebung und Konzepterstellung für eine möglichst gemeindeweite Untersuchung des Baugrundes beauftragt. Sämtliche Planungsschritte wurden zudem in enger und laufender Zusammenarbeit mit der Landesgeologie festgelegt.

Geologisch-geomorphologischer Überblick



Abb. 2: Ausschnitt aus der geologisch-tektonischen Karte 1:10.000 (BEG-Projekt: erstellt von der Gruppe Brandner, Universität Innsbruck, 1997)

Das Untersuchungsgebiet liegt auf der Terrasse von Reith im Alpbachtal rd. 125 Meter über der Talsohle des Inntales. Unter den quartären Eisrandsedimenten der Reither Terrasse sind im Norden Einheiten der Nördlichen Kalkalpen (Alpiner Buntsandstein, Reichenhaller Schichten, Gruppe des Alpiner Muschelkalkes) aufgeschlossen (**Abb. 2**), die über weite Strecken schollenartig zerlegt sind. Im Süden begrenzen zur Hauptsache der Schwazer Dolomit und die Wildschönauer Schiefer die Lockersedimente.

Die Ausweisung des betroffenen Bereiches als „Gipsgebiet“ begründet nicht nur auf der geologischen Tatsache, dass die gipsführenden Reichenhaller Schichten, wie oben dargestellt, in Ost-West-Richtung verbreitet sind. Auf der Reither Terrasse sind zudem mehrere reliktsche Erdfallstrukturen anzutreffen, die markantesten davon sind der Egelsee und der Reither See (Abb.3)

Abb. 3

Abb. 3: Orthofoto und Digitales Geländemodell mit den deutlich erkennbaren alten Erdfallstrukturen: Egelsee im Westen und Reither See im Osten (TIRIS, Stand 2009)

Erkundungskonzept

Um die vorrangig anstehenden Bauvorhaben möglichst rasch umsetzen zu können, wurden im Jahr 2011 an zwei Standorten Kernbohrungen (mit 50 Meter bzw. 40 Meter Endteufe) durchgeführt. Für das Folgejahr wurden weitere vier Kernbohrungen (mit je 40 Meter Endteufe) entsprechend der vorgesehenen potentiellen Bauplätze und deren Lage im Gemeindegebiet geplant.

Damit sollte durch den direkten Untergrundaufschluss im Bereich der Bauvorhaben möglichst rasch eine Aussage über die grundsätzliche Durchführbarkeit dieser Bauten getroffen werden können, was sowohl für den Bauwerber als auch für die Gemeinde als Baubehörde von höchstem Interesse war. Parallel dazu wurde bei der Festlegung der Kernbohrstandorte darauf Bedacht genommen, dass die Ergebnisse für die Anbindung und Eichung der im Folgenden durchzuführenden bodengeophysikalischen Erkundungsmaßnahmen verwendet werden können.

Folgende Fragestellungen bzw. Anforderungen waren also für die Wahl eines geeigneten bodengeophysikalischen Verfahrens maßgebend:

- Erkundung betreffend möglicher Hinweise auf die Existenz von Hohlräumen oder von Auslaugungszonen im Untergrund
- Projektion der punktuellen Bohrergebnisse in die Fläche
- Absicherung der aktuellen Interpretation des Bodenaufbaues

Zudem musste eine Eindringtiefe des Verfahrens gewählt werden, welche Aufschlüsse hinsichtlich des Felsübergangs unterhalb der Endteufen der Bohrungen zulässt, was zumindest an den Nord- und Südgrenzen der Terrassensedimente auch möglich sein sollte. In intensiver Abstimmung mit den Geotechnikern kam daher eine hochauflösende Hybridseismik (Reflexions- und Refraktionsseismik mit Tauchwellentomographie) zum Einsatz.

Aufbauend auf den Ergebnissen der Kernbohrungen wurden letztlich zwei „Querprofile“ in ca. Nord-Süd-Richtung und ein „Längsprofil“ in Ost-West-Richtung für die bodengeophysikalische Erkundung festgelegt. Zusätzlich waren ursprünglich je ein weiteres Längs- und Querprofil vorgesehen, welche allerdings nicht mehr zur Ausführung kamen.

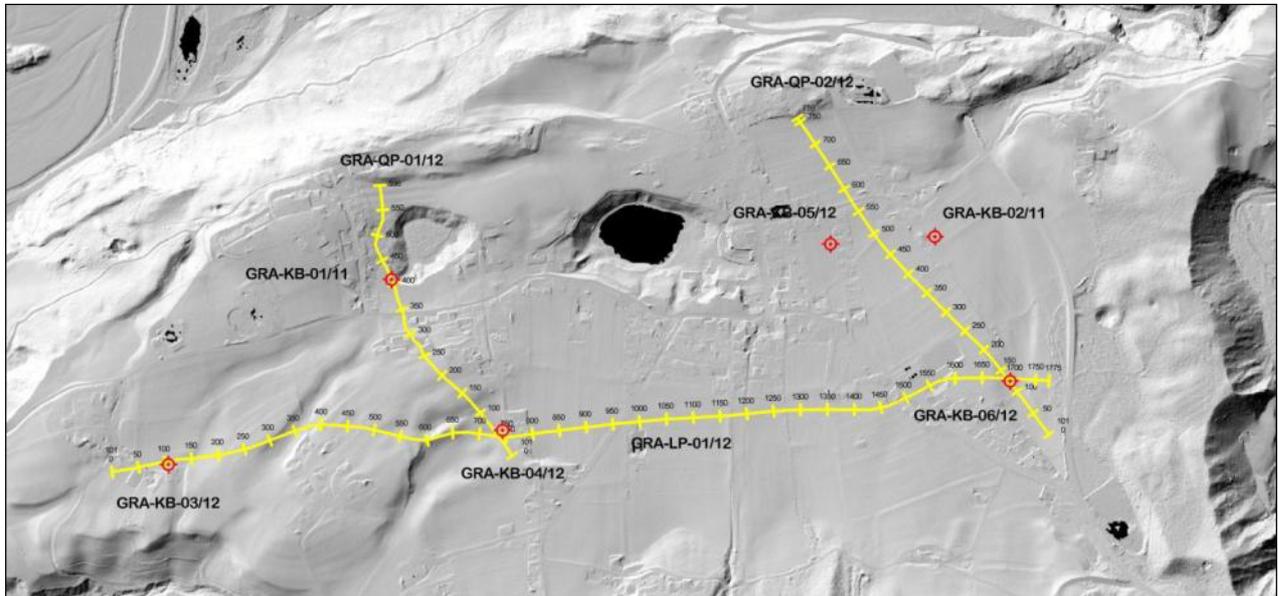


Abb. 4: Lage der Kernbohrungen und seismischen Profillinien (ZT-W3, 2013)

Kernbohrungen

Aufgrund der Fragestellung und der möglichen Sensibilität der angetroffenen Baugrundverhältnisse wurde vorsorglich die Gerätschaft für eine Kernbohrmethode (Rotationsverfahren) mit alternativem Spülungsmedium (Druckluft) vorgehalten, weshalb für Bohrverfahren, Spülmedien und Spülzusätze folgende Vorgaben galten:

- In Lockerböden ist bei Bohrungen mit Kerngewinn grundsätzlich trocken zu bohren. Eine Verwendung von Spülwasser oder Druckluft ist nur bei Rotationskernbohrungen zur Durchörterung von Härtlingseinlagerungen (Findlinge oder harte Felszonen) und nur in jenem Maße gestattet, dass der natürliche Feuchtigkeitsgehalt des Bohrkernes nicht grob verfälscht wird. Es besteht die Möglichkeit, dass auf Anordnung des AG bindige und überkonsolidierte Böden mit fester Konsistenz mit Spülhilfe (Wasser oder Luft) zu erbohren sind, um eventuell einen besseren Kerngewinn zu ermöglichen. Dabei ist erforderlichenfalls ein erneutes Umstellen auf Trockenrotationskernbohren zu gewährleisten.
- Im kernfesten Fels ist die Verwendung von Druckluft bzw. alternativ (nach Freigabe) auch von Spülwasser gestattet. Chemische Zusätze in Form abbaubarer Polymere oder gleichwertige Produkte sind nach Rücksprache mit dem AG zulässig. Von allen Spülzusätzen sind Produktbeschreibungen und Proben oder Herstellungszertifikate zu übergeben.

In fünf von den sechs Kernbohrungen wurde ausschließlich Lockermaterial angetroffen:

- Stillwassersedimente (Feinsand, Schluff, Ton) und
- (umgelagerte) Terrassen- und Schwemmfächersedimente (Sande, Kiese), tw. Moränenmaterial

Es wurden nur Schichtwässer angetroffen, ein zusammenhängender Grundwasserkörper wurde aufgrund der teils mächtigen und in verschiedenen Teufen auftretenden Dichtschichten nicht beobachtet. Die in unmittelbarer Nähe vom Egelsee abgeteufte Bohrung GRA-KB-01/11 (**Abb. 5**) zeigt ab einer Teufe von ca. 30 Metern eine verfüllte Kollapsstruktur (Fels- und Blockabfolgen mit eingeschwemmten Feinsedimenten) und weist somit auf den unmittelbaren Zusammenhang mit dem Streichen der Gipsvorkommen und den Erdfalltrichtern in Ost-West-Richtung hin.

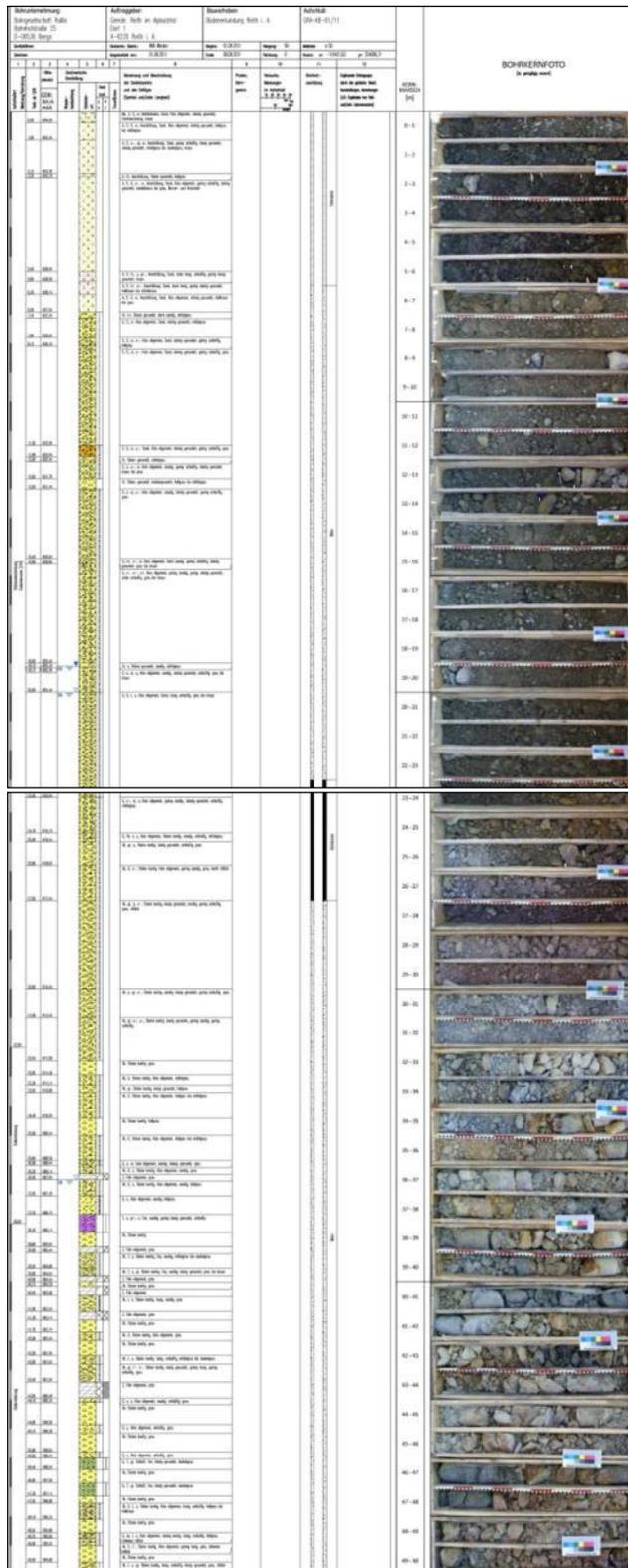


Abb. 5: Schichtenverzeichnis und Bohrkernfotos der Bohrung GRA-KB-01/11 neben dem Egelsee

Hybridseismik

Die Charakterisierung von Erdfallprozessen erfordert hochauflösende geophysikalische Mess- und Auswertemethoden. Aus dem Methodenspektrum der Geophysik können zahlreiche Verfahren, wie Seismik, Gravimetrie, Geoelektrik und Georadar zur Erkundung von Erdfallstrukturen angewandt werden (zB. Waltham et al. 2005). Zur klassischen, strukturgeologischen Erkundung werden meist gravimetrische und seismische Verfahren eingesetzt. Lokale Detailerkundungen von einzelnen Erdfallstrukturen können mit den meisten Verfahren angepasst an die Größe und Tiefenlage erkundet werden. In einem zeitabhängigen Monitoring können vor allem gravimetrische und geoelektrische Methoden zum Prozessverständnis der Massenveränderung im Untergrund beitragen.

Da Kollapsstrukturen meist tiefer liegende Ursachen und Wirkungen haben, bleibt für die Erkundung dieser nur eine hochauflösende reflexionsseismische Erkundung. Mit diesen Verfahren schließt man in der Tiefenstufe an die Erkundung mittels Georadar und Geoelektrik an. Beispiele für erfolgreich durchgeführte reflexionsseismische Erkundungen von Erdfällen sind vor allem aus dem amerikanischen Raum bekannt (Miller R., 2007).

Das Untersuchungsprogramm umfasste drei seismische 2D Messungen entlang der vorgegeben Profillinien mit einer Gesamtlänge von ca. 3150 lfm. Die Lage der Profile ist in **Abb. 4** zu sehen. Die Messungen wurden im November 2012 durchgeführt. Die Messungen wurden bewusst nicht hauptsächlich über bekannte Erdfallstrukturen geführt, sondern in ausgewiesenen Erweiterungszonen der Gemeinde.

Die Aufnahme erfolgte mit der Apparatur Summit Compact und 30Hz Einzelgeophonen. Der Geophonabstand betrug anfangs 2 m und wurde nach einer Erstauswertung auf 4 m vergrößert, um die Erkundungstiefe zu erhöhen und um eine bessere Information über den Felsverlauf zu bekommen. Dieser Geophonabstand wurde für die restlichen Profile beibehalten. Die Anregung erfolgte alle 4 m mittels der pneumatischen Impulsquelle Vakimpak.

Entsprechend der Aufgabenstellung wurde eine hybridseismische Auswertung der Messdaten durchgeführt. Um den Lückenschluss zwischen der tieferreichenden reflexionsseismischen Erkundung zur Oberfläche zu gewährleisten, wurden die Ersteinsätze auch refraktionstomografisch ausgewertet (**Abb. 6**).

Die klassische, refraktionsseismische Auswertung ergab einen 4-Schichtfall. Die oberste Schicht mit Mächtigkeiten bis 6 m und einer Geschwindigkeit von 350 m/s kann den stark aufgelockerten Lockermaterialien und Mutterboden zugeordnet werden.

Die zweite Einheit mit Mächtigkeiten bis 38 m und Geschwindigkeiten von 500 – 1200 m/s entspricht überwiegend lockeren, trockenen Sanden und Kiesen. Die größeren Mächtigkeiten dieser Schicht korrelieren gut mit den Erhebungen in der Topographie. Speziell die großen Mächtigkeiten im Profil GRA-LP01/12 zwischen SL 370 – 750 m könnten durch einen Schutt-/Schwemmfächer aus Süden verursacht werden. Dies gilt möglicherweise auch für die anderen Erhebungen in den anderen Profilen.

Die dritte Einheit mit Mächtigkeiten von 5 – 70 m und einer Geschwindigkeit von 1700 – 2400 m/s entspricht entweder verfestigten beziehungsweise konsolidierten Sedimenten (konsolidierte Sande oder Tone) oder lockeren Sedimenten mit Grundwasser erfüllt. Durch die unterschiedlichen

Grundwasserstände in den Bohrungen kann auf keinen einheitlichen Grundwasserkörper geschlossen werden. Dies zeigt auch diese seismische Schicht, die manchmal mit dem Grundwasser zusammenpasst und manchmal nicht. Daher kann nicht eindeutig zwischen konsolidierten Sanden und Tonen und grundwassererfüllten lockeren Sanden und Kiesen unterschieden werden. Gute Hinweise auf eine Unterscheidung gibt aber die Tauchwellentomografie für diese Schicht, da Geschwindigkeitsmulden wahrscheinlich eher auf Tone schließen lassen. Solche markante Mulden sind im Profil GRA-QP01/12 zwischen Schnittlänge 400 – 500 m in der Nähe der Einbruchstruktur und im Profil GRA-QP02/12 zwischen Schnittlänge 200 – 420 m erkennbar. Speziell am Profil GRA-QP02/12 zeigen sich genau in diesem Bereich hochfrequente muldenartige Reflexionen in der Überlagerung. Möglicherweise handelt es sich hier um einen alten Einbruch, der ca. in einer West-Ost-Linie mit den anderen Einbrüchen liegt und wieder verfüllt wurde.

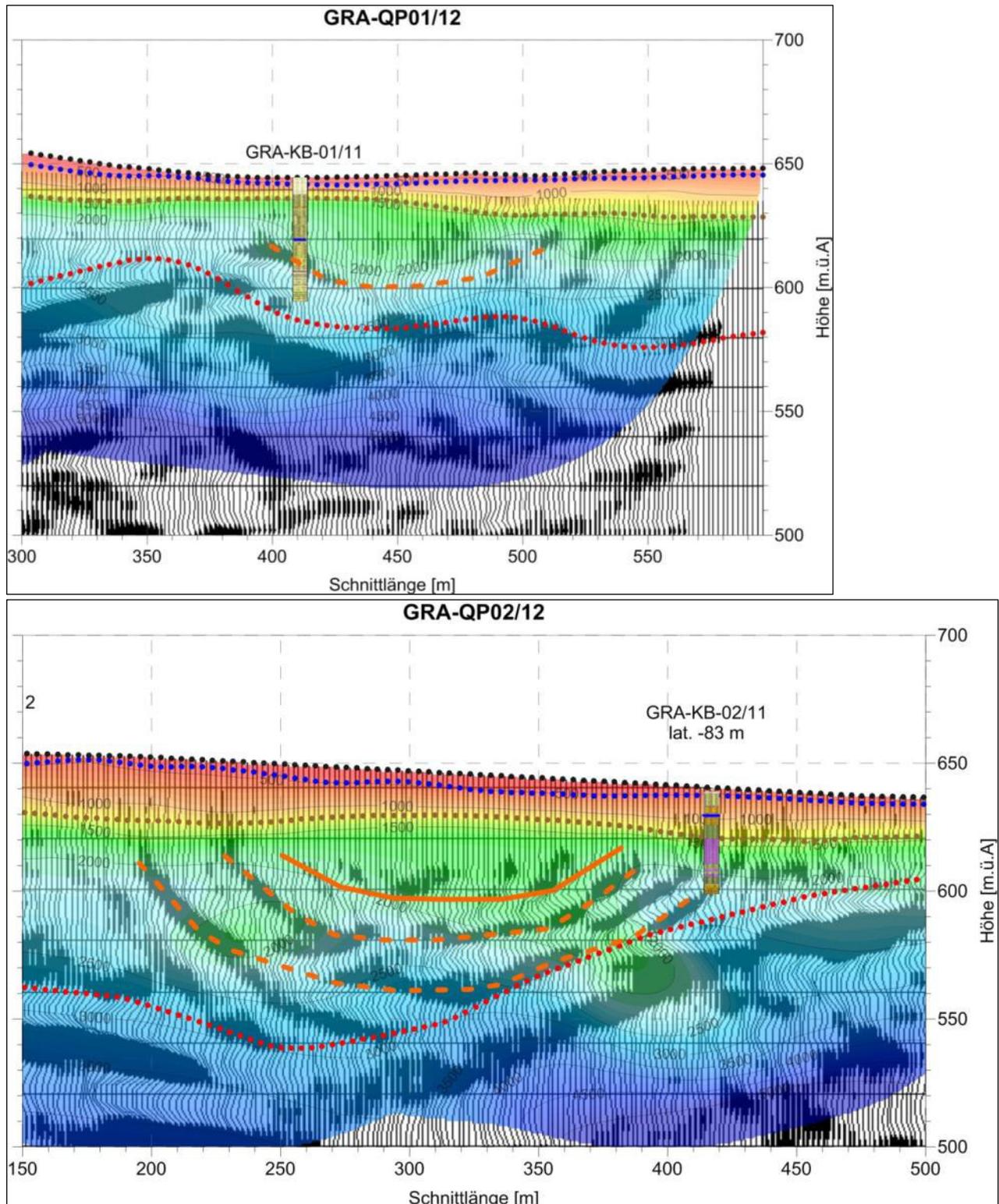


Abb. 6: Ergebnisdarstellung der seismischen Erkundung bei den beiden Querprofilen

Der vierte Refraktor bzw. Reflektor entspricht mit einer Tiefe von ca. 20 – 95 m und einer Geschwindigkeit von ca. 3800 – 4500 m/s der seismischen Felsoberkante. Dieser wechselt in der Höhenlage im gesamten Messbereich stark, die größten Tiefen sind im Südwesten und Südosten vorhanden. Auch bei den markanten Bereichen, in Profil GRA-QP01/12 zwischen SL 400 – 500 m und in Profil GRA-QP02/12 zwischen SL 200 – 420 m, zeigen sich muldenartige Strukturen. Des Weiteren zeigt das Profil GRA-LP01/12 in ca. der Mitte des Profils, dass der Fels dort eine breite Aufwölbung

hat. Am seichtesten ist der Fels gegen Ende des Profils GRA-QP02/12. Der vermutlich steile Anstieg der Felsoberkante am Nordende beider Profile konnte seismisch nicht mehr erfasst werden.

Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Aufgrund der oben dargestellten geologischen Rahmenbedingungen und der eindeutigen Hinweise auf Gipskarsterscheinungen wurde dieser Bereich seitens der Landesgeologie als „Gipsgebiet“ ausgewiesen. Die entsprechenden Vorgaben zur Erfüllung der notwendigen Maßnahmen für Bauvorhaben in Gipskarstgebieten waren im Sinne einer verantwortungsbewussten Baubehörde umzusetzen.

Im Bereich von sechs potentiellen Bauplätzen wurde der Untergrund vorerst mittels Kernbohrungen untersucht. Es wurde eine mächtige Lockersedimentauflage erkundet, ein Übergang zum Felsen bzw. ein Hinweis auf eine verfüllte Kollapsstruktur wurde nur im Nahbereich des Egelsee angetroffen. Ein zusammenhängender Grundwasserkörper wurde aufgrund der teils mächtigen Dichtschichten nicht beobachtet. Die hybridseismische Auswertung zeigt in allen Profilen wird eine oberste Schicht (bis 6 Meter Mächtigkeit) von sehr locker gelagertem Material. Darunter folgen bis zu knapp 40 Meter mächtige lockere, trockene Sande und Kiese. Die dritte Schicht entspricht konsolidierten Feinsedimenten (Sande, Schluffe, Tone) und erreicht Mächtigkeiten zwischen 5 und 70 Metern. In einer Tiefe von 20 bis 95 Metern unter GOK liegt die Felsoberkante, die nach Süden hin deutlich ansteigt. Zudem sind in den beiden Querprofilen deutliche Muldenstrukturen im Untergrund abgebildet.

Das somit im Rahmen der Bodenerkundungen detektierte, ost-west-gerichtete „Reither Becken“ weist also eine mächtige Lockermaterialfüllung mit eingeschalteten Dichtschichten auf. Die Felsoberfläche zeigt tw. deutliche Muldenstrukturen innerhalb des Beckens, steigt am Südrand steil an und bildet dort die markante Felsschwelle zum Inntal bzw. nach Brixlegg. Hohlräume oder Auslaugungsstrukturen konnten im untersuchten Bereich nicht nachgewiesen werden.

Die von der Gemeindeführung gewählte Vorgehensweise, die „Gipskarstproblematik“ in Zusammenarbeit mit einem Fachgremium (Landesgeologie mit niedergelassenen Geologen und Geophysikern) unter ihrer Federführung durchzuführen, hat sich gelohnt. Die Grundlagenerhebung und der schrittweise Erkenntnisgewinn konnten in die weitere Planung einfließen und somit koordiniert (und kostenschonend) umgesetzt werden. Die laufende Information der Bevölkerung über den Bearbeitungsstand und hat zudem sehr zur Akzeptanz im Umgang mit dieser Problematik seitens der betroffenen Bürger beigetragen.

Die Erkenntnis, dass im erkundeten Bereich keine aktuellen Hohlräume oder Auslaugungsbereiche festgestellt werden konnten, ist im Ergebnis allerdings nicht auf andere oder benachbarte Gebiete umzulegen – die Verhältnisse müssen dort ebenso spezifisch beurteilt und erkundet werden!

Mittwoch 16. Oktober 2013

14:30-15:00

Tiefgründung bei Sulfatkarst – Bohrpfahlgründung beim Neubau des Erlebnisbades Ehrenberg in Reutte

Dipl.-Ing. Dr. Jörg Henzinger, Dipl.-Ing. Christoph Henzinger, Dipl.-Ing. Peter Hoffmann

Geotechnik Henzinger ZT, Grinzens

KURZFASSUNG

Bei der Erkundung des Untergrundes für den Neubau des Erlebnisbades Ehrenberg in Reutte konnten zahlreiche Hohlräume im Gipsgestein aufgeschlossen werden. Erdfalltrichter und dokumentierte Geländeeinbrüche im Umfeld des geplanten Erlebnisbades wiesen auf die Sulfatkarstproblematik im Planungsgebiet hin. Neben Aufschlussbohrungen wurden indirekte Erkundungsmaßnahmen angewandt. Von der Baubehörde wurde gefordert, dass durch die geplanten Baumaßnahmen keine wesentliche Veränderung in den Grundwasserabflussverhältnissen entsteht und Nachbargrundstücke mit ähnlicher Untergrundproblematik durch die Baumaßnahmen nicht beeinträchtigt werden.

Aufgrund der aufgeschlossenen Bodenverhältnisse, der Bedingungen bezüglich des Grundwassers und des durch Pfähle noch erreichbaren Festgesteinsuntergrundes konnte zur Erreichung einer ausreichenden Sicherheit gegen unzulässige Setzungen nur eine Bohrpfahlgründung vorgeschlagen werden. Ca. 160 Pfähle mit einer Länge zwischen 5 und 40 m leiten die Lasten des Hochbaues „Erlebnisbad Ehrenberg“ in den Felsuntergrund ab. Die Errichtung der Pfähle in Bodenschichten mit Hohlräumen stellte hohe Anforderungen an die Bohrfirma. Die Herstellung durchgehender Pfähle bis zum Felsuntergrund wurde durch die Anordnung flexibler Schalungen um die Bewehrung und durch das Verfüllen von kleinen Hohlräumen mit Beton gewährleistet.

ERKUNDUNG

Geologische Grundlagen

Noch im 20. Jahrhundert wurde am sogenannten Sintebichl, südöstlich von Reutte, Gips abgebaut. Im alten Steinbruch sind die Gesteine in einer Mächtigkeit von 20 bis 30 m aufgeschlossen. Neben stark gebänderten Strukturen sind auch massige Bereiche ersichtlich. Ein Blick auf die geologische Karte von Ampferer aus dem Jahr 1914 (Abb. 2) zeigt deutlich, dass im Süden und Osten von Breitenwang und Reutte Gipsvorkommen auftreten. Es ist davon auszugehen, dass diese Vorkommen im Untergrund verbunden sind bzw. weiterführen und durch die Talfüllung des Reuttener Beckens überdeckt sind. Der Gips ist bezüglich Alter der Raiblerformation zuzurechnen und wird in der Schichtabfolge meist von Dolomiten begrenzt.

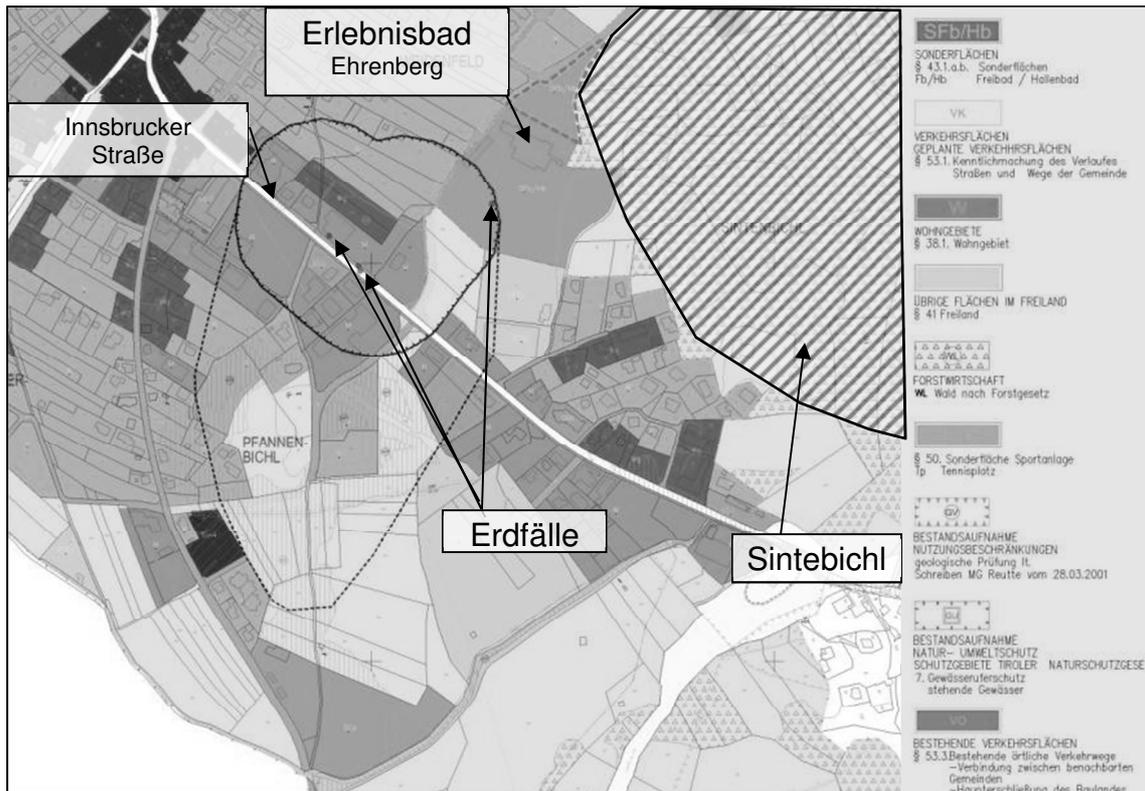


Abb. 1: Kartenausschnitt südöstliches Gemeindegebiet mit vermuteten Hohlraumbildungen im Untergrund (Flächenwidmungsplan); adaptiert

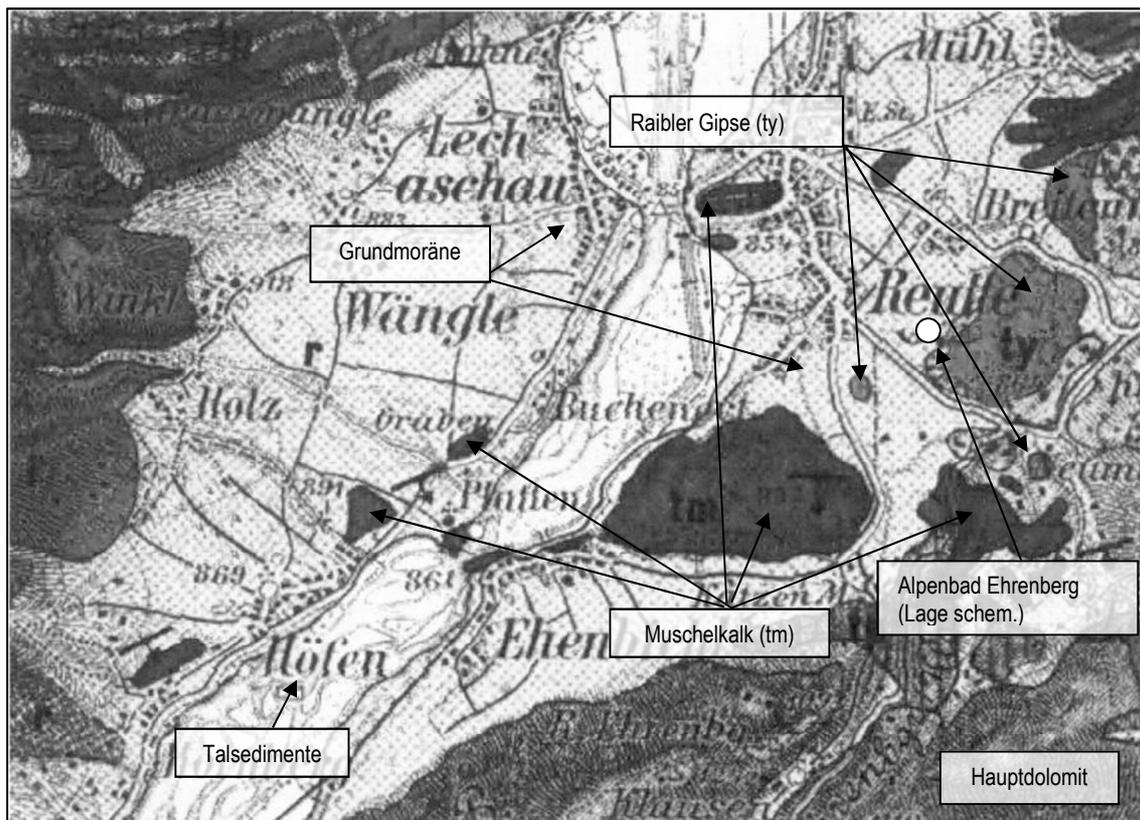


Abb. 2: Kartenausschnitt geologische Karte aus dem Jahr 1914 (O. Ampferer); adaptiert

Wie die Erkundungen gezeigt haben, wird das an der Festgesteinsoberfläche ausgelagte Festgestein durch eine mehrere Meter mächtige Schicht mit toniger, schluffiger Matrix überlagert, in die

scharfkantige Dolomit- und Gipskörner eingelagert sind. Diese Schicht wird als Verwitterungsschicht der gipsreichen Raiblerschichten – Hydratation des Anhydrits – gedeutet. Sie weist im Kontakt mit dem Festgestein mit Wasser gefüllte Hohlräume, verstürzte Hohlräume und ausgelaugte, breiige Schlufflagen auf. Das Grundwasser steht in einer Tiefe von ca. 6 bis 8 m unter der Geländeoberfläche an und fließt nach Nordwesten ab. Eine lineare Eintiefung im Gelände weist auf eine unterirdische Entwässerungsrinne hin. Die Leitfähigkeit des Grundwassers wurde mit ca. 2000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ ermittelt.

Sulfatkarsttypen im Raum Reutte

Aus der Geländemorphologie, aber auch aus den direkten und indirekten Bodenaufschlüssen lässt sich ableiten, dass im Siedlungsgebiet südlich und südöstlich von Reutte zwei Erdsenkungstypen auftreten. Bei geringer Überlagerung des Festgesteins (Raiblergipse) und hohem Wasserandrang durch Grund- und Oberflächenwasser ist ein Durchstanzen von Hohlräumen bis zur Geländeoberfläche zu beobachten. An der Geländeoberfläche treten zuerst eng begrenzte Einbruchschlote auf, die zunehmend nachbrechen (Abb. 3).

Der zweite Erdsenkungstyp betrifft die zahlreichen dellenartigen und rinnenförmigen Einsenkungen. Tiefliegende oder kleinvolumige Hohlräume werden durch Auflockerung der Überlagerung und durch Setzung an der Geländeoberfläche verfüllt.

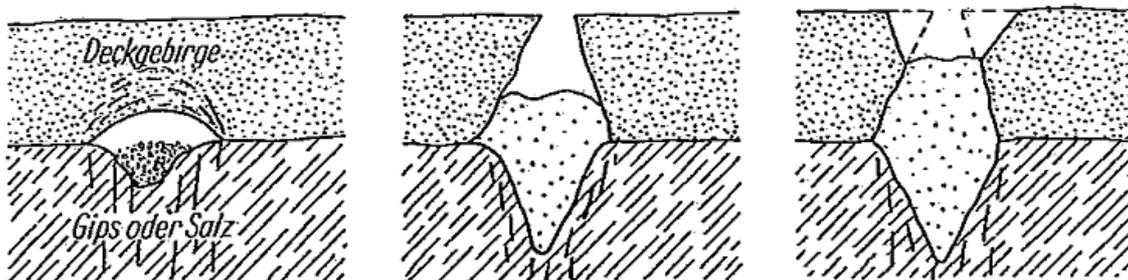


Abb. 3: Entwicklung eines Erdfalles (Schema) [Neumann, 1964]

Erdfallereignisse im Raum Reutte

Probleme mit Erdfällen sowie mit größeren und kleineren Setzungen sind im Siedlungsgebiet südöstlich von Reutte und Breitenwang schon seit langem bekannt. Primär konzentrieren sich die dokumentierten Erdfälle entlang der Innsbruckerstraße. Die Geländeoberfläche beidseitig der Innsbruckerstraße zeigt in einem engen Raster Muldenstrukturen, die auf lang anhaltende Setzungen hinweisen.

Das erste uns bekannte bautechnische Problem ist bei der Tennisanlage am Fuß des Sintebichls aufgetreten. Ein Teil des Gebäudes sackte ab und musste nach der Verfüllung des Hohlraumes mit verstärkten Fundamenten auf verfülltem Hohlraum aufgebaut werden.

Erdfälle entlang der Innsbruckerstraße sind mehrfach aufgetreten. Die Abbildung 4 zeigt das letzte Auftreten eines Erdfalles in der Straße selbst im Jahr 1986. Nachdem das wiederholte Verfüllen des immer wieder neu entstandenen Erdfalltrichters nicht zum erhofften Erfolg geführt hat (z.B.: April

1986: 18 m³ Schotter, November 1986: 20 m³ Beton und Schotter), wurde der Einbruchschlot mit einer Stahlbetonplatte überbrückt.



Abb. 4: Erdfall in der Innsbruckerstraße 1986 (Fotos BBA Reutte)

Ein weiterer Einbruch befand sich weiter westlich ebenfalls im Nahbereich der Innsbruckerstraße und betraf ein Lebensmittelgeschäft. Dieser Einbruch hat sich schrittweise bis an die Oberfläche durchgestanzt (Abb. 5).

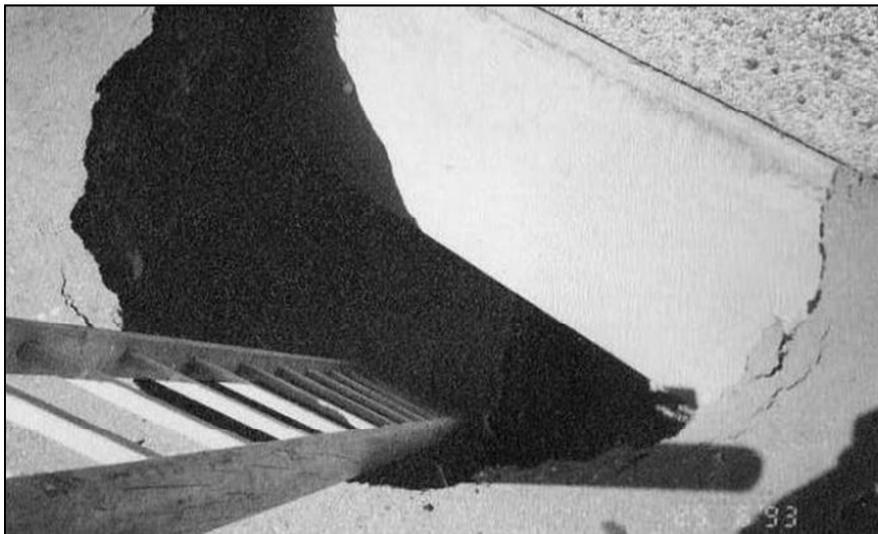


Abb. 5: Erdfall beim Lebensmitteldiskonter 1993 (Fotos DI Wietek, Sistrans)

Dokumentiert ist dieser Vorgang durch das mehrmalige, zum Auslösezeitpunkt nicht erklärbare Ansprechen der auf Erschütterung reagierenden Alarmlage. 1993 erreichte der Schlot die Geländeoberfläche, große Schäden am Objekt sind nicht entstanden. Die Sanierung erfolgte mit Beton und Kies. Zum nachträglichen Verfüllen einer auch in Zukunft auftretenden, nicht auszuschließenden Hohlraumbildung wurde ein Verfüllrohr bis zur Sohle des sichtbaren Erdfalltrichters geführt.

Auch auf dem Areal des geplanten neuen Schwimmbades, in der Tiefenlinie der im Gelände sichtbaren Rinne, ist eine Doline mit einem Durchmesser von ca. 4 m ausgebildet. Dieser Erdfall wurde in den letzten Jahren immer wieder mit Schüttmaterial verfüllt. In einem Zeitraum von 4 Jahren

ist mit der Neubildung der Bodeneinsenkung bei diesem Erdfall zu rechnen. Abb. 6 zeigt den immer wiederkehrenden Trichter an der Geländeoberfläche.

Das alte, inzwischen abgerissene Freischwimmbad unmittelbar nordöstlich dieses Trichters wies vor dem Abbruch in der Mitte der längeren Schwimmbadseite einen großen klaffenden Riss auf. Die Ursache dieses Risses konnte nicht genau geklärt werden. Neben einer unzureichenden Bewehrung des Schwimmbades sind Setzungen infolge Karstbildung im Untergrund die wahrscheinliche Ursache.

Abschließend kann zu den dokumentierten Erdfallereignissen im Siedlungsgebiet von Reutte und Breitenwang festgestellt werden, dass bis heute keine Schäden an Personen bekannt sind. Auch die Schäden an Bauwerken halten sich, obwohl sich zahlreiche Gebäude im Bereich der Zone mit Erdfallrisiko befinden, in engen Grenzen.



Abb. 6: Erdfall auf dem Areal des geplanten Freischwimmbades

Erkundungsprogramm, Bodenverhältnisse

Baugrunderkundungsprogramm

Im Jahr 2008 und 2009 wurde unser Büro durch die Gemeinde Reutte beauftragt, für das geplante neue Schwimmbad Ehrenberg mit Hallenbad und Außenanlage die Bodenerkundungen durchzuführen und ein Gründungskonzept auszuarbeiten. Der Rohbau der Hallenbadanlage ist inzwischen fertig gestellt. Als wesentliche Herausforderung ist zu erwähnen, dass moderne Schwimmbecken mit den allseitig angeordneten Überlaufkanten als setzungsempfindlich einzustufen sind und schon bei einer geringen Schiefstellung die Gebrauchstauglichkeit der Becken nicht mehr gegeben ist.

Das Erkundungsprogramm für das gesamte Areal wurde schrittweise dem wachsenden Kenntnisstand angepasst und verdichtet. In einem ersten Schritt erfolgte die Erschließung des Untergrundes mit

einer ersten Serie von Erkundungsbohrungen und Schürfgruben. Zusätzlich wurden diese Aufschlüsse durch geophysikalische Untersuchungen ergänzt.

In diesem Zusammenhang ist auf das Verständnis des Bauherrn hinzuweisen, der erkannt hat, dass bei den gegebenen ungünstigen Bodenverhältnissen nur die umfangreiche Erkundung des Untergrundes mit direkten und indirekten Erkundungsmethoden die vorhandenen Unsicherheiten weitgehend ausschließen kann. Bereits sehr früh wurde eine Pfahlgründung bis zum Festgestein diskutiert. Bei Ausschluss des hohen Setzungsrisikos, welches durch eine Flachgründung entsteht, und der geforderten sehr geringen Beeinträchtigung des Grundwassers durch die Baumaßnahme war dieses Gründungssystem naheliegend.

Das Hallenbad und das Freischwimmbad auf Pfählen zu gründen, bedeutet für den Bauherrn, die Gemeinde Reutte, eine hohe finanzielle Belastung. Aus diesem Grund war es verständlich, dass der Bauherr vor der endgültigen Festlegung auf eine Pfahlgründung einen weiteren Erkundungsversuch unternahm, um die Hohlräume im Untergrund genau lokalisieren zu können.

Dr. Seren von der ZAMG wurde mit weiteren indirekten Erkundungen beauftragt. Insgesamt standen vor der Festlegung der Gründung 13 Aufschlussbohrungen, refraktions- und reflektionsseismische Untersuchungen, Georadaruntersuchungen und geoelektrische Erkundungen zur Verfügung. Zur Verifizierung der Felsoberfläche kamen örtlich auch Imlochhammerbohrungen zur Anwendung.

Kernbohrungen, Bodenverhältnisse

Fünf Kernbohrungen der insgesamt 13 Bohrungen haben Hohlräume mit unterschiedlicher Mächtigkeit und in unterschiedlicher Tiefe erkundet. Die Abbildung 7 zeigt im Lageplan das Areal des Erlebnisbades Ehrenberg mit den Aufschlussbohrungen.

Wie im Punkt 1.1 bereits erwähnt, ist der Anhydrit/Gips bzw. Dolomit durch die Talfüllung überdeckt. Oberflächennah wurden sandige Kiese in einer Mächtigkeit von 2 bis über 15 m aufgeschlossen. Es handelt sich um schwer differenzierbare Sedimentgesteine wie umgelagerte Moräne, Murschutt und sandige Flussablagerungen. Örtlich im Nordwesten des Hallenschwimmbades sind Stillwassersedimente, Schluffe mit weicher Konsistenz, linsenförmig eingelagert. Über dem Festgestein liegt die bereits angeführte Schicht mit schluffiger Matrix, welche verwittertes Festgestein darstellt. Eingebettet in diese Schicht sind kantige Kieskörner aus Dolomit und Gips bzw. Anhydrit. Diese Schicht ist mehrere Meter mächtig und bedeckt den gesamten Sockel des Sintebichls. In dieser Schicht bzw. in der Kontaktfläche zum Festgestein wurden die durch die Bohrungen aufgeschlossenen Hohlräume erkundet. Örtlich lassen sich die Hohlräume der vermuteten Abflussrinne des Grundwassers, aufgeschlossen durch die Bohrungen KB5, KB6, Doline und KB8, zuordnen. Die Hohlräume weisen eine Mächtigkeit von wenigen Dezimetern (KB8) bis mehrere Meter (KB5, KB6) auf. In den erkundeten Hohlräumen im Nahbereich der Doline wurde gering gespanntes Wasser (einige Meter) angetroffen, aus den Grundwasserpegeln konnte eine Grundwasserstromrichtung nach Nordwesten bzw. parallel zur Innsbruckerstraße abgeleitet werden.

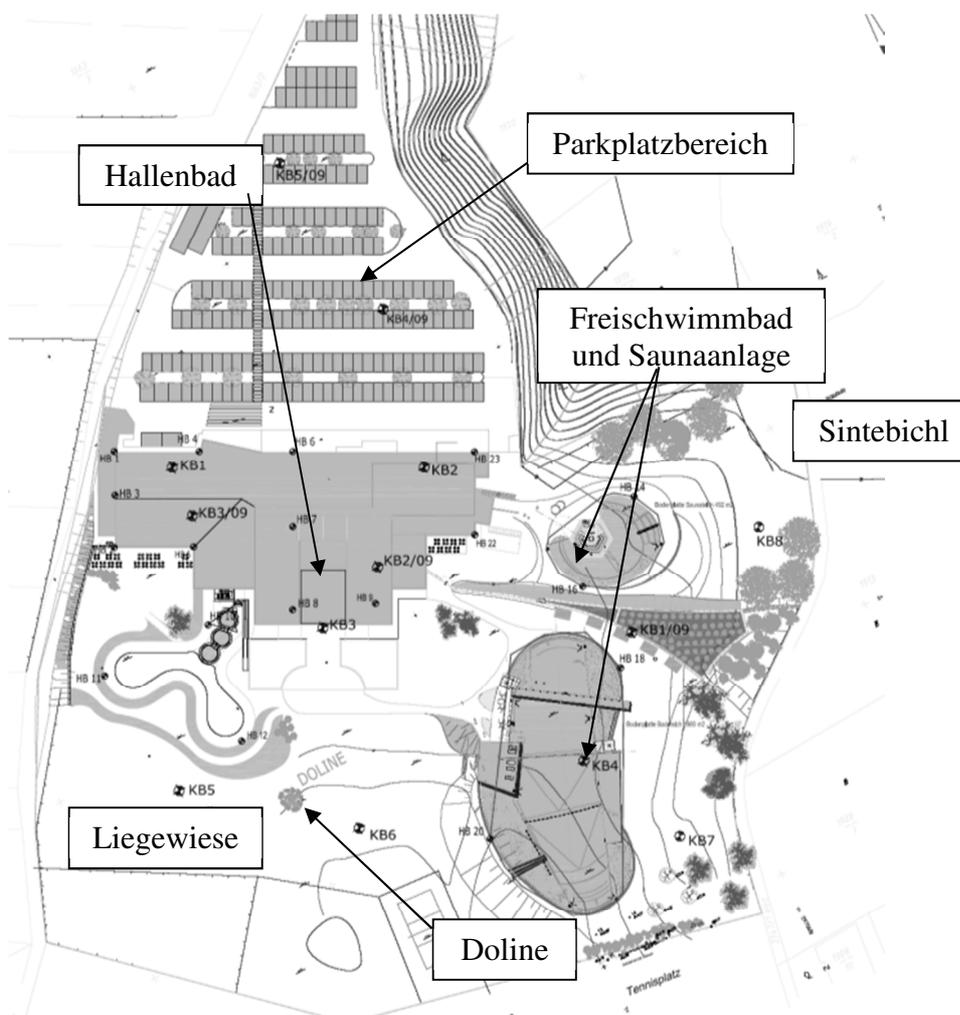


Abb. 7: Ausschnitt Lageplan (Plangrundlage „E007 LP01“ Architekturbüro Walch, 2009)

Seismik

Insgesamt wurden durch die ZAMG sieben seismische Profile ausgewertet. In der Abbildung 8 sind die Seismikprofile, die Georadarprofile und die geoelektrischen Profile eingezeichnet. Die Auswertung der Profile ergab ein räumliches Bild der Festgesteinsoberfläche mit einer ausgeprägten Felsrinne. Durch die Hammerbohrungen und die Pfahlbohrungen konnte dieses Relief weitgehend bestätigt werden. Die genaue Kenntnis der Felsoberfläche war bei Pfahllängen bis ca. 40 m notwendig, um die Herstellbarkeit (Länge der Kellystange) genau beschreiben zu können. Eine Erkundung von Hohlräumen oder örtlich stark aufgelockerten Zonen war durch dieses Verfahren nicht möglich.

Neben der Seismik wurden durch die ZAMG weitere Profile mittels Georadar und Geoelektrik untersucht. Ergebnis der Auswertung durch Dr. Seren war unter anderem die dreidimensionale Darstellung vermuteter Hohlräume bzw. stark ausgedünnter Bodenzonen im Untergrund. In der Abbildung 8 ist das Ergebnis der geophysikalischen Untersuchungen mit der Darstellung der möglichen Hohlräume im Lageplan dokumentiert.

Georadar, Geoelektrik

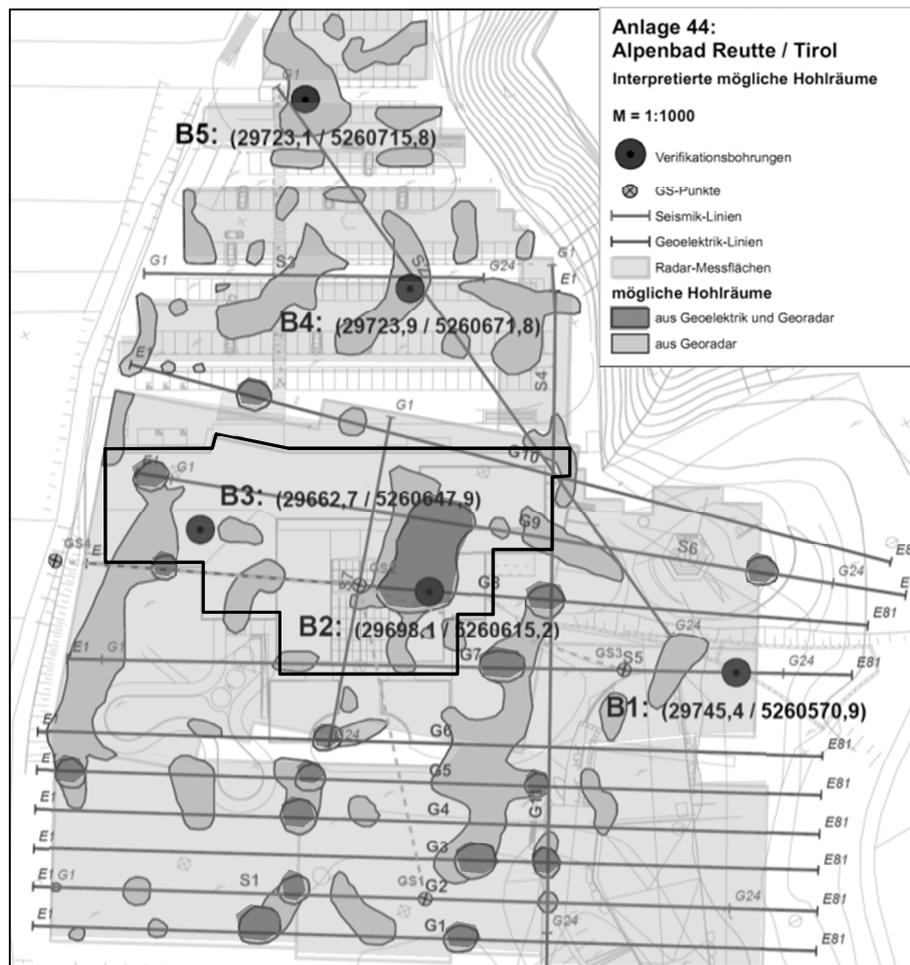


Abb. 8: Erkundungsprofile und prognostizierte Hohlräume; adaptiert aus ZAMG [Seren, 2009]

Vermutete Hohlräume, Gründungsentscheidung

Die Zusammenschau aller Bodenerkundungen ergab, dass in ausgedehnten Bereichen des Areals, auf dem das Hallenbad und Teile des Freischwimmbades errichtet werden sollten, Hohlräume im Untergrund und stark durch Lösungsprozesse ausgedünnte und nachgebrochene sowie wieder verfüllte Hohlräume erwartet werden mussten.

Die Erkundungsergebnisse ließen für das setzungempfindliche Hallenbad mit mehreren Bädern aus unserer Sicht keine Flachgründung zu. Die bereits vorgeschlagene Tiefgründung mittels Pfählen bis zum Fels wurde Anfang 2010 für den Hallenbadkomplex ausgeführt.

AUSFÜHRUNG HALLENBADKOMPLEX

Pfahlherstellung

Die Abbildung 9 rechts zeigt im Lageplan die Sohlplatte mit den auf die Lasten abgestimmten Pfählen. Die Ermittlung der zulässigen Pfahllast erfolgte über den aufnehmbaren Spitzendruck im Fels bei

einer Einbindung in den Fels von mindestens 1 m. Ein zulässiger Spitzendruck von 3 MN/m^2 wurde als Bemessungswert gewählt.

Die Ausschreibungs- und Angebotsphase bei den schwer zu beschreibenden Leistungen war spannend. Fragen der Hohlraumerkennung, Hohlraumüberbrückung, Einbindung in den Fels, Anordnung von Bewehrungsstrümpfen und Verfüllung von Hohlräumen mussten in den Verhandlungen genau geklärt werden. Zu beachten war zudem die Gefahr des Abreißens der Frischebetonsäule bzw. des angesteiften Betons im Zusammenhang mit der Konsolidierung weicher Bodenzonen um den Pfahl. Bei bis 40 m langen Pfählen entstand ein hoher Frischbetondruck auf die Mantelfläche. Eine Prüfung aller Pfähle war unerlässlich.

Insgesamt wurden 24 Pfähle mit einem Durchmesser von 62 cm und 136 Pfähle mit einem Durchmesser von 88 cm hergestellt. Die Pfahlbohrung erfolgte mittels Kellygreifer.

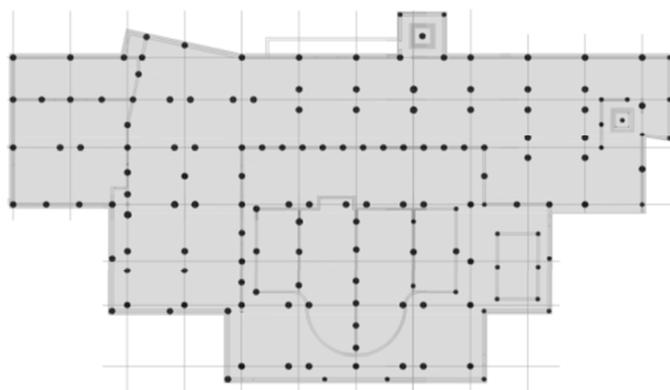


Abb. 9: Bewehrungsummantelung und Gründungsplatte mit Pfählen (DI Nessler, 2009)

Die Firma Matthias Strobel GmbH & Co KG, Pfullendorf – Deutschland, führte die Bohrpfahlarbeiten mit zwei Geräten, einer Liebherr LRB 255 und einer Bauer BG 28, vom Jänner 2010 bis April 2010 durch. Entscheidende Probleme bei der Pfahlherstellung entstanden nicht. 13 Pfähle wurden mit Strümpfen aus Kunststoff und Baustahlgitter um den Bewehrungskorb, wie in Abbildung 9 links dargestellt, ausgeführt. Die Anordnung der Kunststoffstrümpfe um die Bewehrungskörbe ergab große bautechnische Probleme.

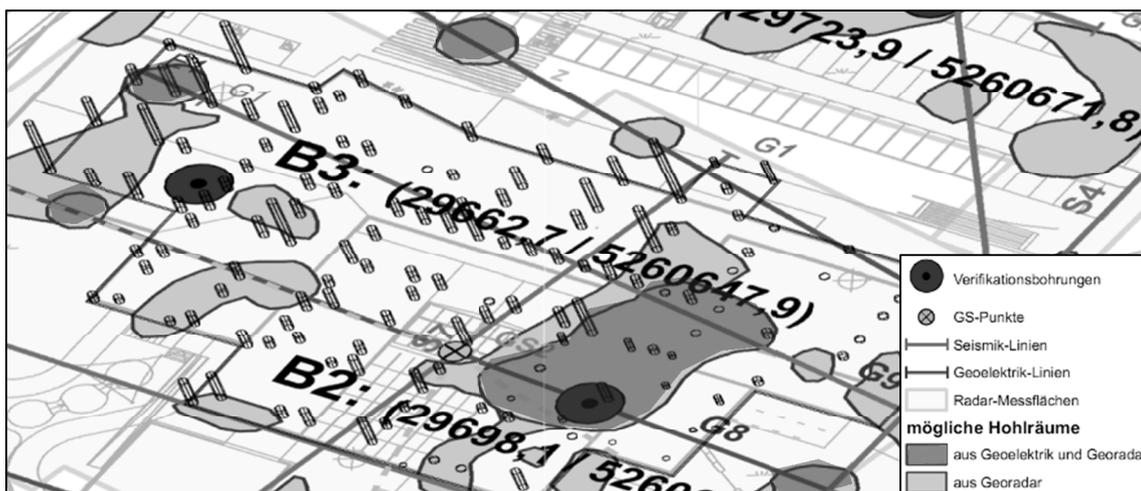


Abb. 10: Vermutete Hohlräume und tatsächlicher Mehrverbrauch an Beton

Der über den planmäßigen Mehrverbrauch von 10% des Pfahlvolumens hinausgehende Betonmehrverbrauch hielt sich mit gesamt ca. 400 m³, das sind ca. 14% des Gesamtverbrauches, im erwarteten Rahmen. Bei 34 Pfählen wurde ein Mehrverbrauch von 3 bis 8 m³, bei 8 Pfählen ein Mehrverbrauch von 8 m³ bis 15 m³ dokumentiert.

Die Abbildung 10 zeigt eine Gegenüberstellung der im Lageplan dargestellten prognostizierten Hohlräume und dem tatsächlichen Mehrverbrauch an Pfahlbeton.

Pfahlprüfung

Die Messung der Pfahlintegrität erfolgte im April und Mai 2010 durch die Seibersdorf Labor GmbH bei allen Bohrpfählen mittels „Low-Strain-Integritätsprüfung“. Die Überprüfung ergab für alle Pfähle mit einer Ausnahme entsprechende Werte für Länge und Durchmesser. Bei der einzigen Ausnahme lag die Ursache in einem nachträglich aufgebracht Pfahlkopfbeton mit schlechtem Verbund.

GRÜNDUNGSMASSNAHMEN BEI ERDFÄLLEN, DISKUSSION

Bodenerkundung

Die Landesgeologie Tirol erfasste für das Siedlungsgebiet bzw. im Bauerwartungsland in Tirol in den Jahren 2008 bis 2010 die bekannten und durch geologische Karten dokumentierten Gebiete mit Erdfallerscheinungen. Ergebnis dieser Kartierung sind ausgewiesene Flächen in den Flächenwidmungsplänen mit der besonderen Gefahrenzone möglicher Erdfälle (Abb. 1). Vor einer Widmung als Bauland bzw. im Zuge des Bauverfahrens sind in den ausgewiesenen Flächen direkte Bodenaufschlüsse (Kernbohrungen) bis ins Festgestein bzw. zumindest bis in eine Tiefe von ca. 40 m durchzuführen. Grundwasserspiegelmessungen, die Ermittlung der Leitfähigkeit des Grundwassers und chemische Grundwasseruntersuchungen ergänzen die geforderten Bodenuntersuchungen.

Aufgabe dieser Untersuchungen ist die Darstellung und Bewertung des Risikos bei einer Bebauung sowie die Auswahl einer geeigneten Gründung.

Grundsätzlich ist zur Erkundung von Hohlräumen durch Subrosion festzustellen, dass primär das Studium des Geländes und die Auswertung von Luftbildern und Schummerungskarten zielführend erscheinen. Offene oder im Lauf der Zeit natürlich oder künstlich verfüllte Dolinen reihen sich meist entlang einer Hangkante oder einer Einsenkung auf. Sie sind durch Wasserwegigkeiten im Untergrund, an der Oberfläche oder durch geologische Inhomogenitäten verursacht.

Wie die zahlreichen Erkundungen im Vorfeld der Planung und Errichtung des Erlebnisbades Ehrenberg gezeigt haben, können geophysikalische Untersuchungen mittels Geoelektrik, Seismik, Georadar ergänzende Aufschlüsse bieten. Eindeutige Ergebnisse bezüglich Größe und Lage eines oder mehrerer Hohlräume sind nicht erzielbar. Zielführend ist die Kombination geophysikalischer Messmethoden mit Aufschlussbohrungen. Zur grundsätzlichen Erkundung des Lockergesteins, des Festgesteins und der Grundwasserverhältnisse bezüglich Mineralisierung des Grundwassers und des Porenwasserdruckes sind Aufschlussbohrungen unverzichtbar. Nur die Bohrungen geben Hohlräume eindeutig wieder.

Gründungsmaßnahmen

Schäden an Gebäuden infolge Subrosionserscheinungen sind vielfach bekannt. Zwischen dem plötzlichen Einbruch großer Hohlräume mit Trichtern über 30 m und langsamen Setzungen (1 bis 2 cm im Jahr) infolge tief liegender Erosion und Auslaugung sind alle Variationen der Erdsenkung denkbar. Wie bereits festgestellt, entstehen bei Sulfatkarst vielfach dolinenförmige Erdsenkungen mit einem Durchmesser von mehreren Metern bei seicht liegenden Hohlräumen bzw. gering überdeckten Gipslagen. Die zweite Form der Erdsenkungen sind über lange Zeit andauernde Setzungen der Geländeoberfläche. Grundsätzlich gilt, dass dolinenförmige Einbrüche erst entstehen, wenn die Auflockerung der Hohlraumüberlagerung durch das Nachbrechen der Hohlraumdecke nicht ausreicht, um den Hohlraum zusammen mit stetig anwachsenden Oberflächensetzungen zu verfüllen. Die Verformung der Geländeoberfläche bei Subrosion hängt damit wesentlich von der Hohlraumgröße, der Form der Auslaugung und der Überlagerungshöhe des Hohlraumes ab.

Wesentlich bei der Auswahl der Gründung ist natürlich auch die Setzungsempfindlichkeit eines Bauwerkes. Weiters ist zu klären, ob durch eine nachträgliche Hebung des Gebäudes die Gebrauchstauglichkeit im geplanten Benützungszeitraum erhalten werden kann.

Grundsätzlich sind bei Erdfällen aufgrund von Karsterscheinungen sogenannte „harte“ und „nachgiebige“ Gründungsmaßnahmen möglich. Der Begriff „harte Lösungen“ bezieht sich dabei auf die Überbrückung oder dauerhafte Beseitigung der Hohlräume (Verfüllung). Der Begriff „nachgiebige Lösungen“ betrifft die Möglichkeit, eine Konstruktion so zu entwerfen und auszuführen, dass sie die resultierenden Einwirkungen aus Sackungen übersteht bzw. nachjustiert werden kann [Vogt, 1996].

Die Entscheidung, ob eine harte oder nachgiebige Lösung zur Anwendung kommen soll, hängt von mehreren Faktoren ab. Die Rahmenbedingungen werden dabei von der Art der Karstproblematik, also von der Entstehungsgeschwindigkeit von Hohlräumen vorgegeben. Es ist also zu unterscheiden, ob es sich um eine langsam ablaufende Karbonatsubrosion oder um Chlorid- oder Sulfatauslaugung handelt. Wie die Erfahrungen im Raum Reutte zeigen, ist bei den bereits bekannten Erdfällen örtlich durchaus mit mehrfacher Neubildung in einem Intervall von mehreren Jahren zu rechnen.

Ein wesentlicher Faktor, welcher das Einsturzrisiko erhöht, ist stark fließendes Grundwasser oder versickerndes Oberflächenwasser. Hohlraumbildung beruht auf Auslaugung durch frische Wasserzufuhr. Regenwasser, also nicht mineralisiertes Süßwasser, vermag 2,5 g/l Gips zu lösen. Das bedeutet, dass die Versickerung von Oberflächenwasser in Bauwerksnähe bei Gefahr einer Sulfaterosion möglichst vermieden werden soll.

Nachgiebige Gründungen

Unter nachgiebigen Gründungen können einerseits Plattengründungen, Kellergeschoße aus steifen Stahlbetonkästen, aber auch geotextilbewehrten Bodenkörpern mit einer Mächtigkeit von 1 bis 3 m verstanden werden. Besonders bei tiefliegenden und nicht sehr mächtigen Hohlräumen ist beim Einsturz von Hohlräumen überwiegend mit einer Muldenbildung bzw. mit einer fortlaufenden Setzung an der Geländeoberfläche zu rechnen. Bei setzungsunempfindlichen Bauwerken oder Bauwerken, welche im Zeitraum ihrer Lebenserwartung durch hydraulische Pressen wieder gerade gestellt werden können, sind nachgiebige Gründungen durchaus geeignet bzw. wirtschaftlich. Pfahlgründungen über 25 m sind nur in Sonderfällen finanzierbar.

Zu beachten ist, dass nachgiebige Gründungen ein Restrisiko bezüglich ungleicher Setzungen aufweisen, welches der Bauherr zu tragen bereit sein muss, bzw. es muss geklärt sein, dass nachträgliche Hebungs- und Verfüllmaßnahmen Teil des Baugrundrisikos darstellen. Ein plötzliches Auftreten von dolinenartigen Einbrüchen im Siedlungsgebiet bzw. bei Infrastrukturbauten muss durch Erkundungsmaßnahmen oder durch Überwachung weitgehend ausgeschlossen werden können. In solchen Fällen ist auch der Ausschluss einer Bebauung zu diskutieren.

Harte Gründungsmaßnahmen

Sind Erdfallerscheinungen im Gebrauchszeitraum wahrscheinlich, bzw. handelt es sich um setzungempfindliche Bauwerke, ist die Gründung mittels Bohrpfählen bis zum Festgestein durchaus sinnvoll und bei Einbeziehung aller möglichen Nachfolgekosten durchaus wirtschaftlich. Bedingung ist allerdings, dass das Festgestein in wirtschaftlich erreichbarer Tiefe ansteht. Bei einer ausreichenden Einbindung des Pfahles in den Fels von 1 bis 2 m ist im Zeitraum der Nutzungsdauer nicht mit einem Abtrag des Felswiderlagers unter dem Pfahl zu rechnen.

Hohlraumverfüllung mittels Injektionen oder Fließmörtel, harte Gründungs- maßnahme

Diese Maßnahme kann nur in Sonderfällen empfohlen werden. Einerseits gilt, dass der Injektionserfolg nur bei vollflächiger Verfüllung der Hohlräume einen nachhaltigen Erfolg gewährleistet. Andererseits bedeutet dies, dass mit großen Verfüllmengen zu rechnen ist und schwer nachvollzogen werden kann, wohin das Injektionsgut abfließt. Der entscheidende Nachteil dieser Maßnahme ist allerdings, dass durch Injektionsmaßnahmen bestehende Wasserwegigkeiten verschlossen werden und neue entstehen. Änderungen im Grundwasserstrom können dadurch Nachbargrundstücke beeinträchtigen.

Diskussion der vorgeschlagenen Gründung beim geplanten Freischwimmbad bzw. der Liegewiese.

Die Gründung des Freischwimmbades ist derzeit ebenfalls auf Pfählen angedacht. Bei der derzeit geplanten Lage des Freischwimmbades (Abb. 7) ist mit Pfahllängen zwischen 10 bis 15 m zu rechnen. Aufgrund der Fläche des Freischwimmbades mit ca. 2000 m² ist bei einem angedachten Pfahlraster von 5 m x 5 m von ca. 90 Pfählen auszugehen. Die Lastverteilung wäre durch eine Stahlbetonplatte von ca. 50 cm Stärke zu erreichen. Es ist abzuwägen, ob bei einseitigen Setzungen das großflächige Schwimmbad mit einfachen kostengünstigen Lösungen gebrauchstauglich erhalten werden kann. Eine Alternative zur vorgeschlagenen Pfahl-Plattengründung besteht in der Gründung des Schwimmbades auf einer Stahlbetonplatte mit möglichst duktilem Verformungsverhalten. Die Abdichtung des Bades selbst müsste mit einer mechanisch festen Folie, wie sie im Speicherbau verwendet wird, erfolgen. Es ist durch die Konstruktion des Beckens zu gewährleisten, dass einseitig auftretende Setzungen durch die Erhöhung des Beckenrandes und Anpassung der Abdichtung ausgeglichen werden können.

Der Untergrund der geplanten Liegewiese, bereits früher als solche genutzt, zeigt mächtige Hohlräume, die durch die Bohrungen aufgeschlossen wurden. Auch die aktive Doline (Abb. 6) befindet sich in diesem Bereich. Festgestellt werden kann, dass ein Personenschaden durch den plötzlichen Einbruch eines Hohlraumes mit Ausbildung eines Erdfalltrichters an der Oberfläche äußerst unwahrscheinlich ist. Natürlich kann durch eine Bewehrung mittels Geogittern ein einbruchgefährdeter Bereich abgedeckt und überbrückt werden. Alternativ dazu ist es auch möglich, Flächen mit erhöhter Erdfallgefährdung abzugrenzen und von einer Benützung auszuschließen.

SCHLUSSFOLGERUNG

Aufgrund der Erfahrungen im direkten Umfeld des geplanten und nun im Bau befindlichen Hallenbades Ehrenberg in Reutte, der Baugrunderkundung und der Setzungsempfindlichkeit des Bauwerkes wurde von unserer Seite die Gründung des Hallenbades mittels Bohrpfählen empfohlen. Bei den inzwischen fertig gestellten Bohrpfahlarbeiten für das Hallenbad konnten mehrere Hohlräume zwischen 8 und 15 m³ angetroffen werden. Die durch die Geophysik erkundeten „vermuteten“ Hohlräume stellten sich im Zuge der Ausführung der Bohrpfähle als mit weichem bis breiigem Boden verfüllte Hohlräume dar. Es handelt sich dabei um geogen verfüllte Erdfallschlote und um nachgebrochene Karsthöhlen. Der Betonmehrverbrauch im Ausmaß von 400 m³ weist auf die

heterogene Zusammensetzung des Untergrundes hin. Die Pfahlarbeiten konnten ohne große Probleme ausgeführt werden.

Die Gründungsauswahl und das Abwägen der Risiken stellt bei der gegebenen Karstproblematik eine außergewöhnliche Herausforderung an den Bauherrn, die Planer und an die begutachtenden Amtssachverständigen der Gemeinde dar.

LITERATUR

Neumann R. (1964): *Geologie für Bauingenieure*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, München

Seren S. (2009): *Geophysikalische Untersuchungen der Parzelle 1928 (Alpenbad) Reutte/Tirol*. Gutachten zum Projekt, Wien

Vogt N. (1996): *Bauen auf einstürzenden Hohlräumen: Nachgeben oder hart bleiben?* Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.

Mittwoch 16. Oktober 2013

16:30-17:00

Felssturz Felbertauern /Schildalmgalerie – Geologische Verhältnisse und Sicherungsarbeiten

Franz Riepler¹, Hans Schroll²

¹GWU Geologie-Wasser-Umwelt

²Amt der Tiroler Landesregierung, FB Landesgeologie

STANDORTBEDINGUNGEN

Allgemeines

Am 14.5.2013, um 01:38 Uhr, ereignete sich im hinteren Tauerntal, Gebiet der Marktgemeinde Matri in Osttirol, auf der orografisch linken Talflanke oberhalb der 498 m langen Galerie Schildalm der P1 Felbertauernstraße ein massiver Felssturz. Dabei lösten sich ca. 10.000 m³ an Felsmassen in ca. 1.770 m ü.A. und stürzten auf das ca. 190 Höhenmeter tiefer gelegene Galeriebauwerk, das in diesem Abschnitt die 3-spurige Felbertauernstraße als Lawingalerie überbaute. Die Galerie wurden zwischen km 13,353 und km 13,445 auf einer Strecke von ca. 92 lfm vollständig zerstört und auf ca. 29 lfm vorgeschädigt. Die Felsmassen lagerten sich teils in der Sturzbahn oberhalb, teils auf der Trasse der Felbertauernstraße ab und gelangten auch weiter talwärts (ca. 70 Höhenmeter) bis an den Talbodenrand. Durch dieses Ereignis wurde der vorhandene Waldbewuchs (Baumalter 100 bis 120 Jahre), der Waldboden und die darunter liegenden obersten Felsschichten mitgerissen. Es verblieb eine ca. 75 bis 100 m breite relativ glatte Sturzbahn, die eine mittlere Neigung von 45° aufweist. Einzelne Abschnitte sind bis zu 55° geneigt.

Der etwa 25-30 m breite südliche an den Abbruch anschließende Bereich war vom aktuellen Ereignis nicht betroffen, die stufenförmige Morphologie und die angrenzende frei stehende Felsflanke weisen in Kombination mit dem Bewuchs aber darauf hin, dass hier zu früheren Zeiten (Baumalter 100 bis 120 Jahre + Zeit bis zur Bildung der Vegetationsschicht) Felssturzereignisse stattgefunden haben.

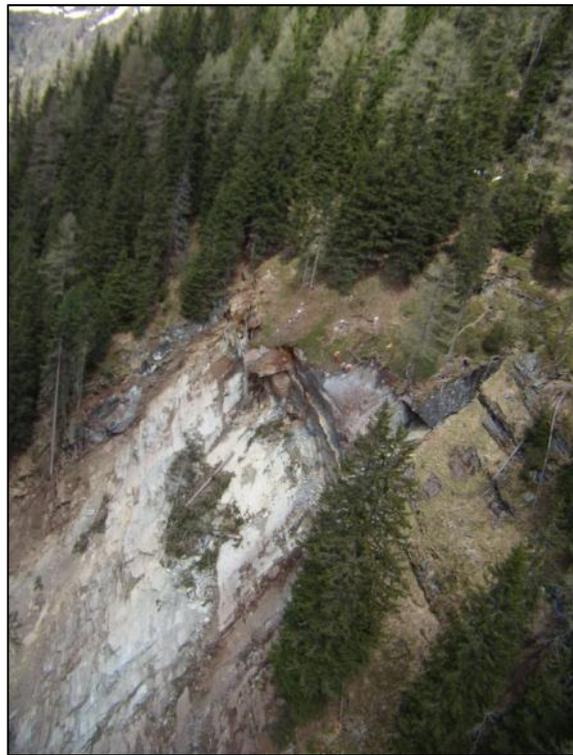


Abb.1: Übersicht Felssturz Abbruchstelle, Blick Richtung NE (links) bzw. N (rechts), am 15.05.2013



Abb.2: Übersicht Felssturz, Blick Richtung SE, 15.05.2013

Die entlang der Talflanke sehr ungünstigen Lagerungsverhältnisse der anstehenden Gesteinsschichten, mit einer talwärts geneigten Schichtung (im Anbruchbereich zw. 33 - 40°) und steil stehenden N-S bzw. W-E verlaufenden z.T. offenen Klüften stellen die Basis für ein derart großes Sturzereignis dar. Die braune Färbung der nach den Sprengungen freigelegten Klufflächen zeigt zudem, dass die anstehenden Gesteinsschichten hier tiefgründig bis zum Gleithorizont verwittert sind. Da das Ereignis nicht mit einem unmittelbar vorhergehenden Niederschlagsextemereignis zusammenhängt wird angenommen, dass die fortschreitende Verwitterung in Verbindung mit der Schneeschmelze als unmittelbar ursächlich dafür anzusehen ist.

Geologische Verhältnisse

Laut geologischer Karte 1:50.000, Blatt 152 Matrei i.O. (geologische Bundesanstalt, Wien) liegt der Felssturz im sogenannten Venediger Deckensystem und zwar im Grenzbereich von Granatspitzkern (Zentralgneis) und deren Hüllserie (Habachgruppe i.e.S.). Vorwiegend aplitisch durchhärdete Gneise und Augengneise die dem Zentralgneis zuzuordnen sind, finden sich hier im basalen Teil der Rutschung und bilden an deren Oberkante die Gleitfläche für die überlagernden feinkörnigen Amphibolite und Hornblendeprasinite der Habachgruppe, die hauptsächlich von der Rutschung betroffen waren.

Die geologische Situation im Bereich der aktuellen etwa 50 m breiten Abbruchstelle stellt sich wie folgt dar: über einer überwiegend massig ausgebildeten basalen Gesteinsschicht, deren Oberfläche glatt und wellig ausgebildet ist und als Sturzbahn des bereits abgestürzten Felsmaterials fungierte, findet sich eine ca. 10 m hohe, deutlich geschichtet und nunmehr stufig ausgebildete Abbruchfront aus mäßig bis grob gebankten (0,5 – 3 m) feinkörnigen Amphibolitgesteinen. Durch steilstehende ca. W-E bzw. etwa N-S verlaufende Klüfte wird der Gesteinsverband blockartig zerlegt. Das Gefüge ist generell sehr ungünstig ausgebildet und ist somit ursächlich für den Felssturz anzusehen. Die Schichtung / Schieferung fällt + mit ca. 33 - 40° talwärts (265/35) ein.

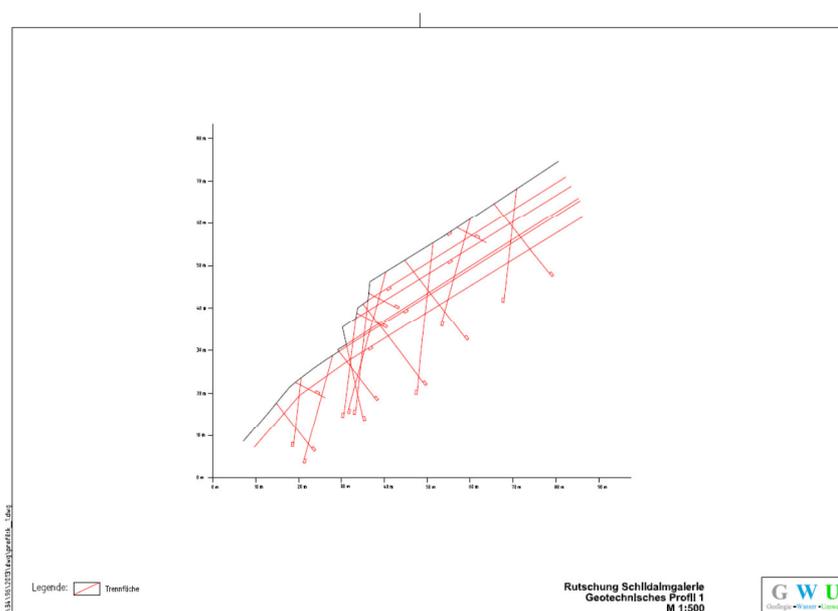


Abb.3: Gefügekundliche Situation im zentralen Bereich der Abbruchstelle

Die geologischen Verhältnisse im Bereich der aktuellen Abbruchfront lassen sich in drei Teilbereiche aufgliedern, wobei W-E verlaufende Störungen die jeweiligen Begrenzungen darstellen. Es handelt sich dabei um ein im nördlichen sowie ein im südlichen Abschnitt (vgl. Profil 2) jeweils etwa 20 - 25 m breit ausgebildete, vergleichsweise kompakte Schichtpakete, die durch einen etwa 5 – 10 m breiten stärker zerlegten Gebirgsabschnitt getrennt werden.

Die basale Gleitschicht ist über die gesamte Breite feststellbar, lokal vorhandene offene Hohlräume weisen darauf hin, dass schon Verschiebungen im oberen Schichtpaket stattgefunden haben.



Abb.4: Übersicht Abbruchstelle Felssturz und Gleitbahn, Blick nach E, am 15.05.2013

SICHERUNGS- UND SANIERUNGSMABNAHMEN

Allgemeines

Noch in Ereignisnacht wurde der Leiter der Landesgeologie Tirol, Dr. G. Heißel, vom Ereignis in Kenntnis gesetzt und um Unterstützung ersucht. In einer ersten Beurteilung der Situation vor Ort bei Tageslicht durch Dr. G. Heißel und Mag. H. Schroll (beide Landesgeologie Tirol) wurden bergseitig, etwa parallel zur Abbruchstelle verlaufende, bis zu 0,5 m breite, offene Spalten und noch wesentliche Mengen akut absturzgefährdeter Gesteinsmassen erkannt. Eine Freigabe zur Erkundung entlang der verschütteten Trasse der Felbertauernstraße konnte nicht erteilt werden. In der behördlichen Einsatzleitung wurde daraufhin beschlossen, die labilen Gesteinsmassen mittels Sprengarbeit zu lösen.



Abb.5: Abschnitt labiler Felsmassen mit offener Kluft bergseitig, Blick nach N, am 15.05.2013

Die Felbertauernstraße AG beauftragte die Fa. HTB Hoch-Tief-Bau-Imst Ges.m.b.H. - im Rahmen eines bestehenden Mehrjahresvertrages für Beräumungs- und Felssicherungsarbeiten - mit der Durchführung der Sprengarbeiten und nachfolgender Felssicherungs- und Abtragsarbeiten.

Für die weitere geologisch-geotechnische Betreuung der Sicherungs- und Sanierungsarbeiten wurde Dr. Franz Riepler, GWU – Ingenieurbüro für Geologie, Kulturtechnik und Wasserwirtschaft GmbH, beauftragt. Im Rahmen dieser Beauftragung wurden geotechnische Beratungen sowie statische Berechnungen durch das ZT-Büro Lettner (als Subunternehmer der GWU) durchgeführt. Die Festlegung von Maßnahmen erfolgte in laufender und enger Abstimmung mit der Einsatzleitung, mit der Auftraggeberin und der Landesgeologie Tirol.

Ab 13.06.2013 wurde von der Felbertauernstraße AG zur zusätzlichen Absicherung - Entscheidungen gestützt auf zwei voneinander unabhängige Beurteilungen - in der geotechnischen Beratung Dipl.-Ing. Andreas Knittel (Ingenieurbüro für Geologie und Geotechnik ZT GmbH) beigezogen.

Chronologie der Sicherungsmaßnahmen

Für die 1. Sprengung am 16.05.2013 wurden 14 Bohrlöcher mit DN 48 mm und á 3,0 m Tiefe hergestellt und insgesamt mit 14,5 kg Sprengstoff befüllt. Mit dieser Sprengung wurden etwa 10.000 m³ Felsmassen gelöst und zum Absturz gebracht.



Abb.6:
*Abbruchstelle und
basale Gleitbahn,
Herstellung
Sprengbohrlöcher,
am 15.05.2013*



Abb.7: *Gleit- bzw.
Sturzbahn, Blick
nach SW, am
15.05.2013*

Mit der 1. Sprengung konnte ein Großteil der labilen Rutschmassen zum Absturz gebracht werden. Der Absturz dieser Massen brachte auch die vorgeschädigten Teile der Lawinengalerie, nunmehr auf einer Gesamtlänge von ca. 127 m zum Einsturz.

Im nördlichen Bereich der Abbruchstelle waren noch absturzgefährdete Gesteinspakete verblieben, die mit einer 2. Sprengung gelöst wurden. Dafür wurden 10 Bohrlöcher bis in eine Tiefe von 2,80 -

3,00 m hergestellt und mit insgesamt ca. 9 kg Sprengstoff befüllt. Die 2. Sprengung erfolgte am 19.05.2013, wobei ca. 1.000 – 1.500 m³ Fels zum Absturz gebracht werden konnten.

Aus der anschließend vorgenommenen Beurteilung konnte „sehr guter“ Sprengerfolg festgestellt werden, da die neue Bruchwand nunmehr einen zumindest temporär standfesten Charakter aufwies und ein weiterer Abtrag mittels Sprengarbeit als nicht mehr erforderlich erachtet wurde.



Abb.8: Abbruchstelle nach 2. Sprengung am 19.05.2013, Blick nach NE

Unmittelbar den Sprengungen folgend wurden Sofort-Sicherungsmaßnahmen im Bereich der zwei markanten Felsplatten im basalen Bereich des Abbruchs und im südlich angrenzenden ehemaligen Abbruchbereich durch Ankerungen sowie eine Felsvernetzung des obersten Abschnittes festgelegt. Die mögliche Fortführung der Sprengmaßnahmen im Abbruch bergwärts wurde geprüft und nach Bewertung der Felsschichtung als dort ungeeignete Maßnahme verworfen. Die festgelegten Verankerungen auf der untersten Platte entfielen in der Folge weitgehend, da aufgrund einer im Zuge der Arbeiten festgestellten Instabilität des überwiegenden Teiles dieser Platte, diese sprengtechnisch zum Absturz gebracht werden musste (Ausmaß ca. 100 m³ am 20.06.2013). Mit dieser Sprengmaßnahme musste bis zum Erreichen der Sollfestigkeit der oberhalb bereits versetzten und injizierten Ankerungen zugewartet werden.



Abb.9: Einbau
Felsanker am
29.05.2013, Blick
nach N

Nachfolgend wurde etwa 30 m unterhalb des Abbruchbereiches auf der gesamten Breite von ca. 75 m eine Hochenergieseilsperr (5000 kJ) mit einer Höhe von 6 m projektiert und errichtet, die die gesamte Breite des Abbruchbereiches abdeckt.



Abb.10:
Hochenergieseilsperr
e (5000 kJ)
unmittelbar unterhalb
Abbruchstelle, Blick
nach NW, am
11.07.2013

In weiterer Folge
wurden
Beräumungen,

Sanierungsabträge und z.T. umfangreiche Verankerung inkl. 2 Ankerbalken und einer Ankerlisene in der nord- (rechten) und südseitigen (linken) Flanke ausgeführt.

In unteren Abschnitt der N-Flanke wurde am 06.08.2013 ein aus dem Gebirgsverband gelöster ca. 1.500 m³ großer Block sprengtechnisch zum Absturz gebracht.



Abb.11: *Unterer Bereich Nordflanke, stark zerlegter Felsabschnitt wurde sprengtechnisch abgetragen, Blick nach N, am 11.07.2013*

Zum Abschluss erfolgte die händische Beräumung der Sturzbahn unterhalb der Seilsperre bis zum Beginn des Schuttkegels, wobei im oberen Abschnitt lokale Sicherungen mit Ankern vorgenommen wurden.



Abb.12: *Übersicht Oberer / Mittlerer Felssturzbereich, am 01.08.2013; Blick nach E*

Nach Abschluss der Sicherungs- und Sanierungsmaßnahmen im Felssturzbereich konnten am 23.09.2013 die Arbeiten zur Beräumung der zerstörten Lawingalerie und des unteren Schuttkegelbereiches freigegeben werden.

Mittwoch 16. Oktober 2013	17:00-17:30
---------------------------	-------------

Neuentwicklung zur Fehlerkorrektur von Wetterradarinformation anhand der Hochwasser-Wetterlage im Juni 2013

Andreas Lanzinger¹, Stefan Mayer²

¹Austrocontrol, Innsbruck

²Meteoserve, Innsbruck

Das Hochwasserereignis zu Beginn des Juni 2013 brachte dramatische Zustände entlang der österreichischen Alpennordseite und darüber hinaus. Eine kurze Aufarbeitung der Wetterlage soll zeigen, dass eine ähnliche Konfiguration bereits 2005 für Überflutungen und Vermurungen sorgte (vgl. Abb 1) und auch in Zukunft Gefahrenpotential bergen kann.

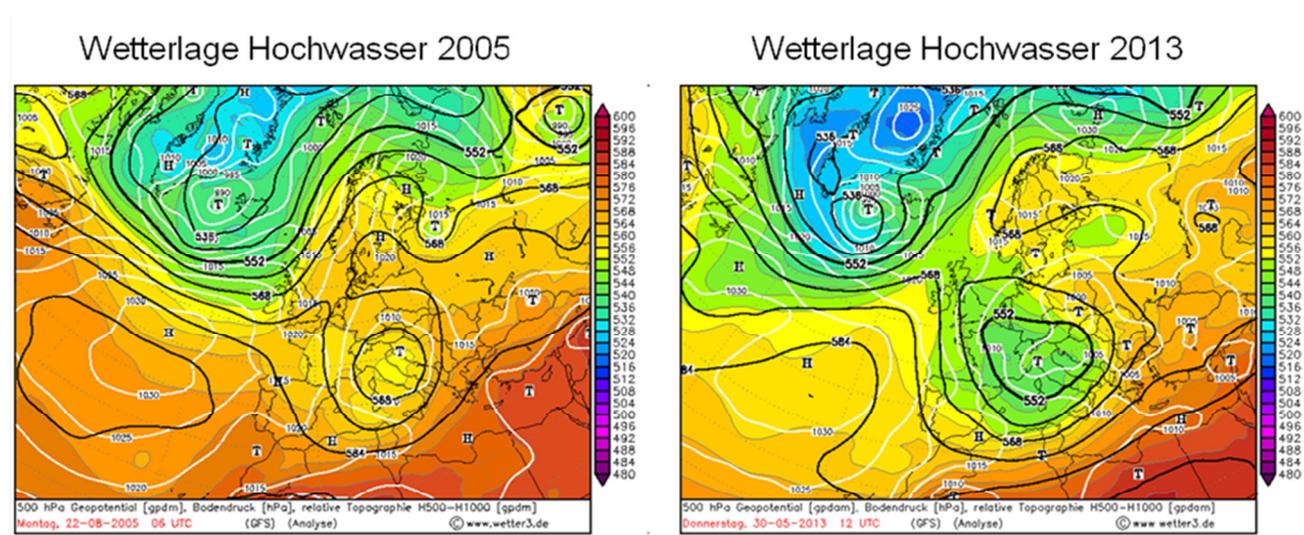


Abbildung 7: Vergleich Großwetterlage zweier Hochwasserereignisse

Die meteorologische Ausgangssituation: Ein mächtiges abgetropftes Höhentief über Zentraleuropa und ein weit über Europa ausgedehnter Bodentiefdruckkomplex begünstigten den Transport sehr feuchter Luftmassen aus dem Schwarzmeergebiet und dem Bereich der Ägäis von Nordosten her in den Alpenraum. Zudem verursachte die Lage einer Okklusion im Nordalpenbereich ergiebige Aufgleitniederschläge, die aufgrund des rasanten Anstieges der Schneefallgrenze die Regenmengen weiter verstärkten. Extreme Niederschlagsmengen über einen Zeitraum von sechs Tagen hinweg und das Anschwellen der Gewässerpegel im Norden Österreichs waren die Folge. Zudem sorgte eine überdurchschnittliche Niederschlagsbilanz des Mai 2013, mit 200-300% des langjährigen Mittels (von 1981-2010), für eine stark vorbefeuchtete Ausgangslage in den betroffenen Gebieten im Nordalpenraum.

Eine Analyse der Modellprognosen zeigt, dass die Vorhersagbarkeit gut gegeben war und daher die Gefahrensituation von den Wetterdiensten weitgehend richtig eingeschätzt wurde (vgl. Abb 2),

weiter mithilfe einer Referenzdatenbank korrigiert bzw. aufgefüllt. Diese Referenzdatenbank beinhaltet Satellitenbilder (MSG), aufgenommen in verschiedenen Wellenlängenbereichen.

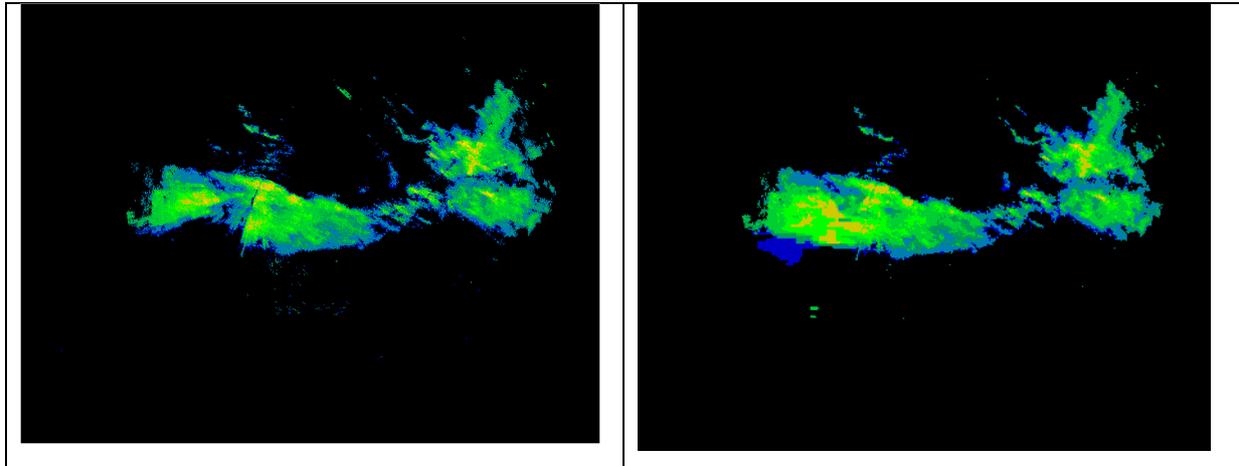


Abbildung 3: Auffüllung eines markanten Abschattungsbereichs südwestlich der Wetterradarstation Feldkirchen mithilfe der DIBMETSAT-Methoden

Mittwoch 16. Oktober 2013

17:30-18:00

Das Juniunwetter 2013 in Tirol und seine geologischen Auswirkungen

Gunther Heißel, Petra Nittel

Amt der Tiroler Landesregierung, FB Landesgeologie

Die Extremniederschläge des Wochenendes vom 1. und 2. Juni 2013 haben vor allem in den Bezirken Kitzbühel und Kufstein in untergeordneter Weise auch in allen anderen Bezirken Nordtirols zu Überschwemmungen und zahlreichen Rutschungen, Muren, sowie vereinzelt auch zu Blockstürzen und zu einem Felssturz geführt. Die Spitze der Niederschläge wurde in der Gemeinde Niederndorferberg verzeichnet. Hier fielen vom 30.05. bis zum 02.06. insgesamt 365 mm/m², wobei für den 01.06. alleine 175 mm/m² registriert wurden.

Diesen Starkniederschlägen ist ein besonders niederschlagsreiches Jahr 2012 vorausgegangen. Vor allem die Bezirke Kufstein, Kitzbühel und Reutte haben überdies hohe Niederschlagsraten, insbesondere als Regen in den ersten Tagen des Jänner 2013 zu verzeichnen gehabt.

Die Regenereignisse von Anfang Juni sind somit auf einen über lange Zeitspannen deutlich vorvernässten Untergrund aufgetroffen.

Die fünf Tiroler Landesgeologen haben bis in die zweite Junihälfte hinein über 300 Akut-Ereignisse zu bearbeiten gehabt.

Die Hochwasserereignisse und ihre Schäden in Tirol werden hier nicht betrachtet.

Geologische Hintergründe

Besonders häufig traten sogenannte Hangexplosionen auf. Besonders anfällig zeigten sich Steilböschungen mehr oder weniger unterhalb von ausgeprägten Geländevertiefungen. In der Regel verursachten Hangwässer dieses explosionsartige Aufplatzen der Vegetationsdecke und ihres direkten Untergrundes und zwar stets an der Oberkante wasserstauer Fest- oder Lockergesteine. Häufig handelte es sich bei den wasserstauenden Festgesteinen um Buntsandstein. Die stauenden Lockergesteine setzten sich aus feinkörnigen Sedimenten zusammen (Stillwassersedimente bzw. Moränen). Überwiegend waren diese Wasserstauer nur wenige Meter unterhalb der Geländevertiefung anzutreffen. An dieser Festgesteinsgrenze die als Wasserstauer fungiert ist es zu konzentrierten Hangwasseraustritten gekommen, die zum Abgleiten der Gesteinsmassen geführt haben.

Es konnte mehrfach beobachtet werden, wie die Hangexplosionen vor sich gingen, sodass festzustellen war, dass diese tatsächlich plötzlich eintreten und die Hangwässer konzentriert über



Abb. 1 Stauer mit Wasseraustritten

„Kanäle“ ausgetreten sind. Weiters wurde festgestellt, dass die anschließenden, einer Hangmure ähnlichen Vorgänge sehr rasch abliefen, was diese Vorgänge besonders gefährlich macht.

Überraschend traten derartige Hangexplosionen auch an völlig trockenen Geländerrücken auf, also an Hangrückengebieten, die z. B. durch Trockenheit anzeigende Pflanzen gekennzeichnet sind. Zusätzlich musste mehrfach festgestellt werden, dass Hangexplosionen in direkter Nachbarschaft zueinander, aber zeitlich versetzt stattfinden können. Es zeigte sich dadurch, dass bei derartigen extremen Niederschlägen eine hohe Gefahr, vor allem auch für Einsatzkräfte besteht und dass es daher vordringliche Aufgabe der Landesgeologen war nicht nur Häuser und Verkehrswege vor Schäden zu bewahren, sondern insbesondere auch Einsatzkräfte.



Abb. 2 Stauer mit Wasseraustritten



Abb. 3 Kanalförmige Wasseraustrittsstellen

Schadensbilder

Die Hangbewegungen, Hangexplosionen und Hangrutschungen mussten in allen Höhenlagen verzeichnet werden, sodass neben Wohnhäusern und Gewerbegebieten, vor allem auch Landesstraßen, Almwege und Forststraßen, Rad- und Wanderwege betroffen waren.

Die Gefährdung hat -wie gesagt- viele Einfamilienhäuser und deren Bewohner betroffen. Mehrere Häuser mussten evakuiert und teilweise auch dauerhaft aufgegeben werden. Die Schäden an den Gebäuden reichten vom verschütteten Garten, über eingedrückte Wände bis hin zum Totalverlust/Abriss aufgrund unterhöhlter Fundamentierung.

Die Landesstraßen waren zum Teil durch wochenlange Sperren aufgrund der Hangrutsche und Hangexplosionen betroffen.



Abb. 4 Murartige Hangrutschungen unterhalb der Geländekante in Fieberbrunn



Abb. 5 Hangrutsch in Kirchbichl, der zur Freilegung des Fundamentes und zum Abriss des Gebäudes geführt hat

Zwischen Finkenberg und Tux hat sich ca. 200m oberhalb der dortigen Landstraße eine ausgedehnte Blockschutthalde im Steilgelände massiv in Bewegung gesetzt, sodass eine Straßensperre und die Evakuierung von Häusern nötig wurden. Die Blockschutthalde wird seitdem über ein Monitoringsystem kontrolliert, das in Verbindung mit einer Ampel, die Sicherheit der Hausbewohner und der Verkehrsteilnehmer gewährleisten soll. Zusätzlich wurde ein bereits fertig geplantes Schutzdammbauprojekt der Wildbachverbauung zeitlich vorgezogen und soll noch heuer fertig gestellt werden.



Abb. 6 Messhütte Finkenberg (Foto: DI Hannes Anegg Geoinformation)



Abb. 7 Anrisse in der
Blockschutthalde
zwischen Finkenberg
und Tux

Nicht selten sind derartige Ereignisse mit zeitlicher Verzögerung von bis zu mehreren Tagen abgelaufen, wobei der Zusammenhang mit den voraus stattgefundenen Niederschlägen nachweisbar war. Insbesondere betraf dies auch Felsabplatzungen und Blocksturzereignisse.

Im Gemeindegebiet von Obernberg haben die kräftigen Regenfälle einen Felssturz ausgelöst der auch von den seismischen Stationen registriert wurde. Dieses Sturzereignis wurde von der ZAMG Wien lokalisiert und von den Landesgeologen verifiziert.

Schlussfolgerungen

Die Ereignisse des Jahres 2013 haben in besonders drastischer Weise aufgezeigt, dass bei derart extremen Wettersituationen Ereignisse, wie die vorstehend beschriebenen, mehr oder weniger überall auftreten können, auch in Zonen, die von Trockenheit geprägt sind. Weiters genügt manchmal geringer Sickerwasserandrang um derartige Ereignisse auszulösen. Es wurde offensichtlich, dass die meisten Ereignisse unvermittelt einsetzen und so rasch ablaufen, dass Vorwarnungen nicht oder kaum möglich sind. Je nach der Zusammensetzung des Untergrundes und der jeweiligen örtlichen Niederschlagsituation laufen derartige Prozesse teilweise auch mit deutlicher zeitlicher Verzögerung von bis zu mehreren Tagen ab.

Diese Erkenntnisse haben klar aufgezeigt, dass Gefahrenhinweiskarten nicht geeignet sind um derartige Ereignisse vorherzusagen. Hingegen ist die Berücksichtigung der Erfahrungen tatsächlich abgelaufener Ereignisse für die sich raumordnerisch ergebenden Fragestellungen zielführend.

Die Bestrebungen des Landes Tirol sind es seit längerem über Schulungen und Übungen Einsatzkräfte vorzubereiten, aber auch die Bevölkerung zu informieren und so zu sensibilisieren, dass Gefährdungen von Leib und Leben, sowie von Hab und Gut möglichst hintangehalten werden können. Diese Bestrebungen werden nun verstärkt fortgesetzt.

Die Geologische Landesaufnahme in Österreich an der Geologischen Bundesanstalt: Stand, Strategie, Online-Angebote

Hans-Georg Krenmayr

Geologische Bundesanstalt, Neulinggasse 38, 1030 Wien

Die erste geologische Landesaufnahme an der damaligen k.u.k. Geologischen Reichsanstalt erfolgte bis in die 1860er Jahre im Maßstab 1:144.000. Die zweite geologische Landesaufnahme von 1869 bis 1938 (mit einzelnen Nachträgen bis 1954) fand auf Basis der sogenannten „Schraffenkarte“ 1:75.000 statt. Beginnend 1977 läuft derzeit an der nunmehrigen Geologischen Bundesanstalt (GBA) der dritte Durchgang der geologischen Landesaufnahme im Maßstab 1:50.000, mit der ÖK 50-BMN als topografischer Basis (Geologische Karte von Österreich 1:50.000 im BMN-System = GK 50). Dabei wurde bislang eine Flächendeckung von knapp über 50% des staatlichen Territoriums erreicht (Abb. 1).

Geologische Landesaufnahme Programm GK 50/25

Geologische Bundesanstalt Stand: Dezember 2012

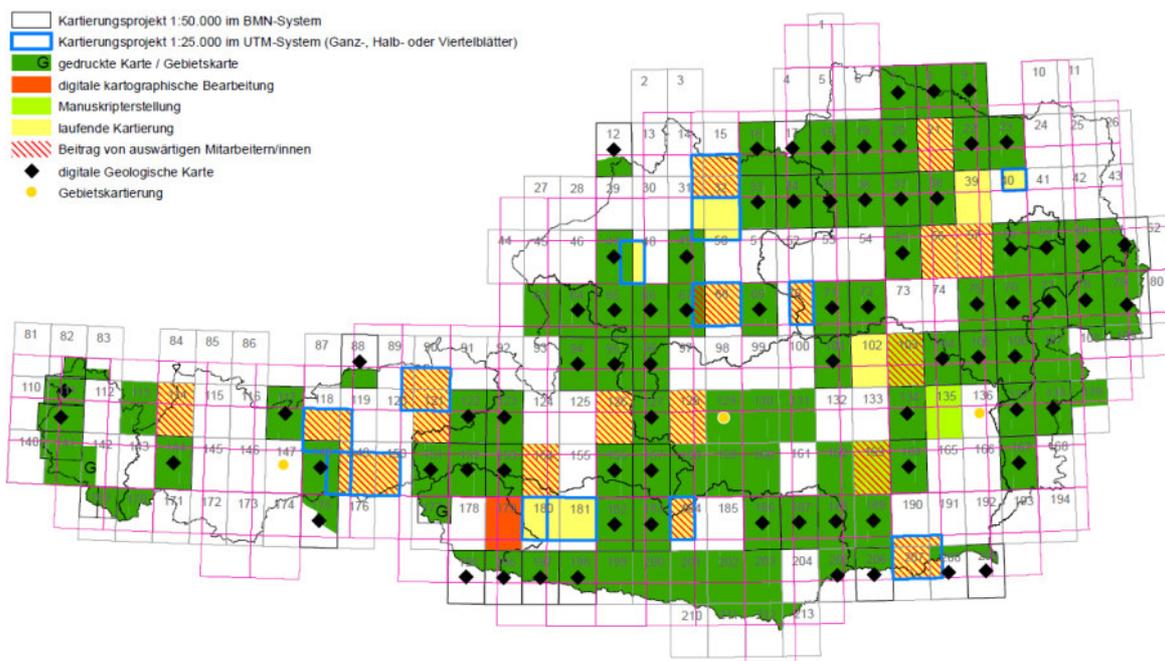


Abb. 1: Kartenspiegel zum Programm GK 50/25 der Geologischen Bundesanstalt.

Keine dieser drei geologischen Landesaufnahmen bzw. Kartenwerke konnte aufgrund der traditionell geringen Personalressourcen fertiggestellt werden und wurde vom jeweils neuesten topografischen Kartenwerk „überholt“. Dieses Schicksal wiederfährt nun auch der GK 50-BMN, die vom Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen (BEV) bereits zum historischen Kartenwerk erklärt wurde, aus dem Verkauf genommen wurde und nicht mehr nachgeführt wird. Die GBA wird zwar in einer Übergangszeit noch maximal 14 Kartenblätter als GK 50 im BMN-System ausgeben, um damit die größten Probleme, die sich mit dem veränderten Blattschnitt (Abb. 2) des neuen amtlichen Kartenwerkes im UTM-System ergeben (KRENMAYR, 2010) zu vermeiden, parallel dazu laufen aber bereits weitere 14 Kartierungsprojekte im neuen Blattschnitt (vgl. Abb. 1), wobei auch eine Maßstabumstellung auf den für moderne, geologische Spezialkarten in Zentraleuropa üblichen Maßstab 1:25.000 vorgenommen wird (Geologische Karten der Republik Österreich 1:25.000 im UTM-System = GK 25).

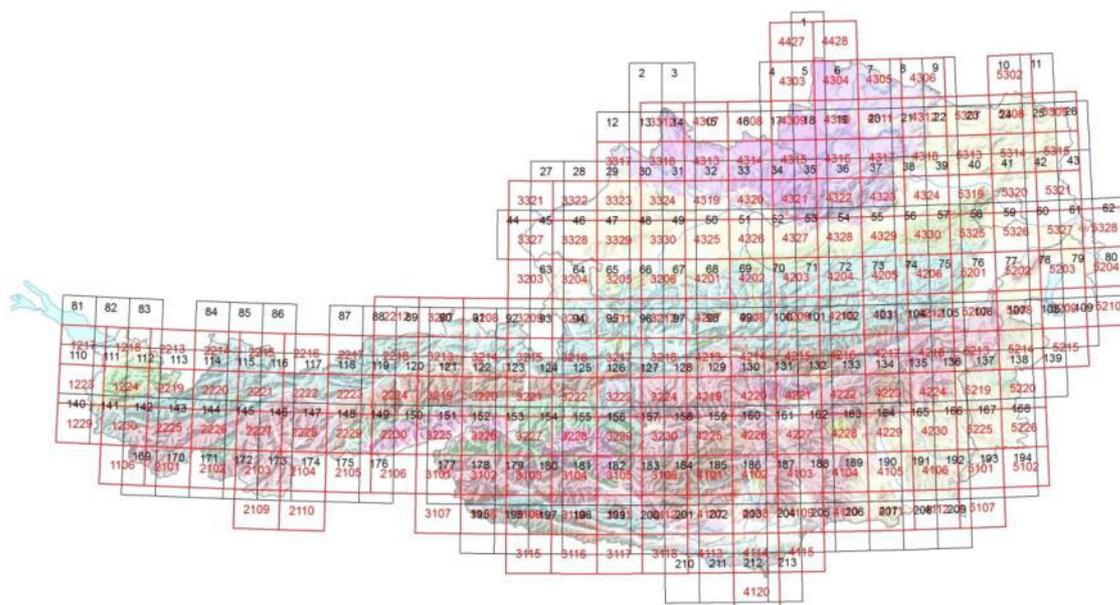


Abb. 2: Blattschnitt des historischen topografischen Kartenwerks im System BMN (schwarz) und des amtlichen topografischen Kartenwerkes des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen im UTM-System (rot).

Insgesamt sind an der GBA 15 Personen (ganz oder teilweise) mit der Kartierung betraut. Umgerechnet in Vollzeitäquivalente (VZÄ) sind das maximal 12,5 VZÄ. Zahlreiche Projekte und Vorhaben, wie z.B. die Geologischen Bundesländerkarten, die Neuauflage von „Rocky Austria“, die inhaltliche Gestaltung von Online-Angeboten (siehe unten), Beratung und Mitarbeit in angewandt-geowissenschaftlichen Projekten der GBA u.a.m., werden in hohem Maße ebenfalls von der Gruppe der Aufnahmegeologen getragen.

Ein ÖK-Blatt im Blattschnitt des BMN-Systems bedeckt eine Fläche von durchschnittlich 520 km². Pro Geländetag wurde bislang von einer durchschnittlichen Kartierungsleistung von 0,75 km² ausgegangen. Die Erfahrungen der letzten Jahre zeigen aber, dass dieser Wert eher bei 0,5 km² anzusiedeln ist. Die angesprochenen Erfahrungen stehen im Zusammenhang mit den stark gestiegenen Anforderungen an eine moderne geologische Spezialkarte, die sich aus der Entwicklung der Erdwissenschaften ergeben. Diese zu berücksichtigen ist die GBA lt. § 18 (1) des FOG verpflichtet, was z.T. auch mit einem erheblichen Mehraufwand im Gelände verbunden ist. Als Beispiele für diese wissenschaftlichen Entwicklungen seien die modernen, vor allem geochronologischen Datierungsmöglichkeiten, das mechanisch fundierte Verständnis für (spröde)tektonische Prozesse, die erhöhte Aufmerksamkeit für die Typisierung und Darstellung von Massenbewegungen, die wesentlich verfeinerten Methoden und Kenntnisse hinsichtlich Entstehung, Alter und Gliederung der quartären Sedimente und nicht zuletzt die neuen datenbanktechnischen Anforderungen an die innere Logik von Kartenlegenden genannt.

Bei etwa 85 Geländetagen pro Person und Jahr ergibt sich so eine theoretische Bearbeitungszeit im Gelände von ca. 12 Jahren. Umgelegt auf die VZÄ der GBA in der Kartierung bedeutet dies, dass maximal ein Kartenblatt pro Jahr neu aufgenommen werden kann. In der Praxis wird allerdings kaum je ein Kartenblatt von nur einer Person kartiert, sondern es gilt mehrköpfige Teams aus Spezialisten für die jeweiligen Fachgebiete (z.B. Kristallingeologie, Sedimentgeologie, Ingenieurgeologie, etc.) zu koordinieren, krankheitsbedingte Ausfälle zu verkraften, usw. Auf der anderen Seite ist zu berücksichtigen, dass in die Neuaufnahmen auch Archivunterlagen einfließen, die allerdings so gut wie nie unbearbeitet übernommen werden können.

In der Geologischen Landesaufnahme wird das Stammpersonal der GBA durch auswärtige Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter unterstützt. Die Gesamtaufwendungen für diesen Bereich wurden im Jahr 2012 wiederum deutlich von rund EUR 116.000,- im Jahr 2011 auf rund EUR 141.000,- gesteigert (vor allem Werkverträge und Aufträge, aber auch Reiserechnungen von auswärtigen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern im Bundesdienst bzw. Bundesbediensteten i.R.). Diese Entwicklung ist vor allem auf die Umsetzung der im Businessplan 2010–2012 unter dem Titel „GK 50/25 Plus“ angekündigten Planung zurückzuführen, nach der auch Werkverträge oder Aufträge größeren Umfangs an in der Kartierung erfahrene Personen vergeben werden. Von dem genannten Gesamtbetrag für 2012 entfallen rund EUR 28.000,- auf nicht unmittelbar geländebezogene Arbeiten wie spezielle Probenbearbeitungen, Kartenkompilationen oder das Abfassen von Erläuterungen. Bei einer Gesamteinschätzung aller hier genannten Kapazitäten für die flächige Kartierung erscheint mittel- bis langfristig die Herausgabe von nur ein bis zwei gedruckten GK 50-Blättern pro Jahr möglich.

Die hier behandelte Problematik ist in zahlreichen europäischen Ländern ähnlich gelagert und hat, in Verbindung mit dem Umstieg auf Online-Angebote, bereits in einigen wichtigen Ländern (z.B. Frankreich und Großbritannien) zur vollständigen oder weitgehenden Einstellung der Herausgabe von gedruckten geologischen Kartenwerken geführt. An der GBA betrachten wir die publizierte geologische Karte aber nach wie vor als sehr wichtige wissenschaftliche Basis der geologischen

Landesaufnahme, im Sinne eines nachhaltig zitierbaren Werkes mit Autorenverantwortung. Trotz der notwendigen Verschiebung der ohnehin schon sehr knappen Ressourcen in Richtung Online-Angebote führen wir also das Programm GK 50/25 weiter.

Sämtliche publizierten geologischen Karten des Bundesgebietes (Abb. 3) sind auf der GBA-Webseite (<http://www.geologie.ac.at/services/webapplikationen/>) über moderne, leistungsstarke Imageservices als Webapplikationen kostenlos zugänglich, wobei auch sämtliche bibliografischen Informationen zu der dargestellten Karten, durch eine Verlinkung mit unserem neuen Bibliotheksmanagement-System ADLIB, direkt aus den Imageservices heraus, bequem zugänglich sind. Mit einem weiteren Mausklick können die gezeigten Karten in den persönlichen Warenkorb unseres Online-Bestellshops befördert werden. Außerdem werden Web-Services angeboten, die externen GIS-Nutzern eine direkte Einbindung der GBA-Karten als Image in eigene Projekte erlauben.

Integrierter Kartenspiegel der geologischen Kartenwerke und Gebietskarten Österreichs

 Geologische Bundesanstalt
Stand: Dezember 2012

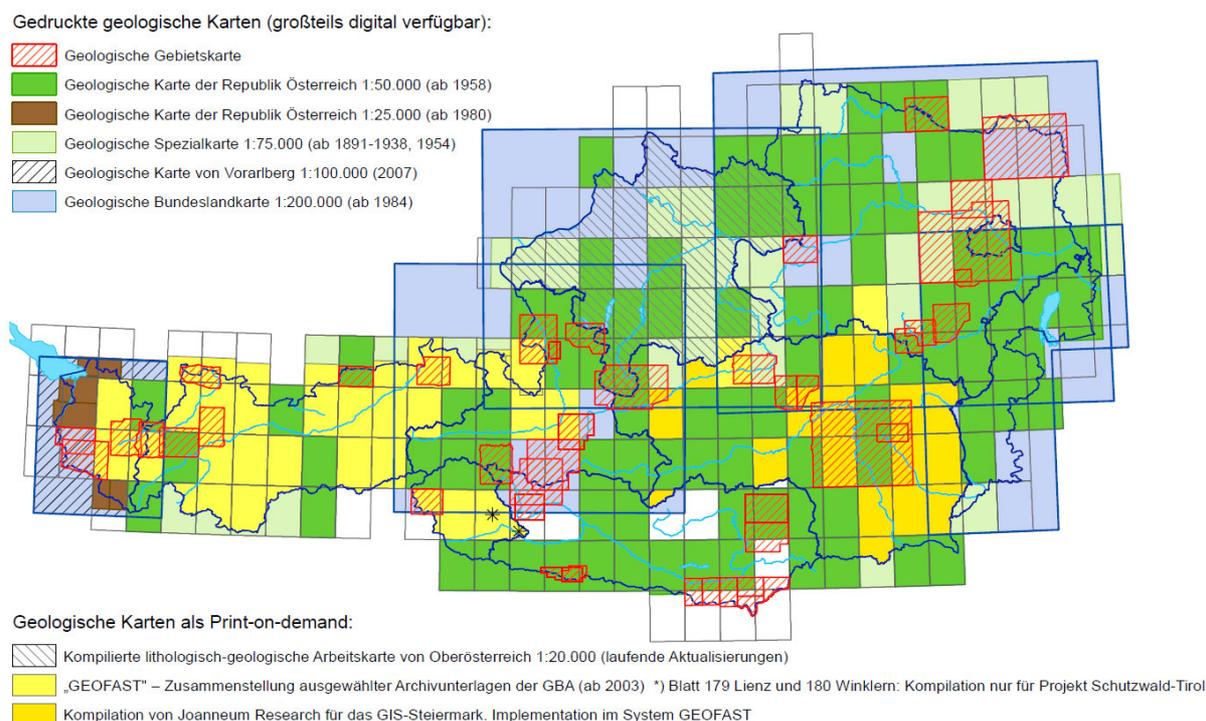


Abb. 3: Integrierter Kartenspiegel.

Darüber hinaus bietet eine weitere Webapplikation, der Webmap-Service „Geologische Karten Online“ (http://geomap.geolba.ac.at/GEO/GEO_main.cfm?Init=false), die Möglichkeit, die Legenden- und Erläuterungstexte einzelner Polygone der GK 50-Blätter und der Bundeslandkarten 1:200.000 (bzw. Vorarlberg. 1:100.000) abzufragen. Die Zukunft der GBA-Online-Dienste liegt aber in Webdiensten bzw. Datensätzen, die strukturierte Abfragen in unterschiedlichen Themenbereichen wie Lithologie, Stratigraphie oder Tektonik zulassen. Dabei kommt uns von Seite der europäischen INSPIRE-Gesetzgebung eine sehr bedeutsame Unterstützung und gleichzeitig Verpflichtung zu. Diese verlangt

nämlich für alle im Rahme von INSPIRE gemeldeten Datensätze bis zum Jahr 2020 die Umsetzung der Interoperabilität der Daten auf Basis der INSPIRE-Datenspezifikation (diese baut wiederum auf der schon länger in Entwicklung befindlichen, auf geowissenschaftliche Inhalte spezialisierte Markup-Language „GeoSciML“ auf). Diese ermöglicht eine weit ins Detail gehende Codierung der in geologischen Karten enthaltenen Informationen in der Weise, dass diese Informationen in Datenbanken verarbeitet werden können und international austauschbar und verknüpfbar sind.

Um geologische Karteninhalte datenbanktechnisch verwalten und darstellen zu können, muss an erster Stelle Klarheit über die Nomenklatur geschaffen werden. Da die Legenden unserer neueren und zukünftigen geologischen Karten einem tektonischen Hierarchieschema folgen, müssen wir uns in erster Linie um die räumliche Abgrenzung und Definition der tektonischen Einheiten unseres Landes kümmern. Dabei wird zur Gewährleistung der Kompatibilität ein den gesamten Alpenraum umfassendes tektonisches Konzept angewendet. Die räumliche Abgrenzung geschieht auf Basis eines österreichweiten GIS-Datensatzes im Maßstab 1:200.000, der in die tektonischen Hierarchieebenen I-V gegliedert ist (Abb. 4). Die Maßstabsangabe bezieht sich dabei auf die Mindestgröße (Darstellbarkeit), der die tektonischen Einheiten umgrenzenden Polygone im Maßstab 1:200.000. Die Polygongrenzen selbst (also die Gestaltung der Linienführung in Bezug auf die topografische Basis der jeweiligen geologischen Karten, die im Datensatz 1:200.000 aufgearbeitet werden) werden in jenen Teilen des Datensatzes, für die keine publizierte Bundeslandkarte zur Verfügung steht auch aus Karten mit anderen Maßstäben (vor allem 1:50.000) übernommen.

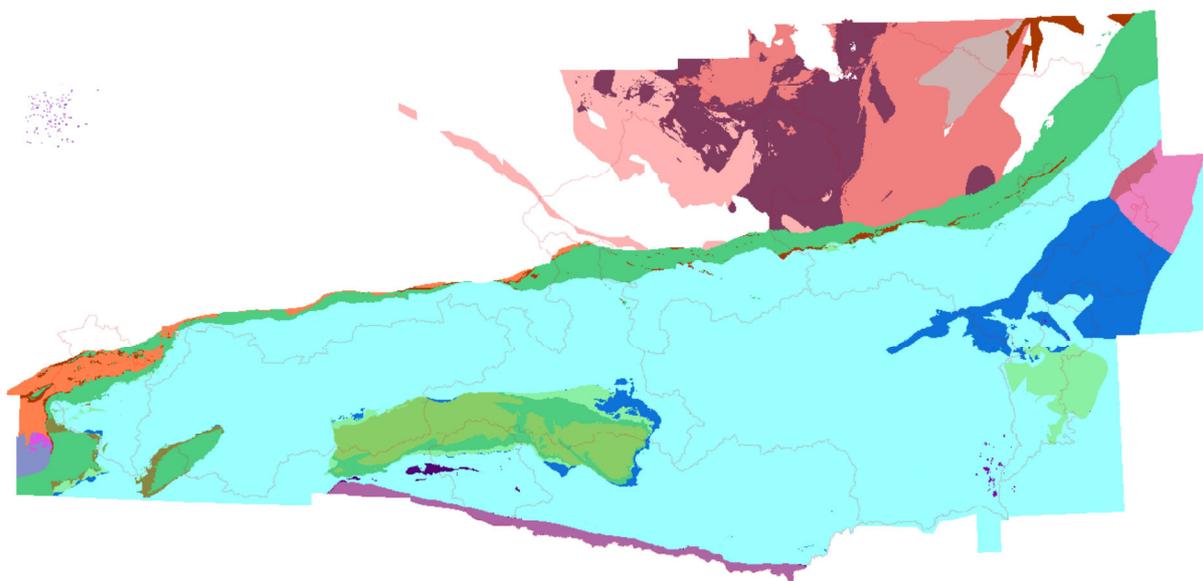


Abb. 4: Visualisierung der Hierarchieebene II („Tektonische Einheiten“) im tektonischen Datensatz 1:200.000, ohne junge Sedimentbecken. Folgende Einheiten sind ausgeschieden: Bavarikum, Südböhmischer Pluton, Moldanubische Decken, Moravikum, Helvetikum, Untere, Mittlere und Obere Penninische Decken, Subpenninikum, Unter- und Oberostalpin, Südalpin und Känozoische Magmatite.

Die Verwaltung der Begriffe/Namen von lithotektonischen Einheiten und der zugehörigen Definitionstexte erfolgt mit einer komplexen Thesaurus-Software, die auch Polyhierarchien abbilden kann. Mit demselben System verwalten wir außer den lithotektonischen Einheiten auch die Begriffssysteme für die Lithologie, die Lithostratigrafie, die Chronostratigrafie und für geologische Strukturen. Dieses Thesaurus-System ist ebenfalls online zugänglich (<http://resource.geolba.ac.at/>), wobei jeder Begriff mit einer eindeutigen Webadresse versehen ist. Dies ermöglicht die Einbindung und Nutzung des GBA-Thesaurus im weltweit im Entstehen begriffenen, sogenannten „Semantic Web“ oder Web 3.0, in dem Internet-Recherchen nicht nur auf einfachen Zeichenfolgen basieren sondern auch die Bedeutung von Begriffen und Zeichenfolgen „erkannt“ wird.

Ein INSPIRE-konformes Datenmodell, das für die Aufnahme der Information aus unseren geologischen Karten geeignet ist, wurde auf Basis der INSPIRE-Datenspezifikation für den Bereich „Geologie“ an der GBA bereits entwickelt (SCHIEGEL et al., 2009) und wird derzeit getestet. In Folge sollen über einen Zeitraum von mehreren Jahren alle verfügbaren GK 50-Blätter auch als INSPIRE-konforme Einzeldatensätze aufbereitet und für den Verkauf bereitgestellt werden. Dies bedeutet also noch keine geometrische und nur eine teilweise (soweit dies ohne zusätzliche Geländeerhebungen möglich ist) inhaltliche Harmonisierung der zur Verfügung stehenden Information.

Für den Online-Bereich planen wir, basierend auf den Bundesländerkarten im Übersichtsmaßstab 1:200.000 (diese liegen für die Bundesländer Oberösterreich, Niederösterreich, Salzburg, Burgenland und mit einem älteren Erscheinungsdatum für die Steiermark vor) einen INSPIRE-konformen, geometrisch und inhaltlich harmonisierten Webfeature-Service (WFS) mit begrenzten Abfragemöglichkeiten aufzubauen. Dabei handelt es sich um ein Großprojekt, das viele Jahre in Anspruch nehmen wird.

Da der Maßstab 1:200.000 beim BEV infolge des Beitritts Österreichs zur NATO-Partnerschaft für den Frieden durch den Maßstab 1:250.000 abgelöst wurde, werden Neukompilationen, die im Rahmen dieses Großprojekts wohl erst in einigen Jahren begonnen werden können, zukünftig ebenfalls im Maßstab 1:250.000 erfolgen. Diese Neukompilationen (betroffen sind die Bundesländer Vorarlberg, Tirol, Kärnten und Steiermark) werden sich auf die österreichischen Anteile der topografischen Blattschnittkarten beschränken und sollen, zumindest vorerst, als Datensatz bzw. als WFS publiziert werden. Mit einer Printversion allfälliger neuer Bundeslandkarten kann aus Kapazitätsgründen also in den nächsten Jahren nicht gerechnet werden.

An der GBA wird derzeit die Programmplanung für die Jahre 2014-2017 erarbeitet. Die an dieser Stelle dargelegten Strategien und Ziele sind daher vorbehaltlich der Empfehlung zur Umsetzung des Programmplans zu verstehen, die in der Sitzung des Bei- und Fachbeirates der GBA Anfang Dezember erwartet wird.

Literatur

KRENMAYR, H.G. (2010): Das Geologische Spezialkarten-Programm in Österreich: Umstieg auf das neue topografische Kartenwerk im UTM-System und den Maßstab 1:25.000 – Hintergründe und Strategie. - Jb. Geol. B.A., 150, 421-429.

SCHIEGL, M., SCHUSTER, R., KRENMAYR, H.G., LIPIARSKI, P., PESTAL, G., STÖCKL, W. & UNTERSWEG, T. (2009): GeoSciML - ein konzeptionelles Datenmodell für die Geologie? - Jb. Geol. B.A., 148, 213-226.

Donnerstag 17. Oktober 2013

09:00-09:30

GEOFAST – Erstellung einer flächendeckenden geologischen Karte für Westösterreich im Maßstab 1:50.000

Wolfgang Pavlik, Isabella Bayer, Hans-Georg Krenmayr, Otto Kreuss, Michael Moser

Geologische Bundesanstalt, Neulinggasse 38, 1030 Wien

wolfgang.pavlik@geologie.ac.at, isabella.bayer@geologie.ac.at, hg.krenmayr@geologie.ac.at, otto.kreuss@geologie.ac.at,
michael.moser@geologie.ac.at)

Um der steigenden Nachfrage nach geologischen Karten nachzukommen, wurde von der Geologischen Bundesanstalt (GBA) im Jahr 2001 das Projekt GEOFAST (Erstellung einer flächendeckenden digitalen **Ge**ologischen Spezialkarte Österreichs auf **a**ktuellem Forschungs**s**tand 1:50.000) gestartet. Ziel ist eine rasche Verfügbarmachung von geologischen Karten zu gewährleisten und eine flächendeckende Informationsbasis im Maßstab 1:50.000 zu schaffen. Im Rahmen von GEOFAST werden jene Kartenblätter kompiliert, welche in absehbarer Zeit keiner feldgeologischen Neubearbeitung unterzogen werden können. GEOFAST-Karten sind als eine **Ergänzung** und **keinesfalls als Ersatz** für die auf Neukartierung und einem aufwändigen redaktionellen und kartographischen Prozess beruhenden Karten im Spezialkartenprogramm der GBA („Geologische Karte der Republik Österreich 1:50.000“) gedacht. Eine Kurzfassung der Projektdefinition ist in Form eines sogenannten „Hinweis für NutzerInnen“ im Kartenlayout eingefügt.

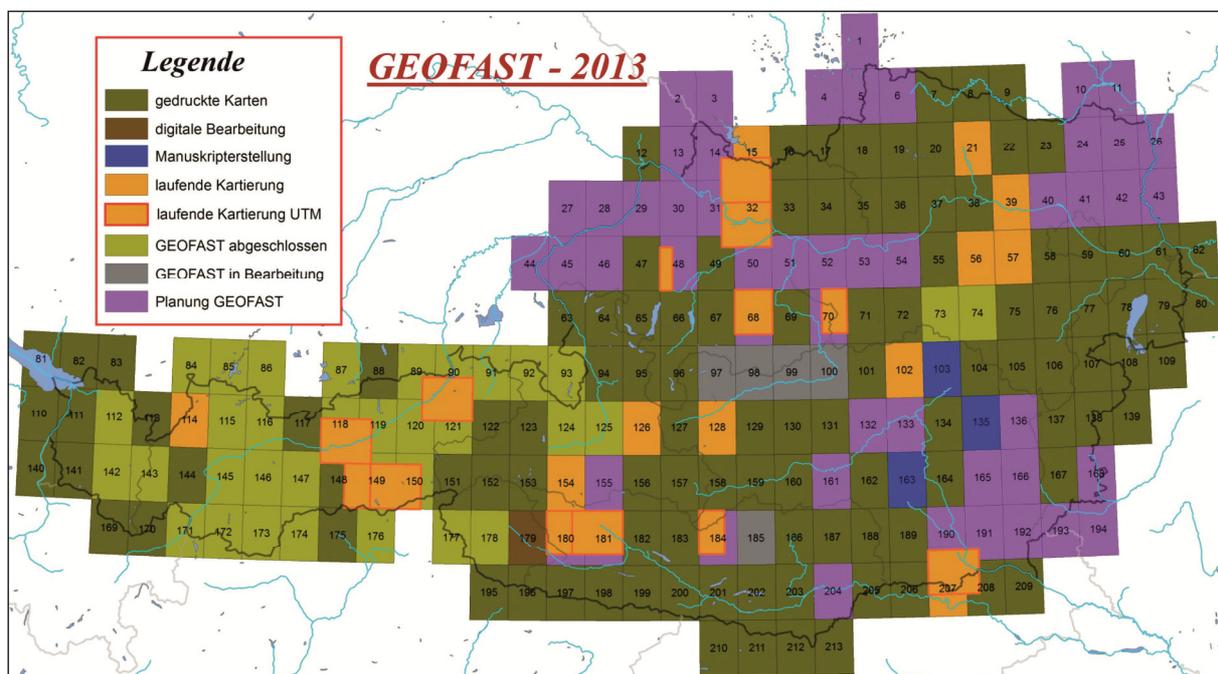
GEOFAST-Karten werden unter Heranziehung der besten in den Archiven der GBA verfügbaren geologischen Unterlagen, mit der ÖK 50-BMN als topographischer Grundlage erstellt. Noch nicht im Bestand der Bibliothek der GBA Karten befindliche Karten, meist Diplomarbeiten und Dissertationen, werden von den jeweiligen Institutionen angefordert. Die Manuskripte werden mit den jeweiligen Regionalkennern begutachtet und die am besten geeigneten Karten (teilweise auch nur Kartenausschnitte oder thematische Karteninhalte) ausgewählt. In einzelnen Bereichen werden Karten unterschiedlichen Inhaltes miteinander verschnitten, z. B.: Karten des Grundgebirges mit Detailkarten der Lockersedimente sowie Fazies und Lithologie, um eine möglichst umfassende Information zur Verfügung zu stellen. In den letzten Jahren konnten Laserscan-Daten für die Erstellung der GEOFAST-Karten genutzt werden, dies führt zu einer deutlichen qualitativen Verbesserung der Karten, da einige quartäre Phänomene sehr genau verortet werden können. Bei den Kartenlegenden werden die Farbvorschriften und die Linien- und Marker-Symbole so weit wie möglich an die Kartenlegenden der gedruckten Karten angelehnt, da diese den Kunden vertraut sind und somit eine bessere Lesbarkeit/Nutzbarkeit der GEOFAST-Karten gewährleistet ist. Da auf einem Großteil der verwendeten Manuskriptkarten keine tektonische Zuordnung der dargestellten Einheiten ersichtlich ist, wird diese anhand des an der GBA verwendeten tektonischen Modells ergänzt bzw. angepasst. Den GEOFAST-Karten sind auch tektonische Übersichten und Autorenverteiler im Maßstab 1:400.000 angefügt. Nach der Endkontrolle durch die Kompilatoren werden vor der Eingabe in die zentrale Datenbank noch umfassende Topologie- und Konsistenzkontrollen durchgeführt. Hierauf werden die Daten in das österreichweite Bezugssystem (Lambert-Projektion) transformiert. Des Weiteren müssen

die feature classes der lokalen GIS-Projekte an die zentrale Datenbankstruktur angepasst werden. Ein Teil der Legendeneinträge (Linien- und Marker) wurden schon mit einer General-ID versehen, sodass die blattbezogenen IDs auf diese General-ID umgelabelt werden können.

Für die Datenerhebung, Manuskript und die GIS-Kompilation einer GEOFAST-Karte wird ein Zeitraum von ungefähr sechs Monaten veranschlagt. Die weiteren Kontrollschritte und die Eingabe in die zentrale Datenbank benötigen ungefähr 1 Woche. Für die Aufbereitung der Karte, der Nebenkarten und der Legende im einheitlichen GEOFAST-Layout sind noch einmal einzelne Tage zu veranschlagen.

GEOFAST-Karten werden über den Verlag der GBA als „Print on Demand“ und als PDF-Dateien angeboten. Seit 2011 werden diese Karten auch als georeferenzierte Images in einer Webapplikation über die GBA-Webseite, kostenlos, online zur Verfügung gestellt, und können auch über einen Web Service „on-the-fly“ in kundeneigene GIS-Applikationen eingebunden werden.

In den vergangenen Jahren wurde für die Bundesländer Tirol und Vorarlberg ein Lückenschluss mit den gedruckten geologischen Karten der GBA erzielt und es liegen somit für diese beiden Bundesländer flächendeckende geologische Karten im Maßstab 1:50.000 vor. Mit Ausnahme von drei ÖK-Blättern trifft dies auch für das Bundesland Salzburg zu. Die weitere Bearbeitung orientiert sich an den vorhandenen Unterlagen, der Möglichkeit die Manuskripte anhand von Laserscans zu überarbeiten und an Kundenwünschen. Ziel ist es bis ungefähr 2021 für ganz Österreich Karten im Maßstab 1:50.000 zur Verfügung zu stellen.



Kartenspiegel GEOFAST 2013

Donnerstag 17. Oktober 2013

09:30-10:00

**Sicherung von Murgang gefährdeten Infrastruktureinrichtungen mit
dynamischen Murgangbarrieren in der Steiermark, Erfahrungen aus Sicht des
Auftraggebers und des Lieferanten**

¹Marc Andre Rapp, ²Ronald Steinlechner, ³Clemens Kaiser

¹Amt der Steirische Landesregierung, ²Fa. Geobruigg, ³Fa. Felbermayer

Es wurde leider weder eine Kurz- noch Langfassung übermittelt.

Donnerstag 17. Oktober 2013

10:30-11:00

Grundwassererkundungen in Innsbruck

Christian Kostrouch

KOSTROUCH & UNTERREINER Umwelttechnik und Hydrologie GmbH

VERANLASSUNG

Das Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaftliches Planungsorgan bearbeitet in Zusammenarbeit mit der Landesgeologie seit 2010 intensiv an der Dokumentation von Grundwasservorkommen und -nutzung im Stadtgebiet von Innsbruck.

Im Rahmen dieses Projektes wurde das Ingenieurgeologische Büro MOSTLER und die KOSTROUCH & UNTERREINER Umwelttechnik und Hydrologie GmbH beauftragt einerseits eine Bohrkampagne durch das Abteufen von 22 Bohrungen im Projektgebiet zu begleiten, die Ergebnisse in eine hydrogeologische Studie einzuarbeiten und andererseits simultane Grundwasserstandsdaten zwecks Darstellung der Grundwasserverhältnisse zu charakteristischen Wasserständen als Isolinienplan (Isohypsenplänen) darzustellen.

Das gegenständliche Projektgebiet (rund 25 km²) umfasst den Inngrundwasser-Begleitstrom des Inntalalbodens im Stadtgebiet Innsbruck (inklusive Sillschwemmfächer). Ausgenommen sind die Hangflanken (Höttinger Terrasse) und die Mittelgebirge.

Die Ausarbeitung basiert auf den geologischen und hydrogeologischen Erkenntnissen, welche im Zuge der Begleituntersuchungen zum Bohrprogramm, der erweiterten Dokumentation von Grundwasservorkommen und Nutzung im Stadtgebiet von Innsbruck (KOSTROUCH & UNTERREINER, INGENIEURGEOLOGIE MOSTLER, Projekt 2010010/2011009, Rev.0, Ausgabe 15.04.2013 – Abteufen von 22 Bohrungen, Errichtung von 21 GW-Messstellen, Projekt 2010010 – 11 Bohrungen, 10 GW-Messstellen 11/2010-02/2011, Projekt 2011009 – 11 Bohrungen, 11 GW-Messstellen 09/2011-12/2011) gewonnen werden konnten.

Die Bearbeitung der dargestellten geologischen Grundlagen erfolgte durch INGENIEURGEOLOGIE MOSTLER, Mag. Wolfram Mostler.

UNTERSUCHUNGSDURCHFÜHRUNG

Messkampagne

Die Messkampagne ist das Ergebnis des koordinierten Zusammenwirkens des Amtes der Tiroler Landesregierung und der Auftragnehmer, welche bei der Neuerrichtung und dem Bau der Grundwassermessstellen stets eingebunden und mit der Überwachung der Bauausführung beauftragt wurden.

Als Kriterium für die Messstellenauswahl der Simultanmessung war festgelegt, nur Messstellen der gleichen Aquifereinheit mit freiem Grundwasserspiegel heranzuziehen. Offensichtlich gespannte bzw. halbgespannte GW-Spiegellagen werden in der Bearbeitung nicht dargestellt.

Bislang konnten zwei Simultanmesstermine ausgewertet werden:

- **14.08.2012 (Grundwasser MGW)**
- **29.01.2013 (Grundwasser NGW)**

Messstellen

Statistik zur Simultanmessung vom 14.08.2012:

Messstellen	Simultanmessung 14.08.2012 gemessen bzw. ausgewertet	für Isohypsenplan verwertbar
Grundwasser	81	75

Tabelle 1: Messstellen

Der gegenständliche, durch hydrogeologische Einheiten abgegrenzte, Talgrundwasserkörper weist eine Gesamtfläche von 17,156 km² auf. Es errechnet sich ein Untersuchungsrastraster von rd. 0,2 km² pro GW-Messstelle (bzw. 4,7 GW-Messstellen pro km²).

Bei der Situierung und Auswahl der Messstellen wurde neben den abzubildenden geometrischen Verhältnissen besonderes Augenmerk auf die Berücksichtigung der hydrogeologischen Einheiten sowie der hydraulischen Besonderheiten gelegt, welche teils aus Voruntersuchungen bekannt waren.

(Anmerkung: In Abhängigkeit des o.a. Messstellenrasters sind die großräumigen generellen Grundwasserverhältnisse – soweit beurteilbar - ohne Berücksichtigung von GW-Entnahmen bzw. GW-Rückgaben (Versickerungen) dargestellt. Für die Interpolation der Isohypsen werden ausschließlich von Entnahmen oder Rückgaben „unbeeinflusste“ GW-Messstellen herangezogen. Die Kontrolle der Ganglinienaufzeichnungen, der mit Datensammler ausgerüsteten GW-Messstellen ermöglicht kleinräumige Brunnenbetriebseinflüsse ausschließen zu können. Großräumig wirkende Entnahmen werden allerdings durch ggf. Änderungen des GW-Gefälles angezeigt. Lokal bedingte Abweichungen sind durch den Untersuchungsrastraster von 4,7 GW-Messstellen pro km² ausgeblendet).

AUSWERTUNG, INTERPRETATION

Die Auswertung und Interpretation des Messergebnisses bezieht sich im Besonderen auf die Charakterisierung der zum Untersuchungszeitpunkt (Stichtagsmessung) vorherrschenden Grundwasserverhältnisse.

Vorflut-Verhältnisse (Oberflächenwasserstand Inn)

Für die Beurteilung der maßgeblichen Vorflut-Verhältnisse wird der Oberflächenwasserstand des Inn an der Messstelle Inn-Innsbruck oberhalb Sill (Hydrographie Mst.Nr.201525) herangezogen.

Die Wasserstände des Inn (Mst.Nr.201525) stellen sich im Untersuchungszeitraum 14.08.2012 zwischen 08:00 - 13:00 Uhr (MESZ) wie folgt dar:

Zeit (MESZ)	[m ü.A.]	Tendenz	Differenz [m]
14.08.2012, 08:00	571,635	gleichbleibend	
14.08.2012, 10:00	571,652	Gleichmäßig steigend	+0,018
14.08.2012, 13:00	571,504	fallend	-0,148

Tabelle 2: Wasserstand Inn am 14.08.2012

Die Vorflut-Verhältnisse bezogen auf den Monat August wurden für den mittelfristigen Trend ebenfalls analysiert.

vorherrschende GW-Verhältnisse zum Untersuchungszeitpunkt

Die Ganglinien der, im Zeitraum 2011/2012, neu errichteten Messstellen mit Datenlogger für den Zeitraum 01.08-15.08.2012 und ihre Beziehung zum Inn-Wasserstand (Innpegel Inn-Innsbruck oberhalb Sill) konnten ausgewertet und analysiert werden:

Abgeleitet aus den Verläufen der Ganglinien sind an allen Messstellen ab 07.08.2012 **fallende Grundwasserverhältnisse** vorherrschend.

Aus den absoluten Werten der Grundwasserstände der GW-Beobachtungs sonden zum Untersuchungszeitpunkt 14.08.2012 kann bezogen auf langjährige Zeitreihen (1971-2012) abgeleitet werden, dass durchwegs **mittlere Grundwasserverhältnisse MGW** vorliegen.

INTERPRETATION DER ERGEBNISSE

Generelle Beschreibung der Grundwasserverhältnisse 14.08.2012

1. Das vorherrschende Grundwasserregime ist durch die Grundwasser-Isohypsen (Potentiallinien) als im Wesentlichen von W nach E gerichteter und durch den Inn dominierter Grundwasserstrom zu kennzeichnen (siehe Ganglinien der GW-Messstellen).
2. Zum Zeitpunkt der Messung herrschen mittlere Grundwasserverhältnisse (MGW) mit langfristig fallender Tendenz vor.
3. Die Vorflut-Verhältnisse des Inns sind als mittlere Niederwasserverhältnisse (MNW) bezogen auf langjährige Zeitreihen (1971-2012) zu charakterisieren.
4. Im Vorflutbereich des Inn zwischen Karwendelbrücke (Fluss-km 299,22) bis zumindest Innbrücke-Altstadt (Fluss-km 297,51) – es handelt sich um den Ablenkungsbereich des Innflusses infolge des Sill-Schwemmfächers – sowie gestützt auf weiterführende Untersuchungen (GW-Stände und Ganglinien (Dämpfung) der Messstellen B03, B17 und B43 zeigen keine unmittelbare Kommunikation mit dem Inn, GW-Qualitätsdaten rechts- wie linksufrig zeigen große Ähnlichkeiten in der Mineralisation sowie die nahezu identen Gefällsverhältnisse rechts- wie linksufrig des Inn) ist eine Kolmation (Abdichtung) des Innflusses ggü dem Grundwasserspiegel mit hoher Wahrscheinlichkeit anzunehmen (*Anmerkung: Ein Tracerversuch des Grundwassers ist derzeit in Bearbeitung. Er bestätigt diese Annahme.*). Die Isohypsen verlaufen in diesem Bereich nicht, wie ansonsten durch In- und Exfiltration bedingt, in idealtypischer Weise mit Inn-parallelem Verlauf. Der Grundwasserstrom folgt der generell vorherrschenden W-E Richtung und durchströmt den Sill-Schwemmfächer.
5. Im Bereich Bethouartsteg (Fluss-km 296,91) bis Hölzerner Innsteg (Fluss-km 296,24) ist die Infiltration des Grundwassers durch den Vorfluter vorherrschend. Dabei ist zur Charakterisierung anzumerken, dass nach Übertritt des Innflusses in den Bereich mit im Liegenden nachgewiesenen Bändertonen, eine auf rd. 14-20 m eingeschränkte Aquifermächtigkeit des Lockersedimentes vorliegt. (*Anmerkung: In der Inntal-Hauptachse ist eine Lockersediment - Aquifermächtigkeit von >80 m vorzufinden*)

6. Weitere Infiltrationsbereiche des Inn in das Grundwasser lassen sich linksufrig für die Bereiche Kranebitter Schwemmfächer (Fluss-km 304,00) bis Fluss-km 302,50; Siegelangersteg (Fluss-km 300,53) bis Fluss-km 299,90 sowie für den linksufrigen Bereich abwärts der Grenoblerbrücke (Fluss-km 293,74) identifizieren.
7. Exfiltrationsbereiche am rechten Innufer sind anzuführen zwischen Fluss-km 302,00 bis 301,50 sowie im Unterliegerbereich des Sill-Schwemmfächers Kettenbrücke (Fluss-km 295,62) bis Grenoblerbrücke (Fluss-km 293,74).
8. Die Auswertung der Gefällsverhältnisse zeigt für den Teilbereich 1 bis in Höhe der Flughafengebäude im Norden mit 2,0 m/km, im Zentralbereich geringfügig ansteigendes Gefälle auf 2,3 m/km und für den Südbereich zum Inn-Fluss abnehmendes Gefälle von rd. 1,7 m/km. Im weiteren Verlauf zeigt sich zunächst bis zum Höttinger Bahnhof eine stete Zunahme des Gefälles auf 2,0 - 2,4 m/km und im Besonderen ist eine Änderung des GW-Gefälles im Bereich des kolmatierten Inns von bis zu 3 m/km festzustellen. Im Sillschwemmfächer sind zwischen Inn und Sill Gefällsverhältnisse von rd. 2,2 - 2,4 m/km sowie unterhalb der Sill sowohl im Bereich des Sillschwemmfächers als auch der Innschotter von 1,3 - 1,6 m/km festzustellen. Einen Sonderbereich stellt die Sulfatanaomalie südlich von Arzl mit einem Gefälle von rd. 4,7 m/km dar.
9. Die Auswertung der vorliegenden Grundwasserstandsdaten der neu (2011/2012) errichteten und mit Datenloggern ausgestatteten GW-Beobachtungs-Messstellen zeigen für die Mehrzahl der Messstellen an Hand der Ganglinien eine deutliche hydrostatische Inn-Beeinflussung, wobei die Amplitude mit zunehmender Entfernung zur beeinflussenden Vorflut abnimmt (Dämpfung).
10. Im Bereich der Grundwassermessstelle GW70101B14 südlich von Arzl ist ein deutlich ausgeprägter Zufluss aus nördlicher Richtung erkennbar. In Kenntnis der auftretenden deutlich erhöhten Sulfatgehalte des Grundwassers lässt sich ein Zusammenhang zu den Gipskarsterscheinungen des nördlich anschließenden Bereiches Mühlau-Arzl vermuten. Der Grundwasserspiegel dieses Bereichs befindet sich rd. 1,5 m über dem durch den Inneinfluss zu erwartenden Grundwasserspiegels. Die Aquifermächtigkeit beträgt nur rd. 3,0 m.
11. Die hochaufgelöste Ganglinie der Messstelle GW70101B14 lässt sich trotz der kurzen Zeitreihe als „Sägezahnmuster“ mit Peaks (raschen und verhältnismäßig starken Anstiegen) von Niederschlags- bzw. Schmelzwasser sowie Trockenwetterfall-Linie interpretieren. Der Verlauf weist Ähnlichkeiten zu typischen Abflussregimen von Quellen auf. Die Ganglinie – *weitere und detaillierte Auswertungen und Untersuchungen sind für eine belastbare Aussage unabdingbar erforderlich* – weicht im vorliegenden Untersuchungszeitraum jedenfalls deutlich vom Inn-Grundwasserregime ab.
12. Zum Inn abweichende Ganglinien zeigen auch die Messstellen im Bereich des Lohbaches GW70101B13/02 und GW70101B22.
13. Im Bereich des Klärwerkes Innsbruck können geringe Zuflüsse aus dem südlich angrenzenden Bereich der Vorterrassen und/oder des Aldranser Baches nicht ausgeschlossen werden.

14. Für den Bereich des Kranebitter Schwemmfächers kann aufgrund des zu vermutenden Verlaufes der Isohypsen (es sind keine GW-Messstellen vorhanden) angenommen werden, dass dieser vom Inn-Wasserregime beeinflusst ist und wie der Sill-Schwemmfächer in annähernd W-E Richtung durchströmt wird.
15. Im Bereich des Höttinger Schwemmfächers legt der Isohypsenverlauf eine ggf. teilweise Durchströmung nahe. Da in diesem Bereich eine geringe Messnetzdicke anzuführen ist und andererseits die Interpretation der hydrogeologischen Verhältnisse mit Verzahnung von Vorterrassen inaktiver Schwemmfächer, aktiver Schwemmfächer sowie des Vorkommens von nicht ausgeräumten Bändertonen noch nicht abgeschlossen ist, kann derzeit keine diesbezüglich belastbare Aussage getroffen werden.
16. Im südlichen Randbereich des Untersuchungsgebietes, im Bereich des Festgesteins Innsbrucker Quarzphyllit, sind keine nennenswerten Zuflüsse aus dem Kristallin erkennbar.
17. Im Bereich der GW-Messstelle GW70101B18 ist aufgrund der Wasserspiegellagen, der gemessenen Wasserqualität mit teils deutlich erhöhtem Natrium- und Chloridgehalt sowie der Verlaufes der Ganglinie von einem isolierten (schwebendem) Grundwasserkörper auszugehen.
18. Die mehrfach ausgebauten GW-Messstellen zeigen unterschiedlich wirkende hydrostatische Potentiale an. Eine Auswertung der derzeit noch kurzen Zeitreihen und Interpretation ist in Zusammenschau mit den Ergebnissen der hydrogeologischen Bearbeitung zu treffen.

Generelle Beschreibung der Grundwasserverhältnisse 29.01.2013

19. Keine wesentlichen Änderungen zum Untersuchungstermin 2012-08-14 (MGW)
20. Die Auswertung der Gefällsverhältnisse zeigt für den Teilbereich 1 bis in Höhe der Flughafengebäude im Norden mit 1,8 m/km, im Zentralbereich geringfügig ansteigendes Gefälle auf 1,9 m/km und für den Südbereich zum Inn-Fluss abnehmendes Gefälle von rd. 1,7 m/km. Im weiteren Verlauf zeigt sich zunächst bis zum Höttinger Bahnhof eine gegenüber der Messung MGW unveränderte Zunahme des Gefälles auf 2,2 - 2,5 m/km und im Besonderen ist eine Änderung des GW-Gefälles im Bereich des kolmatierten Inns von nunmehr bis zu 3,6 m/km festzustellen. Im Sillschwemmfächer sind zwischen Inn und Sill sowohl im Bereich des Sillschwemmfächers als auch der Innschotter unverändert von 1,3 - 1,6 m/km festzustellen. Einen Sonderbereich stellt die Sulfatanaomalie südlich Arzl mit einem Gefälle von rd. 5,5 m/km dar.

Donnerstag 17. Oktober 2013

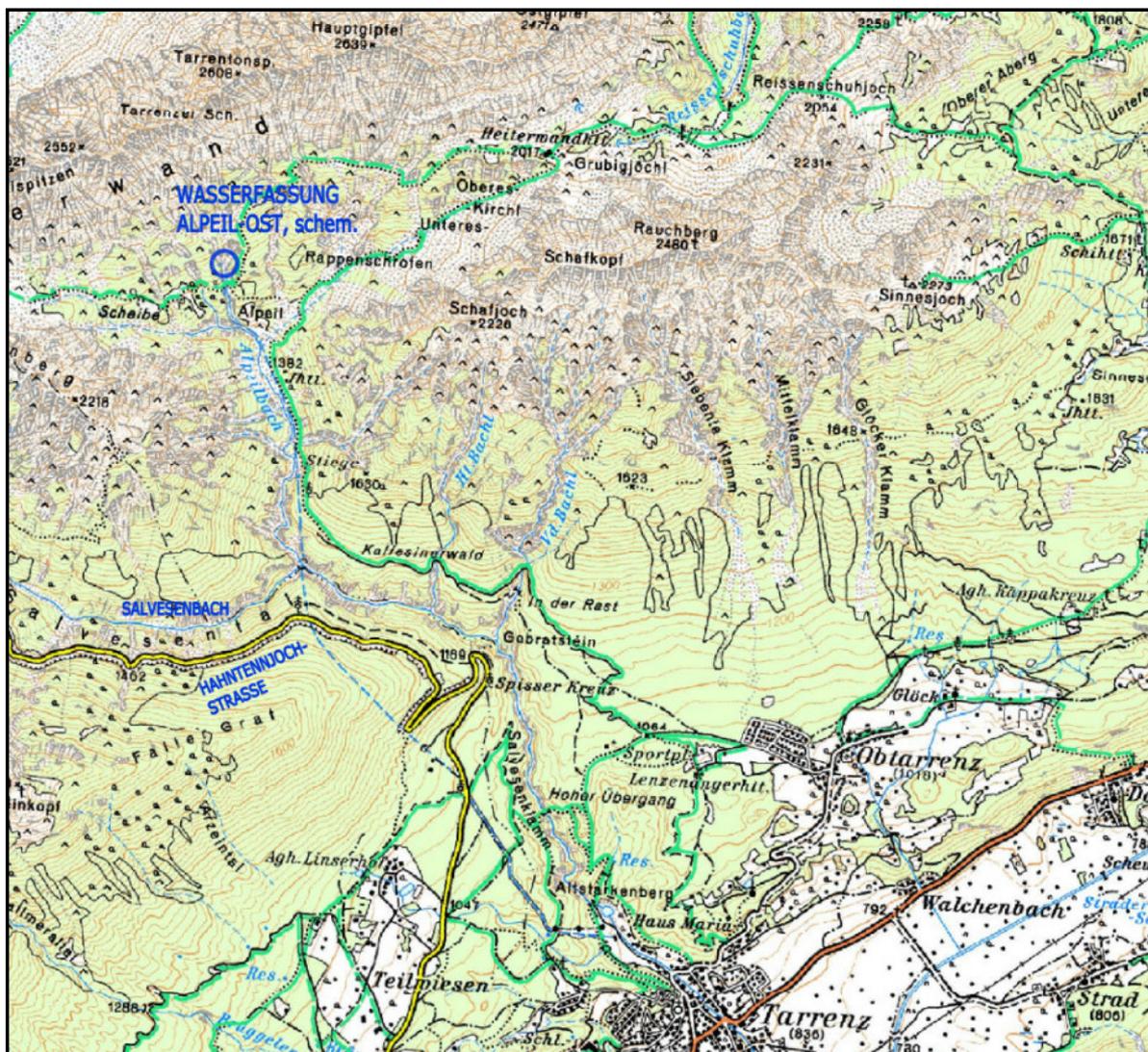
11:00-11:30

Schwierige Sanierung der Alpeilquelle Ost – Heiterwand

Dr. Jörg Henzinger¹, Dipl.-Ing. Thomas Huber²

¹Geotechnik Henzinger, ²Stadtwerke Imst

Die beiden Alpeilquellen Ost und West treten am Übergang des Wettersteinkalkes zu den Raibler Schichten als Schicht- und Kluffquellen aus. Die Raibler Schichten verlaufen in Ost- West Richtung entlang der Südseite der Heiterwand zwischen Alpeil und Alpleskopf und sind zwischen Wettersteindolomit im Norden und Hauptdolomit im Süden eingeschuppt.



Am Fuße der steil nach Süden einfallenden Schichtpakete der Heiterwand (Wettersteinkalk), werden die Ost- und Westquelle auf einer Seehöhe von ca. 1600 m gefasst und in ein Sammelbauwerk abgeleitet. Die Ostquelle schüttet eine Wassermenge von 80 bis 120 l/s, für die Westquelle werden ähnlich hohe Wassermengen angegeben. Vom Sammelbauwerk für beide Quellen wird das Wasser über eine rund 5,8 km lange Rohrleitung zum Hochbehälter Rastbühel transportiert. Die Quellen

versorgen die Gemeinden Arzl, Karres, Imst und Tarrenz. Die Ableitung ins Tal ist als Trinkwasserkraftwerk ausgebildet.

Die laufenden Durchflussmessungen bei der Ostquelle zeigten in den letzten Jahren kontinuierliche Rückgänge im Wasserdargebot. Diese zuerst einer Abnahme des Schüttvolumens zugeordnete Reduktion beruhte jedoch auf einer zunehmenden Durchlässigkeit der talseitigen Abdichtung des Quellfassungsbauwerkes. Das talseitig der Quelle angeordnete Streifenfundament der Quellfassung wurde, wie die Baumaßnahmen zeigten, auf Lockergestein gegründet. Im Laufe der Zeit bewirkte Bodenerosion unter dem flachgegründeten Fundament einen zunehmenden Wasserverlust, der sich als Quellaustritt ins bestehende Gerinne zeigte.

Zudem ist das Bauwerk Jahr für Jahr massiven Schnee- und Lawinenlasten ausgesetzt. Im Sommer 2012 zeigten sich nach dem extrem schneereichen Winter 2011/2012 ausgeprägte Risse in der Decke des Fassungsbauwerkes. Die Tragsicherheit der Decke der Quellefassung war nicht mehr gegeben. Durch die Risse in der Decke gelangten Tagwässer in die Quellfassung. Siehe dazu Abbildung 4 und 5. Eine provisorische Abstützung der Decke musste vorgenommen werden.

Die Sanierung des Quellbauwerkes Ost musste im Sommer 2013 vorgenommen werden, da die Wasserversorgung aus den Alpeilquellen das 2. Standbein in der Wasserversorgung der Stadt Imst und der Gemeinde Tarrenz darstellt. Mit der Ausarbeitung der Sanierungsmaßnahmen wurde das Büro Geotechnik Henzinger ZT beauftragt. Die Ausarbeitung wurde im Einvernehmen mit den Stadtwerken Imst durchgeführt.



Abbildung 1 und 2: Ansicht Fassungsbauwerk „OST“

Abbildung 3:

Quellwasseraustritt aus den Kluft- und Schichtflächen innerhalb des Fassungsbauwerkes

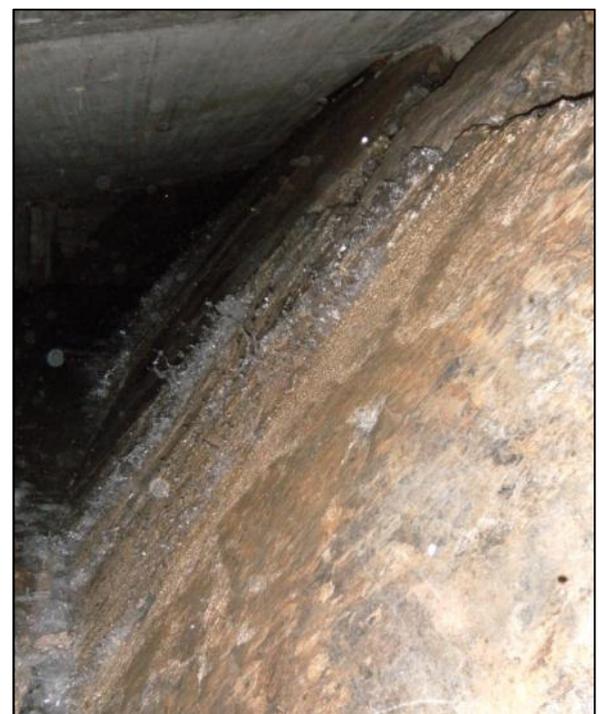




Abbildung 4 und 5: Riss in der Decke, Detail eines Risses mit abgerissener Bewehrung



Abbildung 6, 7, 8:

Fotos vom 1. August 2012 mit deutlich erkennbarer
Schnee- und Lawinenablagerung



Sanierungskonzept für die Ostquelle:

Das Fassungsbauwerk befindet sich auf einer Höhe von ca. 1600 m in hochalpinem Gelände mit entsprechend ungünstigen Randbedingungen für die Sanierung. Neben sehr begrenzten Platzverhältnissen um die Quelle ist auch eine Zufahrt zur Quelle mittels Pkw oder Lkw nicht möglich. Die Versorgung der Baustelle erfolgte nur mittels Hubschrauber und zu Fuß.

Die ursprüngliche Sanierung des durchlässigen Untergrundes unter dem bestehenden Fundament sah Schleierinjektionen mit trinkwassertauglichen PU-Harzen vor. Aufgrund des Verlustes der Tragsicherheit der Decken über dem Fassungsbauwerks war eine Gesamtsanierung der Quelfassung erforderlich.

Das ausgeführte Sanierungskonzept sieht die Errichtung einer neuer Quelfassung ähnlich dem bestehenden Bauwerk vor. Um die Quelle möglichst zu schonen, wurde die talseitige Wand der neuen Quelfassung, die gleichzeitig die neue Abdichtung zur Talseite darstellt, talseitig dem Bestand vorgebaut. Gegenüber der bestehenden Streifenfundierung sollt die neue Fundierung bis auf den Fels abgesenkt werden, um eine Unterströmung möglichst zu vermeiden. Im Zuge der Ausführung musste allerdings festgestellt werden, dass die unter 60° einfallenden Schichtpakete örtlich im Bereich der Quelfassung so stark erodiert waren, dass auf einer Länge von ca. 4 m das Fundament nicht an den Fels angeschlossen werden konnte. Das Fundament wurde in diesem Abschnitt tief in die dort feinkörnigeren Hangschuttablagerungen eingebunden.

Die Deckenkonstruktion wurde angepasst an die hohen Schnee- und Lawinenlasten (Erhöhung der Deckenstärke auf 50 cm, Ausbildung mit steifem Rahmeneck), ausgeführt. Der Bemessung berücksichtigte neben den ständigen Einwirkungen wie Eigengewicht, Einschüttung sowie Erd- und Wasserdruck, eine hohe Schnee- und Lawinenlast. Die Einwirkungsgröße wurde mit der Wildbach- und Lawinenverbauung, Gebietsbauleitung Oberes Inntal, abgestimmt. Folgende veränderliche Einwirkungen aus der Lawinenbeanspruchung wurden der Berechnung zu Grunde gelegt:

Normal: 50 kN/m²

Tangential: 15 kN/m²

Zudem wird die Decke keilförmig überschüttet, sodass eine tangentiale Ablenkung der Lawine zur Talseite erfolgt.

Wesentliche Randbedingungen bei der Sanierung war zudem, dass durch Ankerungen, durch Felsabtrag und durch Erschütterungen die Kluftquellen nicht beeinträchtigt werden. Sprengungen und Schrämen waren damit ausgeschlossen.

Die Stahlbetonkonstruktion der Decke als auch des aufgehenden Mauerwerkes wurde als Weiße Wanne ausgeführt (Trinkwasserfassung). Der Anschluss der Decke an den Fels erfolgte mittels Quelfugenbändern, Dichtmörtel und Abdichtungsbahnen. Darüber hinaus wurden in der Kontaktfuge

zwischen Fels und Stahlbetondecke Injektionsschläuche eingelegt, die bei Bedarf ein schonendes Verpressen der Kontaktfuge ermöglichen.

Die Herstellung des ca. 20 m langen Bauwerks erfolgte in 5 Abschnitten. Die Abschnittsfugen wurden mittels Fugenband gemäß Fugenbandklasse 2 der Richtlinie „Weiße Wannen“ abgedichtet.

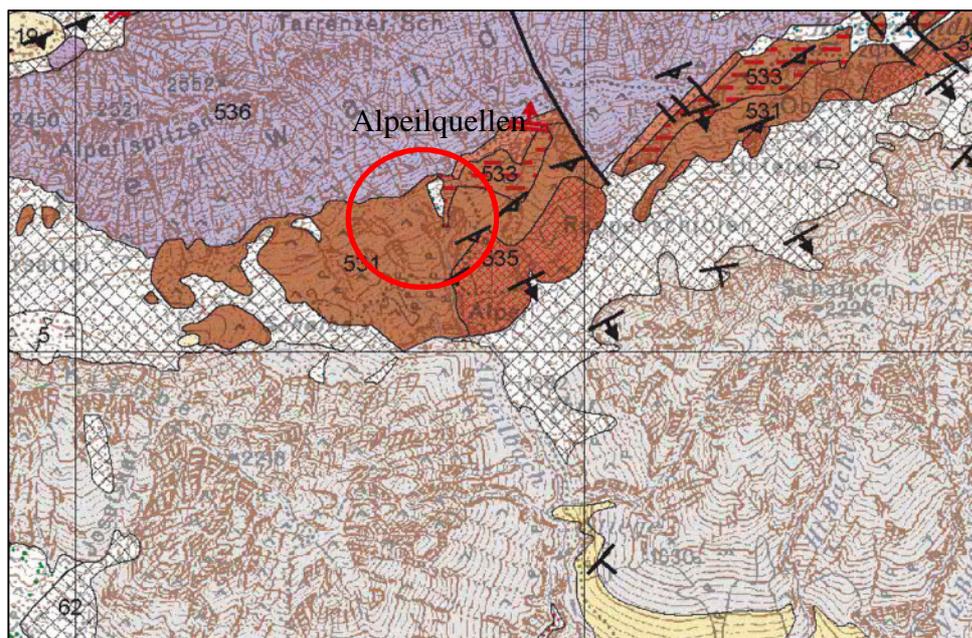
Besonderheit Bauausführung:

Die Gründung der talseitigen Dicht- bzw. Außenwand gestaltete sich aufgrund des zur Talseite hin abtauchenden Festgesteins und dem hohen Wasserandrang äußerst schwierig. Zur Sicherung des verbleibenden stark unterströmten Bestandsfundamentes musste zur Sicherung der Baugrubenböschung ein Rohrschirm vom Bestandsfundament bis zum Fels abgeteuft werden. Damit konnte die Erosion des Hangschuttes unter dem Fundament verhindert werden. Das neue Fundament wurde mittels Unterwasserbeton hergestellt. Dazu wurde in der abgedichteten Schalung für das neue Fundament der Wasserspiegel so hoch aufgespiegelt, dass Erosion im Beton und im Lockergestein unter dem Bestandsfundament verhindert werden konnte.



Abbildung 9 und 10: Unterströmung Fundament und Rohrschirm, Quellaustritte





Tirolikum

Inntal-Decke

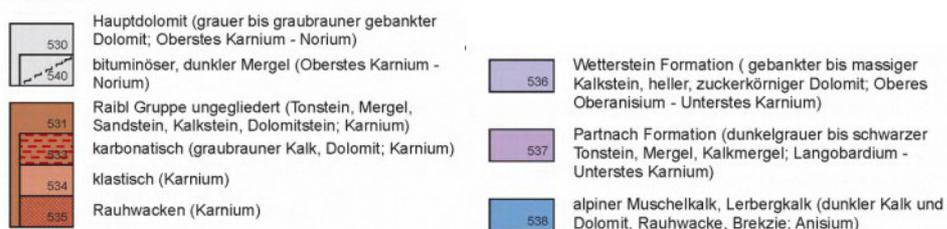


Abbildung 11: Auszug aus Geologischer Karte Geofast Blatt 115 Reutte (GBA)

Donnerstag 17. Oktober 2013

11:30-12:00

Tiefengrundwässer in Bayern – Vorkommen, Schutz und Bewirtschaftung, LfU-Projekt „Abgrenzung und Charakterisierung von Tiefengrundwässern in Bayern“

Christian Kassebaum, Katrin Kley

Bayerisches Landesamt für Umwelt (LfU), Referat 93 Grundwasserschutz

Abstract:

The need for establishing individual protection and management criteria for deep groundwater systems is caused by political and federal state planning guidelines and by increasing pressure on utilisation of deep groundwater resources. Therefore, the leaflet "Nutzung tiefer Grundwässer" ("Utilisation of deep groundwater") will be updated and enhanced. Three simplified and user-friendly deep groundwater system models were developed for the leaflet caused by the lack of a generally accepted definition for deep groundwater. Deep groundwater within the meaning of the leaflet can be equated with slowly regenerating groundwater systems. As part of an associated project for working out the subject-specific fundamentals, deep groundwater systems of Bavaria are delimited by hydrogeologic, isotopic and hydrochemical aspects. Thus, a Bavarian statewide isotope database was compiled. Currently, primary investigation areas are the molasse basin, the Upper Jurassic (Malm) and the Benk-Formation (Benker Sandstein, Upper Triassic).

Vorgaben und Hintergrund

Tiefengrundwasser (langsam regenerierende Grundwassersysteme) wird in Bayern hinsichtlich Schutz und Bewirtschaftung besondere Bedeutung beigemessen.

Die wasserwirtschaftliche Abgrenzung von Tiefengrundwässern gegenüber oberflächennahen schnell regenerierenden Grundwässern basiert in Bayern einerseits auf politischen Vorgaben wie dem Beschluss des Bayerischen Landtags vom 01.07.1994 (Drucksache des Bayerischen Landtags 12/16495) sowie auch auf landesplanerischen Grundsätzen des Landesentwicklungsprogramms Bayern (LEP Bayern) in der Fassung vom 22.08.2013, welches die Vorgaben des Bayerischen Landesplanungsgesetzes (BayLplG) konkretisiert. Im. o. g. Landtagsbeschluss wird formuliert, „...dass auf Grundwasser – vor allem aus tieferen Stockwerken – nur bei unabdingbarer Notwendigkeit zurückgegriffen wird, um die Wasserreservoirs auch für morgen zu erhalten.“, während gem. LEP Bayern „Tiefengrundwasser [...] besonders geschont und nur für solche Zwecke genutzt werden [soll], für die seine speziellen Eigenschaften notwendig sind“. Begründung für die besondere Stellung von Tiefengrundwasser im LEP Bayern ist die langsame Erneuerung, das hohe Alter (bzw. Altersstruktur) und die zumeist natürliche Reinheit, wodurch sich einerseits der besondere Schutz vor nachteiligen Veränderungen, aber andererseits auch das besondere Risiko irreversibler nachteiliger

Veränderungen ergeben. Daraus resultieren Konsequenzen hinsichtlich der Bewirtschaftung von Tiefengrundwasservorkommen, die im LEP erläutert werden: Tiefengrundwasser soll als „eiserne Reserve“ in Not und Krisenfällen dienen, es ist Zwecken vorbehalten, die eine besondere Reinheit und hohe Temperatur bedürfen (z. B. Heilwasser, Mineralwasser, Thermalwasser inkl. tiefe Geothermie); es sind besonders strenge Maßstäbe hinsichtlich sparsamer Nutzung zu setzen, nachteilig veränderte oberflächennahe Grundwasservorkommen sind im Hinblick auf die Schonung von Tiefengrundwasservorkommen zu sanieren sowie sind z. B. tiefgreifender Rohstoffabbau, tiefe Bohrungen, Verpressungen u. ä. im Bereich von Tiefengrundwasservorkommen zu vermeiden.

Im Hinblick auf eine aus wasserwirtschaftlicher Sicht (qualitative und / oder quantitative Besorgnis) ggf. notwendige Versagung einer gem. § 8 und § 9 WHG beantragten Tiefengrundwasserentnahme kann der § 12 WHG Abs. 1 herangezogen werden. Demnach ist *„die Erlaubnis und die Bewilligung [...] zu versagen [...], wenn schädliche, auch durch Nebenbestimmungen nicht vermeidbare oder nicht ausgleichbare Gewässeränderungen zu erwarten sind [...].“*

Insbesondere hinsichtlich des wasserwirtschaftlichen (bayernweiten) Vollzugs der o. g. politischen und landesplanerischen Vorgaben war die Notwendigkeit gegeben, diese im LfU-Merkblatt 1.4/6 „Nutzung tiefer Grundwässer“ (Stand 28. Juni 1995) zu konkretisieren und hydrogeologisch zu begründen.

Probleme, Fragestellungen und Zielsetzungen

Die Erfahrungen der letzten Jahre im Zuge der Bewirtschaftung von Tiefengrundwasservorkommen in Bayern zeigen, dass wiederholt ähnliche Fragestellungen aufgeworfen werden sowie vergleichbare Probleme auftreten.

Ein grundsätzliches und typisches Problem ist die Definition des Begriffs „Tiefengrundwasser“ selbst, da der Begriff zwar in Wissenschaft, Wasserwirtschaft, Politik und im allgemeinen Sprachgebrauch eingeführt ist, jedoch unterschiedlich weit gefasst wird. Es ist keine allgemein anerkannte Definition in der Fachliteratur vorhanden. Insbesondere ist die absolute Tiefe des Grundwasservorkommens kein begriffsbestimmendes Kriterium. Die zu entwickelnde Begriffsbestimmung sollte für alle Tiefengrundwasservorkommen in Bayern gelten, unabhängig davon, ob unterschiedliche hydrogeologische Systeme wirksam sind.

Das drängendste Problem ist jedoch der stetig steigende Nutzungsdruck auf die Tiefengrundwasservorkommen in den letzten Jahren, wobei dieser nicht nur auf die Trinkwasserversorgung, sondern auch auf beantragte und genehmigte Entnahmen von z. B. Industrie und Landwirtschaft zurückzuführen ist. Eine wasserwirtschaftliche Priorisierung der unterschiedlichen Nutzungsarten erscheint im Hinblick auf eine nachhaltige Bewirtschaftung demnach dringend notwendig. Ebenso zeigt sich im wasserwirtschaftlichen Vollzug, dass die Tiefengrundwasservorkommen in Bayern nicht alle nach den gleichen wasserwirtschaftlichen Grundsätzen nachhaltig bewirtschaftet werden können. Die Formulierung individueller

wasserwirtschaftlicher Bewirtschaftungsgrundsätze ist der gewählte Lösungsansatz, wobei diese aus den differierenden hydrogeologischen Verhältnissen resultieren bzw. durch diese zu begründen sind.

Aufgrund regional vorhandener nachteiliger Veränderungen oberflächennaher Grundwasservorkommen durch anthropogene Schadstoffe (insbesondere Nitrat und / oder PSM), ist häufig das Phänomen „Flucht in die Tiefe“ zu beobachten, d. h. Wasserversorger bzw. Industrie weichen oftmals aufgrund belasteter oberflächennaher Grundwasservorkommen auf Tiefengrundwasservorkommen aus. Daraus resultieren i. d. R. nicht nur lokal, sondern oft auch regional signifikante Änderungen der natürlichen grundwasserhydraulischen Potentialverhältnisse und damit verstärkte Schadstoffverlagerungen von z. B. Nitrat und PSM in geogen grundsätzlich gut geschützte Tiefengrundwasservorkommen. Aufgrund der typischerweise langen Umsatzzeiträume im Zuge der Grundwasserneubildung bei Tiefengrundwasservorkommen, ist eine nachteilige Veränderung oft erst stark verzögert zu erkennen. Gleichmaßen hat eine Sanierung (Maßnahmen im Hinblick auf eine Reduzierung der Emissionen in den oberflächennahen Grundwasserleiter) erst über Jahrzehnte Aussicht auf Erfolg bzw. ist dieser erst nach sehr langen Zeiträumen immissionsseitig im Tiefengrundwasserleiter zu beobachten. Neben den o. g. qualitativen Problemen sind in Bayern auch Tiefengrundwasservorkommen bekannt, die aufgrund von Übernutzung quantitative Defizite aufweisen. Diese werden durch lokal und regional sinkende Grundwasserstände und daraus resultierend auch durch „wandernde“ Grundwasserscheiden offensichtlich. Letztere können auch aus qualitativer Sicht erhebliche Probleme nach sich ziehen, da durch die Verlagerung (i. d. R. Vergrößerung) des Einzugsgebietes Gebiete angekoppelt werden können (z. B. belastete oberflächennahe Grundwasserleiter), die auch eine nachteilige qualitative Veränderung des Tiefengrundwasserkörpers bewirken.

Die Quantifizierung der Grundwasserneubildung von Tiefengrundwasservorkommen ist grundsätzlich schwierig, da im Vergleich zu Wasserfassungen in oberflächennahen Grundwasservorkommen die Betrachtung und Bilanzierung der lokalen hydrogeologischen und hydrologischen Verhältnisse nicht ausreicht. Je nach Tiefengrundwasservorkommen muss i. d. R. eine zumindest regionale oder z. T. auch überregionale Betrachtung und Bilanzierung durchgeführt werden. Die Quantifizierung der Grundwasserneubildung und damit auch die zu gestattenden Entnahmemengen im Rahmen von Wasserrechtsverfahren sind oft nur mittels aufwändiger Grundwasserströmungsmodelle möglich. Ein Lösungsweg hierfür wäre z. B., für die Tiefengrundwasservorkommen in Bayern im Rahmen von regionalen und überregionalen Studien, hydrogeologische Modelle und darauf aufbauende Grundwasserströmungsmodelle zu entwickeln, die bei speziellen Fragestellungen wie z. B. bei einem Antrag auf Entnahme als Grundlage für ein räumlich begrenztes Detailmodell dienen können. Damit kann der Aufwand eines einzelnen Antragsstellers reduziert, das Gesamtmodell und die hydrogeologischen und wasserwirtschaftlichen Kenntnisse einer bestimmten Region sukzessive verbessert und eine nachhaltige Bewirtschaftung ermöglicht werden. Ein vergleichbares Konzept wird in Bayern z. B. in den Regionen Augsburg und München erfolgreich verfolgt.

Resultierend aus den o. g. Problemen und Fragestellungen ergab sich die Notwendigkeit das LfU-Merkblatt Nr. 1.4/6 „Nutzung tiefer Grundwässer“ fortzuschreiben. Hierfür wurde am LfU Bayern einerseits eine „Arbeitsgruppe Tiefengrundwasser“ (LfU-Referate, StMUV, WWÄ, Regierungen) gegründet und andererseits das Projekt „Abgrenzung und Charakterisierung von Tiefengrundwässern in Bayern“ initiiert, welches die fachlichen Grundlagen und Argumente für die Entwicklung individueller wasserwirtschaftlicher Grundsätze liefern soll.

Potentielle Tiefengrundwasservorkommen in Bayern

Im Zuge der o. g. Fortschreibung und des Projektes werden verschiedene potentielle Tiefengrundwasservorkommen in Bayern untersucht und charakterisiert (**Abbildung 9**), wobei bei einigen Vorkommen sich erst zeigen wird, ob diese tatsächlich als Tiefengrundwasservorkommen im Sinne des Merkblattes gelten können. Für die übrigen sind auf Basis der hydrogeologischen Charakteristika individuelle Bewirtschaftungsgrundsätze zu entwickeln.

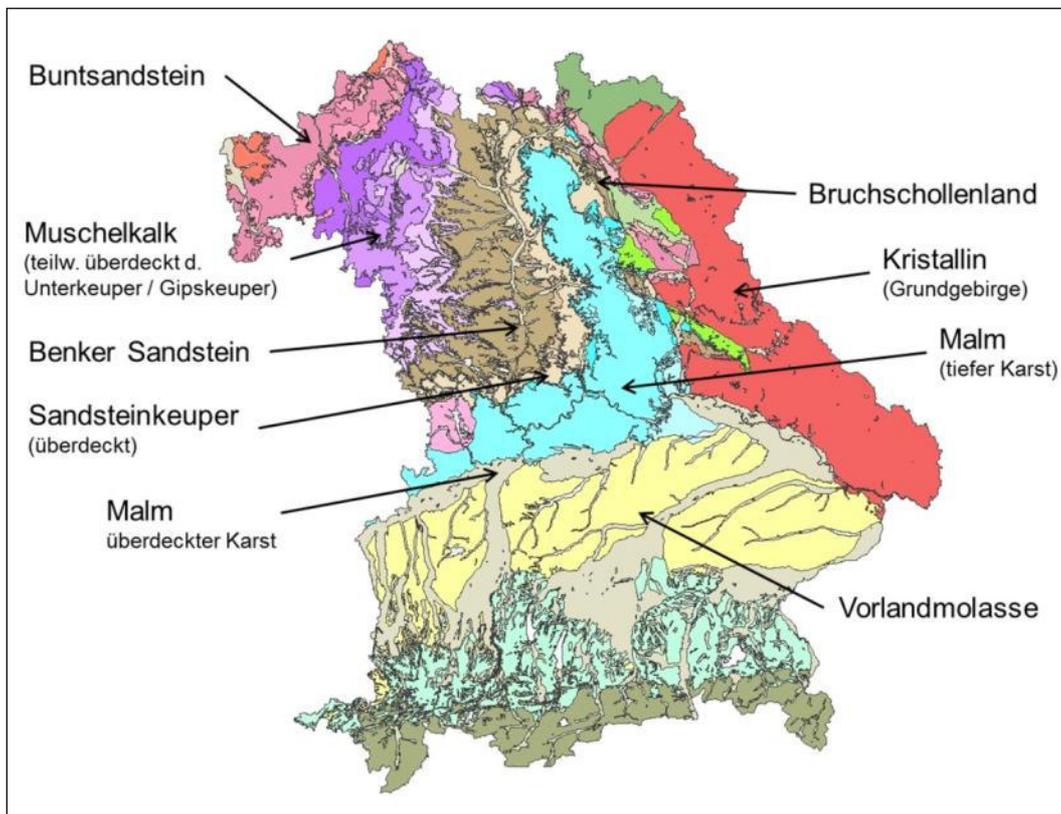


Abbildung 9: Tiefengrundwasservorkommen in Bayern

Tiefengrundwasser-Systeme in Bayern – Modellvorstellungen

Im Zuge der Fortschreibung des Merkblattes hat sich gezeigt, dass die Tiefengrundwasservorkommen differenziert zu betrachten sind, da diese im Hinblick auf z. B. hydrogeologische Verhältnisse, Vulnerabilität und Bedeutung unterschiedliche Voraussetzungen und Möglichkeiten der wasserwirtschaftlichen Nutzung bieten. Daraus resultierend ist ein Ziel der Fortschreibung die steuernden hydrogeologischen Verhältnisse (Systeme) modellhaft zu beschreiben bzw. diese zu

systematisieren, um damit eine fachliche Argumentationsgrundlage für die Aufstellung individueller Bewirtschaftungsgrundsätze zu schaffen.

Grundannahme für die Entwicklung einer Systematisierung ist, dass Tiefengrundwässer im Wesentlichen durch eine Altersstruktur von mindestens mehreren Jahrzenten (bis Jahrtausenden) zu charakterisieren und identifizieren sind. Diese Eigenschaft stellt sinngemäß den „kleinsten gemeinsamen Nenner“ von Tiefengrundwässern unterschiedlicher (hydrogeologischer) Herkunft dar und ist Folge des übergeordneten Prozesses langer Umsatzzeiträume im Zuge der Grundwasserneubildung. Dieser Prozess ist wiederum das Resultat der vorherrschenden hydrogeologischen Verhältnisse bzw. wird durch diese gesteuert.

Im Folgenden werden erste Ansätze für stark vereinfachte Tiefengrundwassermodelle vorgestellt, welche insbesondere auch Nicht-Fachleuten (in der Wasserversorgung, Verwaltung, Politik) Hilfestellung bieten sollen, daraus abgeleitete und begründete individuelle Bewirtschaftungsgrundsätze nachvollziehen und anwenden zu können.

Basierend auf den unterschiedlichen hydrogeologischen Verhältnissen können als steuernde Elemente für die Genese von Tiefengrundwasser vereinfacht drei Tiefengrundwasser-Systeme beschrieben werden, die einzeln oder in Kombination auftreten können:

- System 1 Grundwasserstockwerks-Modell
- System 2 Grundwasserleiter-Modell
- System 3 Grundwasserschichtungsmodell

System 1 - Grundwasserstockwerks-Modell

Bei dem Grundwasserstockwerks-Modell (Abbildung 10) handelt es sich um ein „klassisches“ langsam regenerierendes Grundwassersystem. Bei ungestörten Potentialverhältnissen erfolgt die Trennung von Tiefengrundwasser (2. Grundwasserstockwerk) und oberflächennahem Grundwasser (1. Grundwasserstockwerk) aufgrund der hydraulischen Stockwerkstrennung durch einen Grundwasserhemmer. Typisch für das System 1 ist die vergleichsweise geringe (bzw. stark verzögerte) Grundwasserneubildung, die zum einen z. B. über Leakage aus dem hangenden 1. Grundwasserstockwerk und zum anderen über ggf. räumlich weit entfernte Ausstrichbereiche des Tiefengrundwasserleiters erfolgt. Bei Verringerung des Potentials im 2. Grundwasserstockwerk durch Entnahme resultiert ein verstärkter Leakage aus dem 1. Grundwasserstockwerk und damit eine langsame kontinuierliche Verlagerung anthropogenen Schadstoffpotentials in das Tiefengrundwasservorkommen. Nach derzeitigem Kenntnisstand ist in Bayern das Tiefengrundwasservorkommen „Benker Sandstein“ (Gipskeuper) ein typisches Beispiel für das System 1.

System 2 - Grundwasserleiter-Modell

Bei dem System 2 „Grundwasserleiter-Modell“ (Abbildung 11) wird im Gegensatz zum System 1 nur das 1. Grundwasserstockwerk betrachtet, hier jedoch differenziert in die Grundwasserleiter 1.1 und

1.2. Die hydraulische Abgrenzung zwischen Grundwasserleiter 1.1 und Grundwasserleiter 1.2 bei natürlichen (ungestörten) Potentialverhältnissen resultiert im Wesentlichen auf signifikanten Unterschieden der hydraulischen Leitfähigkeit der Grundwasserleiter (z. B. $k_f 10^{-02}$ zu 10^{-05} m/s). Aus der großen Differenz der hydraulischen Leitfähigkeit resultieren unterschiedlich lange Grundwasserneubildungszeiträume und damit unterschiedliche Altersstrukturen. Im Vergleich zu System 1 reagiert das System 2 äußerst sensibel und verhältnismäßig schnell auf anthropogen induzierte Potentialänderungen. Bei Entnahme aus Grundwasserleiter 1.2 erfolgt eine vergleichsweise schnelle Verlagerung von Schadstoffen aus Grundwasserleiter 1.1 in 1.2. Es ist jedoch zu beachten, dass je nach Lage (Neubildungsgebiet – Entlastungsgebiet) unterschiedliche große Potentiale auftreten können. Ein mögliches Beispiel für das System 2 könnte grundsätzlich der Buntsandstein (überlagert mit quartären fluviatilen Sedimenten, wie z. B. im Maintal) sein.

System 3 - Grundwasserschichtungs-Modell

Bei dem System 3 „Grundwasserschichtungs-Modell“ (**Abbildung 12**) wird ebenso wie bei System 2 nur ein Grundwasserstockwerk betrachtet, jedoch im Gegensatz zu diesem lediglich ein einziger Grundwasserleiter. Die Änderung der Altersstruktur innerhalb des als „quasihomogen“ angesehenen Grundwasserleiters bzw. Grundwasserstockwerks korreliert mit der Tiefe bzw. der Grundwassermächtigkeit aufgrund der zunehmend längeren Umsatzzeiträume. Bei ungestörten Potentialverhältnissen liegt damit eine „Schichtung“ des Grundwassers vor. Das System reagiert direkt äußerst sensibel und verhältnismäßig schnell (im Vergleich zu System 1) auf anthropogen induzierte Potentialänderungen, womit bei Entnahme aus großer Tiefe eine relativ schnelle Verlagerung von oberflächennahem Schadstoffpotential erfolgen kann. Ein mögliches Beispiel für das System 3 könnte grundsätzlich der tiefe Malmkarst (nicht überdeckt) sein.

Kombination der Systeme

Ein typisches Beispiel für die Kombination der Systeme ist das in **Abbildung 13** dargestellte Tiefengrundwasservorkommen in den tertiären Sedimenten der Vorlandmolasse. In diesem Beispiel sind im 1. Grundwasserstockwerk verschiedene schwebende Grundwasserstockwerke bzw. regional begrenzte Grundwasservorkommen vorhanden, die je nach Art und Mächtigkeit der ungesättigten Zone unterschiedlich lange Umsatzzeiträume aufweisen – es handelt sich hier i. d. R. um junge Grundwässer und keine Tiefengrundwässer i. S. d. Merkblattes. Das Hauptgrundwasserstockwerk besteht aus dem Grundwasserleiter 2.1 (quartäre Sedimente, z. B. Talfüllungen) und dem Grundwasserleiter 2.2 (eigentlicher Tiefengrundwasserleiter, z. B. Vorlandmolasse). Während im Grundwasserleiter 2.1 die aktuelle Grundwasserneubildung mit kurzen Umsatzzeiträumen erfolgt, sind beim Grundwasserleiter 2.2 lange Umsatzzeiträume und im Vergleich zu den oberflächennahen Grundwasservorkommen geringe Umsatzraten (Grundwasserneubildung) zu verzeichnen. Die Grundwasserneubildung findet hier als (langsame) Aufsättigung über die ungesättigte Zone des 1. Grundwasserstockwerks statt, wodurch das Grundwasser des Grundwasserleiters 2.2 ein hohes Grundwasseralter aufweist. Im Bereich der „Entlastungszone“ erfolgt eine Mischung der Wässer aus den Grundwasserleitern 2.1 und 2.2, d. h. eine Mischung von junger und alter Komponente. Ebenso weisen die dort aufsteigenden Tiefengrundwässer oftmals einen sehr geringen

Grundwasserflurabstand auf, was die grundsätzliche Problematik des Begriffs „Tiefengrundwasser“ aufzeigt.

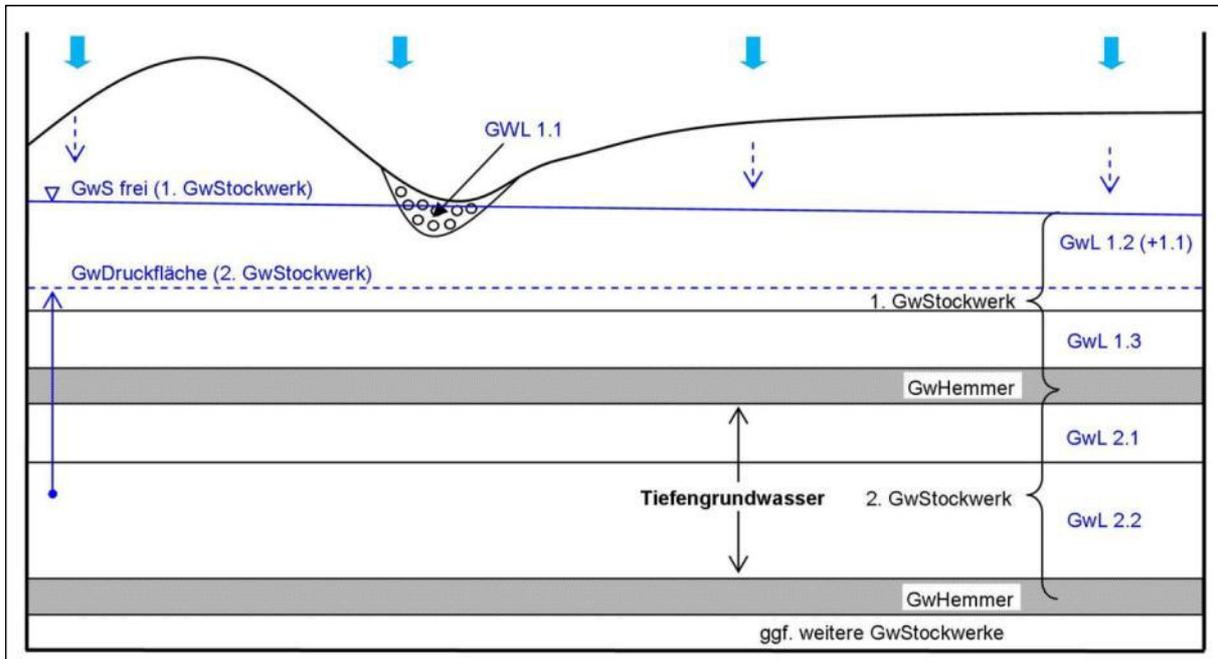


Abbildung 10: System 1 – Grundwasserstockwerks-Modell

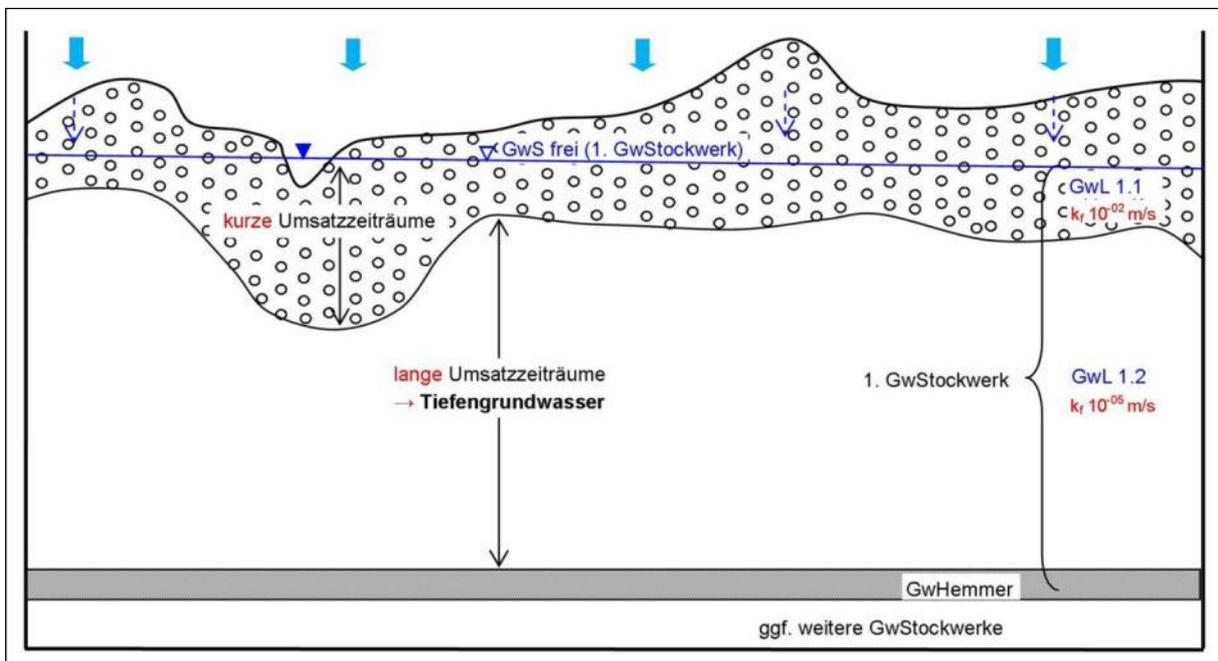


Abbildung 11: System 2 – Grundwasserleiter-Modell

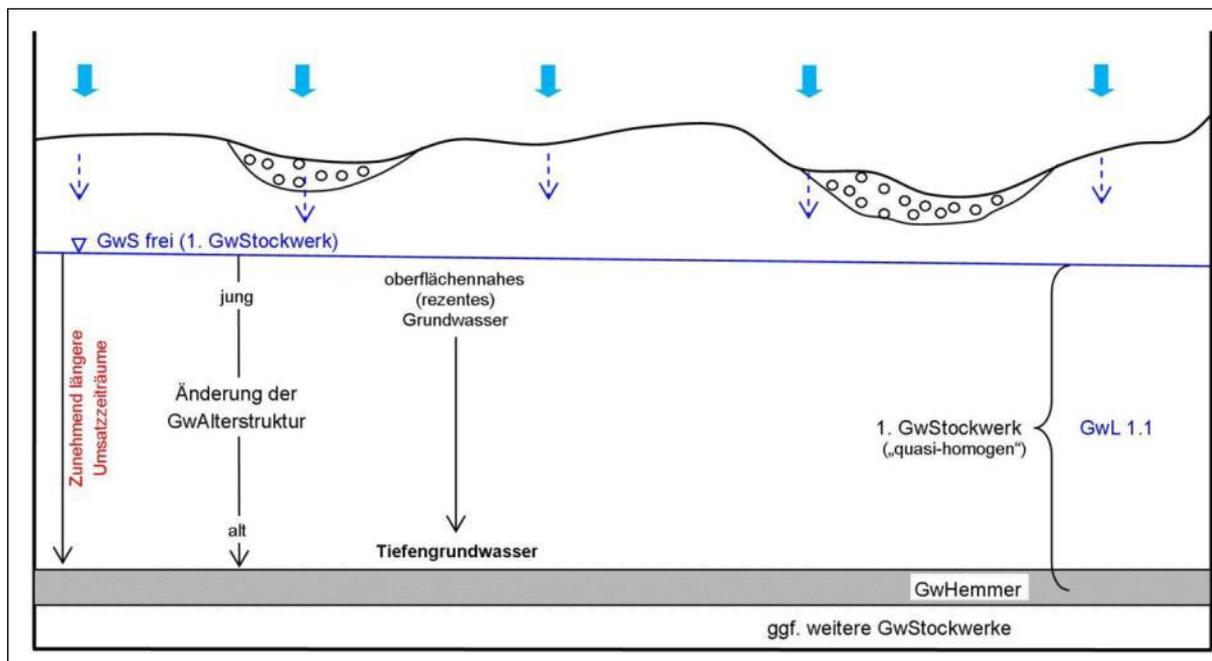


Abbildung 12: System 3 – Grundwasserschichtungs-Modell

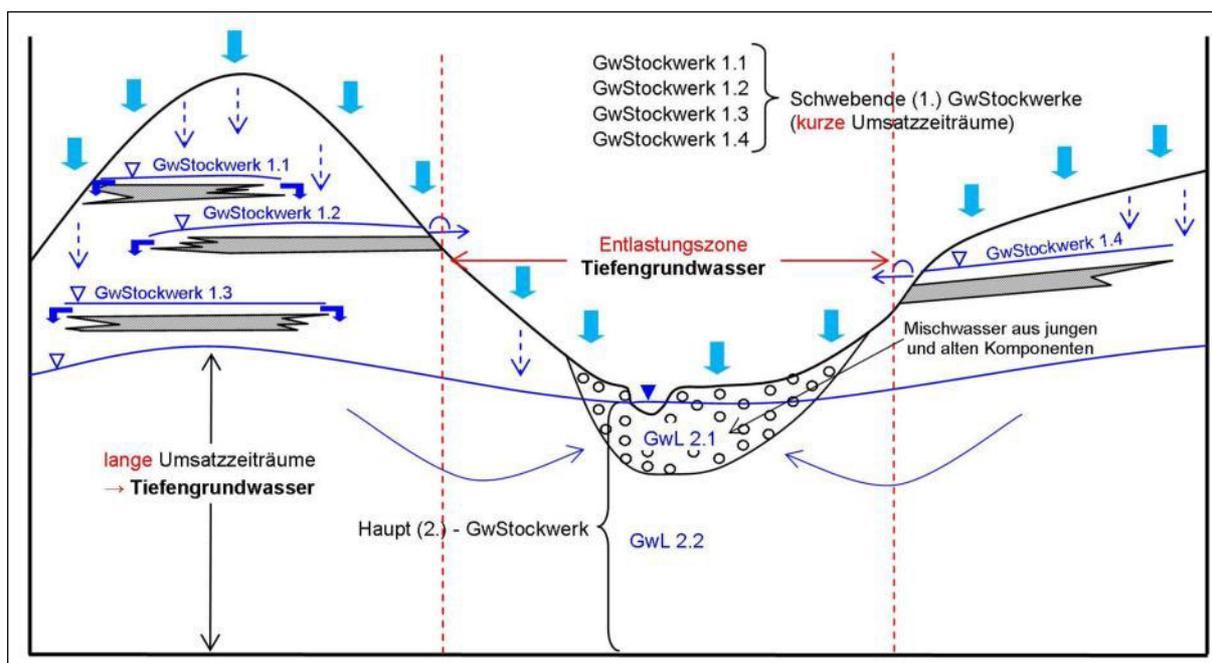


Abbildung 13: Kombination der Grundwassersysteme

Begriffsbestimmungen

Die für alle Tiefengrundwasservorkommen in Bayern geltende Begriffsbestimmung i. S. d. Merkblattes sollte im Wesentlichen den Aspekt der langen Umsatzzeiträume aufgreifen und die damit verbundenen vergleichsweise geringen Grundwasserneubildungsraten. Ebenso unterscheiden sich langsam umgesetzte Grundwässer physikalisch und chemisch meist charakteristisch von schneller regenerierenden Grundwässern. Der Begriff „Tiefengrundwasser“ i. S. d. Merkblatts soll synonym mit „langsam regenerierenden Grundwassersystemen“ verwendet werden.

LfU-Projekt: „Abgrenzung und Charakterisierung von Tiefengrundwässern in Bayern“

Das Projekt „Abgrenzung und Charakterisierung von Tiefengrundwässern in Bayern“ wird begleitend zur Arbeitsgruppe „Tiefengrundwasser“ bearbeitet, um die fachlichen Grundlagen für die Fortschreibung des Merkblattes zur Verfügung zu stellen.

Nach hydrogeologischen, hydrochemischen und isotopischen Gesichtspunkten werden die Tiefengrundwasservorkommen in Bayern charakterisiert und räumlich abgegrenzt. Zu jedem Tiefengrundwasservorkommen wird ein Steckbrief entwickelt, der die wesentlichen Eigenschaften und individuelle Schutz- und Nutzungskriterien (wasserwirtschaftliche Bewirtschaftungsgrundsätze) beinhaltet.

Zu Beginn werden die Tiefengrundwasservorkommen nach hydrogeologischen und isotopischen Kriterien abgegrenzt, in einem weiteren Schritt wird die Hydrochemie ergänzend berücksichtigt.

Für die isotopische Charakterisierung von Grundwässern lagen bisher keine bayernweiten Isotopenanalysen in auswertbarer Form (keine zentrale Erfassung in einer Datenbank) vor. Aufgrund dessen wurde eine Isotopendatenbank erstellt, die laufend um recherchierte analoge Daten erweitert wird. Zum Abschluss des Projektes werden die Isotopenanalysen in die wasserwirtschaftliche Datenbank für quantitative und qualitative Messdaten (INFO-Was) der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung eingepflegt.

Ein weiteres Ziel des Projektes ist die Recherche von Grundwasserströmungsmodellen mit Bezug zum Tiefengrundwasser. Schlussendlich soll zu jedem Brunnen oder jeder Grundwassermessstelle in der Datenbank Gewässeratlas Bayern (GWA) / Bodeninformationssystem Bayern (BIS) ein neues Attributfeld „Tiefengrundwassererschließung“ ergänzt werden („ja / nein“ und u. U. „Mischwasser“ oder „dominant alt / jung“), so dass über diese Klassifizierung in Zukunft Tiefengrundwassererschließungen einfacher recherchiert werden können.

Isotopendatenbank

Die neu angelegte Isotopendatenbank enthält zum Zeitpunkt Oktober 2013 etwa 3.600 Datensätze an über 1.250 Messstellen, wobei ein Datensatz eine Probenahme zu einem Zeitpunkt an einer Messstelle darstellt. Die Datenbank enthält bislang die recherchierten Isotope Tritium, Sauerstoff-18, Deuterium, Kohlenstoff-14, Krypton-85, Argon-39, Argon-37, Stickstoff-15 / Sauerstoff-18 am Nitrat und Stickstoff-15 am Ammonium.

Die meisten Datensätze beinhalten Analyseergebnisse von Tritium. Tritium wurde ab den 1950er in großer Menge anthropogen durch Atombombentests in die Atmosphäre eingetragen. Über den Niederschlag erreicht Tritium das Grundwasser, die höchste Tritiumkonzentration im Niederschlag wurde 1963 gemessen (Gonfiantini et al., 1998). Tritium verhält sich als Teil des Wassermoleküls als idealer Tracer mit einer Halbwertszeit von etwa 12,32 Jahren (Lucas & Unterweger, 2000). Heutzutage ist der Tritiuminput auf der Nordhalbkugel beinahe wieder auf die natürliche Hintergrundkonzentration gesunken. Dennoch kann Tritium nach wie vor zu Aussagen über die Grundwasseraltersstruktur der jungen Grundwasserkomponente z. B. unter Berücksichtigung langjähriger Tritiumzeitreihen oder mit Hilfe von Doppelbestimmungen mit Krypton-85 oder dem

Tochternuklid Helium-3 herangezogen werden (Gonfiantini et al., 1998). Im Projekt „Tiefengrundwasser“ interessieren zunächst vorrangig annähernd „tritiumfreie“ Grundwässer (< 0,7 TU) und Mischwässer mit einer dominant alten Grundwasserkomponente. Die alte Grundwasserkomponente wurde vor 1950 neugebildet, somit vor über 60 Jahren bei gegenwärtigen Probenahmen. Es ist ausdrücklich darauf hinzuweisen, dass eine mittlere Verweilzeit von 60 Jahren nicht als absolute Grenze im Hinblick auf die Definition von Tiefengrundwasser gelten soll. Die ersten Tritiumanalysen in der Datenbank stammen von 1968 (im Sandsteinkeuper). Der Großteil der Tritiumanalysen wurde im Bereich der Vorlandmolasse gemessen - bedingt durch größere Studien in den letzten 20 Jahren (**Abbildung 14**).

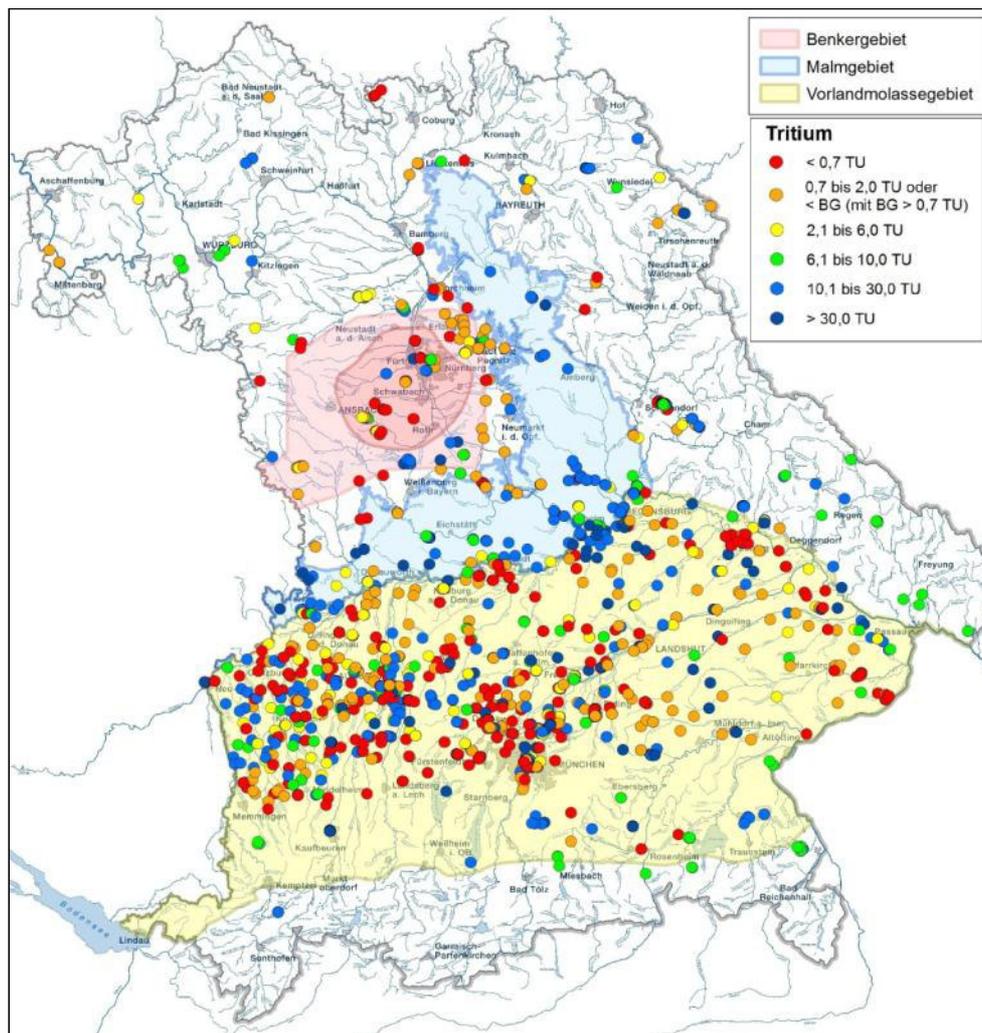


Abbildung 14: Übersicht der in der bayernweiten Isotopendatenbank enthaltenen Tritiumanalysen

Die stabilen Isotope Sauerstoff-18 und Deuterium (erfasst in δ -Notation) sind nach Tritium am häufigsten in der bayernweiten Isotopendatenbank vertreten. Aufgetragen im D/O-Diagramm gruppieren sich die Analysen um die Niederschlagsgerade (Meteoric Water Line, MWL, **Abbildung 15**). Für Bayern wird regionsabhängig eine Niederschlagsgerade mit einem Deuterium-Exzess von etwa +8 bzw. +9 angewendet, angenähert durch Auswertung der Isotopenanalysen von Niederschlagsproben der Datenbank GNIP von der IAEA (IAEA / WMO, 2013). Leichtere Werte von

Sauerstoff-18 und Deuterium geben einen Hinweis auf eine kaltzeitliche Bildung (Pleistozän), die jedoch grundsätzlich auch auf ein höher gelegenes Einzugsgebiet oder eine Grundwasserneubildung nahezu ausschließlich aus Winterniederschlägen zurückgeführt werden können (Clark & Fritz, 1997; Gonfiantini et al., 1998).

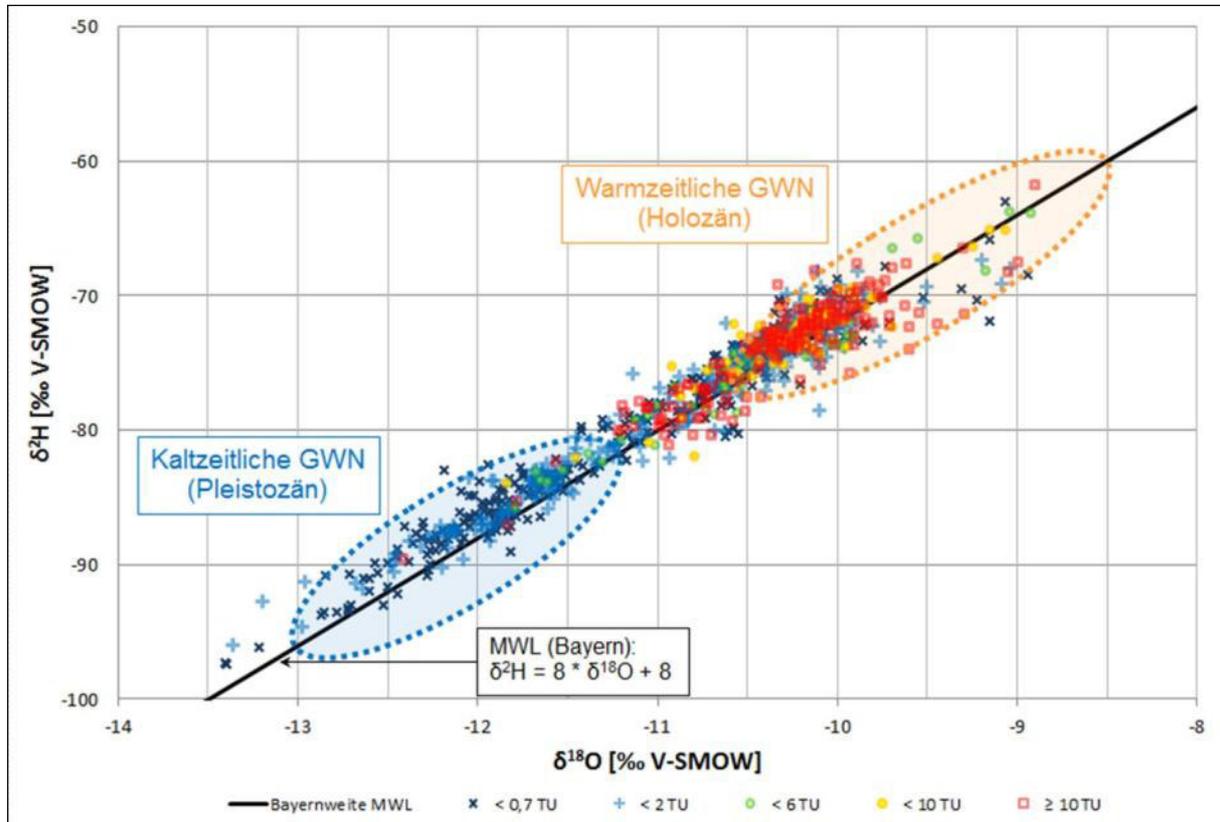


Abbildung 15: D/O-Diagramm mit in der bayernweiten Isotopendatenbank enthaltenen Analysen von Sauerstoff-18 und Deuterium klassifiziert nach den gleichzeitig gemessenen Tritiumwerten

Aufgrund von Lösungs- und Austauschprozessen in der ungesättigten und gesättigten Zone von Infiltrationsbeginn an, kann von einem im Grundwasser gemessenen Kohlenstoff-14-Gehalt nicht unmittelbar auf das mittlere Grundwasseralter geschlossen werden. Mit Kohlenstoff-13 (in δ -Notation) wird der Kohlenstoff-14-Anfangsgehalt über verschiedene Ansätze korrigiert (Clark & Fritz, 1997). Trotzdem bleibt das ermittelte Grundwasseralter lediglich eine grobe Näherung. Ein Grundwasser mit sehr niedrigen Kohlenstoff-14-Werten kann dennoch vorbehaltlos als sehr alt betrachtet werden.

Der atmosphärische Input von Krypton-85 ist weiter ansteigend, was ihn in der Doppelbestimmung mit Tritium zu einem sehr geeigneten Tracer für junge Mischwässer macht. Krypton-85 trägt als Gas die Information der Verweildauer in der gesättigten Zone, während die mit Tritium abgeschätzte mittlere Verweilzeit ab Infiltrationsbeginn gilt (Gonfiantini et al., 1998). Für das Projekt Tiefengrundwasser interessieren wie bei Tritium hauptsächlich annähernd Krypton-85-freie Grundwässer.

Primäre Untersuchungsgebiete

Die primären Untersuchungsgebiete sind derzeit das Gebiet der Vorlandmolasse, das Gebiet des Malms sowie das Gebiet des Benker Sandsteins (Lage s. Abb. 1).

Im Untersuchungsgebiet der Vorlandmolasse liegen zwei größere neuere Studien vor, eine im Raum Augsburg (2003) sowie eine im Raum München (2011). Die Grundwassergleichenpläne der Studien sollen aktualisiert und mit dem Grundwassergleichenplan der Hydrogeologischen Karte von Bayern im Maßstab 1:500.000 (HK 500, Blatt 3) zusammengeführt werden. Die Aktualisierung erfolgt in einem ersten Schritt durch Ergänzung weiterer tritiumfreier Stützpunkte, die bisher nicht berücksichtigt bzw. dem oberen Tertiärstockwerk zugeordnet wurden. Die aktualisierten Daten sollen bei der Fortschreibung der Augsburg-Studie Berücksichtigung finden, wodurch die Aussagen hinsichtlich der nachhaltigen Tiefengrundwassernutzung präzisiert werden.

Der Benker Sandstein ist mit den Myophorienschichten (geringere Durchlässigkeit) faziell verzahnt, womit eine räumliche Abgrenzung des Benker Sandsteins schwierig ist. Die Myophorienschichten werden eher im nordwestlichen Randbereich des Untersuchungsraums erschlossen. Derzeit werden alle durch Brunnen erschlossenen Grundwasserleiter im Umgriff überprüft und gegebenenfalls hydrogeologisch neu eingestuft.

Der überdeckte Malmkarst im Bereich der Vorlandmolasse ist zweifellos Tiefengrundwasser im Sinne des Merkblatts und die Grundwasserproben sind zumeist auch tritiumfrei. Im Untersuchungsgebiet des Malms (offener Malm) gliedert sich der Malmkarst in eine seichte und eine tiefe Komponente. Die bisherige Annahme ist, dass Grundwasser im tiefen Malmkarst i. S. d. Merkblattes Tiefengrundwasser bzw. ein langsam regenerierendes Grundwassersystem darstellt und im Gegensatz zum seichten Malmkarst tritiumfrei ist, obwohl keinerlei hydraulisch wirksame Stockwerkstrennung vorhanden ist. Bisher liegen jedoch kaum tritiumfreie Analysen aus dem offenen Malmkarst vor.

Derzeit werden durch das LfU Tiefengrundwasser-Beprobungen durchgeführt, hauptsächlich im Gebiet des offenen tiefen Malmkarsts sowie im Gebiet des Benker Sandsteins. Untersucht werden die Parameter Tritium, Sauerstoff-18 und Deuterium. Es sind kaum tiefe Malm-Grundwassermessstellen vorhanden, die nicht zugleich in einem höheren Niveau verfiltert sind. Weitere Probenahmen erfolgen im Muschelkalk und Buntsandstein. Durch diese Beprobungen sollen geeignete Grundwassermessstellen ausgewählt werden, um ein langfristiges Monitoringprogramm von Tiefengrundwasservorkommen aufzubauen.

Literatur

Clark, I. D., Fritz, P. (1997): Environmental Isotopes in Hydrogeology. 328 p., Lewis Publisher, New York.

Gonfiantini, R., Fröhlich, K., Araguás-Araguás, L., Rozanski, K. (1998): Isotopes in Groundwater Hydrology. – In: Kendall, C., McDonnell, L. L. (eds.): Isotope Tracers in Catchment Hydrology, p. 203-246, Elsevier Science B.V., Amsterdam.

IAEA / WMO (2013): Global Network of Isotopes in Precipitation. The GNIP Database. Accessible at: <http://www.iaea.org/water>.

Lucas, L. L., Unterweger, M. P. (2000): Comprehensive review and critical evaluation of the half-life of tritium. – In: J. Res. Natl. Inst. Stand. Technol., vol.: 105, No. 4, p. 541-549.

Donnerstag 17. Oktober 2013

13:30-14:00

Felsabdichtungsinjektionen in geohydraulisch anisotroper Umgebung auf Basis organisch und mineralisch stabilisierter Zementsuspensionen

Ein Erfahrungsbericht zur technischen und vertraglichen Abwicklung drucksensitiver
Felsinjektionen im Vorfeld von Dammbauarbeiten

Manfred Scheikl

alpinfra consulting + engineering gmbh, Schillerstraße 25, 5020 Salzburg

Abstract

Within grouting works, an execution contract and technical requirements are mutually conflicting in many ways. A common surprise consist in that (a) Grout absorption is not in line with water absorption, (b) Fracture-intensity and -orientation frequently remain unrevealed secrets until the end of grouting works, (c) Recurrently used "standard" mixes are not focusing on the role of the yield value, which is commanding the reach of treatment and in consequence the spacing of bore-holes, (d) Grouting parameters and stop criteria are occasionally copy-pasted from other projects with differing frame conditions. Thus, a grouting-contract has primarily to enable the technically required measures in order to cover a number of imponderables. During the execution of grouting, also technical optimization allow "ways out" of these aspects, which shall be demonstrated within the current contribution.

Einleitung und geohydraulische Randbedingungen

Der Geologische Rahmen des Hochwasserrückhaltebeckens Lankowitzbach wird durch das Koralmkristallin bzw. den Hirscheegger Gneis, der Pegmatitgneiseinschaltungen aufweist, gebildet (Quelle: gis1.stmk.gv.at). Strukturell dominieren mittelsteil nach NE einfallende Schieferungsflächen sowie mittelsteil bis steil nach NW einfallende offene Klüfte. Im Bereich der bestehenden Gerinneachse wurde im Zuge der Herstellung des Kerngrabens eine im strukturellen Detail noch nicht geklärte und nun mittels Injektionsgut abgebildete Faltenstruktur vorgefunden. Untersuchungen dazu werden im Rahmen aktueller wissenschaftlicher Arbeiten vorgenommen.

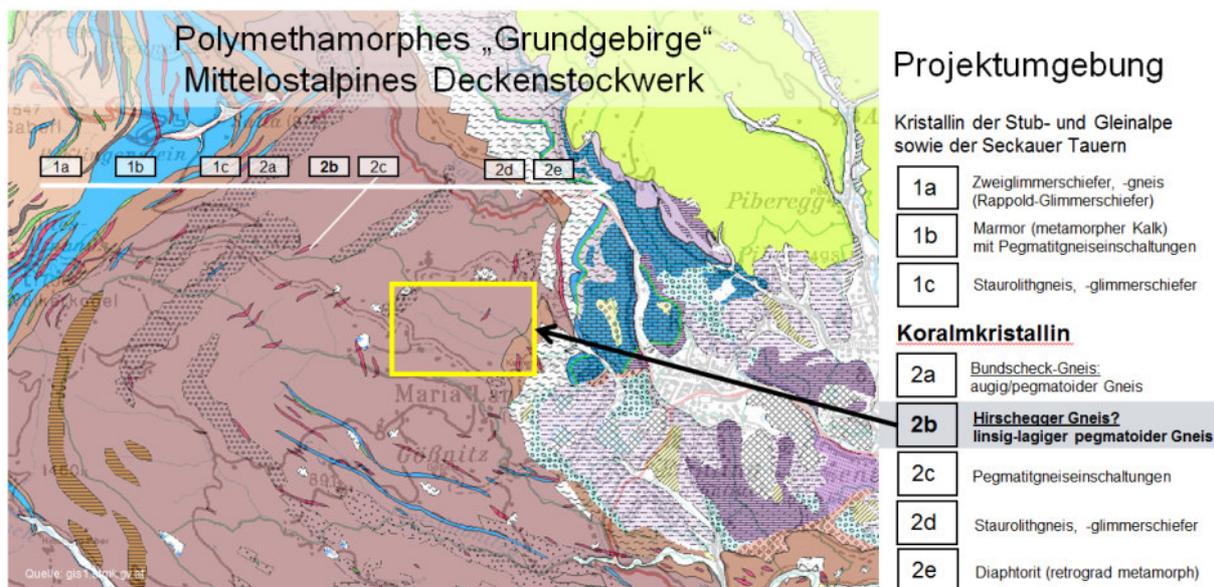


Abbildung 16: Geologischer Rahmen auf Basis der digitalen geologischen Karte aus *gis1.stmk.gv.at*

Im Zuge der Untergründerkundung, die im Rahmen der Vorarbeiten zur Errichtung der Hochwasserrückhalteanlage Maria Lankowitzbach, westlich, in der Nähe von Granz durchgeführt wurden, kamen unter anderem Wasserdruckversuche zur Ausführung. Dabei wurden im Zuge mehrerer Erkundungskampagnen Lugeonwerte zwischen 10 und 250 [l/m/min] bei Versuchsdrücken zwischen ~0,5 und 5 bar festgestellt (vgl. **Abbildung 17**). Die WD-Versuche wurden zur Steuerung der Suspensionsrezepturen und Interventionskriterien vorausseilend zu den Injektionen über die gesamte Baudauer durchgeführt. Dabei wurde der Versuchsdruck bei fortschreitender Injektionsarbeit so angepasst, dass die bereits erreichten Abdichtungserfolge nicht gefährdet, jedoch die zu erwartenden Lastfälle abgedeckt wurden.

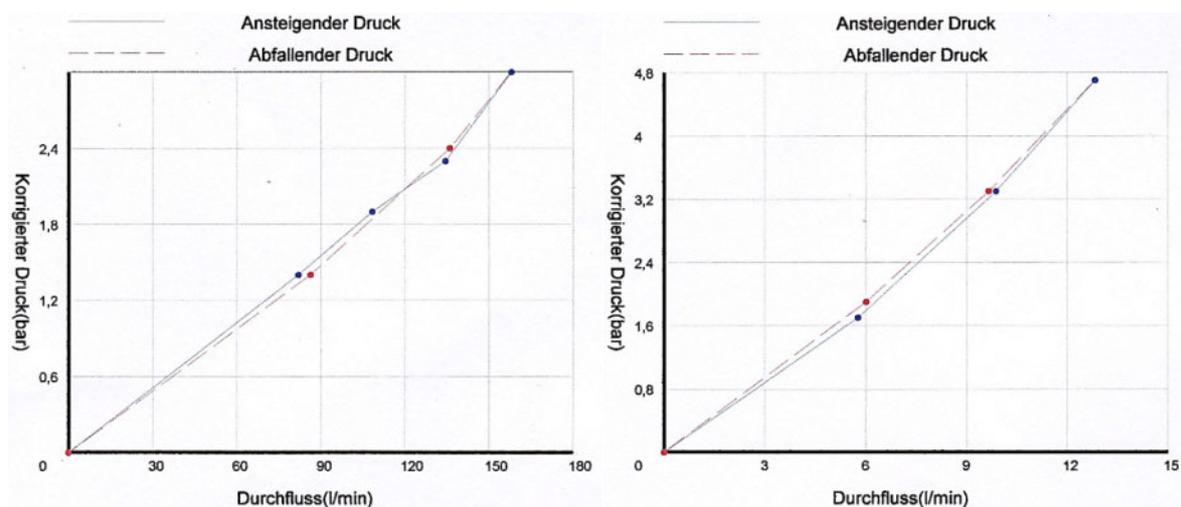


Abbildung 17: WD-Versuchsverlauf mit ~101Lugeon (li) und ~11 Lugeon (re) im Versuchsinjektionsfeld A

Im Zuge der bereits vorgelegenen Vorerkundung wurden ähnliche Verhältnisse festgestellt, jedoch bei Anwendung von verhältnismäßig geringem Versuchsdruck, ggf. vorliegenden Umläufigkeiten und resultierend daraus, mit bedeutender Hysterisis im Versuchsverlauf, was eine korrekte Interpretation der Versuche deutlich erschwerte. Ergänzende Erkundungen mit WD-Zieldrücken im tatsächlichen

Bereich der zu erwartenden hydraulischen Einwirkungen, wurden neben in-Situ-Messungen wie ABI/OBI, Versuchsinjektionen und Erosionsversuchen im Zuge von vertraglich verankerten Probeaufeldern durchgeführt.

Stabilitätsuntersuchungen unter Berücksichtigung der geohydraulischen Randbedingungen, welche mittels FE-Sickerströmungsberechnungen abgebildet wurden, zeigten, dass die Errichtung des rund 30m hohen Absperrbauwerkes die Durchführung von Untergrundabdichtungsmaßnahmen unerlässlich macht. Neben dem Erfordernis die Gefahr von „Piping“ auszuschließen, mussten die zu erwartenden Sickerwassermengen soweit reduziert werden, dass Sickerwasseraustritte außerhalb der luftseitigen Fußdrainage ausgeschlossen werden können und hinreichende Sicherheiten gegen Böschungs- und Grundbruch im Bereich des Dammfußes vorliegen (vgl. **Abbildung 18**). Dies stellte zudem eine genehmigungsrechtliche Grundlage dar, die seitens der Staubeckenkommission gefordert wurde.

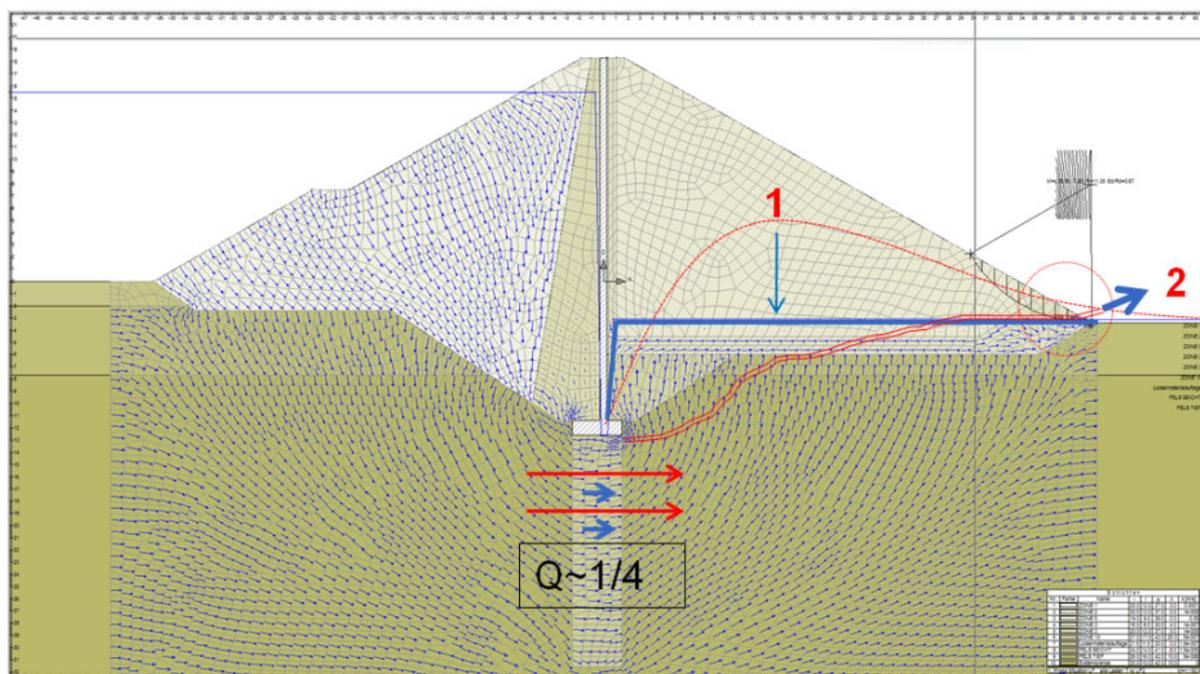


Abbildung 18: Böschungsbruchberechnung am luftseitigen Dammfuß unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus der FE-Sickerströmungsberechnung mit zentralem Dichtschirm (Reduktion des Durchfluss in der Dichtebene auf 1/4).

Vorarbeiten und Bauvertrag

Im Zuge der Planungsarbeiten zum Dammbau, der weiterführenden Untersuchungen, Berechnungen und Abstimmungen mit den Referenten der Staubeckenkommission wurde entschieden, einen zentralen Dichtschirm mit wasser- und luftseitigen Anschluss- bzw. Vergütungsinjektionen, unter Verwendung von Zementsuspensionen zu erreichen. Die dazu erforderlichen Dimensionierungsarbeiten wurden soweit möglich auf Grundlage der Vorerkundungsergebnisse durchgeführt, welche auch als Grundlage zur Gestaltung des Bauvertrages dienen mussten. Die im Zuge der Vorerkundung gewonnenen Bohrkerne und Bohrlochlogs wurden dazu einer neuerlichen Interpretation mit Blick auf die durchzuführenden Injektionen unterzogen.

Ein Bauvertrag zur Errichtung eines Dichtschirms bzw. für Injektionsarbeiten ist in vielerlei Hinsicht für potenzielle Konflikte prädestiniert. Die üblichen Überraschungen im Zuge der Ausführung bzw. bei der Anwendung des Bauvertrages resultieren (a) aus dem Erkenntnis, das sich die Suspensionsaufnahme nicht kohärent mit der zuvor festgestellten Wasseraufnahme verhält, (b) der Tatsache, dass die "tatsächliche" Trennflächendichte und die Orientierungen zumeist nicht in dem Maße wie erforderlich festgestellt werden können, (c) daraus, dass wiederkehrend eingesetzte Standard-Rezepte für Suspensionen nicht auf die bedeutende Rolle der Suspensionsrheologie abgestellt werden. Dies resultiert in unzureichend planbaren Injektionsreichweiten und in Konsequenz daraus in Ungewissheit hinsichtlich der anzuwendenden Bohrlochabstände, (d) daraus, dass Injektionsparameter und Abbruchkriterien gerne mittels „copy-paste“ in Verfahrensvorschläge übernommen werden und zwar aus Projekten mit unterschiedlichen Randbedingungen. Also muss ein Injektions-Bauvertrag in erster Linie mit so vielen Freiheitsgraden ausgestattet sein, dass die technisch erforderlichen Maßnahmen im Kontext mit den zahlreich vorliegenden unbekanntem Faktoren einfach möglich sind und gleichzeitig die in der Regel divergierenden Interessen der Vertragsparteien bestmöglich befriedigt werden können. Aber auch Verbesserungen bei der laufenden Darstellung von Injektionsparametern, alternative bzw. ergänzende Interventionskriterien sowie laufend auf das Gebirge rheologisch abgestimmte Suspensionsrezepturen können helfen, ein technisch/wirtschaftlich optimales Injektionsergebnis zu erreichen.

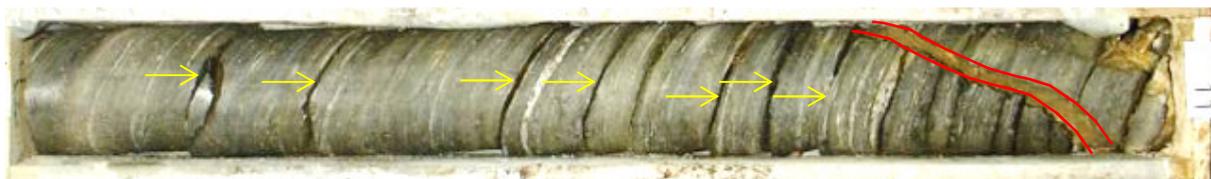


Abbildung 19: hydraulisch gering wirksame Schieferungsflächen (gelbe Pfeile) und „offene“ hydraulisch wirksame Klüfte (rot)

Ausführung

Im Zuge der Dichtschirmherstellung am Hochwasserrückhaltedamm Lankowitzbach wurden stark anisotrope Injektionsbedingungen festgestellt. Offene, mittelsteil bis steil stehende Klüfte waren von sehr gering durchlässigen (in der Regel in-Situ geschlossenen) Schieferungsflächen umgeben (vgl. **Abbildung 19**). Es war nicht bekannt wie sich der Durchtrennungsgrad sowie die Klufstdichte der offenen Klüfte über die gesamte Dichtebene darstellen. Die injektionstechnische Erreichbarkeit der offenen Klüfte erwies sich aufgrund der Notwendigkeit, diese über die verhältnismäßig gering durchlässigen Schieferungsflächen anzusprechen als problematisch, auch bei geringen Bohrlochabständen. Außerdem wurden im Zuge der Ausführung kakiritische Scherzonen aufgeschlossen, deren hydraulische Stabilität nicht bekannt war, wobei die kontrollierte Injizierbarkeit grundsätzlich als gering einzustufen war (vgl. **Abbildung 20**).



Abbildung 20: Scherzone im orographisch linken Kernwandeinbindebereich

Im Zuge extensiver Injektionsversuche wurden insgesamt rund 10 Suspensionsrezepturen untersucht. Dabei wurde der Fokus grundsätzlich auf die Stabilität der Suspensionen sowie auf die jeweilig an die Trennflächenverhältnisse angepasste Fließgrenze unter dem Aspekt des geplanten „Injektionsradius“ gerichtet. Es konnten zwei „Grundsuspensionen“ auf Zementbasis gefunden werden, die im speziellen Fall, schließlich mit überraschend gutem Erfolg, zur Anwendung kamen:

- a) OPC-Suspension ($\sim 2500 \text{cm}^2/\text{g}$), 1-2% Bentonit, bei einer Fließgrenze von $\sim 40 \text{Pa}$
- b) FBM-Suspension ($\sim 4500 \text{cm}^2/\text{g}$), 1-2% Zelluloseether bei einer Fließgrenze von rund $\sim 10 \text{Pa}$

Im Zuge der Abstimmung der Rezepte im Detail stellte sich heraus, dass u.a. bei Beigabe von Fließmittel oder bei Änderung der Mischreihenfolge sowie bei Abweichungen bei der Vorbehandlung der Komponenten und insbesondere bei bereits geringen Änderungen der Mischungsverhältnisse bedeutende Unterschiede im Verhalten der Suspensionen resultierten. Dies konnte auf der einen Seite für Optimierungszwecke genutzt werden und auf der anderen Seite zeigte dies, dass den Konformitätsprüfungen eine hohe Bedeutung zukam.

Die gewählten Suspensionen erwiesen sich als äußerst stabil, was Interventionen mittels Wechsel der Suspensionen während der Injektionen erleichterte. Der Grundsuspensionstyp (a) wurde bei erwarteter hoher Aufnahme von Injektionsgut in der jeweiligen Passe und der Grundsuspensionstyp (b) für die Injektion der offenen Klüfte durch die Schieferungsflächen hindurch eingesetzt (vgl. **Abbildung 21**). Für die Anwendung der Interventions- und Abbruchkriterien wurden 30“-TPA´s (Stadler 1993) herangezogen (vgl. **Abbildung 23**). Das Injektionsgut wurde aus Optimierungsgründen mittels MPSP-System (Bruce et. al. 1989) in den Untergrund eingebracht.



Abbildung 21: Injizierte, steilstehende Kluft



Abbildung 22: Injizierte Schieferungsflächen

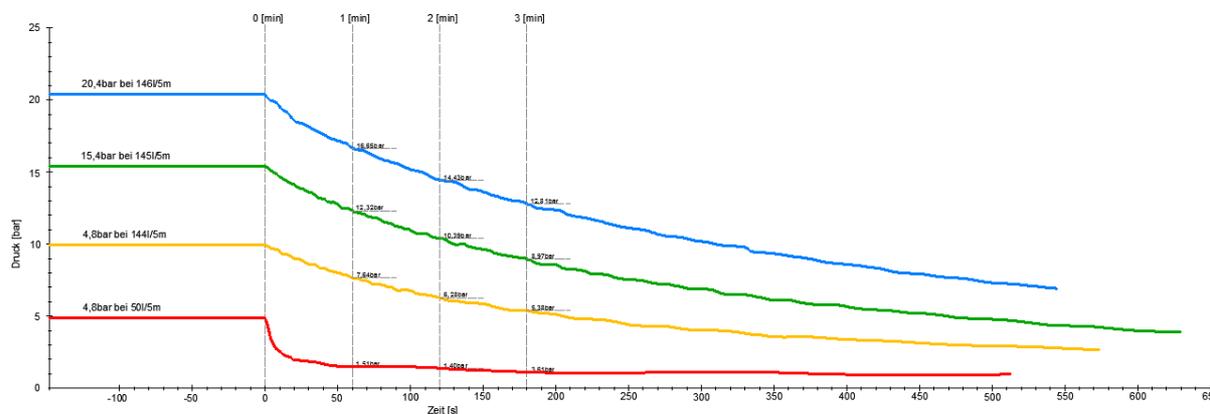


Abbildung 23: TP-Analysen bei fortschreitendem Injektionsvorgang und moderater Suspensionsaufnahme

Die kritische Hinterfragung der ermittelten Injektionsparameter unter Anwendung des allgemein anerkannten G.I.N-Verfahrens (Lombardi et al. 1993) führte zur technisch und bauwirtschaftlich wesentlichen Frage, ob angezeigte Werte von rund 6.000bar* l/m nicht nur sehr hohe Injektionsenergie bzw. Injektionsarbeit in der jeweiligen Passe vortäuschen? Die detaillierte Auswertung der vollständig aufgezeichneten Injektionsparameter für alle injizierten Passen ergibt, dass insbesondere bei hohen Injektionsgutaufnahmen überaus hohe G.I.N-Werte bei gleichzeitig hohen Restaufnahmefähigkeiten vorwiegend aus Reibarbeit und „druckloser Auffüllarbeit“ resultieren. Die Ableitung von Injektionsintensitäten aus dem Arbeitsdruck erscheint in diesem Zusammenhang als grundsätzlich nicht zulässig, da hier beträchtliche Abweichungen zwischen dem in der Kluft wirksamen und dem im Protokoll angezeigten Druck vorliegen, auch wenn dieser am Bohrlochmund gemessen wurde. Dies wird bei Auswertung einer „Latenz-G.I.N.“ (vgl. *Abbildung 26*) deutlich. Aus Sicht des Autors ist es aber auch aus technischen und wirtschaftlichen Gründen erforderlich, weitere automatisiert darstellbare, baustellentaugliche Injektionsparameter wie etwa (a) Druckgewichtetes mittleres Injektionsvolumen oder (b) volumengewichteter, effektiver Injektionsdruck, zu etablieren, um die tatsächliche im Gebirge wirksame Injektionsarbeit feststellen zu können. Alternativ dazu kann im bestehenden Sinn des G.I.N. Gedanken mit dem erforderlichen Fokus auf die Drucksensitivität von Injektionen, ein „Unterer Grenz-TPA-Druck“ definiert werden, unter welchem das Injektionsvolumen nicht in die G.I.N.-Auswertung einfließt. Ungeachtet dessen, sind im Falle sehr hoher Injektionsvolumen ohne annehmbare

Druckentwicklung die Suspensionsrezeptur und auch das Verfahren grundsätzlich zu hinterfragen bzw. anzupassen, nicht zuletzt, um der ÖNORM EN 12715 und dem Gedanken des drucksensitiven Injizierens „im Dialog mit dem Gebirge“ (Stadler mündlich 2012) gerecht zu werden.

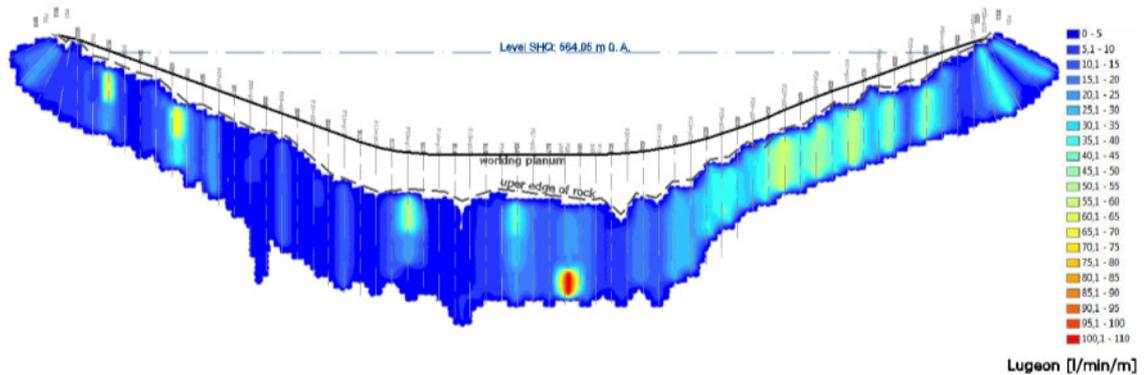


Abbildung 24: Kriging-Interpolation über die vor der Injektion gemessenen WD-Versuchswerte über den Dichtschirm

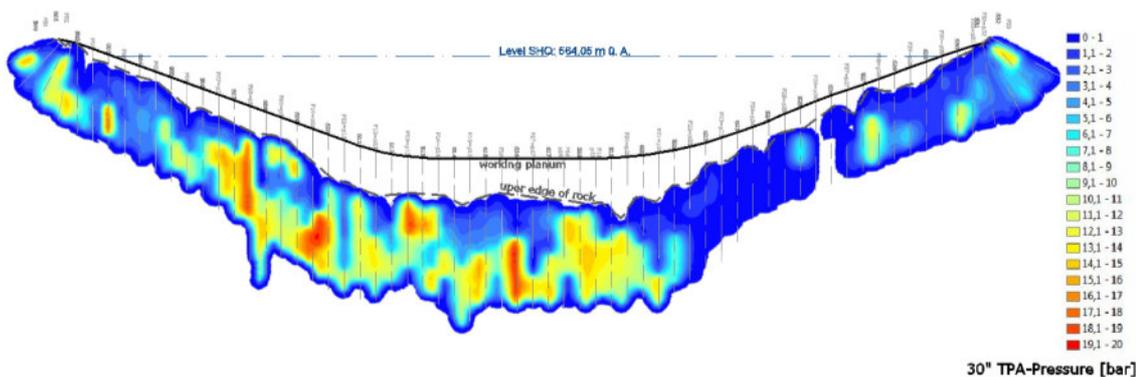


Abbildung 25: Kriging-Interpolation über die vor Abschluss der jeweiligen Passen gemessenen Drücke aus 30°-TPA's

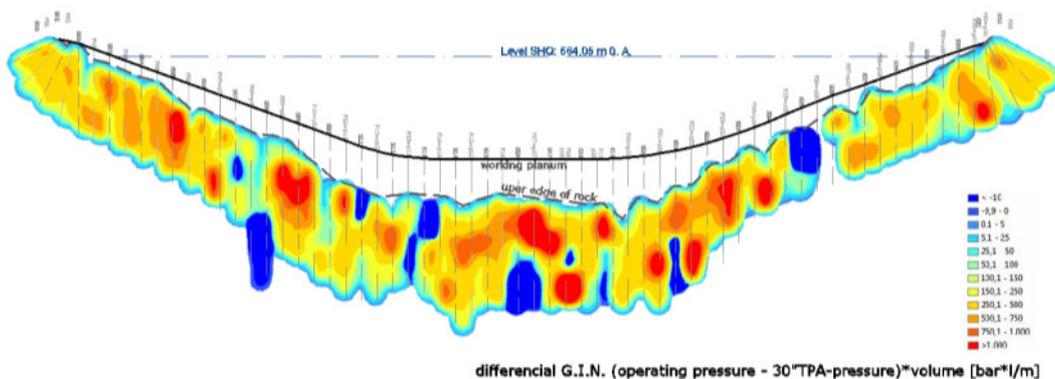


Abbildung 26: Kriging-Interpolation über die „Drucklatenz“ zwischen 30°-TPA's und Arbeitsdruck

Literatur

- Bruce D. A. and Croxall J. E.: The MPSP-Grouting System: A new Application for Raise Boring, International Conference on Foundations and Tunnels, London; 1989
- Deere D. U. and Lombardi G., 1985: Grout Slurries thick or thin?, Issues in Dam Grouting, ASCE - Denver.
- Heinz Anja, 2007: Modifizierte Bentonitsuspensionen für geotechnische Bauverfahren in Böden hoher Durchlässigkeit, IGT – Zürich.
- Lombardi G. (1996), Selecting the grouting intensity, The International Journal on Hydropower & Dams, Volume Three, Issue Four, pp. 62-66
- Lombardi G. (2003), Grouting of Rock Masses, Grouting and Ground Treatment, Proceedings of the Third International Conference, Geotechnical Special Publication No. 120, ISBN: 0-7844-0663-4.
- Lombardi G. and Deere D. U. (1993), Grouting design and control using the GIN principle, Water Power & Dam Construction, June 1993, pp. 15-2
- Lombardi Giovanni, 1999: Grouting of Rock with Cement Mixes, ICOLD-Symposium, Antalya.
- ÖNORM EN 12715 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten – Injektionen
- Stadler, G. (1993), Untersuchungen zur Klüftinjektion und ihren Beziehungen zu physikalischen Modellen der Erdöllagerstättentechnik. Berichte der Int. Konf. Betr. Injektionen in Fels und Beton. A. A. Balkema Rotterdam.
- Weaver D. Kenneth und Bruce Donald A., 2007: Damm Foundation Grouting, American Society of Civil Engineers, Reston – Virginia – USA.
- Zettler, A. H., Poisel, R., Reichl, I., Stadler, G., Dimensionierungen von Injektionen mittels messender Beobachtung., Beiträge zum 14. Christian Veder Kolloquium, Heft 4, 45-58 (1999) Gruppe Geotechnik Graz.

Donnerstag 17. Oktober 2013

14:00-14:30

Sanierung „Drischlsteig“ nach Felssturz, Imst

Jürgen Ewerz

BM DI Jürgen Ewerz, Büro für Bauingenieurwesen, A-6460 Imst (www.bm-ewerz.at)

1.) Allgemeines, Lage:

Der Drischlsteig befindet sich nord-westlich von Imst und verläuft an den Nordhängen des Vorderen-Alpjoches. Er ist leicht von der Stadt Imst über Hoch Imst mit den Bahnen (Sektion I & II) der Imster Bergbahnen zu erreichen. Von der Bergstation der Alpjochbahn (2.100m üA) stellt der Drischlsteig den kürzesten Anstieg, zur Muttekopfhütte (1.934m üA) des OEAV, Sektion Imst-Oberland, zum Climbers-Paradies, zum Imster Klettersteig, für geologische Wanderungen und als Anschluss zu den Weitwanderwegen (E4, E5 usw.) dar und wird dementsprechend häufig begangen.

Aufgrund des am 24. August 2012, zwischen ca. 22 und 23 Uhr erfolgten Felssturzes oberhalb des Drischlsteiges wurde dieser auf einem Teilstück von ca. 60m erheblich, bis zur Gänze beschädigt und musste daraufhin total gesperrt werden.

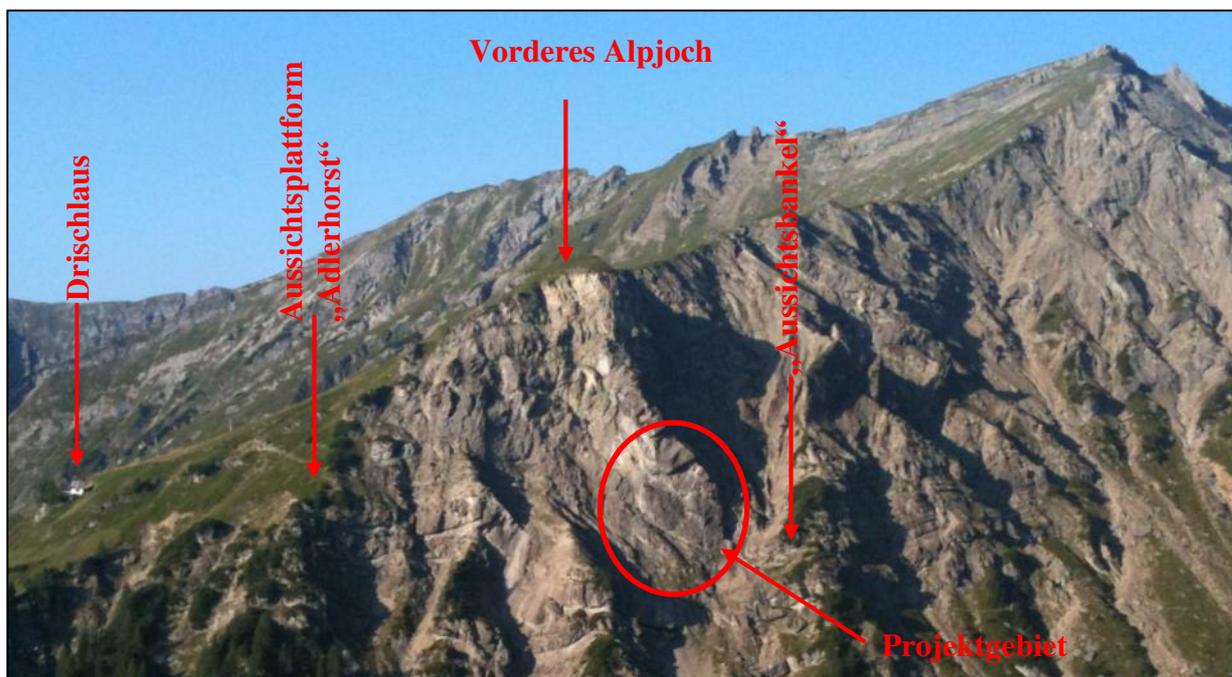


Abb.1 – Generelle Übersicht der Abbruchstelle (Foto von der Plattein)

Das Ablösen der direkt oberhalb befindlichen Felsplatten mit einer Grundfläche von ca. 40 * 15 m hatte einen Blocksturz von ca. 500 – 1000 qm zur Folge. Das Schutt- und Blockmaterial lagerte sich in einer Rinne bzw. auf einem Rücken unterhalb des Steiges ab.

2.) Untergrundverhältnisse, Geologie:

Das Projektgebiet befindet sich im westlichen Teil der Nördlichen Kalkalpen. Der Bereich um den Muttekopf (2.774m ü.A.) ist jedoch geprägt durch die Gosau-Schichten. Diese geologischen Besonderheiten treten hier speziell zu Tage und sind im Bereich des Standortes gut erkennbar.

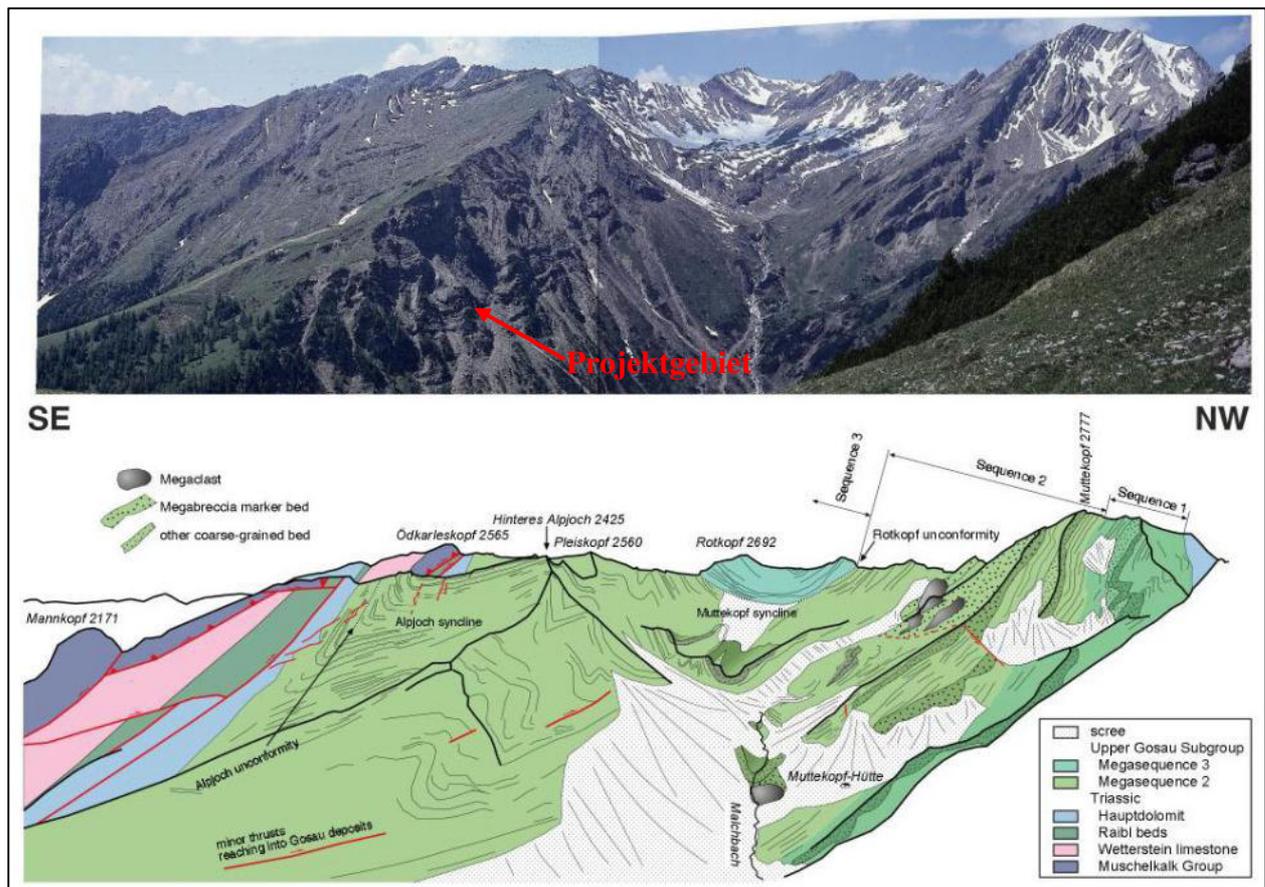


Abb.2 – Gosau-Schichten (Abb. von Ao.Univ.-Prof. Mag. Dr. Hugo Ortner¹)

Vom Gipfel des Vorderen Alpjoches fällt der Hang sehr steil ab und bildet oberhalb des Projektgebietes ein breites kupiertes Band aus, das sich nach NW neigt und in das anschließende Kar einmündet. Das Band und die darüber liegenden Wände sind leicht bewachsen (Gras) und durch Felsbänder unterbrochen. Im umliegenden Felssturzgebiet fallen die Felswände steil bis senkrecht ab. Teilweise haben sich Überhänge ausgebildet.

Die Haupttrennflächen sind nach Südwesten gerichtet und leicht bis ca. 30° abfallend. Die Wechsellagerungen reichen von dünn- bis dickbankigem Gebirge.

3.) Hauptmaßnahmen der Sanierung

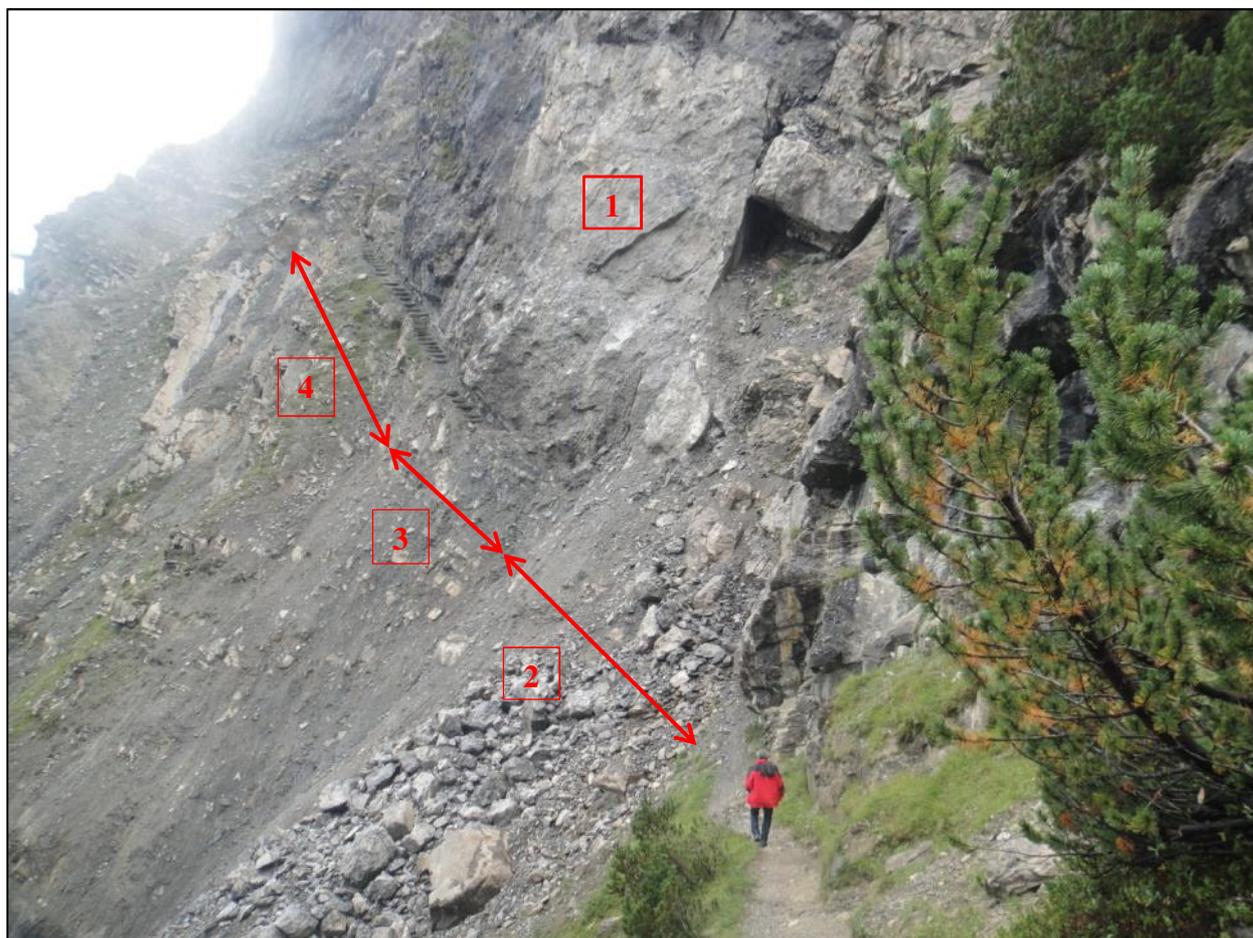


Abb.3 – Unmittelbares Projektgebiet (Projektabschnitte 1 – 4)

1.) Felsberäumung

Die oberhalb liegenden Felswände im Projektgebiet wurden überstiegen. Aus Sicherheitsgründen musste die Beräumung vom Alpjoch aus erfolgen bzw. mussten über dem Felssturzgebiet zusätzliche Anschlagpunkte gesetzt werden.

2.) Erneuerung – Bereich Kar

Leichter Erdbau maschinell/händisch zur Wiederherstellung des Wanderweges im Bereich der Schutt- und Blockablagerungen in einer Breite bis zu 1,00m.

3.) Anschluss – Bereich Kar/Weg Bestand

In diesem Bereich ist der Weg zu Gänze abgebrochen und ein Höhenunterschied von ca. 3,00m zu überwinden. Für diesen kurzen Bereich wird eine einfache verzinkte Stahltreppe (Lauflänge ca. 5,00m; Wangen aus U-Profil und Stufen mit Schweißpressrosten) mit demontierbaren Geländer vorgesehen. Die Gründung erfolgt über kleine geankerte Stahlbetonfundamente.

4.) Weg Bestand

In diesem Bereich, ca. 40,00 m, wurde die Lauffläche mit Stufen ergänzt und der talseitige Abschluss durch Anbringen von Kant- oder Rundhölzer, jeweils kesseldruckimprägniert, gesichert. Das beschädigte bergseitige Drahtseilgeländer (DN20mm) wurde abgebaut und inkl. der erforderlichen End- und Zwischenverankerungen hergestellt.

[1] http://www.uibk.ac.at/geologie/staff/the_hugo/muttekopfalpjoch.html

Universität Innsbruck, Fakultät für Geo- und Atmosphärenwissenschaften
Herr Ao.Univ.-Prof. Mag. Dr. Hugo Ortner
6020 Innsbruck, Innrain 52f

Donnerstag 17. Oktober 2013

14:30-15:00

Erkundungsbohrungen in Tirol - Eine statistische Auswertung und geostatistische Analyse

Markus Ribis¹ & Sebastian Perzлмаier²

¹geo.zt gmbh poscher beratende geologen, Saline 17, A-6060 Hall in Tirol, www.geo-zt.at

²TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG, Eduard-Wallnöfer-Platz 2, A-6020 Innsbruck, www.tiroler-wasserkraft.at

Abstract

In the federal state of Tyrol in the past decades numerous exploration boreholes have been drilled and archived in the course of various geological-hydrogeological-geotechnical questions at major projects like infrastructure and hydropower projects but also at small and middle scale projects.

The presented statistical evaluation of these drillings gives a retrospective and a summary of nearly one century of „drilling in the Tyrol“. The analysis of these data encloses a project phase related geostatistical reflection of single exploration campaigns with large-scale projects in the Tyrol.

1. Einleitung

Im Bundesland Tirol sind in den vergangenen Jahrzehnten zahlreiche Erkundungsbohrungen in Bezug auf unterschiedliche geologisch-hydrogeologisch-geotechnische Fragestellungen bei Großprojekten wie Infrastruktur- und Kraftwerksbau, aber auch bei Klein- und Mittelprojekten, abgeteuft und archiviert worden.

Die gegenständliche statistische Auswertung von Erkundungsbohrungen stellt einen Rückblick und eine Zusammenschau aus beinahe einem Jahrhundert „Bohren in Tirol“ dar. Die Analyse dieser Daten umfasst zudem eine projektphasenbezogene geostatistische Betrachtung ausgewählter Erkundungskampagnen bei Großprojekten in Tirol.

2. Erkundungsbohrungen

Direkte Untergrunderkundungen wie Erkundungsbohrungen dienen primär der Erkundung des Baugrundes, gelegentlich auch des Untergrundes als Lagerstätte. Sie sollen dem Bauherren in Bezug auf geologische, hydrogeologische und geotechnische Fragestellungen Prognose-Sicherheit, Planungssicherheit und Betriebssicherheit hinsichtlich eines geplanten, eines entstehenden oder eines umgesetzten Vorhabens geben. Dabei verschiebt sich der Fokus naturgemäß im Laufe der Projektphasen von der Frage der grundsätzlichen Machbarkeit, über die Erkundung einreich- oder ausschreibungsrelevanter Details bis hin zur Beweissicherung. Der tatsächliche Erkundungsumfang hängt naturgemäß von der Größe des Projektes, von der Komplexität der relevanten Fragestellung,

von der bereits vorhandenen Aufschlussituation, von den bewilligungstechnischen Anforderungen und nicht zuletzt auch von der Bereitschaft der Bauherren ab, wo notwendig, Erkundungsbohrungen mit Maß und Ziel durchzuführen. Diese Faktoren spiegeln sich folglich auch in der Anzahl an Erkundungsbohrungen bei einzelnen Großprojekten in verschiedenen Projektphasen wieder.



Abb.1: Erkundungsbohrungen im Tal (westliche Mittelgebirgsterrasse bei Innsbruck, links) und am Berg (Platzertal, rechts)

3. Geschichtliches

Die ältesten bekannten und gut nachvollziehbaren Erkundungsbohrungen im Unterinntaler Raum sind von der Geologischen Bundesanstalt aus dem Jahre 1922 und früher dokumentiert. Diese wurden von Otto Ampferer geologisch begleitet und erfasst sowie seitens der Geologischen Bundesanstalt in den 1970er-Jahren neu aufbereitet. Im Zuge der Planung des Achenseekraftwerkes wurden bereits 1925 tiefe Erkundungsbohrungen im Achenseeraum vorangetrieben [1]. Eine weitere bekannte Kampagne von Erkundungsbohrungen folgte im Becken von Längenfeld im Ötztal in den Jahren 1939 bis 1941 durch die damalige Westtiroler Kraftwerke A.G. unter Federführung mehrerer in Österreich renommierter Geologen und Geotechniker: Ampferer, Stiny, v. Klebelsberg und Veder [2]. Mit Planung und Bau weiterer großer Speicherkraftwerke (u.a. KW Kaunertal, Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz, Verbundkraftwerke im Zillertal) sowie der ersten großen Straßenprojekte (u.a. A12 Inntalautobahn, A13 Brennerautobahn) in Tirol wurden wiederum umfangreiche Erkundungsbohrungen abgeteuft, dokumentiert und archiviert.

Bei jüngeren und aktuell großen Infrastrukturprojekten in Tirol wie Bahnprojekten auf der europäischen TEN-Achse 1 (Unterinntaltrasse, Brennerbasistunnel) oder den aktuellen Tiroler Wasserkraftwerksvorhaben (u.a. Gemeinschaftskraftwerk Inn, Ausbau Kraftwerk Kaunertal, Speicherkraftwerk Kühtai, Regionalkraftwerk Mittlerer Inn) wurden, um dem heutigen Stand der Technik hinsichtlich einer plausiblen und nachvollziehbaren Erkundung des Baugrundes zu erfüllen, weitere umfangreiche Kampagnen von Erkundungsbohrungen durchgeführt.

4. WIS-Wasserinformationssystem

Im öffentlich zugänglichen WIS-Wasserinformationssystem des Landes Tirol ist eine Vielzahl von Erkundungsbohrungen im Tiroler Raum erfasst. Da aus der Historie und aufgrund aktueller Entwicklungen u.a. wasserwirtschaftliche Fragestellungen eine immer bedeutendere Rolle bei Klein- bis Großprojekten einnehmen, werden Erkundungsbohrungen nach Erreichen der Endteufe oftmals auch weiter zu Grundwassersonden oder teilweise zu Brunnen ausgebaut und messtechnisch dementsprechend instrumentiert. Unter den WIS-Subtypen Bohrloch, Grundwasserentnahme, Grundwasserentnahme mit Schutzgebiet, Grundwasserrückgabe, Grundwassersonde und Erdwärmesonde sind im WIS-Wasserinformationssystem derzeit über 12.000 Anlagen erfasst. Zu diesen über 12.000 WIS-Subtypen sind wiederum einige tausend Erkundungsbohrungen archiviert und verknüpft worden. Damit sind in Tirol geologisch-hydrogeologisch-geotechnische Informationen aus Erkundungsbohrungen jederzeit abrufbar und stellen eine wertvolle Grundlage für aktuelle und zukünftige Projekte in Tirol dar.

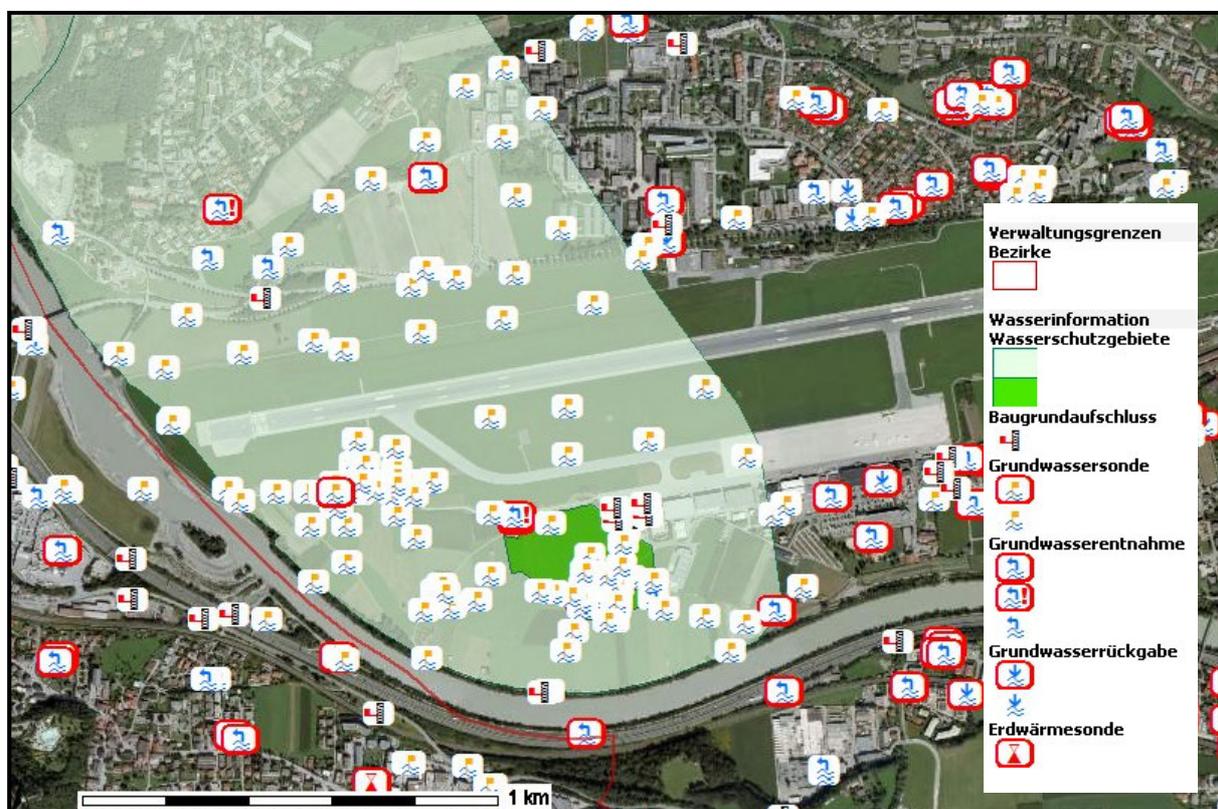


Abb. 2: Verschiedene WIS-Subtypen im Bereich Flughafen Innsbruck (Quelle: WIS [3])

5. Projektphasenbezogene geostatistische Betrachtung

Die projektphasenbezogene geostatistische Auswertung von Erkundungsbohrungen soll exemplarisch einen Überblick über typische Projektphasen bei Großprojekten von der Vorerkundung (Machbarkeit) über die Einreich- und Ausführungsplanung bis hin zur Umsetzung geben. Dabei soll aufgezeigt werden, in wie weit detaillierte Baugrundinformationen aus Erkundungsbohrungen in Kombination mit weiteren Erkundungsmethoden die Projektentwicklung sowie bautechnische Agenden von der Vorprojektierung bis hin zur Umsetzung entscheidend mit beeinflussen können.

6. Ausblick

Im WIS-Wasserinformationssystem erfasste Erkundungsbohrungen sowie Archivunterlagen aus bestehenden Projekten der letzten Jahrzehnte, die derzeit im Wasserbuch aufliegen, sind eine wertvolle Informationsquelle für alle Projektbeteiligten (Bauherren, Auftragnehmer und Behörden). Bei der Bewertung der aktuellen Relevanz und Verwertbarkeit dieser Daten muss allerdings immer berücksichtigt werden, dass ihr Informationsgehalt jeweils vom fachlichen Fokus und dem Stand der Technik zum oft weit zurückliegenden Zeitpunkt der Aufnahme geprägt ist, d.h. aktuellen Fragestellungen oder modernen Standards nicht immer genügen kann.

So versteht es sich von selbst, dass die fortlaufend in Entwicklung befindlichen Anforderungen an Erkundungen, wie sie sich aus der Fortschreibung des Standes der Technik, der Normen und nicht zuletzt der maßgeblichen Materienrechte ergeben, auch zukünftig weitere Erkundungsbohrungen (optional mit Ausbau zu Grundwassermessstellen) erforderlich machen werden. Hinzu kommt, dass etliche geologisch-hydrogeologisch-geotechnischen Fragestellungen mit zunehmender Nutzung des Tiroler Raumes insbesondere in Bezug auf die Interaktion dieser Nutzungen fortlaufend an Bedeutung gewinnen. Trotz der Vielzahl an bestehenden, wertvollen Bodenaufschlüssen in Tirol ist somit auch in Zukunft die Durchführung notwendiger und fachlich sinnvoller neuer Erkundungen mit Maß und Ziel erforderlich und stellt in der Regel die bessere und meist auch kostengünstigere Alternative vergleichend mit Ausführungsschwierigkeiten oder gar Schadensfällen, welche auf mangelnde Kenntnis des Baugrundes zurückzuführen sind, dar.

Literatur:

[1] AMPFERER, O. & PINTER, K. (1927): Über geologische und technische Erfahrungen beim Bau des Achenseewerkes in Tirol. - In: Jahrbuch der geologischen Bundesanstalt 1927, 279-332, Geologische Bundesanstalt, Wien.

[2] KLEBELSBERG, R.v. (1951): Das Becken von Längenfeld im Ötztal. Ein Beispiel für Geologie und Kraftwerksplanung. - In: Schlern-Schriften Bd. 77, 399-422, Innsbruck.

[3] WIS - Wasserinformationssystem, Amt der Tiroler Landesregierung, <http://www.tirol.gv.at>

Donnerstag 17. Oktober 2013

15:30-16:00

Planung und Bau der Unterinntalbahn (1994 – 2012) – Auswirkungsbetrachtung Grundwasser

Ines Massimo¹, Gerhard Poscher¹

¹geo.zt gmbh poscher beratende geologen, Saline 17, A-6060 Hall in Tirol

Abstract

The planning and construction period of the new railway line in the lower Inn valley extended over a period of 18 years from 1994 (baseline study in geology – hydrogeology) to traffic release in 2012. Based on the survey of the actual state of groundwater for submission project (UVE, EB) and the continuing measure planning with the forecast models, the execution of construction has shown that the forecasted effects were largely complied with the selected measures. The situation of groundwater levels for individual sections will be demonstrated by the results of the groundwater measurement for the construction phase, and the completed line.

1. Einleitung

Das Projekt „Eisenbahnachse Brenner / Teilprojekt Zulaufstrecke Nord (Unterinntal)“ mit einer Länge von über 40 km, darf - beginnend mit der Grundlagenbearbeitung Geologie – Hydrogeologie ab 1994 und der Gründung der Brenner Eisenbahn GmbH im Jahre 1996 - auf eine vergleichsweise kurze und effiziente Projektierungs- und Errichtungsphase zurückblicken. Aus der Planungs- und Genehmigungsphase (UVE - Umweltverträglichkeitserklärung; EB – Eisenbahnrechtliches Genehmigungsverfahren) konnte 2002 nahtlos in die Bauphase des Neubaustreckenprojektes gegangen werden. Im Jahr 2012 erfolgte die Betriebsaufnahme. Der Trassenverlauf der Zulaufstrecke Nord im Unterinntal ist das Ergebnis einer intensiven planerischen Auseinandersetzung mit den UVP-relevanten Schutzgütern und den technisch-wirtschaftlichen Erfordernissen einer Hochleistungsstrecke. Über 80% der rund 40 km langen Trasse verlaufen untertage, wobei dem „Schutzgut Wasser“ ab Planungsbeginn projektstrategische Bedeutung beigemessen wurde.

2. Hydrogeologische Voruntersuchungen – Aufbau des wasserwirtschaftlichen Beweissicherungsprogrammes

Aus hydrogeologisch-wasserwirtschaftlicher Sicht sind in diesem Zusammenhang folgende Meilensteine erwähnenswert:

- 1995: Beginn der hydrogeologischen Voruntersuchungen (Quellaufnahme) und der wasserwirtschaftlichen Beweissicherung unmittelbar im Anschluss an die Phase der wissenschaftlichen Grundlagenbearbeitung zur Geologie des Planungsraumes;
- 1996: Hydrogeologische Erkundung des gesamten Trassenbereiches unter Einschluss von Variantenuntersuchungen (Erkundungsphase 1);

- 1997: Entscheidung zum Bau von Erkundungsstollen zur Detailerkundung der geotechnisch und hydrogeologisch sensiblen Bereiche;
- 1998: Verdichtung des Messstellennetzes (im Rahmen der Erkundungsphase 2 – siehe Abbildung 1) und Intensivierung des wasserwirtschaftlichen Beweissicherungsprogrammes (Isotopenhydrologie, Teilautomatisierung) sowie Aufbau eines Systems zur teilautomatisierten Überwachung der Stollen(ab)wässer;
- 2000/2001: Sonderversuche in den Erkundungsstollen, bspw. Druckentlastungsversuche im Erkundungsstollen Brixlegg Ost;
- 2002: Beginn der Hauptbaumaßnahmen mit den bergmännischen Vortrieben und in weiterer Folge der Baulose im Grundwasser der Talflur;
- 2005: Implementierung einer „Hydrogeologischen Baubegleitung“, deren Aufgabe u.a. die bescheidgemäße Umsetzung der Nebenbestimmungen zur Wasserwirtschaftlichen Beweissicherung umfasste;
- 2012: Abschluss der Errichtungsphase und Betriebsaufnahme;

Neben den Grundwassermessstellen wurden bereits 1997 – fünf Jahre vor Baubeginn - bestehende Brunnen / Nutzungen und Oberflächengewässer im Rahmen der Beweissicherungsmessungen berücksichtigt. Die hydrologischen Messungen wurden gemäß den Vorgaben in der Planungsphase meist 4-wöchig durchgeführt. Die Probenahmen für hydrochemische und bakteriologische Untersuchungen erfolgten bei Hoch- und Niederwasser mindestens 2-mal jährlich. Im Zuge der einzelnen Baumaßnahmen gab es Verdichtungen der Messungen, welche z.T. behördlich vorgeschrieben waren (EB), z.T. jedoch seitens des Bauherrn freiwillig veranlasst wurden.

Bereits ab dem Jahr 1999 kamen vereinzelt Datensammlermesssysteme (Parameter Abstich, Grundwassertemperatur, elektr. Leitfähigkeit) in Grundwassermessstellen zum Einsatz. Ab dem Jahr 2002 wurden - mit Beginn der Hauptbaumaßnahmen - solche Datensammlermesssysteme bereits flächendeckend eingesetzt.

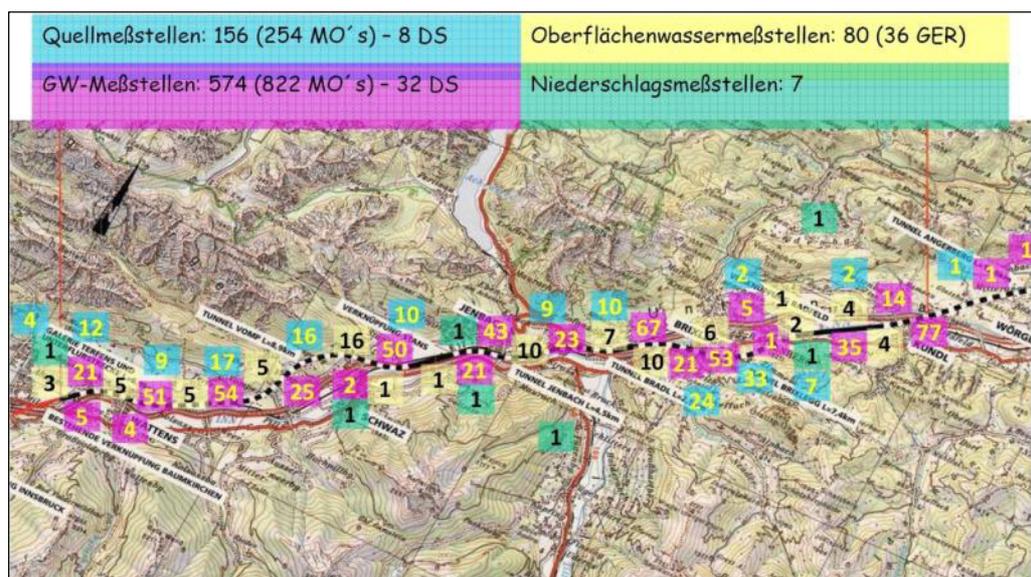


Abbildung 27: Trassen- und Messstellenübersicht des Planungsraumes (Kartengrundlage ÖK 50) (Abkürzungen: DS = Datensammler, GER = Gerinne, GW = Grundwasser, MO = MeßBort)

3. Prognose der Auswirkungen auf das Grundwasser der Talflurabschnitte

Da die Trasse der Neubaustrecke in der Talflur und in den Flankenbereichen des Inntals verläuft, waren weite Trassenabschnitte im Lockermaterial mit Grundwassereinfluss zu bewältigen. Im Rahmen der Planungsphasen UVE und EB wurden zur Quantifizierung möglicher wasserwirtschaftlicher Auswirkungen der Baumaßnahmen im Grundwasser, Untersuchungen mittels numerischer Grundwassermodelle durchgeführt. Für großräumige Betrachtungen wurden 2D Grundrissmodelle erstellt, für die Bewertung von Maßnahmen wurden Standardlastfälle berechnet und die Auswirkungen beurteilt.

Für die Bewertung der Auswirkungen des Projektes auf das Grundwasser wurden in der Genehmigungsphase UVE und EB auf semiquantitativer und quantitativer Basis folgende Kriterien herangezogen:

Tabelle 3: Grundlegende Auswirkungen Grundwasser

Auswirkung	Einstufung		Wirksam bei		
	bedeutend	unbedeutend	Bau	Betrieb	Störfall
<u>A Quantitative Auswirkungen</u>					
a1) Barrierewirkung	X		X	X	
a2) Grundwasserabsenkung	X		X		
a3) Grundwasseraufstau durch Versickerung	X			X	
a4) Grundwasseraufstau durch Einschnürungsstau im Inn	X		X		
a5) Flächenverbrauch - verminderte Grundwasserneubildung		X	X	X	
a6) Auswirkungen bedingt durch Vakuumwasserhaltung		X	X		
<u>B Qualitative Auswirkungen</u>					
b1) Auswirkungen bedingt durch Absperren und Umlenken von Grundwasserströmen durch quantitative Eingriffe	X		X	X	
b2) Auswirkungen bedingt durch Emissionen	X		X	X	X

Tabelle 4: Bewertungskriterien quantitative Auswirkungen Grundwasser

Grundwasserspiegeländerung	Auswirkung		
	gering	mittel	hoch
Bauphase			
Im Trassenbereich bei Nutzungen	< 0,5 m < 0,2 m	0,5 – 2,0 m 0,2 - 0,5 m	> 2,0 m > 0,5 m
Betriebsphase			
Im Trassenbereich bei Nutzungen	< 0,3 m < 0,1 m	0,3 – 1,0 m 0,1 - 0,3 m	> 1,0 m > 0,3 m

Tabelle 5: Bewertungskriterien qualitative Änderungen von Grundwasser

Änderung	Auswirkung
keine	keine
innerhalb natürlicher Schwankungen	gering
merkbar Änderung ohne nachteilige Wirkungen	mittel
merkbar Änderungen mit nachteiligen Wirkungen	hoch

4. Trassenführung in der Talflur des Inntales - Offene Bauweisen und Sonderbauweisen

Trassenabschnitte in Unterflurbauweise in der Talflur des Inntales waren ursprünglich in der Planungsphase UVE zumeist in „Offener Bauweise“ mit geschlossener Wasserhaltung vorgesehen. Die Auflagen hinsichtlich der zulässigen qualitativen und quantitativen Auswirkungen auf die Grundwasseraquifere wurden mit Zusatzmaßnahmen, wie Begrenzung der zulässigen Bauabschnitte in der Errichtungsphase sowie Sohl- und Firstfilterpackungen und Grundwasserdüker für den Betriebszustand nachgewiesen.

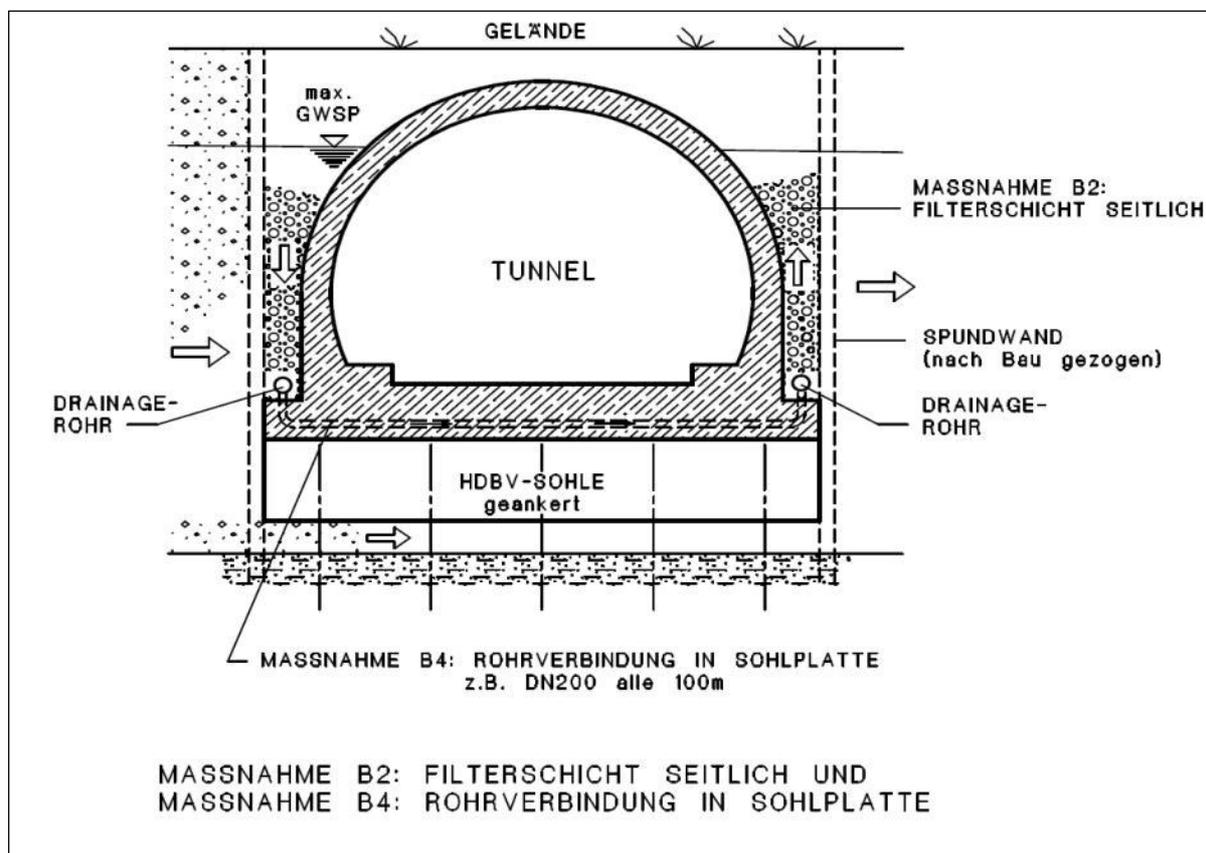


Abbildung 28: Maßnahmenbeispiel Grundwassertransfer Tunnel in offener Bauweise

In der weiteren Planung wurden „Sonderbauweisen“ entwickelt, insbesondere für die bauabwicklungstechnisch komplexen Abschnitte mit Autobahn und Eisenbahnquerungen, wie am Beispiel des Bauloses H7 Fritzens - Baumkirchen gezeigt wird.



Abbildung 29: Losübersicht und Bauweisen Los H7 Ost (Fritzens)

Der Vortrieb im Bereich der ÖBB-Unterquerung erfolgte im Schutz von DSV-Sicherungen mit Druckluftunterstützung, weitere Abschnitte wurden in Pfahl-Deckelbauweise mit Druckluftunterstützung aufgeföhren.

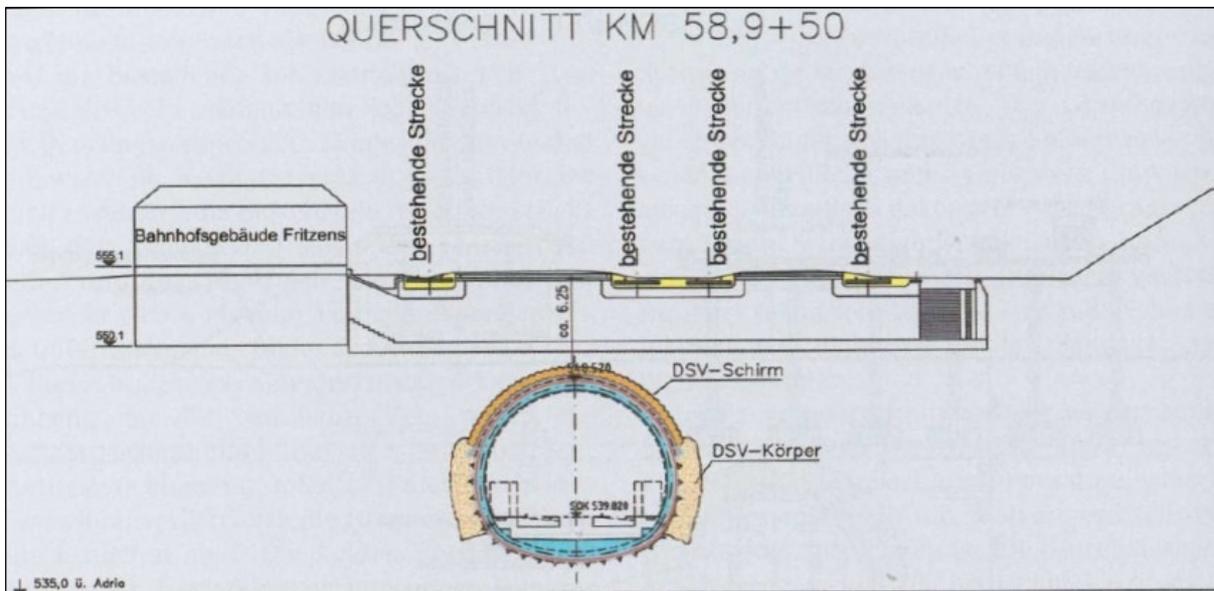


Abbildung 30: Konzept Bahnhofsquerung Fritzens in bergmännischer Sonderbauweise, Los H7 Ost

Der Kalottenvortrieb erfolgte unter einem Schirm aus überschrittenen DSV-Säulen. Der Grundwasserspiegel lag zwischen 4 m und 6 m (bei Grundwasserhochstand) über der Kalottensohle, was im Regelfall eine Druckstufe der Druckluft von 0,4 bis 0,6 bar erforderte. Der Vortrieb der Strosse

und der Sohle erfolgte nach der vollständigen Herstellung der DSV-Sicherungsmaßnahmen. Die Betonarbeiten für die Innenschale wurden ebenfalls unter Druckluft durchgeführt.



Abbildung 31: Sonderbaumaßnahme Deckelbauweise im Bereich Los H7 (Abschnitt Fritzenser Bogen, Bahnhof Fritzens)

5. Fallbeispiel - Ergebnisse zur wasserwirtschaftlichen Beweissicherung im Baulos H7 Fritzens - Baumkirchen

Grundwasser-Hochstandsphasen der Jahre 1999, 2005 und 2010 – Interaktion Inn - Grundwasser

Für den Gesamtbereich der Inntalflur bzw. alle Baulose der Hauptbaumaßnahmen wurden Grundwassergleichenpläne zum Inn-Hochwasserstand 1999 (30.05.–01.06. - Pfingsthochwasser) als maßgeblicher Berechnungswasserstand für Statik und Drainagierung sowie den Grundwasserströmungsverlauf im Hochwasserfall erstellt. Zusätzlich wurde eine Sonderauswertung des Hochwasserereignisses 2005 hinsichtlich der Fragestellung Interaktion Oberflächenabfluß – Grundwasser durchgeführt. Im Los H7 kamen auch die Hochwässer im Mai 2005 und im August 2005 zum Tragen.

Zur Beurteilung möglicher Auswirkungen der Baumaßnahme wurde ein Grundwassergleichenplan zur Hochstandsphase 2010 mit dem Grundwasserhochstand vom 28.06. – 02.07. 2010 (nach Bauende) erstellt und der Situation 1999 gegenübergestellt. Aus der durchgeführten Auswertung ergab sich, dass die gemessenen Hochwasserstände 2010 hydrologisch bedingt deutlich unter den Wasserständen des Pfingsthochwassers 1999 verblieben, die Grundwasserströmungsrichtungen jedoch weitestgehend denen der Situation vor dem Bau entsprachen.

An weiteren Ergebnissen und Erkenntnissen ist festzuhalten:

- Die der Planung zur Grunde liegenden Bemessungswasserspiegel, welche aus den Grundwasserhochständen 1999 bzw. 2001 abgeleitet wurden, liegen geringfügig über den gemessenen Grundwasserhochständen 2005 (Beginn der Bauphase).
- Die Charakteristik der Jahressgänge 2008 - 2011 liegt – mit Ausnahme temporärer Einflußnahmen in der Bauphase 2006 / 2007 - in der Bandbreite der natürlichen jährlichen Grundwasserstandsschwankungen und Grundwasserstandsdifferenzen vor Baubeginn.

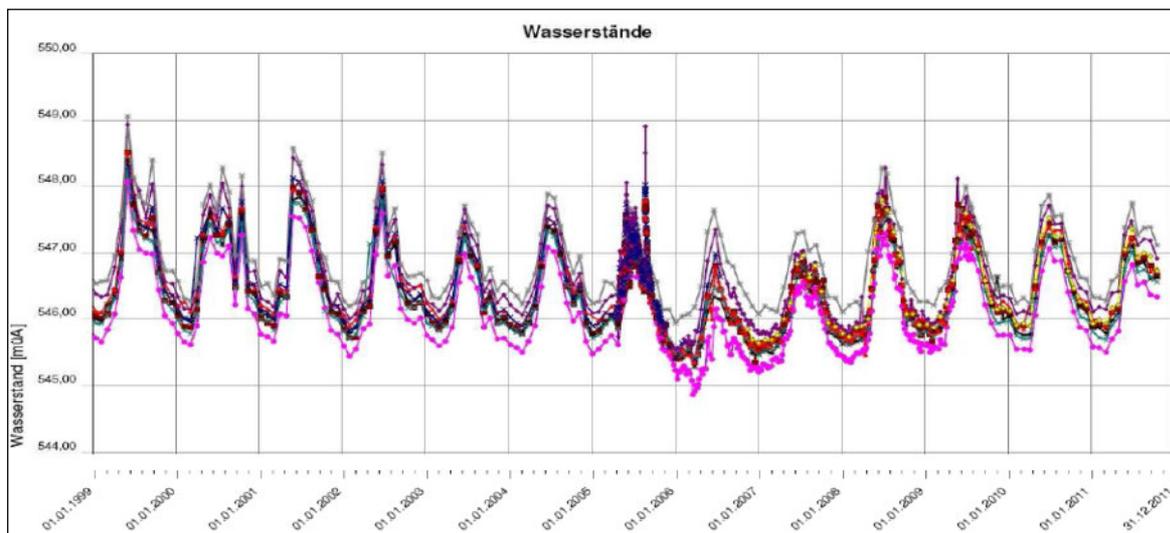


Abbildung 32: Langjährige Ganglinie Inn-naher Grundwassermessstellen im Los H7

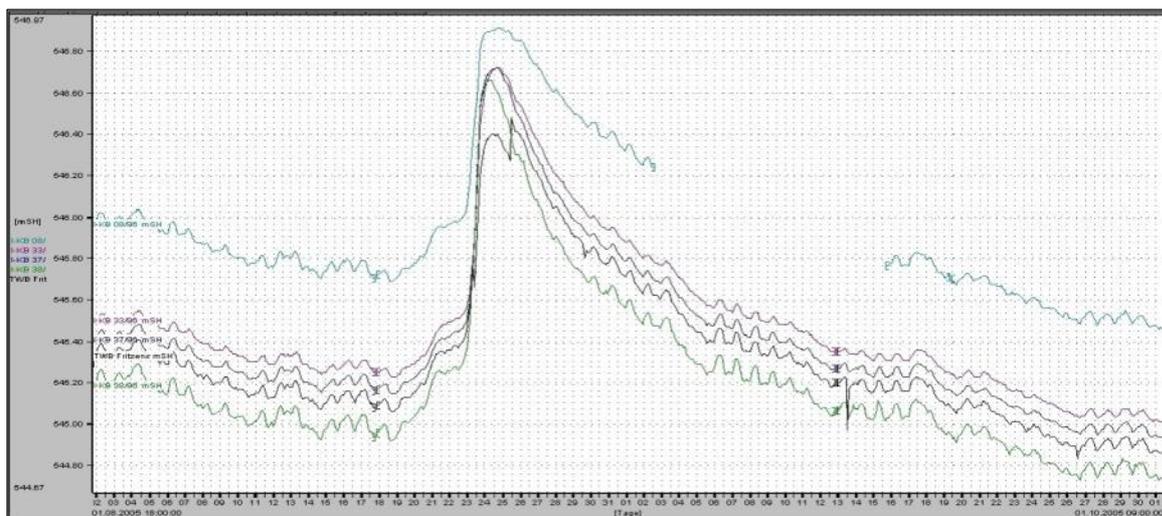


Abbildung 33: Grundwasserstandsanstieg in Folge des August - Hochwassers 2005

- Aus den vergleichenden Auswertungen des Durchlaufes der August-Hochwasserwelle 2005 bei den Innpegelmessstellen und den Grundwassermessstellen im Nahbereich ist erkennbar, dass die

betrachteten Grundwassermessstellen im Projektgebiet mit einer zeitlicher Verzögerung von 5 bis 30 Stunden ihre maximalen Wasserstände erreichten (nach Datensammleraufzeichnungen).

- In Bereichen, in welchen die Messstellen mit einer zeitlichen Verzögerung von 30 Stunden und mehr ihre Hochwasserstände erreichten, kam es auch zu einem relativ langsameren Abbau der Grundwasserhochstände.

Beurteilung der Auswirkungen der Baumaßnahme – Vergleich Niederwasserphasen Grundwasser der Jahre 2005 und 2009

Der Vergleich der Niederwasserphase 2005 vor Baubeginn und der Niederwasserphase 2009 (Bauwerk fertiggestellt, Wasserhaltungsmaßnahmen abgeschlossen, Düker nicht in Betrieb) zeigt in der Flächenauswertung keine nennenswerten Veränderungen der absoluten Grundwasserstände bzw. der Grundwasserströmungsrichtung auf Basis des Verlaufes der Grundwassergleichen. Die 2D-Darstellung zeigt, dass es zu keiner Absperrwirkung des Bauwerkes kommt. So verschieben sich die absoluten Grundwasserhöhen beidseitig normal zum Bauwerk in Grundwasserströmungsrichtung. Sowohl nördlich als auch südlich des Tunnelbauwerkes reagieren die Grundwassermessstellen parallel zu einander.

Beurteilung der Auswirkungen der Baumaßnahme – Vergleich Hochstandsphasen Grundwasser der Jahre 2004 und 2008

In der Grundwasser-Hochstandsphase 2008 zeigen sich durchwegs deutlich höhere Grundwasserstände als im Vergleichszeitraum 2004. Dies betrifft den gesamten betrachteten Bereich (NBS-km 57,185 – 62,470) und ist durch den Witterungsverlauf begründet. Daher zeigen sich auch in der Differenzauswertung Hochwasser zu Niederwasser im Vergleich der Jahre 2008 und 2009 deutlich höhere Differenzen.

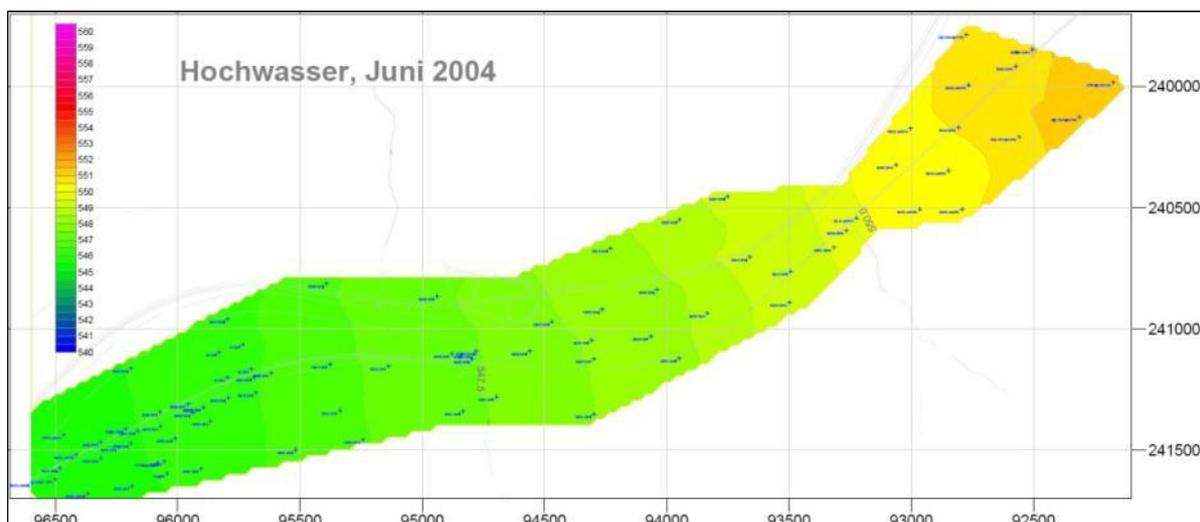


Abbildung 34: Grundwassersituation der Hochstandsphase 2004

Auch diese Auswertungen belegen, dass es zu keiner Absperrwirkung des Bauwerkes kommt und die Aquifere nördlich als auch südlich des Tunnelbauwerkes kommunizieren.

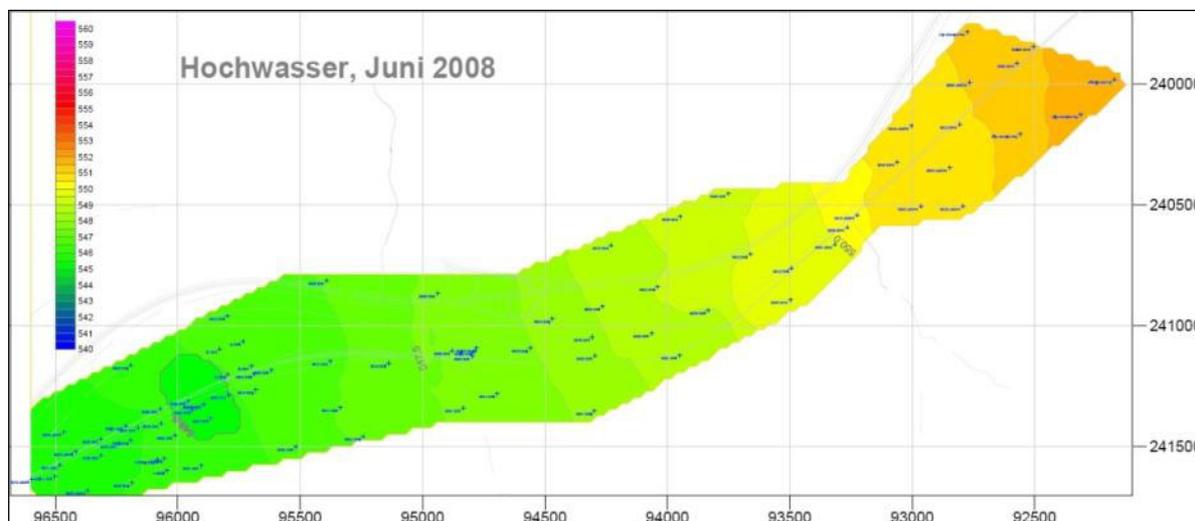


Abbildung 35: Grundwassersituation der Hochstandsphase 2008

Resümee

Aus den vorliegenden Auswertungen geht hervor, dass es durch die Baumaßnahmen zu keinen Veränderungen von Grundwasserständen oder Fließrichtungen im Vergleichszeitraum vor der Baumaßnahme 2004/2005 und nach der Baumaßnahme 2008/2009 gekommen ist, die über der natürlichen Schwankungsbreite liegen. Die Grundwasserstandsänderungen in den betrachteten Bereichen verlaufen gleichmäßig beidseitig des Bauwerkes. Die Grundwasserströmungsrichtung verläuft weiterhin Inntal-parallel.

Die Ergebnisse der Einzelauswertungen der vorliegenden Grundwasserstandsdaten im Abgleich mit den geostatistischen Raum-Zeit-Gesamtbetrachtungen lassen keine Absperrwirkung durch das Bauwerk erkennen. Die grundsätzlichen Charakteristika des örtlichen Grundwasserregimes zeigen in Relation zu den hydrologischen Rahmenbedingungen weitestgehende Konstanz.

Aufgrund der auch nach Errichtung des Bauwerkes gleichbleibenden Grundwasserströmungsrichtung, sowie des gleichmäßigen Verhaltens des gesamten betrachteten Grundwasserregimes kann davon ausgegangen werden, dass die Grundwasserverhältnisse durch das Bauwerk nicht beeinflusst wurden bzw. innerhalb des Grundwasserschwankungsbereiches verblieben. Die auf der Grundwassermodellierung basierende Prognose der Auswirkungen der Baumaßnahme wurde damit bestätigt.

6. Generelle Schlussfolgerungen

Ausgehend von der Erhebung des Ist-Zustandes Grundwasser für die Einreichplanung (UVE, EB) und unter Berücksichtigung der Ergebnisse der numerischen Grundwassermodelle hat die Bauausführung gezeigt, dass die Prognosen mit den gewählten Maßnahmen eingehalten werden konnten. Trotz der umfangreichen Baumaßnahmen im Grundwasserbereich zeigen die langjährigen Mess- und Datenreihen keine nennenswerten Auswirkungen auf die Grundwassersituation in quantitativer und qualitativer Hinsicht.

Mit dem Projekt „Eisenbahnachse Brenner / Teilprojekt Zulaufstrecke Nord (Unterinntal)“ wurden Meilensteine in der hydrogeologischen Vorerkundung, der wasserwirtschaftlichen Beweissicherung als auch der Maßnahmenplanung zum Schutz des Grundwasser gesetzt. Diese Feststellung bezieht sich nicht nur auf die hohe Messstellendichte, oder die Dauer der Vorlaufphase der wasserwirtschaftlichen Beweissicherung, sondern vor allem auch auf methodische Ansprüche, die zwischenzeitlich Standard geworden sind. Dazu zählen beispielsweise:

- Der flächige Einsatz von Datensammlermesssystemen – teilweise mit Fernübertragung – für das Grundwassermonitoring, insbesondere in der Bauphase, als auch die routinemäßige Anwendung isotopenanalytischer Untersuchungen für wasserwirtschaftliche Beweissicherungsfragen;
- Der Einsatz wasserrechtlicher geologischer Bauaufsichten als verlängerter Arm der Behörde einerseits, mit dem Ziel, eine umfassende Erfüllung der Nebenbestimmungen der Bescheide sicherzustellen;
- Der Einsatz eines baubegleitenden Hydrogeologen seitens des Projektwerbers andererseits, mit dem Ziel, in vorausblickender Weise die wasserwirtschaftliche Beweissicherung optimal an das Baugeschehen anzupassen, die Eigenüberwachung zu koordinieren und die Ergebnisse auszuwerten und zu interpretieren;

Letztlich ist es gelungen mit innovativen technischen Lösungen eines der anspruchsvollsten Infrastrukturprojekte im inneralpinen Raum, trotz intensiver Berührungspunkte mit dem Schutzgut Wasser, so umweltverträglich umzusetzen, dass mit Ausnahme temporärer Auswirkungen in der Bauphase, langfristige Auswirkungen auf den Grundwasserkörper des Inntales weitestgehend vermieden werden konnten.

Literatur

Berichte

Poscher, G., Massimo, I. (2011): Baubegleitende Hydrogeologie, Schlussbericht Los H7

Umweltverträglichkeitserklärung Ausbau Unterinntal: Kundl/Radfeld – Baumkirchen; BEG, Juli 1997

Fachbericht W1 Geologie des Planungsraums

Fachbericht W2 Baugeologie - Bodenerkundung

Fachbericht W3 Hydrogeologie der Talflur

Donnerstag 17. Oktober 2013

16:00-16:30

Kleine Projekte – kleine Budgets – Erkundungsdefizite – große Probleme?

Peter Sommer¹, Gerhard Poscher¹

¹geo.zt gmbh, poscher beratende geologen, Saline 17, 6060 Hall in Tirol, www.geo-zt.at

Kurzfassung

Bei kleinen Projekten und kleinen Projektbudgets kann nicht in jedem Fall ein Projekt- und Planungsmanagement vorausgesetzt werden, das die Anliegen der frühzeitigen geologischen Bearbeitung und Baugrunderkundung in vorausschauender und normkonformer Weise beachtet. Der Behörde – so sie Sachverständige beizieht – bzw. den geologischen Sachverständigen im Verfahren kommt eine hohe Verantwortung zu, diese Defizite zu erkennen und darauf mit Nebenbestimmungen zu reagieren. Die Einsetzung einer geologischen oder einer geologisch-geotechnischen Bauaufsicht bietet eine gute Plattform, die Projektabwicklung und Bauumsetzung im Sinne des Bescheides und der Nebenbestimmungen nicht nur fachkundig und dokumentierend zu begleiten, sondern auch lenkend einzugreifen. Andernfalls können auch bei kleinen Bauvorhaben große Probleme vorprogrammiert sein.

Abstract

For small projects with tight budget it is not common to have a project-management that respects the concerns of early geological site investigation in a predictive and a standard-compliant way. The authority – if experts are requested – respectively the geological experts in a procedure have the responsibility to recognize these deficits and react on it by auxiliary conditions. The appointment of a geological or a geological–geotechnical supervision provides a platform for project handling and construction within the meaning of the ruling. Furthermore it is important to accompany not only knowledgeable and documenting – it is also necessary to intervene, if needed. Otherwise, serious problems for small construction projects may be predictable.

1. Einleitung

Im Planungsprozess von großen Wasserkraft- bzw. Infrastrukturprojekten wird der geologisch-ingenieurgeologischen Erkundung traditionell ein hoher Stellenwert zugeschrieben. Zumeist handelt es sich um mehrere Erkundungsstaffeln – wir sprechen von der projektphasenbezogenen Erkundungstiefe – die sich methodisch differenziert angelegt von der Variantenuntersuchung, über die Einreichprojekte bis in die Ausführungsphase erstrecken. Dem Auftraggeber sind das Potential gegen bedingter Risiken und daraus resultierenden Folgen hinsichtlich Baugrundrisiko, Vertragsrisiko und unerwartetem Kostenverlauf in der Regel zumindest dem Grunde nach bekannt. Bei der Entwicklung von Kleinprojekten ist dieses Bewußtsein nicht in diesem Maße ausgeprägt. Dies mag mannigfache Ursachen haben. Schlanke Planungsbudgets, die Baugrunderkundungsmaßnahmen ursprünglich gar nicht berücksichtigen, verbunden mit Auftraggebern und Planern auf kommunaler, genossenschaftlicher oder privater Ebene, wo ein

Verständnis für Investitionen in die Planungs- und Ausführungssicherheit aus dem Titel „Baugrund und Wasser“ erst wachsen muss.

Die Beurteilung, ob und welche Erkundungsmaßnahmen für ein Projekt erforderlich sind, erfordert eine vorlaufende geologisch-ingenieurgeologische Bearbeitung mit Befunderhebung vor Ort. In bestehenden Normen und Richtlinien, welche für den Erkundungsumfang an Projekten und deren Umsetzung relevant sind (Auszugshalber zu erwähnen sind: ÖNORM EN 1997-1, ÖNORM EN 1997-2 und ÖNORM B 4402), wird kein Unterschied hinsichtlich der Größe von Projekten gemacht. Laut Geostandardisierung (Tiroler Landesgeologie) wird auch bei Kleinprojekten ein fachlich begründetes Erkundungskonzept empfohlen. Darin sollen Fragestellungen, Ziele und Methoden behandelt werden. Nach der ÖNORM EN 1997-1 und 2 erfolgt eine Kategorisierung der geplanten Bauwerke - mit dem Hinweis -, wann Routineverfahren für die Feld- Laborversuche sowie die Bemessung und Ausführung anzuwenden sind.

Für den Fachbereich Geologie beginnt die Planung im Idealfall mit der Machbarkeitsstudie bzw. der Einreichplanung (Abbildung 36). Nach Geländebegehung und Erhebung von Bestandsdaten erfolgt eine Auseinandersetzung mit dem Projektraum und einer festzulegenden Erkundungsstrategie.

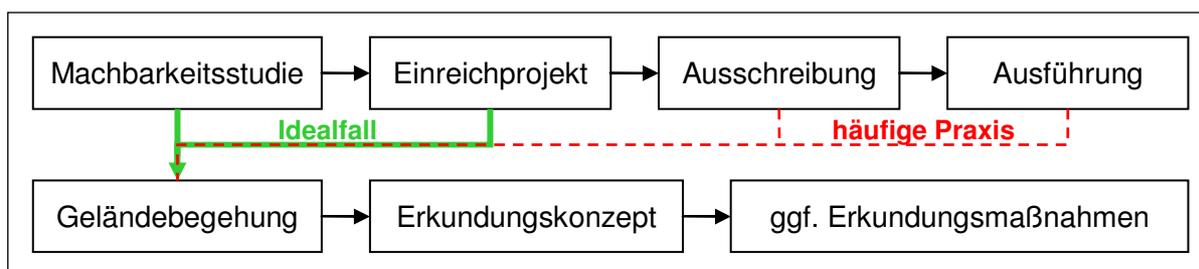


Abbildung 36: Projekttablauf mit idealer geologischer Bearbeitung

Gar nicht so selten wird bei Kleinprojekten der Fachbereich Geologie-Ingenieurgeologie in der Praxis erst in der Projektphase Ausschreibungs- oder Ausführungsplanung mit baugrundrelevanten Problemstellungen konfrontiert. Dies ist dann der Fall, wenn die Behörde in vorausschauender Weise die Rückfallebene einer geologischen Bauaufsicht im Bewilligungsbescheid verankert, oder wenn im fortgeschrittenen Planungsprozess (Ausschreibungsplanung) oder während der Bauausführung Probleme auftreten.

Durch diesen späten Einstieg in den Planungsprozess können geologische Fragestellungen auftreten, welche bislang in der Projektentwicklung nicht berücksichtigt wurden. Die Folge sind Mehrkosten und Bauzeitverzögerungen. Anhand von kleineren Projektbeispielen werden gestörte Projektabläufe mit folgender Charakteristik dargestellt.

- Fallbeispiel Kleinwasserkraftanlage: Mangelhafte Berücksichtigung ingenieurgeologischer Fragestellungen in der initialen Projektphase führt zu einer optimistischen Beurteilung der Projektkosten und Wirtschaftlichkeit des Projektes.
- Fallbeispiel Erweiterung einer Wasserkraftanlage: Die Rückfallebene „geologische Bauaufsicht“ wird wirksam, Auswirkungen aus Bauzeit und Baukosten sind die Folge.

- Fallbeispiel Hochbehälter: Die Rückfallebene „geologische Bauaufsicht“ wird nicht wirksam. Diese wird vom Auftraggeber abberufen, die Maßnahmen werden nicht umgesetzt.

2. Kleinwasserkraftanlage am Stamserbach - Oberstufe

Ausgangssituation / Projektbeschreibung

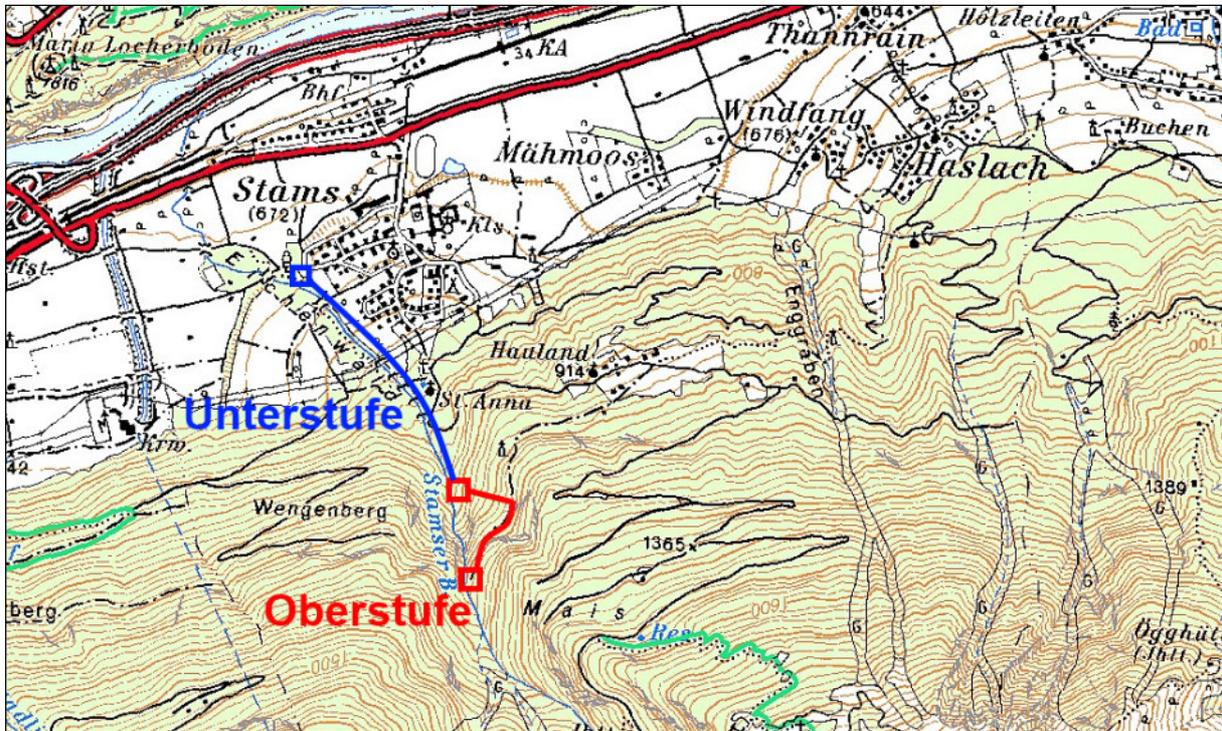


Abbildung 37: Übersichtsplan - bestehende Unterstufe mit geplanter Oberstufe Stams (ÖK 50)

Aufgrund der Verlängerung des Ökostromgesetzes wurde in Stams, oberhalb eines bestehenden Kleinwasserkraftwerks, eine Oberstufe geplant (Abbildung 37). Das Unterwasser der Oberstufe wird direkt in den Entsander der Unterstufe geleitet. Die Druckrohrleitung der Oberstufe führt zuerst von der Wasserfassung entlang eines erhaltungsaufwändigen Weges. Die Verbindung zum Krafthaus erfolgt über einen Steilabstieg. Das Gelände ist felsdurchsetzt und durch Grate und Geländekanten geprägt. Aufgrund der großteils aufgelockerten (tiefgründig entfestigt) Gneise und Glimmerschiefer und einer weitgehend übersteilten Hangflanke ist neben witterungsbedingtem lokalem Kleinrutschungspotential ein erhebliches Steinschlag- und Blocksturzsrisiko gegeben (Abbildung 38).



Abbildung 38: Durch Sturzereignisse beschädigte Steinschlagnetze

Problemstellung

Die Phasen der Machbarkeitsstudie und Einreichplanung des Projektes wurden durch ein geologisches Beratungsmandat begleitet. Den Hinweisen auf die gegebene Naturgefahrensituation und deren Auswirkung auf Bau- und Betriebsphase wurden am Beginn der Planung – insb. hinsichtlich des Kostenverlaufes - nicht Rechnung getragen. Mit dem Wechsel des Projektanten der Anlage, konnte zumindest ein Verständnis für die maßgeblichen geologischen Risikofaktoren gefunden werden.

Maßnahmen

Bereits für die sichere Abwicklung der Bauphase waren gemäß Einreichprojekt erhebliche Mittel in Steinschlagsicherungsmaßnahmen zu tätigen. Mit dem Bescheid konnte durch eine Reihe von Nebenbestimmungen für den weiteren Projektverlauf ein entsprechender Bearbeitungstiefgang durchgesetzt werden:

- Geologische Detailkartierung der Einhänge (Abbildung 39)
- Einschätzung der Steinschlag- und Blocksturzsituation
- Beurteilung des Steilabstieges

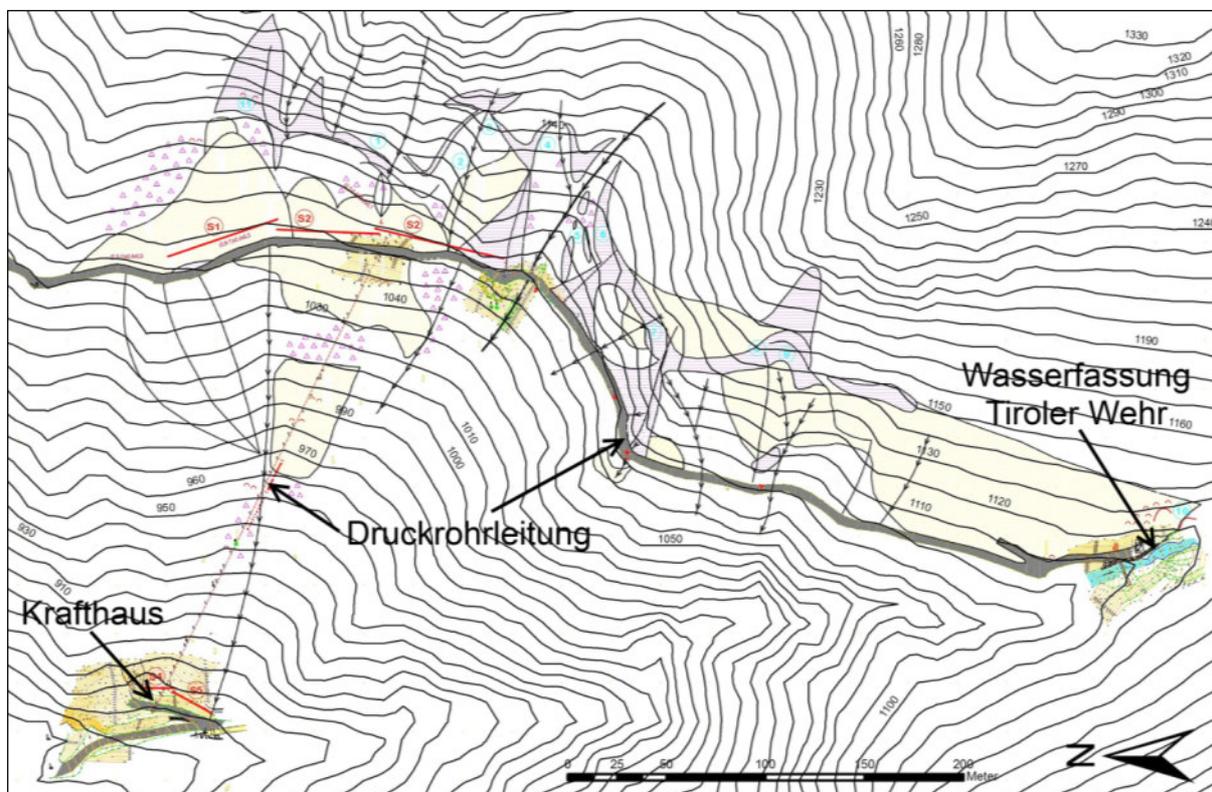


Abbildung 39: Detailkartierung Naturgefahren

Lehren / Schlussfolgerungen

Die Auswirkungen auf die Trassenführung und vor allem die Kostenrelevanz der zu setzenden Maßnahmen zufolge geogener Risiken für Bau und Betrieb der Anlage wurden in einer relativ späten Phase der Projektierung realisiert. Diesen Erfordernissen konnte zwar noch rechtzeitig in der

Ausschreibungsplanung und Bauausführung Rechnung getragen werden, aber als Konsequenz erfolgten umfangreiche Hang- und Steinschlagsicherungsmaßnahmen mit einem fortlaufenden geologisch - geodätischem Monitoringprogramm. Der Betrieb der Anlage erfordert jährlich erhebliche Zusatzkosten zufolge der Erhaltungsmaßnahmen im Trassenbereich.

Mit verantwortlich dafür sind – projektübergreifend betrachtet - durch die seinerzeitige Ökostromförderung verursachte Planungsabläufe mit hohem Termindruck in der Einreichplanung, wodurch wesentliche Anliegen der Planung in spätere Projektphasen gedrängt wurden.

3. Erweiterung einer Wasserkraftanlage am Vomperbach

Ausgangssituation / Projektbeschreibung

Am bestehenden Krafthaus Vomperbach wurde aufgrund von mechanischen und elektrischen Erfordernissen ein neues Krafthaus geplant. Der Neubau sollte oberstromig direkt an den Bestand (Abbildung 40) anschließen und im setzungsunempfindlichen Hauptdolomit gegründet werden. Der Hanganschnitt wurde als 80° steile Felsböschung geplant.

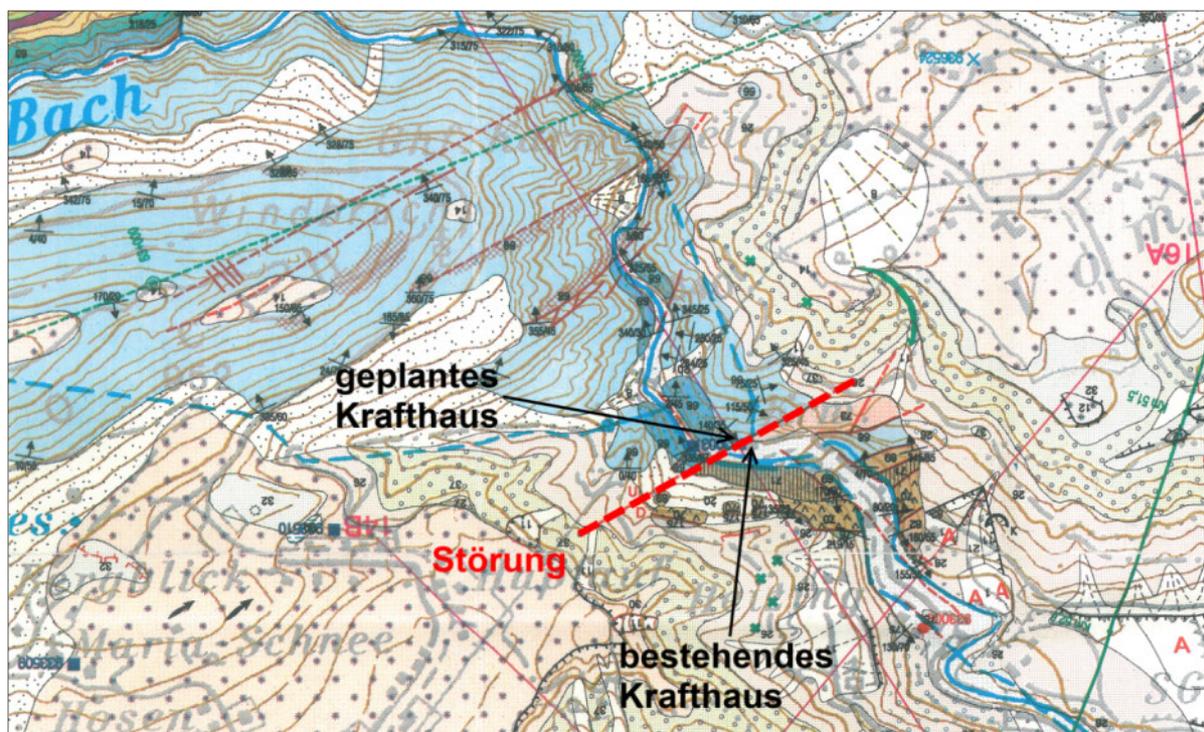


Abbildung 40: Bestehende geologische Karte im Projektraum (BEG)

Problemstellung

Im Bewilligungsbescheid wurde durch den ASV für Geologie in Kenntnis der anspruchsvollen geologischen Randbedingungen des Vorhabens eine Baubegleitung durch eine geologische Bauaufsicht gefordert, die bereits beim ersten Baustellenbesuch vor Baubeginn der Planungsprämisse „Felsanschnitt“ kritisch begegnete. Tatsächlich wurde entgegen den ursprünglichen Erwartungen, oberflächennahe kein Festgestein angetroffen. Anstehend angetroffen wurde ein blockführendes, locker gelagertes Material mit guter Verzahnungskohäsion. Bei den Erdarbeiten bzw. einem Hanganschnitt von ca. 4 m wurden im Oberhang (Lockermaterial) Setzungen/Entlastungserscheinungen festgestellt. Neben dem – bereits aus dem Ortsbefund

abzuleitenden mächtigen Auftreten von Lockermaterial, weist das Projektgebiet eine komplexe Festgesteinsgeologie auf, die sich auch aus dem Bestandskartenwerk erschließt. Der Grund liegt in einer Serie von inntalparallelen Störungen (NE-SW streichend), wodurch die es zur Ausbildung einer mehrere 100 Meter breiten Schuppenzone gekommen ist (Abbildung 40). Dabei wurden Wettersteinkalk, Raibler Schichten und Hauptdolomit teilweise ineinander verschuppt und die stratigraphische Abfolge gestört. Der unmittelbare Baustellenbereich zeigt dunkelgraue bis schwarze Tonschiefer mit Dolomitschollen und Dolomitkataklastite.

Maßnahmen

Die Aushubarbeiten wurden aufgrund von Setzungen im Oberhang eingestellt und der Anschnitt gesichert. Neben Geländebegehungen, wurden vier Kern- und zwei Schlagbohrungen abgeteuft. Dadurch konnte der Untergrundaufbau bzw. die Felslinie erkundet werden. Die Erkundungsmaßnahmen ergaben eine deutlich höhere Lockergesteinsüberlagerung als der Planung zugrunde gelegt wurde. Statt dem erwarteten kompetenten Hauptdolomit, liegt die Sohle der Baugrube in einer Wechsellagerung von Tonschiefern mit Hauptdolomitschollen und Lockergestein (Abbildung 41), was eine Umplanung während des Baus verursachte. Zusätzlich wurde ein geodätisches Überwachungsprogramm für Hangflanke und Abtragsböschung implementiert.

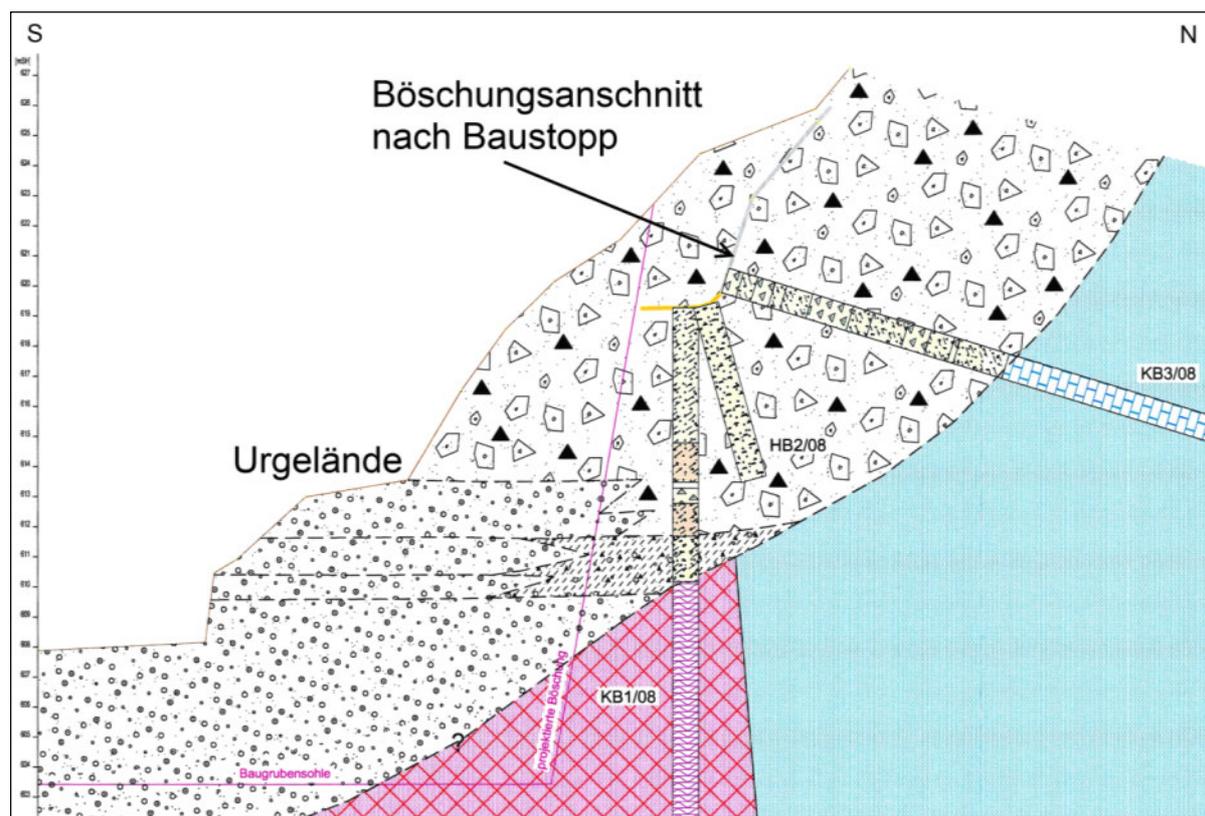


Abbildung 41: Geologisches Profil mit Erkundung und Böschungsanschnitt

Lehren / Schlussfolgerungen

Aufgrund des deutlich geänderten Untergrundaufbaus, musste das Baugrubenkonzept und das Gründungskonzept des Krafthauses an die angetroffenen geologischen Gegebenheiten angepasst werden. Anstatt einer Felsböschung wurde eine im Fels rückversicherte Nagelwand erstellt (Abbildung

42). Die fehlende geologische Begleitung in der Planungsphase Einreichprojekt wurde im Ausführungsprojekt nachgeholt, die geologische Bauaufsicht wurde in die Planerrolle gerückt. Neben einer verlängerten Bauzeit waren die Mehrkosten aus dem gestörten Projektablauf relativ gering, als es sich um „Sowieso-Kosten“ handelte.

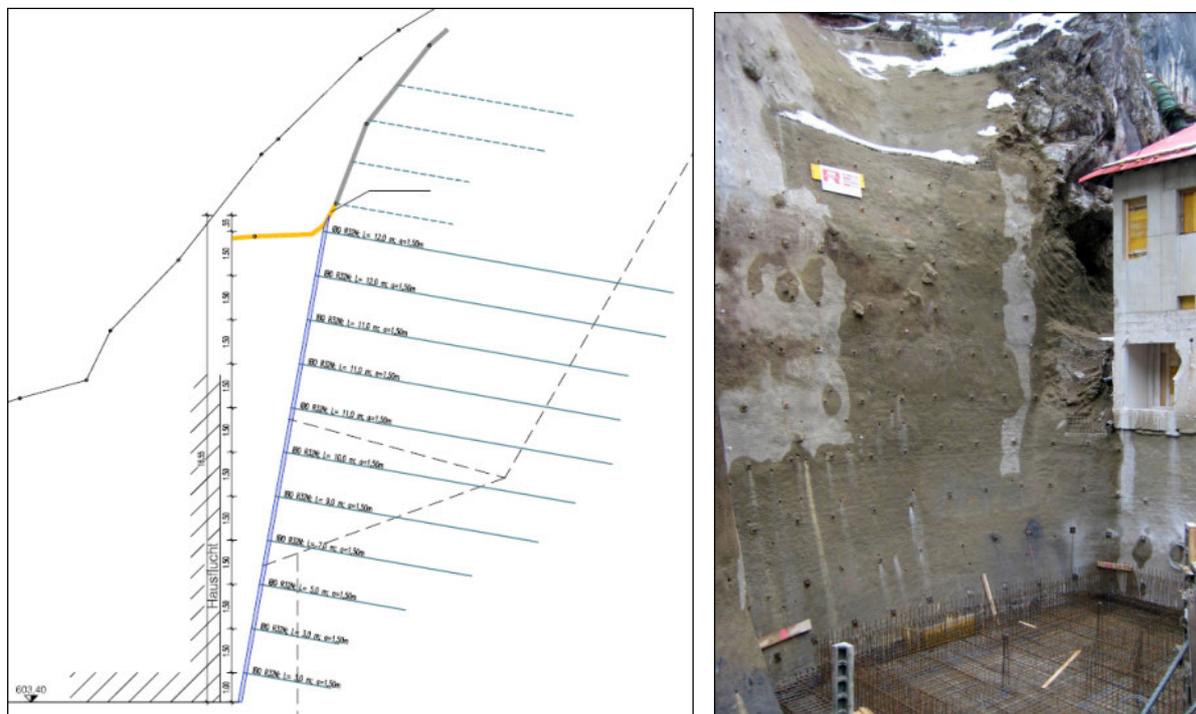


Abbildung 42: Umgeplante und ausgeführte Nagelwand bergseitig des Krafthaus

4. Hochbehälter Dölsach

Ausgangssituation / Projektbeschreibung

Um die Trinkwasserversorgung im Gemeindegebiet zu gewährleisten, wurde knapp unterhalb der Bestandsanlage ein neuer Hochbehälter in Silobauweise geplant. Der Neubau wurde zwischen zwei Felsrippen situiert (Abbildung 43). Es war mit einem beträchtlichen Hanganschnitt des steil bis übersteilten Einhangs im Lockermaterial zu rechnen.

Problemstellung

Im Zuge der Erfüllung von Nebenbestimmungen des Bewilligungsbescheides zum Bau der Anlage wurde eine geologische Bauaufsicht bestellt. Der auferlegte Umfang an Aufgaben umfasste auszugsweise:

- Dokumentation und Betreuung der Erd- und Felsbauarbeiten
- Fachliche Bearbeitung zu Stütz- und Sicherungsmaßnahmen von Böschungen
- Evaluierung von Sicherheitsnetzen für die Bauphase

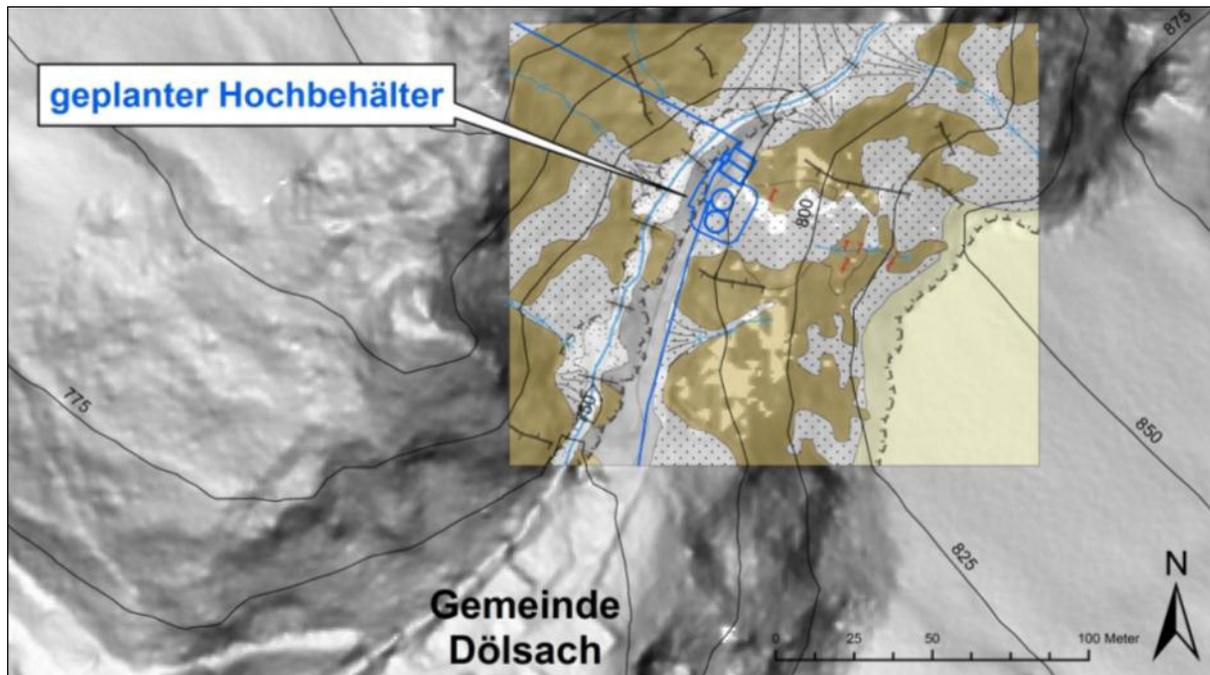


Abbildung 43: Projektgebiet mit geplantem Hochbehälter (Kartengrundlage: TIRIS)

Zur Ermittlung der Lockergesteinsüberlagerung wurden im Bereich des Bauwerks zwei Baggerschürfe ausgeführt. An beiden Schürfen (Teufe ca. 4m) wurde die Festgesteinsoberfläche nicht erreicht.

Maßnahmen

Aufgrund der Erkundung musste – entgegen der ursprünglichen Annahme einer Felsböschung - von einem Hanganschnitt im Lockermaterial mit einzelnen großen Blöcken ausgegangen werden.

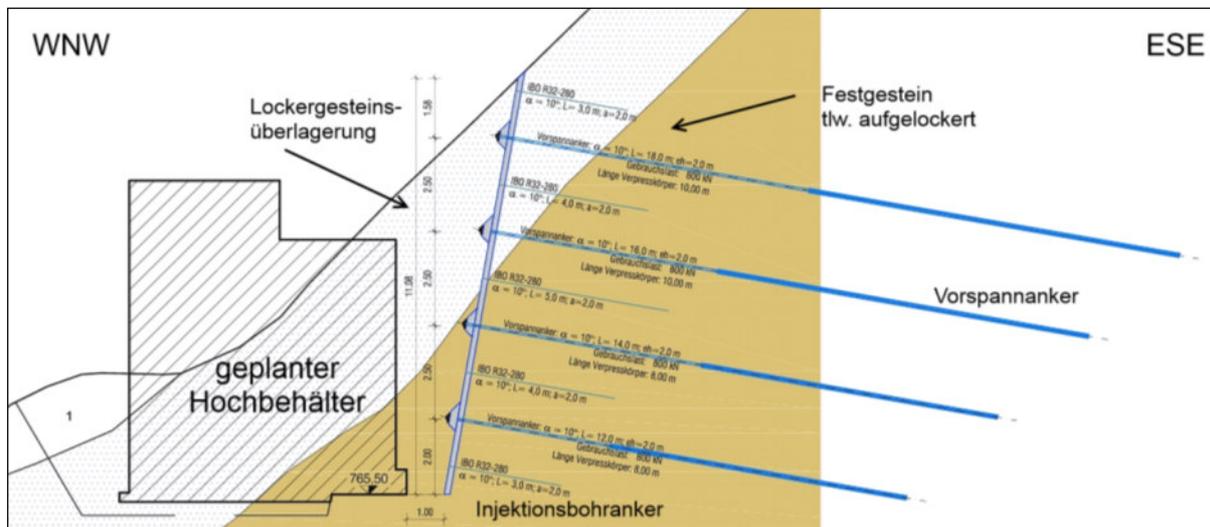


Abbildung 44: geplanter Hochbehälter mit Baugrubensicherung (Ausschreibungsprojekt)

Die Baugrubensicherung wurde mit Standsicherheitsnachweis als Nagelwand mit Injektionsbohranker und Vorspannanker (Einbindung im Fels) dimensioniert (Abbildung 44). Zur Evaluierung des Oberhangs wurde eine geologische Detailkartierung, mit dem Ergebnis einer potentiellen Steinschlaggefährdung durchgeführt, die insb. für die Bauphase schlagend wurde. Zur Bemessung

der Steinschlagschutznetze erfolgte eine Steinschlagsimulation. Aufgrund der Detailplanung mit der Konsequenz einer adaptierten Baugruben- und Steinschlagsicherung wurde der Bauherr mit Mehrkosten konfrontiert. Aus geologischer Sicht wurde eine Optimierung des Standortes befürwortet.

Lehren / Schlussfolgerungen

Im Zuge der Einholung der Angebote wurde seitens eines Bieters eine kostengünstigere Baugrubensicherung und Steinschlagsicherung angeboten. Die Baugrubensicherung sollte lediglich mittels Injektionsbohrankern durchgeführt werden.

Seitens des Auftraggebers wurde - wie sich später herausstellte - die Alternative beauftragt. Der Planer wurde temporär für die Phase der Ausführung der Baugrube und der Steinschlagsicherungsmaßnahmen abberufen. Die geologische Bauaufsicht wurde über den Baubeginn nicht informiert und legte ihr Mandat nach Ortsaugenschein der bereits ausgeführten Maßnahme und Baugrubensicherung zurück. Die Steinschlagsicherung erfolgte mittels Drahtgeflecht, welches an Bäumen und einzelnen Ankerstangen befestigt wurde (Abbildung 45).



Abbildung 45: Fertiggestellte Baugrube mit geänderter Baugrubensicherung

5. Schlussfolgerungen

Die angeführten Beispiele zeigen, dass bei kleineren Projekten und kleinen Projektbudgets nicht in jedem Fall ein Projekt- und Planungsmanagement vorausgesetzt werden kann, das die Anliegen der frühzeitigen geologischen Bearbeitung und Baugrunderkundung in vorausschauender und normkonformer Weise beachtet. Erkundungsdefizite und Defizite in der geologischen Beurteilung können zur Folge haben, dass von der Einreichplanung bis zur Baumsetzung Mängel auftreten, die von der Nichtbewilligungsfähigkeit bis zur Nichtausführbarkeit reichen können. Der Behörde – so sie Sachverständige beizieht – bzw. den geologischen Sachverständigen im Verfahren kommt eine hohe Verantwortung zu, diese Defizite zu erkennen und darauf mit Nebenbestimmungen zu reagieren.

Die persönlichen Erfahrungen zeigen, dass die Einsetzung einer geologischen oder einer geologisch-geotechnischen Bauaufsicht eine gute Plattform bieten kann, die Projektabwicklung und

Baumsetzung im Sinne des Bescheides und der Nebenbestimmungen nicht nur fachkundig und dokumentierend zu begleiten, sondern auch lenkend einzugreifen. Ideal ist es, wenn die geologische Bauaufsicht bereits vor Baubeginn in der Phase Ausschreibungs- bzw. Ausführungsplanung „aufgeleitet“ wird bzw. diese Unterlagen der Behörde bzw. der Bauaufsicht vor Baubeginn vorzulegen sind (Fallbeispiel Kleinwasserkraftanlage Stamserbach). In jedem Fall muss im Sinne einer konstruktiven Abwicklung schwieriger und unerwarteter Bauverläufe die Akzeptanz der geologischen Bauaufsicht vorausgesetzt werden (Fallbeispiel Kraftwerksanlage Vomperbach), andernfalls sind auch bei kleinen Bauvorhaben große Probleme vorprogrammiert (Fallbeispiel Hochbehälter Dölsach).

Donnerstag 17. Oktober 2013

16:30-17:00

Ingenieurgeologische und hydrogeologische Aspekte von Speicherstandorten an den Beispielen Speicher Platzertal und Wasserfassung Gurgl

Zanon Raphael¹, Perzmaier Sebastian², Gerhard Poscher¹, Pergner Lukas¹, Holzmann Michael²,
Neuner Johann²

¹geo.zt gmbh, poscher beratende geologen, Saline 17, 6060 Hall in Tirol

²TIWAG – Tiroler Wasserkraft AG, Eduard Wallnöfer Platz 2, 6020 Innsbruck

Abstract

As part of the planned expansion of TIWAG's HPP Kaunertal, several dam sites were analysed regarding their geological suitability. The investigated dam locations do not only include a rockfill dam site for the planned upper stage but also smaller sized arch dams for the proposed water intakes in the Ötztal. Based on the geological site conditions of the Platzertal reservoir and the water intake structure Gurgl with an arch dam, differences and similarities concerning aspects of engineering geology are described comparatively. Both, the main engineering geological focuses as well as the different site investigations are explained with respect to the different dam types.

Zusammenfassung

Im Rahmen des TIWAG Projektes Ausbau Kraftwerk Kaunertal wurden verschiedene Speicherstandorte ingenieurgeologisch untersucht. Zu den untersuchten Standorten gehört neben dem Speicher Platzertal mit einem hohen Schüttdamm auch zwei Standorte für kleinere Betonsperren, welche Bestandteil von zwei großen Wasserfassungen im Ötztal sind. In folgendem Beitrag sollen Unterschiede und Ähnlichkeiten der ingenieurgeologischen Fragestellungen, der angewendeten Erkundungsmethoden und der entwickelten ingenieurgeologischen Modelle in Bezug auf den Sperrtyp an den Beispielen Speicher Platzertal (Staudamm mit Asphaltbetoninnendichtung) und Wasserfassung Gurgler Ache (Betonsperre, Gewölbemauer) aufgezeigt werden.

Projektübersicht

Die TIWAG – Tiroler Wasserkraft AG verfolgt mit ihrem Projekt Ausbau Kraftwerk Kaunertal den Plan, das bestehende Kraftwerk Kaunertal (370 MW, 660 GWh/a) zu einer Kraftwerksgruppe auszubauen. Wesentliche Bestandteile dieses Projektes sind ein neuer Überleitungsstollen in den bestehenden Speicher Gepatsch mit Wasserfassungen im hinteren Ötztal, ein neues Unterstufenkraftwerk Prutz 2 (500 MW) sowie der Zubau einer Oberstufe mit neuem Oberstufenspeicher und dem Pumpspeicherkraftwerk Versetz (400 MW). Die im bestehenden Kraftwerk Kaunertal nutzbare Jahreswasserfracht von 320 Mio. m³ soll durch den Zubau um 297 Mio. m³ erhöht werden (siehe **Abbildung 46**). Dadurch kann die Jahreserzeugung um rund 620 GWh/a gesteigert und somit fast verdoppelt werden. Hinzu kommt die Möglichkeit die Oberstufe im Pump-Wälzbetrieb bewirtschaften zu können.

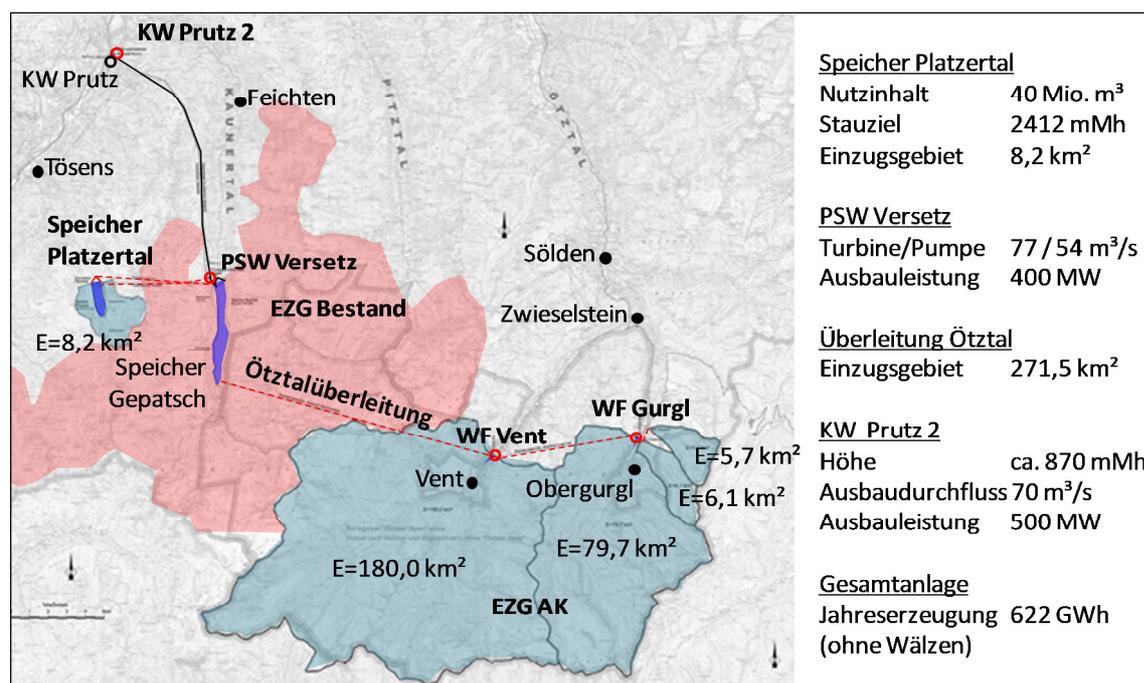


Abbildung 46 Ausbau Kraftwerk Kaunertal, Projektübersicht

Aus Sicht des Talsperrenbaus sind neben geringfügigen Änderungen der Bewirtschaftung des Speichers Gepatsch die Errichtung des Oberstufenspeichers Platzertal sowie die Konzeption der Wasserfassungen Vent und Gurgl im hinteren Ötztal bedeutsam.

Der Wahl des geeigneten Standortes im Platzertal für den Oberstufenspeicher ist eine intensive, mehrjährige Alternativenprüfung vorausgegangen, welche neben anderen vor allem durch ingenieurgeologische Aspekte maßgeblich beeinflusst wurde (Perzlmair et al., 2012). Die Vorgaben für den Standort des Oberstufenspeichers waren eine Situierung unterhalb der Gletscherregion und möglichst in unmittelbarer Nähe zum Speicher Gepatsch, gegenüber dem der Höhenunterschied jedoch möglichst groß sein sollte. Für die Jahresumlagerung der zusätzlichen Wasserfrachten, für die sichere Speicherung übergeleiteter Hochwässer sowie für die Bewirtschaftung der Oberstufe im Pumpwälzbetrieb ist dabei ein ausreichend großes Speichervolumen von Nöten. Der Speicher Platzertal hat ein bewirtschaftbares Speichervolumen von rund 40 Mio. m³. Das Absperrbauwerk wurde als Staudamm mit Asphaltbetoninnendichtung, einem Schüttvolumen von ca. 8 Mio. m³ und einer maximalen Höhe über Urgelände von 119 m entworfen.

Die Konzeption der beiden Wasserfassungen in Vent und Gurgl wurde maßgeblich von der Notwendigkeit geprägt, auch im Hochwasserfall bei erheblichem Sedimenttransport die Ausbaumassmengen verlässlich überleiten zu können und somit eine hochwasserreduzierende Wirkung in der Unterliegerstrecke sicher zu stellen. Anstelle des klassischen Tiroler Wehrs wurden für die beiden Standorte deshalb Wasserfassungen mit Seiteneinlauf und eigenen kleinen Stauräumen von jeweils rund 70.000 m³ gewählt. Diese Volumina sind ausreichend groß, um Sedimentablagerungen auch während extremer Hochwasserereignisse ohne Beeinträchtigung des Wassereinzuges aufzufangen und diese dann mit abklingender Hochwasserwelle wieder aus den Stauräumen zu spülen. Für beide Wasserfassungen konnten geeignete Sperrenstellen in

Schluchtstrecken gefunden werden, weshalb die Absperrbauwerke als Bogen- bzw. Gewölbemauern konzipiert werden konnten.

Der Einreichung des Projektes Ausbau Kraftwerk Kaunertal zur Umweltverträglichkeitsprüfung durch die Behörde Mitte 2012 sind mehrjährige technische Entwicklungen der diversen Anlagenteile vorausgegangen. In Bezug auf die Speicherstandorte war insbesondere die ingenieurgeologische Befassung mit den dazugehörigen umfangreich durchgeführten Erkundungsprogrammen von großer Wichtigkeit. Die unterschiedlichen ingenieurgeologischen Fragestellungen, Erkundungsschwerpunkte und Ergebnisse in Bezug auf einen Speicherstandort mit Schüttdamm (Staudamm Platzertal) bzw. einen Speicherstandort mit Gewölbemauer (Wasserfassung Gurgl) sollen im Folgenden vergleichend beschrieben werden.

Ingenieurgeologische Fragestellungen

Bei der Entwicklung von Speicherstandorten sind verschiedenste ingenieurgeologische Themenfelder zu bearbeiten. Unabhängig vom Typ des Absperrbauwerkes können im Kontext Speicherbecken dabei unter anderem folgende Fragestellungen von Bedeutung sein:

- die Erreichbarkeit des Speicherstandortes (Topographie, Naturgefahren),
- die Dichtheit des Stauraumes,
- die Stabilität der Speicherhänge unter Berücksichtigung der zukünftigen Stauwirkung,
- das allfällige Vorhandensein von Massenbewegungen im Stauraum oder im Bereich der Stauraumeinhänge oberhalb des Stauzieles sowie
- das allfällige Vorhandensein von potentiellen Herden für Sturzprozesse, welche den Stauraum erreichen können (Felssturz, Schneelawinen, Eissturz).

Bei der Wahl des Absperrbauwerkes sind in der Regel folgende ingenieurgeologischen Aspekte zu berücksichtigen:

- die Topographie der Sperrenstelle,
- die Tragfähigkeit des Sperrenuntergrundes,
- das Vorhandensein und die Mächtigkeit der Lockergesteinsüberlagerung in der Aufstandsfläche,
- das allfällige Vorhandensein von Massenbewegungen im Bereich des Absperrbauwerkes,
- das allfällige Vorhandensein von potentiellen Herden für Sturzprozesse, welche das Absperrbauwerk oder seine Betriebseinrichtungen betreffen könnten,
- die Möglichkeiten zur Gewinnung von Überlagerungs- und Steinbruchmaterial als Schüttmaterialien oder Zuschlagsstoffe im Speicherumfeld, idealer Weise aber im Stauraum sowie
- gegebenenfalls das Vorhandensein natürlicher Überlagerungsmaterialien in ausreichender Menge für die Errichtung eines mineralischen Erdkerns.

Die beschriebenen ingenieurgeologischen Kriterien haben für den Speicherstandort Platzertal zur Wahl eines Schüttdammes mit Asphaltbetoninnendichtung geführt. Ausschlaggebend hierfür waren:

- das weit geöffnete Trogtal, welches im Bereich der Sperrenstelle eine deutliche Gefällestufe im Talverlauf aufweist,
- die vorgefundenen umfangreichen Möglichkeiten zur Gewinnung weitgestufter Überlagerungsmaterialien (vorwiegend Moränen aber auch Hangschutt und Bachablagerungen) im Stauraum, welche sich sehr gut als Schüttmaterial eignen,
- die umfangreichen Möglichkeiten zur Gewinnung von hochwertigem Steinbruchmaterial im Stauraum (nach Abräumen der Überlagerung),
- die Tatsache, dass kein ausreichend großes Vorkommen an feinteilreichen Überlagerungsmaterialien für die Errichtung eines Schüttdammes mit mineralischer Kerndichtung gefunden werden konnte sowie
- die günstigen morphologischen und topographischen Randbedingungen in Bezug auf allfällige Gefährdungen aus Massenbewegungen oder Sturzprozessen, welche nicht gefunden wurden.

Die Sperrenstelle der Wasserfassung Gurgl ist unter anderem aus den folgenden ingenieurgeologischen Gründen für die Errichtung einer Gewölbemauer prädestiniert:

- die Lage der Sperrenstelle in einer Schluchtstrecke,
- das Fehlen einer maßgeblichen Lockergesteinsauflage und einer großen Talübertiefung sowie
- das Vorhandensein eines tragfähigen Felsuntergrundes.

Erkundungen

Basierend auf den oben beschriebenen ingenieurgeologischen Fragestellungen mussten durch die geologische Bearbeitung sowie die damit einhergehenden Erkundungen folgende Aspekte im Detail untersucht werden:

- Aufnahme und Beurteilung der morphologischen Indikatoren in Bezug auf Massenbewegungen und Sturzprozesse (v.a. Luftbilddauswertung und Kartierung, z.T. auch Bohrungen und Bohrlochversuche, Platzertal und Gurgl),
- Durchlässigkeit des Felsuntergrundes im Speicherbereich (v.a. Bohrungen mit hydraulischen Bohrlochversuchen aber auch Auswertung hydrogeologischer Aufnahmen in Bezug auf den Bergwasserspiegel, Platzertal und Gurgl),
- Überlagerungsmächtigkeit im Speicherbereich für die Massenbilanz der zu gewinnenden Schüttmaterialien (Kartierung vorhandener Felsaufschlüsse, Bohrungen und Geoseismik, v.a. Platzertal),
- Überlagerungsmächtigkeit im Bereich des Absperrbauwerkes (Kartierung vorhandener Felsaufschlüsse, Bohrungen und Geoseismik, v.a. Platzertal aber auch Gurgl),
- Fazielle und vor allem geotechnische Charakterisierung der vorgefundenen Überlagerungsmaterialien im Speicherbereich und im Sperrenuntergrund in Bezug auf Korngrößenverteilung, Verdichtbarkeit, Feinkornanteil und Durchlässigkeit (Kartierungen, Bohrungen, Baggerschürfe mit anschließendem umfangreichem geotechnischem Laborversuchsprogramm, v.a. Platzertal),
- Charakterisierung der vorgefundenen Lithologien in Bezug auf die geomechanischen Eigenschaften wie Zerlegungsgrad, Gesteins- und Gebirgsfestigkeit (Bohrungen mit

Bohrlochversuchen und Auswertungen wie RQD, Dilatometerversuche und Bohrlochscans, geotechnische Versuche an Bohrkernen bzw. an Gesteinsproben, im Platzertal v.a. mit Bezug auf Steinbruchmaterial, in Gurgl v.a. mit Bezug auf das Felswiderlager der Mauer),

- Detailanalyse des strukturgeologischen Inventars im Bereich der Aufstandsfläche (detaillierte Aufnahme der anstehenden Felsflanken, Bohrungen mit Bohrlochscans, Luftbildauswertung, im Platzertal v.a. mit Bezug auf die Untergrundabdichtung, in Gurgl v.a. mit Bezug auf das Felswiderlager der Mauer) sowie
- Einrichtung eines geodätischen Beobachtungsnetzes zur Verifizierung des Nichtvorhandenseins aktiver Hangbewegungen (Errichtung von Messpeilern mit geodätischen Null- und Folgemessungen, Platzertal)

Die im Platzertal und in Gurgl durchgeführten Erkundungen sind in **Tabelle 6** unterteilt nach Erkundungsmethode und Erkundungsumfang zusammengefasst. Außerdem sind die durchgeführten Erkundungen z.T. in den unten stehenden Karten und Schnitten der Sperrenstandorte enthalten. Dabei werden die oben beschriebenen Unterschiede in Bezug auf die maßgeblichen ingenieurgeologischen Fragestellungen deutlich. Zum Vergleich sind **Tabelle 6** auch die Erkundungen der vergleichbaren Wasserfassung Vent (ebenfalls mit einer Betonsperre als Absperrbauwerk) enthalten.

Tabelle 6 Erkundungen Speicher Platzertal, WF Gurgl und WF Vent (zum Vergleich)

Methoden	Einheit/Art	Platzertal	Gurgl	Vent
Bohrungen	Anzahl	27	6	12
	lfm. Lockergestein	400	30	20
	lfm. Festgestein	1000	330	600
Bohrlochausbau	GWM	10	3	2
Bohrlochversuche	WAP	66	15	57
	HPT	18	16	9
	DV	14	15	37
Schürfe	Anzahl	13	0	0
Geoseismik	lfm	16600	1000	1000
Geologische Kartierung	M 1:250 [km ²]	-	0,04	0,04
	M 1:5.000 [km ²]	14	5	2
Geodätische Fixpunkte	Anzahl	9	0	0

Geologischer Überblick - Projektgebiet Ausbau Kraftwerk Kaunertal (AK)

Die Standorte Speicher Platzertal und Wasserfassung Gurgl liegen aus regionalgeologischer Sicht im Ötztal-Stubai-Komplex, welcher lithologisch hauptsächlich aus Paragneisen (metapsammitische und metapelitische Schiefer und Gneise), Orthogneisen und Amphiboliten besteht (Abbildung 47). Untergeordnet kommen auch Eklogite, Migmatite, Metakarbonate und basische Ganggesteine vor.

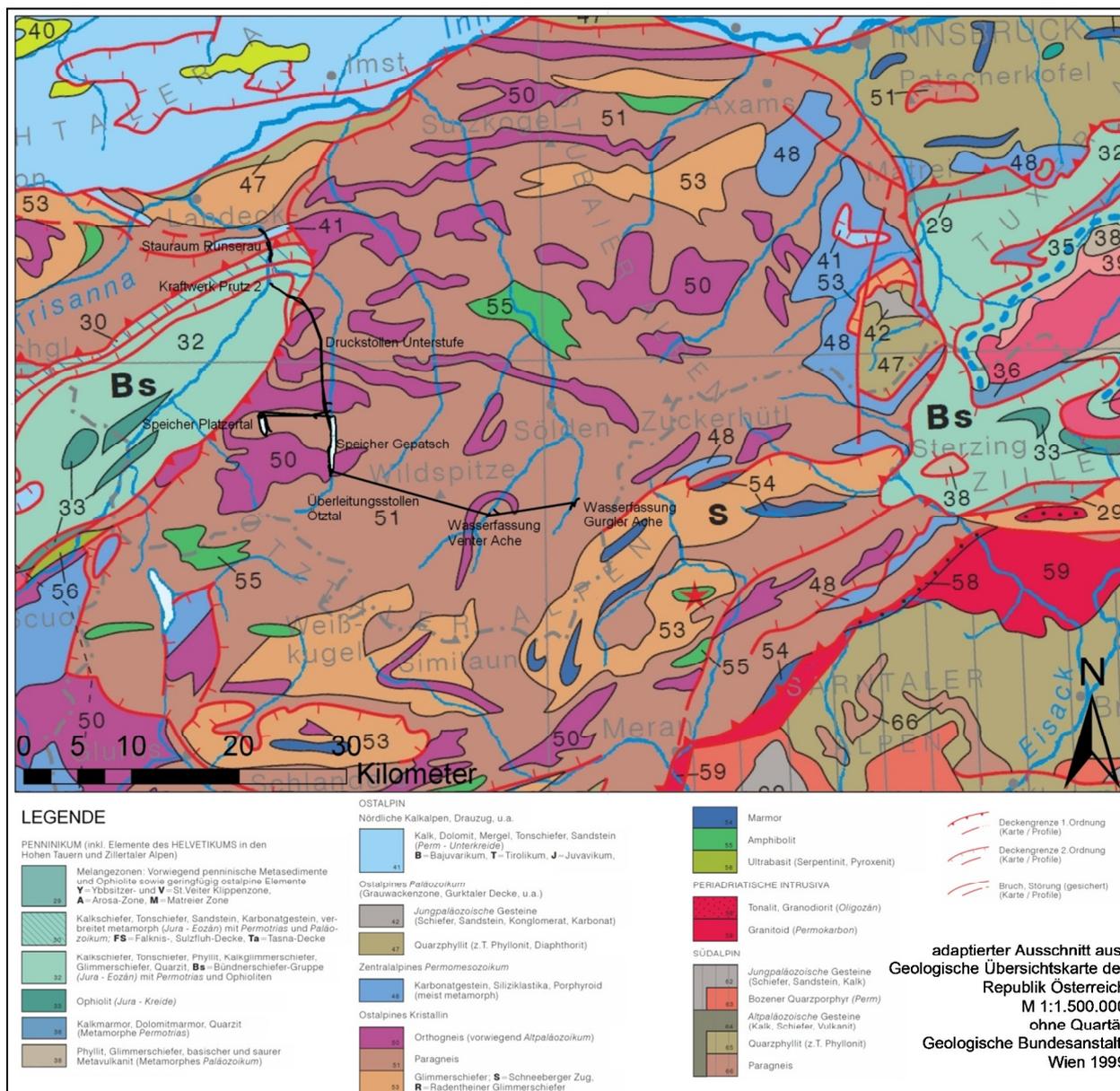


Abbildung 47 Projektgebiet Ausbau Kraftwerk Kaunertal, Geologischer Überblick

Anhand petrologischer Untersuchungen an den Gesteinen des Grundgebirges lassen sich zumindest drei unterschiedliche Metamorphoseereignisse unterscheiden: eine kaledonische, eine variszische und eine alpidische Metamorphose, wie unter anderem in Frank et al. (1987), Hoinkes et al. (1997) oder Miller & Thöni (1995) beschrieben ist. Das dominierende Ereignis stellt hinsichtlich Mineralbildung und Gefügeausprägung die variszische Metamorphose dar (Hoinkes et al., 1982). Im Zuge einer späteren Deformation wurde die Hauptschieferung vom mm- bis km-Bereich verfalltet, was im Norden und Westen des Ötztal-Stubai-Komplexes zur Ausbildung von E-W-streichenden und im Süden mit steilstehenden Faltenachsen führte. Aufgrund der steilstehenden Achsen kam es im Süden zur Ausbildung der sogenannten „Schlingentektonik“, die u. a. Schmidegg (1933, 1936) und Baumann et al. (1967) beschrieben haben und im Bereich der beiden Wasserfassungen Gurgl und Vent besonders präsent ist. Bedeutend für den Projektraum Ausbau Kraftwerk Kaunertal sind des Weiteren die mit der alpidischen Gebirgsbildung verbundenen spröden Strukturen, i. e. Störungen und

Klüfte, die in erster Linie auf die annähernd NW-SE gerichtete Einengung durch plattentektonische Prozesse in der Kreide zurückzuführen sind. Durch die erwähnte Gebirgsbildung kam es neben der Kristallisation sowie der duktilen und spröden Deformation der Gesteine auch zu einer kontinuierlichen Hebung der beschriebenen tektonischen Einheiten. Die Gesteine wurden dadurch vermehrt den Erosionsprozessen ausgesetzt, was im Laufe der Zeit zur Entwicklung des heutigen Geländereiefs führte. Dabei führte sowohl die Abtragung als auch die Ablagerung der Gesteine zur Ausbildung von typischen Landschaftsformen. Als prägendstes Element bei der Landschaftsformung im Projektgebiet, aber auch darüber hinaus, ist die Tätigkeit der Gletscher, insbesondere jene des letzten Würm-Glazials („Würmeiszeit“), zu nennen. Das heute vorliegende morphologische Erscheinungsbild der Öztaler Alpen ist zum einen auf die erosive Tätigkeit des Gletschereises und zum anderen auf die Ablagerung der entsprechenden Erosionsprodukte zurückzuführen.

Ingenieurgeologie Speicher Platzertal

Das Projektgebiet Speicher Platzertal ist charakterisiert durch E-W streichende Ortho- und Paragneisserien, untergeordnet kommen Amphibolite und Diabase vor, welche den Paragneisen mehrheitlich geringmächtig sowie schieferungsparallel eingeschaltet sind (**Abbildung 48**). Die Orthogneise sind überwiegend als Augen- bzw. Flasergneise ausgebildet, lokal kommen auch Muskovit-Granitgneise vor. Die Paragneise sind heterogen zusammengesetzt und im cm- bis dm-Bereich intensiv verfaultet. Das Platzertal liegt als eiszeitlich geformtes Trogtal mit deutlich ausgebildeten Trogschultern vor, es dominieren Lockergesteine glazialer Herkunft, die zum Teil auch typisch glazialmorphologische Formen (Seitenmoränen-, Endmoränenwälle) aufweisen. Sowohl die Einhänge als auch der Talboden sind mit heterogenem Moränenmaterial bedeckt, im hinteren Platzertal treten unterhalb der Felswände auch mächtige Schuttkegel auf. Im Talboden stehen weiter glaziofluviatile Sedimente sowie rezente bis subrezente, sandig-kiesige Schotterebenen an. Hydrogeologisch ist das Platzertal durch einen Kluftgrundwasserleiter im Festgestein sowie einen zusammenhängenden Porengrundwasserleiter in mächtigeren Lockergesteinskörpern charakterisiert. Die als Steinschüttdamm geplante Talsperre im Platzertal befindet sich im Bereich einer Steilstufe aus Augen- bzw. Flasergneis, welche das Tal schieferungskonkordant in E-W streichender Richtung quert und in den Talflanken, teilweise aber auch direkt im Talboden im Bereich der Kernaufstandsfläche aufgeschlossen ist. Das Festgestein ist nach den Ergebnissen der hydrogeologischen Bohrlochversuche im Durchschnitt als „sehr schwach durchlässig“ einzustufen. Die Lockergesteinsauflage im Staudambereich ist geringmächtig und liegt im Meter- bzw. Zehnermeterbereich (max. 20m), wobei die Aufstandsfläche auf konsolidiertem Moränenmaterial und anstehendem Augen-Flasergneis zu liegen kommt (**Abbildung 49**). Das Lockergestein ist generell als „schwach durchlässig“ zu klassifizieren. In den Talflanken des Stauraumes liegen keine für das Bauvorhaben relevanten Massenbewegungen vor. Insofern bietet das Platzertal einen geeigneten Standort für einen großen Speicher.

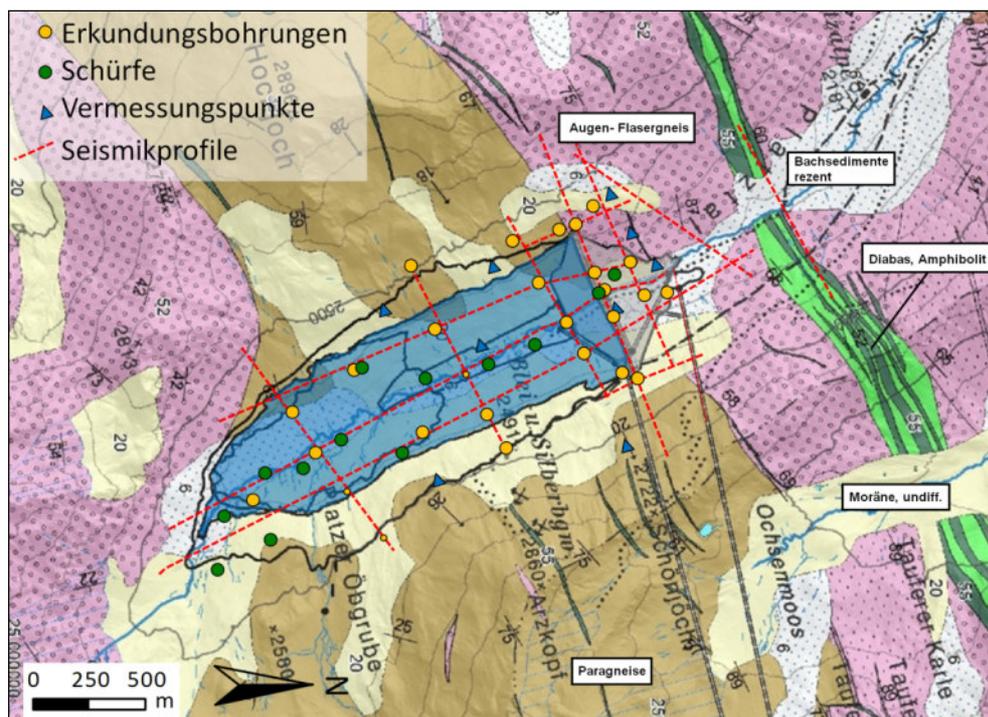


Abbildung 48 Speicher Platzertal, Geologischer Überblick mit Erkundungen

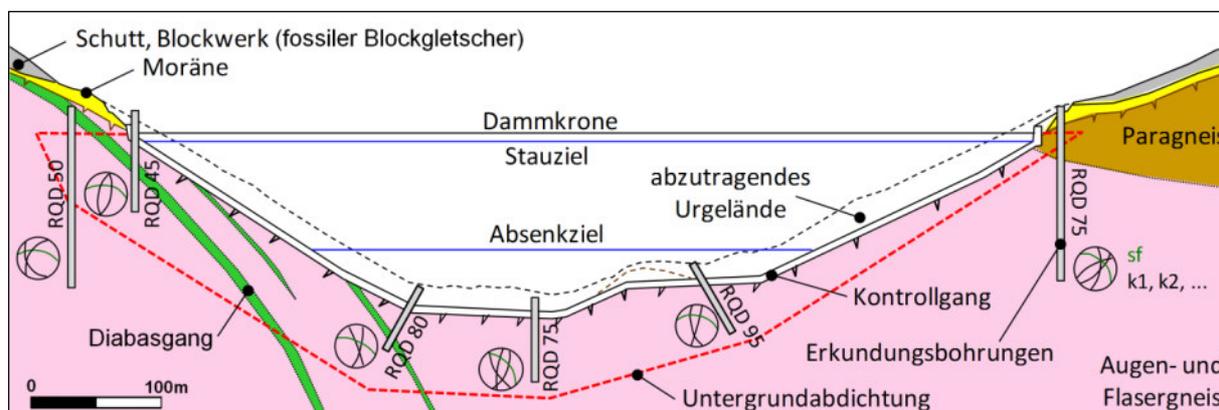


Abbildung 49 Staudamm Platzertal, Geologisches Talquerprofil in Dammachse

Ingenieurgeologie Wasserfassung Gurgler Ache

Die im Umfeld der geplanten Wasserfassung Gurgl angetroffenen Gesteine werden der Paragneis-Serie zugerechnet. Deutlich unterscheidbare Leitgesteine sind Schuppige Biotitgneise und Glimmerschiefer-Lagen, deren Hauptschieferung generell in Richtung N-S streicht und im Bereich der geplanten Wasserfassung parallel zu den isoklinal ausgebildeten Faltenschenkeln nach NW einfällt. Entlang der Talfurche von Gurgl finden sich beidseits bis in die Gipfelregionen überdeckende quartäre Sedimente (vorwiegend schuttdurchsetztes spät- und postglaziales Moränenmaterial). An den unteren Talhängen treten lokal mächtige Schuttfächer gravitativen oder fluviatilen Ursprungs auf, welche entlang der Talflur mit polygenetischen, teilweise terrasierten Alluvionen unterschiedlicher Mächtigkeit und Ausdehnung verzahnt sind. In mächtigeren Lockergesteinskörpern weisen Quellaustritte auf einen zusammenhängenden Porengrundwasserkörper hin, die Festgesteine bilden einen Kluffundwasserleiter.

Die Wasserfassung Gurgl liegt in einem N-S gerichteten glazial überprägten Trogtal innerhalb einer Schlucht, die westlich des talmittig liegenden Rundhöckers Ochsenkopf von der Gurgler Ache eingeschnitten wurde und die für eine Gewölbemauer erforderliche Engstelle im Talquerschnitt bildet. An der unmittelbaren Sperrenstelle steht Paragneis in der Varietät des Schuppigen Biotitgneises an. Die Hauptschieferung fällt mittelsteil nach NW ein. Am Boden der Schlucht stehen rezente Bachsedimente der Gurgler Ache an, deren Mächtigkeit nur wenige Meter erreicht (**Abbildung 50** und **Abbildung 51**).

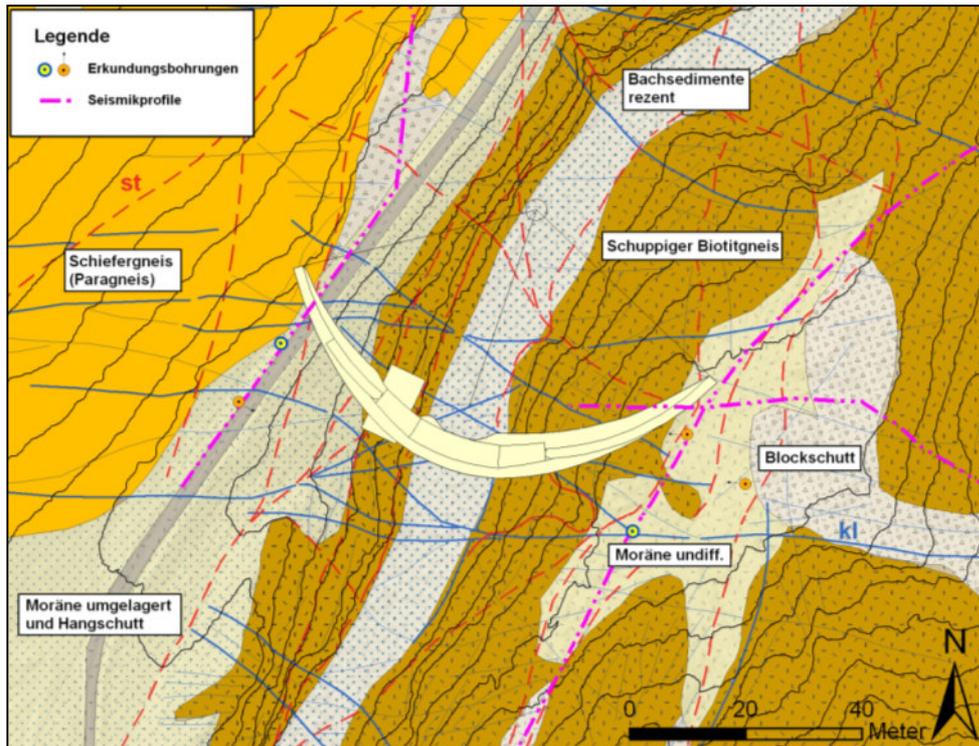


Abbildung 50 Sperrenstelle Wasserfassung Gurgler Ache, Geologischer Überblick, Erkundungsmaßnahmen

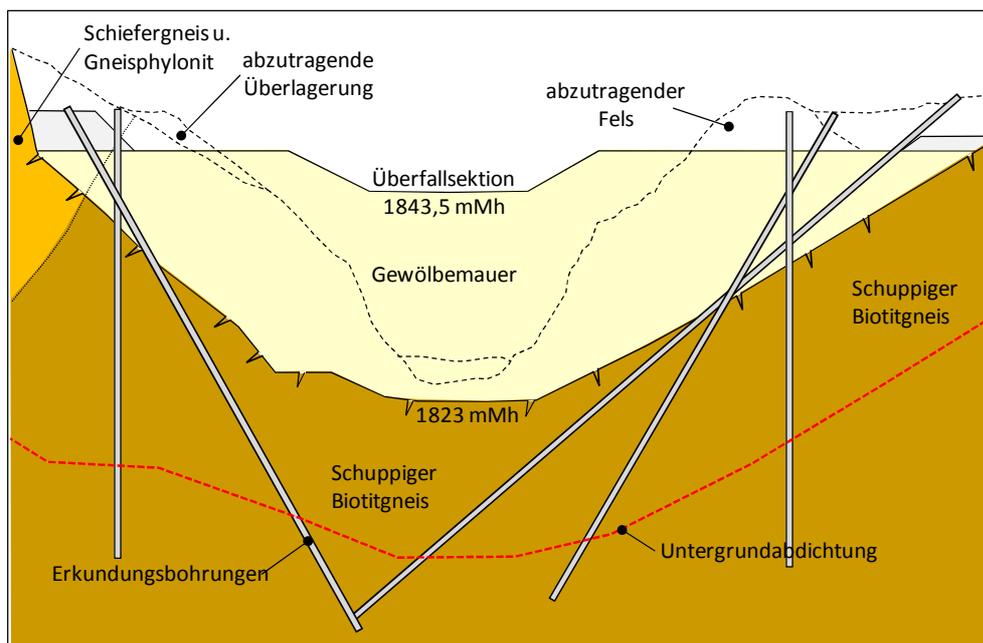


Abbildung 51 Sperrenstelle Wasserfassung Gurgler Ache; Geologisches Talquerprofil in Mauerachse

Resümee

Im Rahmen des Projekts Ausbau Kraftwerk Kaunertal der TIWAG – Tiroler Wasserkraft AG wurden mehrere Speicherstandorte aus geologischer und hydrogeologischer Sicht untersucht und erkundet.

Der vorliegende Beitrag behandelt an den Beispielen der Anlagenteile Speicher Platzertal und Wasserfassung Gurgl sowohl die ingenieur- und hydrogeologischen Fragestellungen als auch die Erkundungsmethoden, anhand derer die projektrelevanten Fragen geklärt wurden. Die Gegenüberstellung der Erkundungsmaßnahmen in Art und Umfang unterstreicht dabei die unterschiedlichen Anforderungen, die ein Schüttdamm auf der einen und eine Gewölbemauer auf der anderen Seite an ein Erkundungsprogramm stellen.

Als Teilergebnis der Erkundungsmaßnahmen werden schließlich die Baugrundmodelle beider Talsperren aus ingenieurgeologischer und hydrogeologischer Sicht in konzentrierter Form vorgestellt.

Literatur

Baumann, M., Helbig, P. & Schmidt, K. (1967): Die steilachsige Faltung im Bereich des Gurgler und Venter Tales (Öztaler Alpen). – Jahrbuch der Geologischen Bundesanstalt, Band 110: S. 1-72, Wien.

Frank, W., Hoinkes, G., Purtscheller, F. & Thöni, M. (1987): The Austroalpine unit west of the Hohe Tauern: The Ötztal-Stubai Complex as an example for the Eoalpine metamorphic evolution. - Geodynamics of the Eastern Alps, S. 179-225, Vienna (Deuticke).

Hoinkes, G., Purtscheller, F. & Tessadri, R. (1982): Polymetamorphose im Ostalpin westlich der Tauern (Öztaler Masse, Schneeberger Zug, Brennermesozoikum): Zusammenfassung der petrographischen Neuergebnisse, Geol. Paläont. Mitt. Innsbruck, 12(5):95-113.

Hoinkes, G., Thöni, M., Bernhard, F., Kaindl, R., Lichem, C., Schweigl, J., Tropper, P. & Cosca, M. (1997): Metagranitoides and associated metasediments as indicators for the pre-Alpine magmatic and metamorphic evolution of the western Ötztal Basement (Kaunertal, Tyrol).- Schweizerische Mineralogische und Petrographische Mitteilungen, 77: 299-314.

Miller, C. & Thöni, M. (1995): Origin of eclogites from the Austroalpine Ötztal basement (Tirol, Austria): geochemistry and Sm-Nd vs. Rb-Sr isotope systematic. - Chemical Geology (Isotope Geoscience Section), 122: 199-225.

Perzmaier, S.; Holzmann, M. & Hofer, B. (2012): Aspects of engineering geology concerning the site selection of the upper stage reservoir for the project "Ausbau Kraftwerk Kaunertal".- Geomechanics and Tunneling, Volume 5, p. 473 – 484.

Schmidegg, O. (1933): Neue Ergebnisse in den südlichen Öztaler Alpen, Verhandlungen der Geologischen Bundesanstalt, Wien 1933: 83-95.

Schmidegg, O. (1936): Steilachsige Tektonik und Schlingenbau an der Südseite der Tiroler Zentralalpen, Jb. d. Geol. B.-A. Wien, 86:115-149.

Donnerstag 17. Oktober 2013

17:00-17:30

Quantifying a Paraglacial Rockslope Response

Andrew Kos^{1,2}, Tazio Strozzi³, Florian Amann⁴, Hugo Raetzo⁵

^{1.} *Institute for Geotechnical Engineering, ETH Zurich, Switzerland*

^{2.} *Terrasense Switzerland AG, Werdenberg, Switzerland*

^{3.} *Gamma Remote Sensing AG, Gümligen, Switzerland*

^{4.} *Geological Institute, ETH Zurich, Switzerland*

^{5.} *Swiss Federal Office for Environment, Bern, Switzerland*

Unzählige alpine Täler unterliegen seit dem Ende der Kleinen Eiszeit erhöhten Gletscherrückzugsraten. Prozesse, welche mit dem Wandel von glazialen zu nicht-glazialen Bedingungen einhergehen, haben einen Einfluss auf die Stabilität der Talflanken. Traditionell wurde der Versagenszeitpunkt von Bergstützen, die im Zusammenhang mit paraglazialen Prozessen gesehen wurden, mit verschiedenen Datierungsmethoden untersucht. In dieser Präsentation fokussieren wir auf die Quantifizierung der Reaktion einer Talflanke in Folge eines raschen Gletscherrückzuges, der rezent an der Gletscherzunge des Großen Aletschgläubers stattfindet.

Numerous alpine valleys have been undergoing elevated rates of deglaciation since the end of the Little Ice Age. Processes associated with the transition from glacial to non-glacial conditions influence the stability of rock slopes. Traditionally, rock slope failures thought to be associated with paraglacial processes have been studied by establishing the timing of failure through the application of various dating techniques. In this presentation we focus on the quantification of the rock slope response to rapid deglaciation currently taking place at the terminus of the greater Aletsch glacier in Switzerland.

Donnerstag 17. Oktober 2013

17:30-18:00

Geologie im Bereich des Kaunerberges (Oberinntal): Ingenieurgeologische Analyse der „Marienbichl“ Massenbewegung

Christoph Willegger

Universität Innsbruck, 6020 Innsbruck

Christoph.willegger@gmail.com

Abstract

Topic of this talk is the landslide "Marienbichl", Upper Inn valley, Tyrol.

Previous laserscan imaging observed structures below the Marienbichl, providing a basis for this investigation. These areas were kinematically classified by field studies and were later incorporated into a model.

The goal of the study was to develop a model by documentation of the landslide, and analysis of the interplay of geology, geomorphology, hydrology and soil and rock mechanics. At this stage of the investigation the model can be described as a typical system of „Hard on soft“.

Kurzfassung

In diesem Vortrag wird die Massenbewegung Marienbichl im Tiroler Oberinntal vorgestellt.

Als Motivation für die Bearbeitung der Massenbewegung dienten die im Laserscan auftretenden Strukturen unterhalb des Marienbichls. Diese im Gelände aufgefundenen Bereiche wurden kinematisch klassifiziert und in ein Modell eingearbeitet.

Ziel meiner Arbeit war es, die Massenbewegung Marienbichl zu dokumentieren und hinsichtlich der Interaktionen von Geologie, Geomorphologie, Hydrologie und Mechanik zu analysieren, sowie ein daraus abgeleitetes Modell zu erstellen. Dieses Modell der Massenbewegung kann nach derzeitigem Stand der Untersuchung als ein klassisches System von „Hart auf Weich“ umschrieben werden.

Einleitung

Massenbewegungen gehören zu den landschaftsprägenden Prozessen in alpinen Gebieten. Bereits für Stini (1941) und Ampferer (1939) stellten Hangbewegungen in Häufigkeit und Form eine bedeutende Rolle dar. Da der alpine Siedlungsraum durch diverse Kunstbauten immer mehr erschlossen wird, rücken auch kriechende oder ruhende Hangbewegungen in den Fokus von Wissenschaft und Technik. Zudem stellen die Umformungen und Neugestaltung des Landschaftsbildes durch Hangbewegungen bedeutende Randbedingungen und Indikatoren der geologischen und ingenieurgeologischen Modellbildung im Allgemeinen dar und verlangen daher dokumentiert zu werden.

Während meiner Arbeit für Bernard Ingenieure wurde ich im Zuge des Projekts „Grundwassermodell Runserau“ auf die orographisch rechte Talflanke des Inns aufmerksam. Die hier auftretenden

Strukturen (hufeisenförmiger Anriss) wurden im Sinne einer initialen Arbeitshypothese als Krone einer tiefgreifenden Massenbewegung interpretiert (**Abbildung 52**).

Die diesbezügliche Masterarbeit verfolgt das Ziel, diese Arbeitshypothese durch eine eingehende Datenerhebung und Analyse zu erhärten oder zu verwerfen.

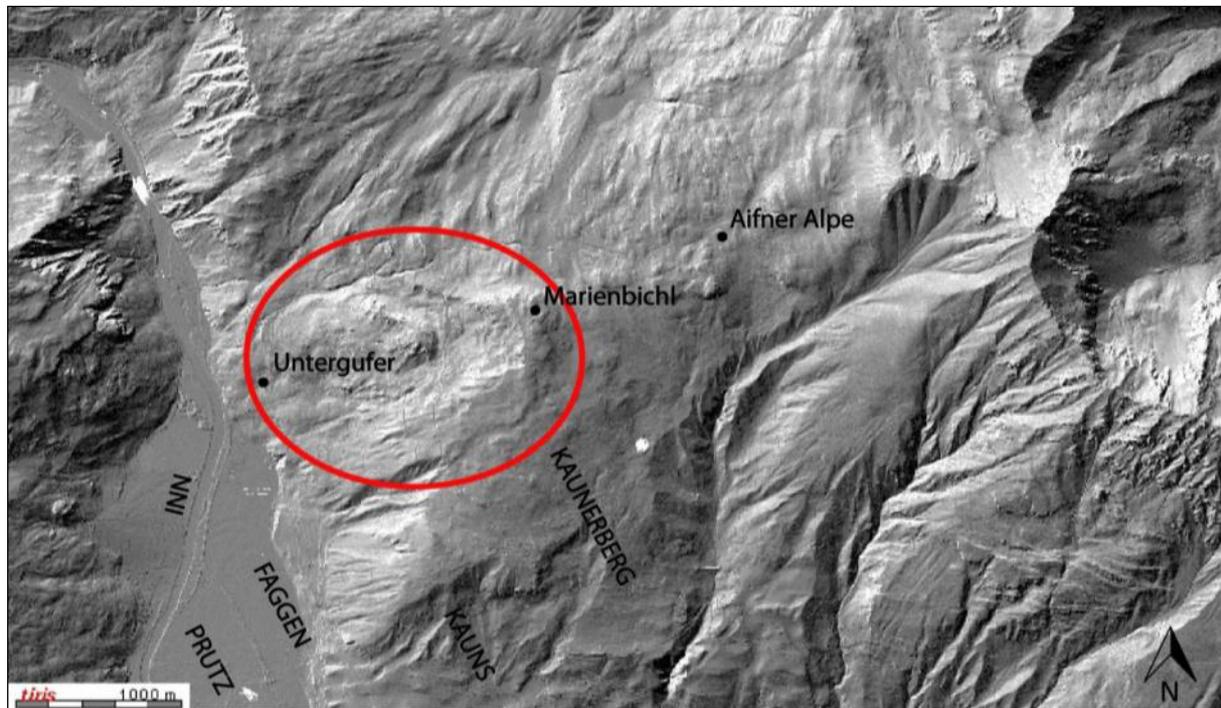


Abbildung 52: Laserscan des Untersuchungsraumes. Unterhalb des Marienbichls ist ein auffälliger, als Krone einer tiefgreifenden Massenbewegung interpretierter, hufeisenförmige Anriss erkennbar (rote Markierung). Karte aus tirisMaps (Land Tirol, 2013).

Untersuchungsgebiet

Das gegenständliche Untersuchungsgebiet liegt im Tiroler Oberinntal in den Gemeinden Faggen und Kaurberg (Abbildung 52). Schon vom Tal aus sieht man die mächtigen hellen Karbonat Klippen, die sich vom Weiler Untergrufer (Gde. Faggen) hangaufwärts über den Marienbichl in Richtung Aifner Alm (Gde. Kaurberg) erstrecken.

Geologie

Der Hauptteil der Massenbewegung liegt in der lithologischen Einheit der „Subsilvrettiden Schollen“, als Gestein tritt Triaskarbonat auf. Jene Schollen waren ursprünglich den nördlichen Kalkalpen zugewiesen. In der mittleren Oberkreide (90-75 Ma) wurden sie unter die Silvretta Decke geschleppt. Wieder an der Oberfläche liegen diese heute als „Subsilvrettide Schollen“ vor (Gruber et al. 2010).

Nördlich dieser Einheit grenzt das Silvretta Kristallin mit diversen Quarzphylliten sowie Phyllitgneisen an. Östlich sind Orthogneise des Ötztal Kristallin anstehend. Südlich treten die Mittleren Penninischen Decken zu Tage. Der Höhere Flyschschiefer mit teilweise eingeschalteten Zügen von Ophiolit sind hier die auftretenden Gesteine.

Klassifizierung der Massenbewegung Marienbichl

Zuerst wurden mittels einer Literaturrecherche bereits vorhandene Veröffentlichungen des Gebietes rund um die Massenbewegung untersucht sowie anhand einer geotechnischen Kartierung etliche neue Daten erhoben.

Im nächsten Schritt wurden die kinematischen Prozesse analysiert. Im gegenständlichen Untersuchungsgebiet sind dies: Stürzen, Kippen und Driften (WP/WLI 1993).

Eine grobe Einteilung erfolgte mit Hilfe der Artikel von Nemcok et al. (1972) sowie Poisel u. Preh (2004). Anhand der Befunde konnte der in Frage kommende Mechanismus auf wenige kinematische Modelle eingegrenzt werden.

Die Modellbildung erfolgt in einem iterativen Prozess, in welchem für die jeweiligen Modellvorhersagen immer wieder Bestätigungen im Gelände gesucht wurden. Ein, nach den bisherigen Auswertungen mögliches kinematisches System ist das von Poisel u. Eppensteiner (1988; 1989) beschriebene System „Hart auf Weich“ (**Abbildung 53**).

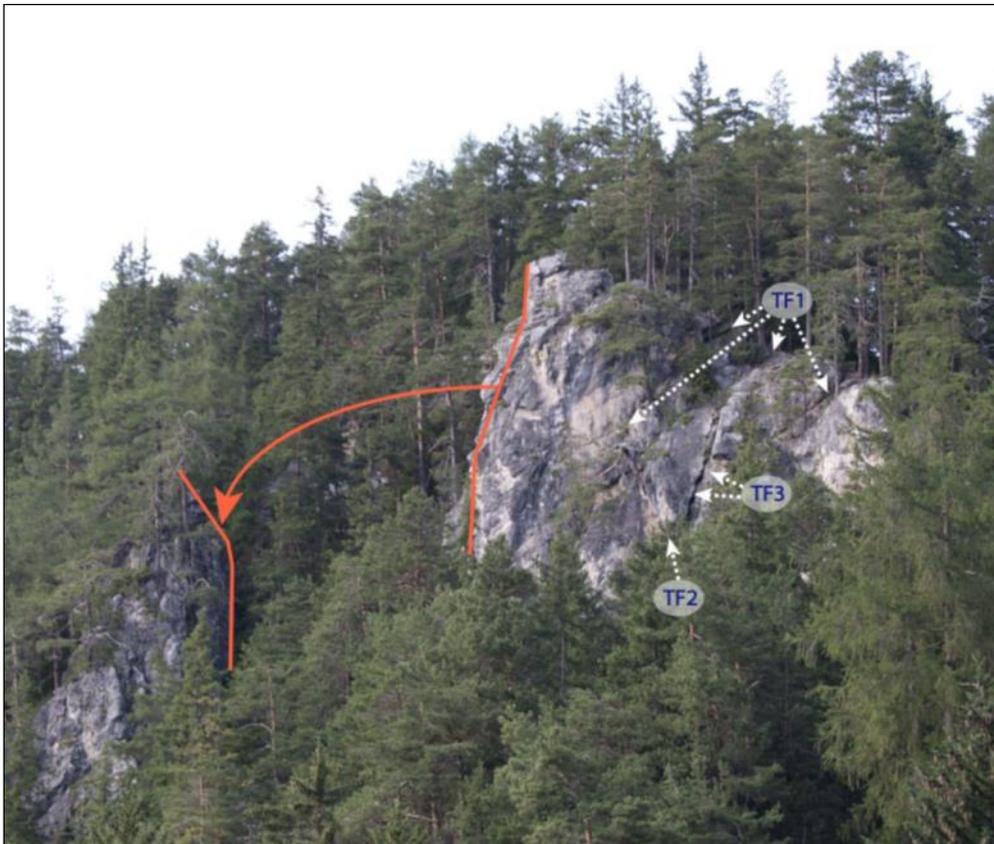


Abbildung 53: Abfahren einer turmartigen Klippe, sowie die gekennzeichneten typischen Trennflächensysteme (TF) am Randbereich des Systems „Hart auf Weich“ nach Poisel u. Eppensteiner (1988; 1989)

Literaturverzeichnis

- Ampferer, O. (1939): Über einige Formen der Bergzerreissung. Sitzungsberichte d. mathem.-naturw. Kl., Abt. I 148 (1,2): 1–14.
- Gruber, A.; Pestal, G.; Reitner, J. M. u. Schuster, R. (2010): Geologische Entwicklungsgeschichte. In: Gruber, A.; Pestal, G.; Nowotny, A. u. Schuster, R. (Hrsg.): Erläuterungen zu Blatt 144 Landeck. Wien: 50–61.
- Nemcok, A.; Pasek, J. u. Rybar, J. (1972): Classification of Landslides and Other Mass Movements. In: Rock Mechanics 4. Springer-Verlag: 71–78.
- Poisel, R. u. Eppensteiner, W. (1988): Gang und Gehwerk einer Massenbewegung Teil 1: Geomechanik des Systems "Hart auf Weich". Felsbau 6 (4): 189–194.
- Poisel, R. u. Eppensteiner, W. (1989): Gang und Gehwerk einer Massenbewegung Teil 2: Massenbewegungen am Rand des Systems "Hart auf Weich". Felsbau 7 (1): 16–20.
- Poisel, R. u. Preh, A. (2004): Rock Slope Initial Failure Mechanisms and their Mechanical Models. Felsbau 22 (2): 40–45.
- Stini, J. (1941): Unsere Täler wachsen zu. Geologie und Bauwesen (13): 71–79.
- WP/WLI (1993): Unesco Working Party on World Landslide Inventory. Multilingual Landslide Glossary. BiTech Publ. Richmond, B.C., Canada. 100 S.

ABENDVORTRAG

Der Tiroler Bergbau

Beginn - Blüte -
Niedergang - Zukunft

Ein Vortrag mit Landesgeologe a. D.

Dr. Peter Gstrein

17.10.2013

Lärchensaal

(Feuerwehrgebäude)

Niederthai

Beginn: 19:30 Uhr



Freitag 18. Oktober 2013

8:30-9:00

Sondergründung Bergstation 3S Bahn Gaislachkogel II Angepasste und nachstellbare Gründung in Permafrost

ZT Büro GEOGNOS Bertle GmbH, A-6780 Schruns

Ein Erfahrungsbericht Heiner Bertle

Übersichtskarte



Bergstation und Restaurant Gaislachkogel:

Die Bergstation der 3 S-Bahn Gaislachkogel II anstelle der früher bestandenen DUB Gaislachkogel wurde 2009 bis 2010 errichtet. Die Vorgängerbahn musste wegen die Sicherheit gefährdender schwerer Bauwerksschäden durch ungleiche Setzungen im Gefolge des Ausschmelzens des Permafrostes abgebrochen werden.

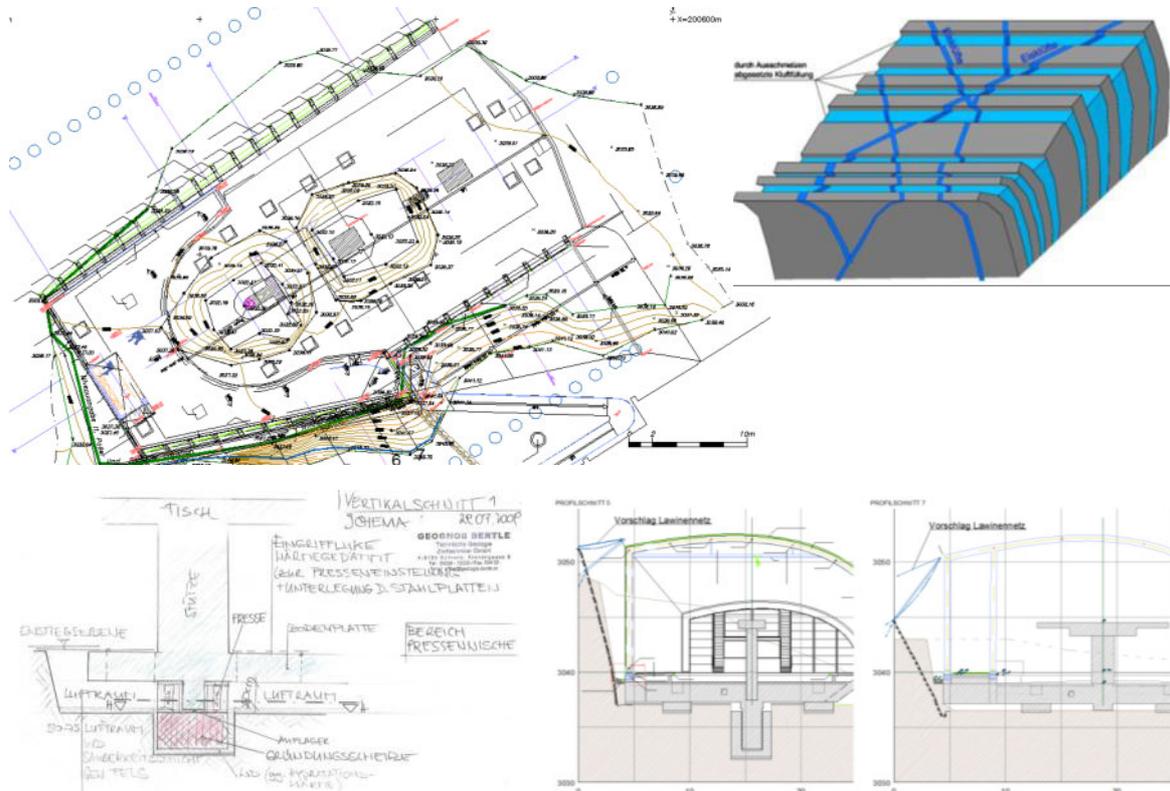


Bauwerksschäden 8EUB Gaislachkogel 2009



Bauwerksschäden 8EUB Gaislachkogel 2009

Auf Vorschlag des Geologen wurde die Gründung im Einstrahlungsschatten des Gipfelaufbaus in einem permanent natürlich unterlüfteten Gründungsgeschoß mit 19 hydraulisch nachstellbaren und elektronisch permanent überwachten Einzelfundamenten ausgeführt. Die Station liegt auf einem Betonträgerrost über dem Gründungsgeschoß.



Bergstation Gründungskonzept, Untergrundsituation



Bergstation und Stütze 3

Untergrund, Bauausführung 2009

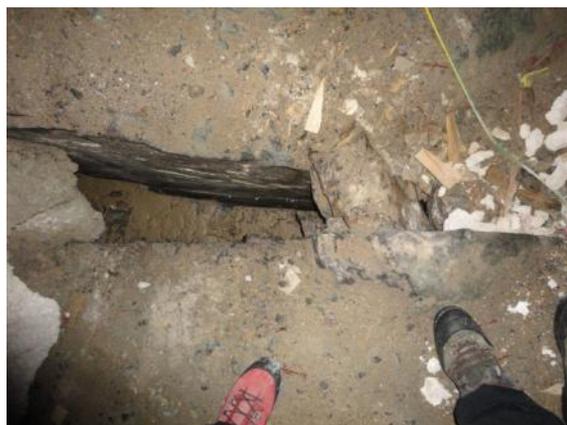
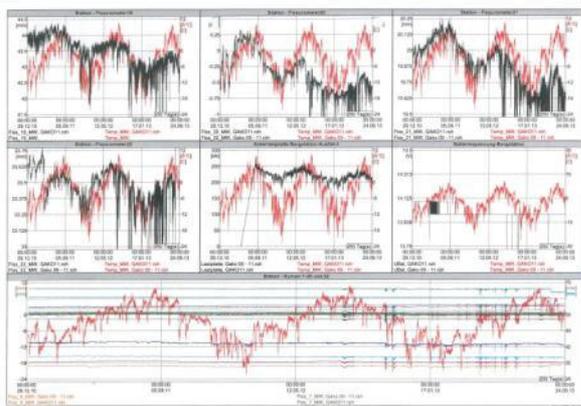


Die der Station vorgesetzte Stütze 3 wurde in einer Betonaußenwanne mit in die Wanne integrierten 6 Einzelfundamenten und darauf aufgesetzten hydraulisch nachstellbaren und ebenfalls elektronisch überwachten 6 Einzelfüßen gegründet.

Über diese Gründungen wurde im 11. Geoforum 2009 berichtet.

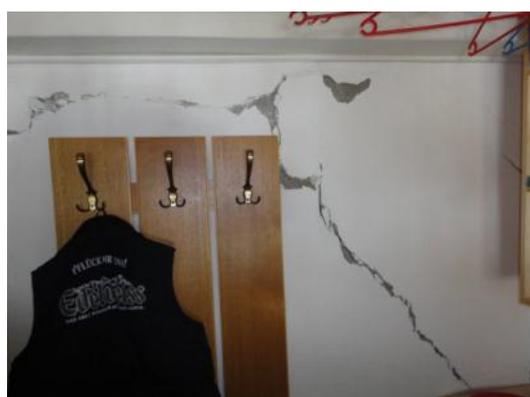
Nach nunmehr fast 4-jähriger Betriebszeit zeigt sich, dass die Erwartungen großteils erfüllt wurden:

- Das während der Freilegung durch den Bau tiefreichend ausgeschmolzene Permafrosteis hat sich wiederum bis in den Fundamentbereich regeneriert.
- Die elektronische Überwachung bestätigt dieses Wiederanwachsen des Permafrosteises.
- Die gemessenen Bewegungen zeigen ein Zusammenpressen der Sohlfugen im untersten Zehntel-Millimeterbereich.
- Nicht gelungen ist die zuverlässige Ableitung der Schmelz- und Niederschlagswässer von der Gebäudehülle und aus dem Zwischenraum zwischen der Station und dem Gipfelaufbau. Als Folge dringen jährlich in der Schneeschmelzperiode Wässer in das Gründungsgeschoß ein, schmelzen lokal das Permafrosteis aus und verursachen Einsenkungstrichter, die sich im darauf folgenden Winter wiederum weitgehend mit Eis verfüllen.



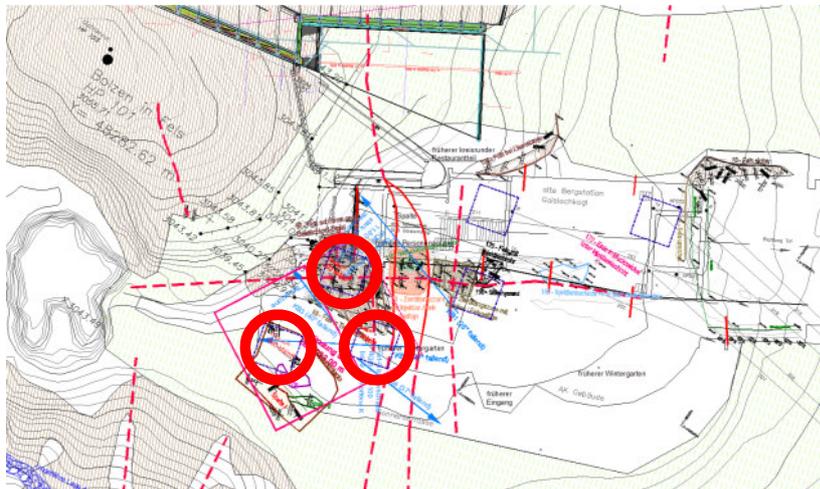
Messüberwachung und Gründungssituation 2013

Das bei der Neuerrichtung der Bergstation noch belassene Bergrestaurant musste wegen des Fortschritts der Setzungen, die den jederzeitigen Zusammenbruch befürchten ließen, im Spätsommer 2012 abgebrochen werden.



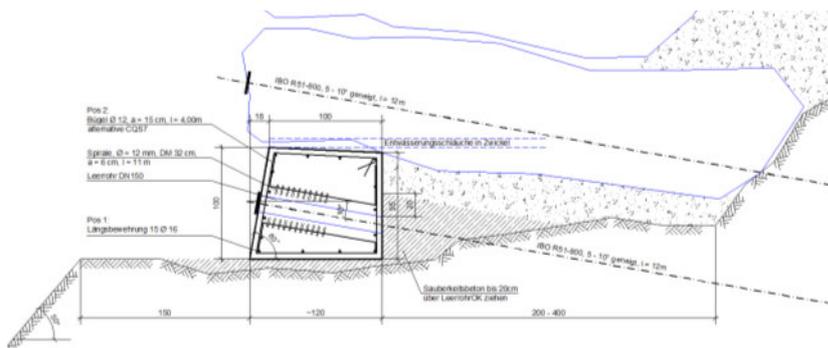
Bauwerksschäden Restaurant 2012

Der Neubau erfolgt auf Grund der Erfahrungen mit dem Altbau auf Vorschlag des Geologen ebenfalls mit einem unterlüfteten Gründungsgeschoß auf drei nachstellbaren Einzelfundamenten ähnlich der Gründung des Pardorama Restaurants in Ischgl. Auch bei diesem Bau mussten zu Gunsten der Architektur erhebliche Kompromisse in Hinblick auf den Untergrund eingegangen werden. Das neue Gebäude ICE-Würfel soll in der Wintersaison 2013 / 2014 in Betrieb gehen.



Gründungskonzept, Bauausführung 2013

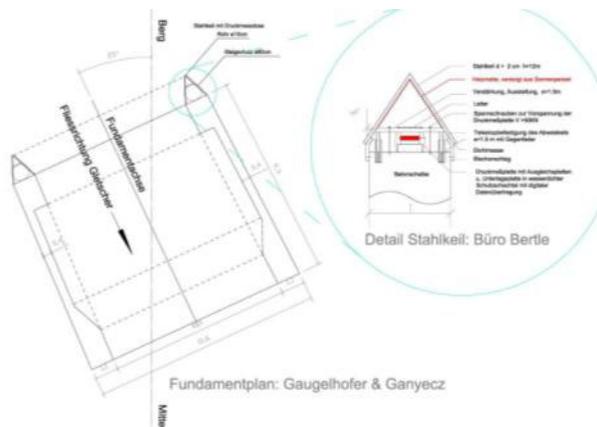
Bild: omo-arch



Restaurant Gaislachkogel Stützmauer/Ankerbalken - Permafrostschutz

8EUB Schwarze Schneid Stütze 8:

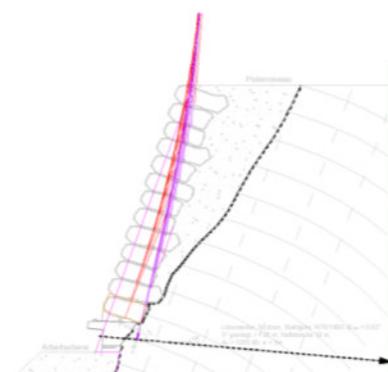
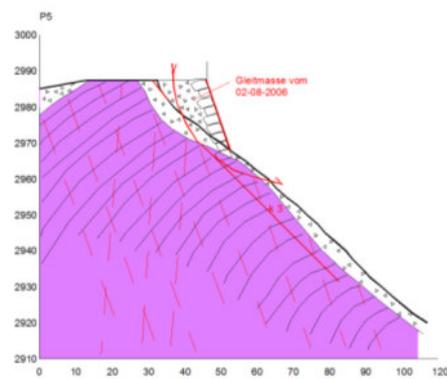
Falls die Exkursion geteilt wird, hat eine Gruppe Gelegenheit, die Gründung der ursprünglich 24 m unter der Gletscheroberfläche auf dem anstehenden Fels gegründeten Stütze 8 der 8 EUB Schwarze Schneid und die auf einem horizontalen mit schweren Ankern vorgespannten Betonbalken aufsitzende Stützmauer der Mittelstation gegen das Pitztal, die nach einer Mauergleitung im Jahre 2006 neu aufgebaut wurde, zu besichtigen. Auch über diese Gründungen wurde beim 11. Geoforum 2009 berichtet.



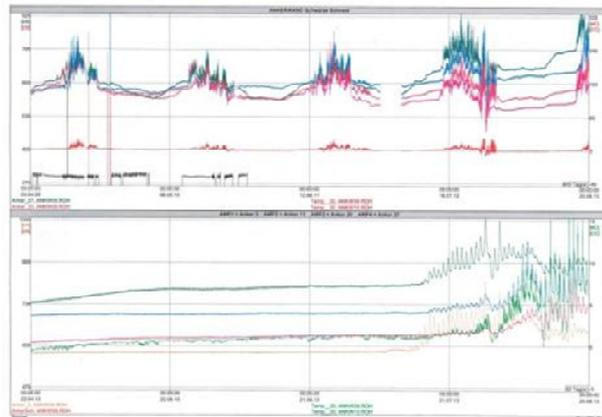
Situation, Gründungskonzept, Eiskeil und Ausführung Stütze 8



Detail Eiskeil Stütze 8



Mauergleitung 08/2006 Mittelstation und Sanierungskonzept



Situation und Messüberwachung 2013

Danksagung:

Unser großer Dank gilt Herrn Landeshauptmann-Stellvertreter Josef Geisler für die Unterstützung des 15. Geoforums Umhausen 2013 und die große Wertschätzung, die er unserem Geoforum Umhausen entgegenbringt.

Natürlich wollen wir auch heuer wieder Herrn Bürgermeister Landtagsabgeordneten Klubobmann Mag. Jakob Wolf unseren großen Dank für die Unterstützung durch ihn und die Gemeinde Umhausen aussprechen. Es ist gut für uns als Organisatoren des Geoforums Umhausen zu wissen, dass wir uns dieser Unterstützung sicher sein dürfen.

Herrn Manfred Scheiber, Umhausen ist es zu verdanken, dass wir auch heuer mit schönen Plakaten unseren öffentlichen Abendvortrag am 17.10.2013 bewerben können.

Wir möchten insbesondere auch Frau Martina Scheiber/Gemeindeamt Umhausen sehr für ihre umsichtige Hilfe und Unterstützung bei der Organisation der Tagung danken.

Der Dank gilt nicht zuletzt auch dem kleinen, aber sehr effizienten „engeren Kreis“ des Organisationsteams der Tagung.

Verein Geoforum Tirol

16. Oktober 2013



ROHRDORFER

SAND & KIES

projekt-partner

QUALITÄTSSICHERUNG
RECYCLINGBAUSTOFFE

koordination mediation kommunikation



FRÖSCHL BAU



BBS

BERGBAHNEN SÖLDEN



Hoch-Tief-Bau-Imst Ges.m.b.H.

Radiocarbon Dating shouldn't take ages



BETA
Beta Analytic
Radiocarbon Dating
Since 1979

- Results in as little as 2-3 days
- ISO 17025-accredited measurements
- Outstanding customer service

Australia Brazil China India Japan UK USA
Visit www.radiocarbon.com for details



Raiffeisenbank
Vorderes Oetztal 

Bank & Versicherung.
www.raiffeisen.at/vorderes-oetztal

**Anschrift der Vortragenden „Geoforum
2013“ in alphabetischer Reihenfolge:**

Dr. Heiner Bertle

GEOGNOS BERTLE
Technische Geologie Ziviltechniker GmbH
Kronengasse 6
A-6780 Schruns
Tel.: +43 5556 72002-0
office@geologie-bertle.at

BM DI Jürgen Ewerz

Büro für Bauingenieurwesen
Eichenweg 42
A-6460 Imst
Mobil : +43 676 4682777
office@bm-ewerz.at

Dr. Gunther Heißel

Amt der Tiroler Landesregierung
Allgemeine Bauangelegenheiten
Fachbereich Landesgeologie
Herrengasse 1-3
A-6020 Innsbruck
Mobil: +43 676 885084320
gunther.heissel@tirol.gv.at

DI Dr. Jörg Henzinger

Geotechnik Henzinger
Plattach 5
A-6095 Grinzens,
Mobil: +43 664 5434916
j.henzinger@geotechnik-henzinger.at

Ing. Clemens Kaiser

Felbermayr Bau GmbH & Co KG
Niederlassung Salzburg
FST/Felbermayr-Spezialtiefbau
Vogelweiderstraße 115
A-5020 Salzburg
c.kaiser@felbermayr.cc

DI Mario Kirschstein

vgs Ingenieure Dr. Köhler & Kirschstein GmbH
Arnstädter Str. 28
D-99096 ERFURT
Tel.: +49-361-7893412
Mobil: +49-172- 365 84 24
m.kirschstein@vgs-ing.de

Dr Andrew Kos

Senior Scientist
Engineering Geology
ETH Zurich
Tel.: +41 44 633 2251
Mobil: +41 78 626 3979

Christian Kostrouch

KOSTROUCH & UNTERREINER
Umwelttechnik und Hydrologie GmbH
Eduard-Bodem-Gasse 5-7
A-6020 Innsbruck
Fax: +43 (0) 512 / 56 22 63
<http://www.k-u.at>
wasser@k-u.at

Dr.-Ing. Ulf Köhler

vgs Ingenieure Dr. Köhler & Kirschstein GmbH
Arnstädter Str. 28
D-99096 ERFURT
Tel.: +49-361-7893411
Mobil: +49-172-3696090
u.koehler@vgs-ing.de

Dr. Hans-Georg Krenmayer

Geologische Bundesanstalt
Leiter Hauptabteilung Geologische
Landesaufnahme
Neulinggasse 38
A-1030 Wien
Tel.: +43-1-7125674-200
Mobil: ++43-(0)699-12905206
hg.krenmayr@geologie.ac.at

Dr. Andreas Lanzinger

Flugmeteorologe / Met. Applications
Austro Control GmbH
Flugsicherungsstelle Innsbruck
Tel.: +43 5 1703 4640
Fax:+43 5 1703 4646
Mobil:+43 664 8321198
andreas.lanzinger@austrocontrol.at
www.austrocontrol.at

Roman Meili

ETH Zürich, Institut für Geotechnik
Wolfgang-Pauli-Strasse 15
CH-8093 Zürich

Mag. Ines Massimo

geo.zt gmbh
Saline 17
A-6060 Hall in Tirol
www.geo-zt.at

Mag. Stefan Mayer

Meteoserve Wetterdienst GmbH
Schirchgasse 11b
A-1030 Wien
stefan.mayer@meteoserve.at
Tel.: +43 699 198825 32
www.meteoserve.at

Mag. Wolfram Mostler

Igm. Ingenieurbüro für Technische Geologie
Freundsbergstraße 26
A-6020 Innsbruck
Tel.: +43 512 890139
Mobil: +43 664 5028712
ig.mostler@inode.at

Dr. Wolfgang Pavlik

Geologische Bundesanstalt
FA Sedimentgeologie
Neulinggasse 38
A-1030 Wien
Tel.: +43-1-7125674-236
w.pavlik@geologie.ac.at

Mag. Marc Andre` Rapp

Abteilung 16 – Verkehr und Landeshochbau
Fachabteilung Straßenerhaltungsdienst
Referat Straßenbau- und Geotechnik
Fuchsenfeldweg 77
A-8074 Graz-Raaba
Tel.: +43 316 877 7523
Fax.: +43 316 877 7538
www.verkehr.steiermark.at

Mag. Lukas Pergher

geo.zt gmbh
Saline 17
A-6060 Hall in Tirol
Tel.: 05223 - 52105 – 14
Mobil: 0664 203 9048
lukas.pergher@geo-zt.at

Gerhard Poscher

Geschäftsführung
geo.zt gmbh
Saline 17
A-6060 Hall in Tirol
Tel.: +43 5223 52105-12
Mobil: +43 664 1134290
Fax : +43 5223 52105-40
gerhard.poscher@geo-zt.at
www.geo-zt.at

Mag. Markus Ribis

geo.zt gmbh
Saline 17
A-6060 Hall in Tirol
Tel.: 05223 - 52105 – 18
Mobil: 0664 948 1804
markus.ribis@geo-zt.at

Dr. Franz Riepler

GWU Geologie-Wasser-Umwelt GmbH
Ingenieurbüro für Geologie,
Kulturtechnik und Wasserwirtschaft
Bayerhamerstraße 57
A-5020 Salzburg
Tel. : +43 662 876360 15 –
Fax: +43 662 876360 10
Mobil: +43 664 3030639
franz.riepler@gwu.at
<http://www.gwu.at>

Ing. Mag. Manfred Scheikl

alpinfra consulting + engineering gmbh
Schillerstraße 25, 5020 Salzburg
Tel.: +43-662-890372
Mobil: +43-664-8211835
Fax: +43-662-890372-15
manfred.scheikl@alpinfra.com
www.alpinfra.com

Mag. Johann Schroll

Amt der Tiroler Landesregierung
Allgemeine Bauangelegenheiten
Fachbereich Landesgeologie
Herrengasse 1-3
A-6020 Innsbruck
Mobil: +43 676 885084322
johann.schroll@tirol.gv.at

Dipl.-Geol. Silvia Schulze

vgs Ingenieure Dr. Köhler & Kirschstein GmbH
Arnstädter Str. 28
D-99096 ERFURT
Tel.: +49-361-789 34 22
s.schulze@vgs-ing.de

Mag. Peter Sommer

geo.zt gmbh
Saline 17
A-6060 Hall in Tirol
Tel.: 05223 - 52105 – 23
Mobil: 0660 522 7518
peter.sommer@geo-zt.at

DI Steinlechner Ronald

Ronald.Steinlechner@geobrugg.com

Christoph Willegger

Universität Innsbruck
Tel.: +43 650 2188828

Mag. Willi Wanker

ZT-W3

Ziviltechnikerbüro für Geologie
Martin-Pichler-Straße 12
A-6300 Wörgl
Tel.: +43 5332 75072
Mobil: +43 664 2832355
Fax: +43 5332 75092
willi.wanker@zt-w3.at
www.zt-w3.at

Mag. Raphael Zanon

geo.zt gmbh
Saline 17
A-6060 Hall in Tirol
Tel.: 05223 - 52105 – 21
Mobil: 0664 194 1104
raphael.zanon@geo-zt.at