

A9 im Wallis – Geotechnische Herausforderungen
A9 en Valais – défis géotechniques

	Inhalt <i>Table des matières</i>	Seite <i>page</i>
Martin Hutter	Die A9 verbindet das Oberwallis	1
Jérôme Jacquod	Géologie des tunnels de Viège et d'Eyholz	15
Dr. Alex Schneider	Unterirdische Verzweigungsbauwerke im Tunnel Visp	23
Walter Wiedmer Dr. Sara Montani	Anschluss Grosseya	33
Dr.-Ing. Stefan Wachter Matthias Gerber	Gedeckter Einschnitt Raron	45
Peter Seiler	A9 Tunnel Riedberg	53
Tobias Meschenmoser	A9 – Der gedeckte Einschnitt Turtmann	69
Hermann Rovina	Geologische und Geotechnische Herausforderungen auf dem Abschnitt Pfynwald	85
Dr. Romain Sonney	Hydrogéologie du bois de Finges et interaction A9 – eaux souterraines	95

Die A9 verbindet das Oberwallis

Martin Hutter

Die A9 verbindet das Oberwallis

1 Eine Verkehrsader beginnt zu pulsieren

Selten ist auf einem 31.8 km langen Autobahnteilstück eine so grosse technische Vielfalt anzutreffen wie auf der Strecke A9 zwischen Siders und Brig. 15.8 km oder 50 % der Strecke führt durch bergmännisch ausgebrochene Tunnels oder im Tagbau erstellte Tunnels. Neben dem Tunnelbau sind zahlreiche Brücken und Unterführungen zu bauen. Im dicht bebauten, relativ engen Talgrund mussten bestehende Strassen verlegt werden, zahlreiche Kreisel entstanden, provisorische und definitive Zu- und Abfahrten wurden erstellt,... Aber auch Herausforderungen wie das Bauen mit Unterwasserbeton, das Durchdringen von geologischen Störzonen mit speziellen Tunnelbaumethoden, die Materialbewirtschaftung, die anspruchsvolle Planung und Ausführung der betriebs- und sicherheitstechnischen Konzepte und Massnahmen sowie die zahlreichen verkehrstechnischen und politischen Herausforderungen während der Planungs- und Ausführungszeit geben dem Projekt eine eindrückliche Dimension.

Mit der Eröffnung des zweiten Teilstückes zwischen Leuk/Susten Ost und Steg/Gampel Ost am 25. November 2016 sowie der geplanten Inbetriebnahme des Tunnels Eyholz Ende des darauffolgenden Jahres nimmt die Autobahn A9 im Oberwallis Form an. Die wichtige Verkehrsader beginnt zu pulsieren und verbindet das Wallis!



Bild 1: Strecke zwischen Leuk/Susten Ost und Steg/Gampel Ost, welche am 25. November 2016 eröffnet wird.

2 Überblick der Bauwerke und Kunstbauten

2.1 Bauwerke der A9 im Oberwallis

Zahlreiche Bauwerke machen die Autobahn im Oberwallis aus: 4 Tunnels, 3 Gedeckte Einschnitte, mehrere Brücken und zahlreiche Unterführungen. Die nachfolgende Tabelle gibt einen ersten Überblick, gegliedert nach Teilprojekten:

A9-Teilprojekte	Bauwerke / Details	Realisierungsgrad Stand 2016
Tunnels / Gedeckte Einschnitte	Gedeckter Einschnitt Pfyn: 4.2 km Tunnel Susten: 2.0 km Gedeckter Einschnitt Turtmann: 1.4 km Tunnel Riedberg: 0.5 km Gedeckter Einschnitt Raron: 0.9 km Tunnel Visp: 2.6 km Tunnel Eyholz: 4.2 km Tunnel Gamsen: 1.1 km	0 % 0 % 100 % 20 % 0 % 30 % 90 % 100 %
Brücken	Autobahnbrücke über die Gamsa Autobahnüberführung Grosshüs Zwillingenbrücke über die Vispa im Staldbach Vollanschluss Visp West: Rottenbrücke, Vispabrücke, Brücken Grossgrundkanal und Laldnerkanal Autobahnüberführung T9 in Gampel Zwillingenbrücke Tunnel Riedberg West	100 % 100 % 100 % 100 % 100 % 100 %
Offene Strecken	Anschluss an bestehende A9 Siders Ost – Gedeckter Einschnitt Pfyn Gedeckter Einschnitt Pfyn – Tunnel Susten Tunnel Susten – Gedeckter Einschnitt Turtmann Gedeckter Einschnitt Turtmann – Tunnel Riedberg Tunnel Riedberg – Gedeckter Einschnitt Raron Gedeckter Einschnitt Raron – Tunnel Visp Tunnel Visp – Tunnel Eyholz Tunnel Eyholz - Anschluss Grosshüs (an bestehende A9)	0 % 0 % 80 % 100 % 50 % 30 % 50 % 80 %

Tabelle 1: Die wichtigsten Teilprojekte im Überblick

2.2 Linienführung und Streckenüberblick

50 % der Autobahn im Oberwallis verläuft in Tunnels. Durch die lange Planungszeit mussten zahlreiche Teilstrecken mehrmals öffentlich aufgelegt werden. Die Länge der zu realisierenden Gesamtstrecke von Siders Ost bis Brig-Glis/Gamsen beträgt 31.8 km. Zurzeit befinden sich rund 70 % in der Realisierungsphase. Das Generelle Projekt der Teilstrecke durch den Pfynwald wurde Ende 2014 genehmigt. Trotz der Umsetzung von zahlreichen Ersatzmassnahmen werden die effektiven Bauarbeiten hier zu einem späteren Zeitpunkt beginnen.



Bild 2: Linienführung der A9 zwischen Siders und Brig-Glis (Orthofoto)

2.3 Organisation und Finanzierung

Wie bei allen Projekten des Nationalstrassenbaus liegt die Bauherrschaft beim entsprechenden Kanton. Für die Realisierung der Autobahn A9 im Oberwallis ist das dem Departement für Verkehr, Bau und Umwelt angegliederte Amt für Nationalstrassenbau (ANSB) mit Sitz in Gamsen/Brig-Glis zuständig.

Unter der Gesamtleitung von Martin Hutter sind Marc-Antoine Robyr (Siders Ost – Leuk/Susten Ost), Gustav Martig (Leuk/Susten Ost – Visp West), Predrag Stefanovic (Visp West) und Beat Weyermann (Südumfahrung Visp) für die einzelnen Teilstrecken und Projekte verantwortlich. Der Bereich Betriebs- und Sicherheitsausrüstung (BSA) wird von Stefan Wenger geleitet, der Bereich Umwelt von Pierre-Alain Oggier.

Die geschätzten Gesamtkosten der gesamten Autobahnstrecke Siders Ost bis Brig-Glis belaufen sich auf rund CHF 4.2 Mia. Im Jahr 2015 wurden rund CHF 220 Mio. und 2016 CHF 122 Mio. (Stand August) investiert.

Wie im Nationalstrassenbau üblich trägt der Bund, der vertreten durch das Bundesamt für Strassen (ASTRA) auch die Oberaufsicht führt, 96 % der Kosten. Für den Kanton Wallis verbleiben Restkosten von 4 %.

2.4 Volkswirtschaftliche Aspekte des Nationalstrassenbaus

Während sich die Planung und Realisierung der Autobahn A9 im Oberwallis aus verschiedenen Gründen bereits auf mehrere Jahrzehnte erstreckt, sind die wirtschaftlichen Impulse für die im Planungsbereich und in der Ausführung tätigen Büros und Unternehmen sowie zahlreiche Zulieferfirmen im Inland bedeutend. Die Region profitiert nicht nur während der Planungs- und Bauphase sondern auch nach der Inbetriebnahme einzelner Teilstrecken. Beispielsweise werden die Dörfer Agarn und Turtmann vom Durchgangsverkehr entlastet, für die Touristen ergeben sich effizientere Verkehrswege und der Transitverkehr kann mit den Jahren vollständig über die Autobahn abgewickelt werden.

Das Hauptziel der Autobahn ist eine nachhaltige und zukünftige Entwicklung zu ermöglichen, welche das ganze Wallis verbindet und der Bevölkerung, dem Gewerbe und dem Tourismus einen echten Mehrwert bringt.

3 Teilstrecke Siders Ost – Leuk/Susten Ost (Pfyn)

Zwischen Siders Ost und Leuk/Susten Ost führt die zu bauende A9 durch das Schutzgebiet Pfynwald. Es bildet das Kernstück des Regionalen Naturparks Pfyn-Finges. Der Föhrenwald mit seinen Auenschutzgebieten ist von nationaler Bedeutung, die Biodiversität der Fauna und Flora ist einzigartig.

3.1 Planung

Bereits in den 80er Jahren legte der Expertenbericht Bovy aus Respekt gegenüber diesem sensiblen Naturgebiet das Trasse zu drei Vierteln gedeckt an. Ein Trasse, welches mehr oder weniger der heutigen Kantonsstrasse T9 durch den Pfynwald folgt und welches mit dem zu genehmigenden Ausführungsprojekt 2016 definitiv festgelegt wird.

Die lange Planungsgeschichte erfuhr durch einen Entscheid im 2011 eine bedeutende Wende: Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) und das Departement für Verkehr-, Bau und Umwelt des Kantons Wallis (DVBU) beschlossen, die Planung des bestehenden Projekts nochmals zu beginnen – zu gross waren die sich angehäuften Projektänderungen und die markant veränderten Sicherheits- sowie Umweltbedingungen. Die Erkenntnisse aus den Vorjahren flossen ebenfalls in die Erarbeitung des neuen Generellen Projektes ein, so dass dieses im Oktober 2014 vom Bund genehmigt wurde. Heute sind die Verantwortlichen an der Planung des Ausführungsprojektes (AP). Die öffentliche Planaufgabe ist für 2017 vorgesehen.

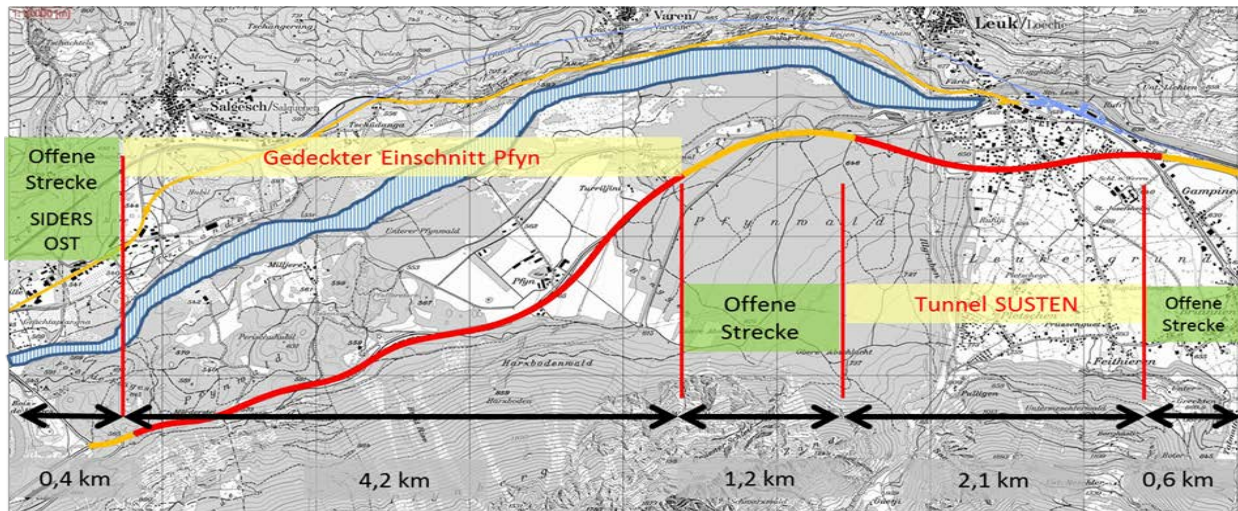


Bild 3: Bauwerke u. Streckenlängen der A9 im Gebiet Pfyn zwischen Siders Ost und Leuk/Susten Ost

3.2 Technische Herausforderungen

3.2.1 Gedeckter Einschnitt Pfyn

Die Teilstrecke Siders Ost – Leuk/Susten Ost ist 8,5 km lang. Sie besteht hauptsächlich aus Gedeckten bzw. unterirdischen Bauwerken. Das grösste davon ist der Gedeckte Einschnitt Pfyn (GEPF) mit einer Länge von 4.2 km. Dieses führt der Gorwetsch-Flanke entlang und bedarf grosser Terrain-Verschiebungen, geprägt durch Gorwetsch-Geröll, Hügel aus dem prähistorischen Bergsturzgebiet Siders, Flussablagerungen des früheren Rottens sowie Sumpfgebiete. Das Profil des Gedeckten Einschnittes Pfyn ist beeinflusst von den asymmetrischen Kräften, welche es durch den Gorwetsch-Hang künftig wird aushalten müssen, einem Werkleitungskanal oben zwischen den Tunnelröhren und einer Längslüftung (vgl. Bild Querprofil GEPF). Im Gebiet Seeli sind seitliche Öffnungen geplant.

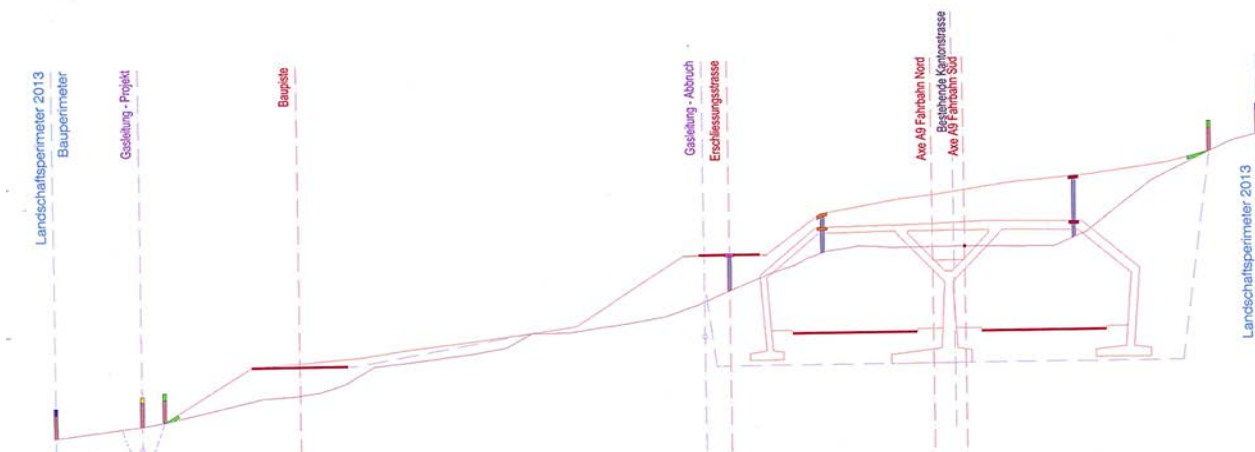


Bild 4: Querprofil Gedeckter Einschnitt Pfyn. Der Tagbautunnel schmiegt sich an den Gorwetschhang.

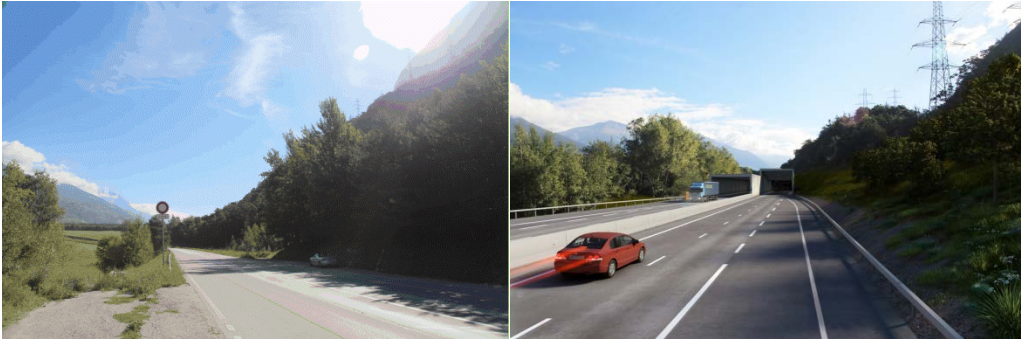


Bild 5/6: Fotomontage heutiger Zustand T9 und Endzustand A9 durch GEPP

3.2.2 Tunnel Susten

Der Tunnel Susten unterquert das Dorf Susten in einer Tiefe von rund 35 m. Er ist 2.1 km lang und besteht neben dem eigentlichen Tunnel aus Gedeckten Einschnitten anfangs und Ende des Tunnels. Der Tunnel durchquert im Besonderen das Murgangsgeschiebe des durch den Illgraben geschaffenen Kegels.

3.2.3 Offene Strecken und Umlagerung der Verkehrsströme

Nur ein Viertel der Teilstrecke verlaufen offen, so bei den Anschlüssen in Susten Ost, Susten West und Siders Ost sowie bei den möglichen Umleitungs- und Entwässerungspassagen. Da der Pfynwald nach dem Bau der Autobahn nicht mehr sichtbar von einer grossen Verkehrsader durchquert werden soll, wurde die Kantonsstrasse T9 auf die Nordseite des Pfynwalds, auf die Höhe des ehemaligen Bahntrassees verschoben. Dies hatte den Bau von zwei Tunnels für die Bahn zur Folge. Bereits seit 2002 führt die Bahnstrecke nun durch diese Tunnels. Die neue Kantonsstrasse wird heute vor allem vom regionalen Verkehr genutzt, während der Grossteil der Fahrzeuge und Lastwagen noch immer die Kantonsstrasse T9 durch den Pfynwald nutzt. Ab Beginn der Bauarbeiten besteht diese Option nicht mehr.

3.3 Eine Autobahn durch ein Naturschutzgebiet



Bild 7: Der frei fliessende Rotten durch den Naturpark Pfyn

Als Referenz für die Wiederinstandstellung des Naturschutzgebietes nach der Bauphase gilt die Situation in den 60er-Jahren, vor dem Bau der heutigen Kantonsstrasse T9 durch den Pfywald. Dies bedarf topografischer Geländemodellierungen. Der Kanton baut zwar eine Autobahn – eine rund 60 m breite Schneise durchquert das Naturschutzgebiet. Doch da diese zu drei Vierteln gedeckt wird, entsteht mit 4.2 km die längste Wildpassage der Schweiz. Nach der Bauphase ist nur noch eine kleine Flurstrasse sichtbar. Zahlreiche Ersatzmassnahmen sowie Massnahmen zur Erschliessung des Naturparkes bereichern die Wege durch den Park und unterstützen die Biodiversität des ganzen Gebietes.

4 Teilstrecke Leuk/Susten Ost – Steg/Gampel West

Die zweite Teileröffnung der Autobahn A9 im Oberwallis steht an: Am 25. November 2016 wird das Autobahnstück zwischen Leuk/Susten Ost und Steg/Gampel West für den Verkehr freigegeben: so wird sich die Autobahn A9 im Oberwallis um rund 7 km vergrössern.

4.1 Gedeckter Einschnitt Turtmann

Das anspruchsvollste Bauwerk der Teilstrecke ist der rund 1,350 km lange Gedeckte Einschnitt Turtmann (GETU). Er unterquert entlang des Bahngeleises die von erschütterungs- und setzungsempfindlichen Betrieben bestückte Industriezone von Turtmann und sorgt demnächst für eine Entlastung des Dorfes Turtmann vom Durchgangsverkehr, insbesondere vom Schwerverkehr (Ziel: Reduktion von 12'000 auf 2'000 Fahrzeuge pro Tag).

Die ersten Bauarbeiten erfolgten im Herbst 2003. Das Querprofil des durch Grundwasser führenden Tagbautunnels zeigt einen dreiecksförmigen Werkleitungskanal oben zwischen den Tunnelröhren. Die Fahrbahn befindet sich rund 2 m über dem tiefsten Punkt des Sohlgewölbes. In der Phase des Rohbaus wurden insgesamt 58'200 m³ Beton eingebracht.

Seit November 2015 rüsten die Verantwortlichen für die Betriebs- und Sicherheitsausrüstung (BSA) den Tunnel aus. Sie montieren die Stromversorgungs- und Elektroanlagen, bestücken die technischen Lokale, montieren Schaltanlagen, die Tunnellüftung, Brandmelde-, Notruftelefon-, Tunnelfunk-, Radio-, Video- und Signalisierungsanlagen (wie Ampeln, Wegweiser) und installieren die Betriebs- und Löschwasserversorgung (Hydranten, Leitungen). Neben der Beschaffung und der Montage ist insbesondere die Koordination dieser Tätigkeiten vor Ort eine besondere Herausforderung.



Bild 8: Bau des Gedeckten Einschnittes Turtmann (GETU) im April 2013.

Bild 9: Fertig gebauter GETU 2016

4.2 Rastplatz, Anschlüsse, offene Strecke

Für den provisorischen Halbanschluss Leuk/Susten Ost des neuen Autobahnstückes in Susten mussten eine neue Verbindungsstrasse sowie der Kreisel Roschätte gebaut werden. Gezielte Massnahmen fördern im Raum Susten-Agarn eine Trennung des Ortsverkehrs vom Transitverkehr. Auch westlich des Tunnels Riedberg entstand eine neue Anbindung an die Kantonsstrasse T9.

Die offene Strecke zwischen Susten und dem Gedeckten Einschnitt Turtmann (GETU) umfasst rund 2 km, zwischen dem GETU und dem Tunnel Riedberg sind es rund 3 km. Unmittelbar nach dem Gedeckten Ein-

schnitt Turtmann im Osten bauten die Verantwortlichen die Raststätte Martischejiu mit Sanitärgebäuden und einem Erholungsplatz mit kleinem Biotop.

Gemäss den Anforderungen des Bundesamtes für Strassen (ASTRA) ist die Fahrbahn beidseitig je 7.50 m breit, mit zusätzlichen Standstreifen und Banketten sowie einem seitlichen Rohrblock für Elektroleitungen und Versickerungsgraben für Regen- und Abwasser. Das Normalprofil ist somit mehr als 26 m breit.

4.3 Tunnel Riedberg

Der Tunnel Riedberg kann ebenfalls auf eine bewegte Geschichte zurückblicken. Aufgrund von starken Deformationen und beschleunigten Bewegungen an der Hangoberfläche wurden die Bauarbeiten nach 16-monatiger Bauzeit im August 2005 – nach 133 Tunnelmetern (TM) in der Nordröhre und 191 TM in der Südröhre – eingestellt. Ab 2013 bis Ende 2014 wurde am Tunnel Riedberg (TURI) weiter gearbeitet. In dieser Zeit wurde der bereits ausgebrochene Tunnel mit einem Vertikaljetting verstärkt. Ab 2015 erfuhr der Portalbereich im Westen eine bedeutende Stabilisierung in Form von 45'000 Jettingsäulen, gefüllt mit einem Wasser-Zement-Gemisch. Hierfür waren ausgedehnte Terrinaufschüttungen notwendig. Im Oktober 2016 wird die beauftragte Arbeitsgemeinschaft die Vortriebsarbeiten wieder aufnehmen.



Bild 10/11: Stabilisierungsmassnahmen im Oktober 2014 zur Sicherung des Portals des TURI

5 Teilstrecke Steg/Gampel Ost – Visp West

Der Unterbau des Trassees ist auf dieser Teilstrecke der künftigen Autobahn A9 weit fortgeschritten. Die Verantwortlichen konnten hierzu im Sinne eines optimalen Materialbewirtschaftungsprozesses laufend den Qualitätsanforderungen entsprechendes Ausbruchmaterial aus dem Tunnel Visp verwenden.

Für den Gedeckten Einschnitt Raron liegt die Bewilligung der Projektänderung zum Ausführungsprojekt vor und die Ausschreibung wurde vorgenommen.

Viele Anschlüsse und Halbanschlüsse prägen die Autobahn A9 im Oberwallis und gewährleisten eine optimale Anbindung der Dörfer an die Autobahn A9.

5.1 Gedeckter Einschnitt Raron

Die Autobahn A9 führt im Dorfteil „Turtig“ künftig durch einen Tagbautunnel, den Gedeckten Einschnitt Raron (GERA). Wie der Gedeckte Einschnitt in Turtmann (GETU) liegt auch dieses Bauwerk im Grundwasser – die dort gemachten Erfahrungen dienen in Raron als wertvoller Hinweis. So wird auch dieses Bauwerk innerhalb einer Bohrpfahlwand erstellt, damit sich die Setzungen auf ein Minimum reduzieren.

Im Jahre 2013 durchgeführte Versuche mit in den Boden gebohrten Pfählen dienten dazu, die Lärmemissionen beim Bau künftig auf ein Minimum zu beschränken, sowie verschiedene Betonrezepturen für die Bohrpfähle zu testen. Erkundungsbohrungen im parallel zum Tagbautunnel verlaufenden Trasse der SBB dienten dazu, sich auf ein vibrationsarmes Bauen vorzubereiten.

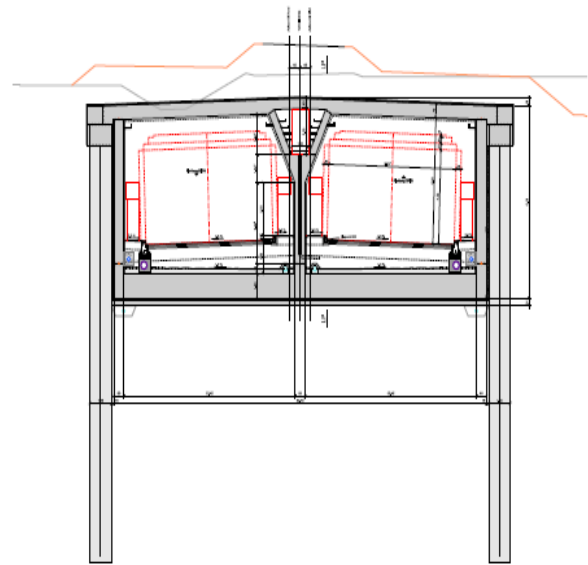


Bild 12: Künftiger Vollanschluss Raron und Westportal des Gedeckten Einschnittes Raron

Bild 13: Normalprofil des Gedeckten Einschnittes Raron

Neue Sicherheitsvorschriften des Bundes verlangten bei der Gestaltung des Gedeckten Einschnittes Raron Anpassungen: So sollten einerseits die Tunnelportale nicht mehr nebeneinander, sondern versetzt angeordnet sein. Andererseits verlangte das Bundesamt für Strassen (ASTRA) eine neue Tunnellüftung sowie zwei Betriebszentralen in Portalnähe. Deshalb musste Mitte 2013 eine ergänzende öffentliche Auflage des geänderten Projektes erfolgen. Die Bewilligung für das ergänzte Ausführungsprojekt erteilte das GS-UVEK im Frühjahr 2015. Nach der Genehmigung des Detailprojektes durch das ASTRA konnte die Ausschreibung erfolgen. Der Bau des Tagbautunnels Raron wird rund 6 Jahre in Anspruch nehmen. Anschliessend erfolgt der Einbau der Betriebs- und Sicherheitsausrüstung (BSA) durch die Fachspezialisten der BSA und ihre Teams.

6 Teilstrecke Visp West – Visp Ost

Die Umfahrung von Visp ist seit langem ein Ziel der Walliser Politik. Umfangreiche politisch geprägte Variantendiskussionen verzögerten diese um Jahre. Schliesslich einigte man sich auf die Südumfahrung von Visp durch zwei bergmännisch ausgebrochene Tunnels.

6.1 Vollanschluss Visp West

6.1.1 Überblick

Im Westen von Visp entsteht der anspruchsvolle Vollanschluss Visp West. Viele einzelne Kunstbauten ergeben zusammen ein Ganzes: neu gebaut wurden hierfür acht Unterführungen, sieben Brücken, vier Kreisel und zwei Umfahrungsstrassen.

Anspruchsvoll aber technisch unter Kontrolle zeigen sich die hochsensiblen Arbeiten unter dem in Betrieb stehenden SBB-Bahndamm oder der Bau der Unterführungen für die Zu- und Abfahrten im Grundwasser.

Die Baustelle Visp West ist in punkto Technik und Sicherheit exemplarisch. Die Arbeiten im Grundwasser erfolgen gemäss dem neuesten Stand der Technik.

Die hochsensible Erdgasleitung der Swissgas und die stark frequentierten Bahnlinien der SBB und der BLS verlangen ein hohes Sicherheitsbewusstsein. Nicht zu vergessen sind die Erfüllung der Anforderungen des Projektes aus der dritten Rhonekorrektur („Projekt R3“) bezüglich des Hochwasserschutzes, der Aufrechterhaltung des alltäglichen Strassenverkehrs sowie der Sanierung von Altlasten aus den letzten Jahrzehnten.

6.1.2 Unterwasserbeton-Baustelle

In der Nähe der stark frequentierten Zufahrt zum Lötschberg-Basistunnel und der SBB-Tallinie liess sich das Grundwasser nicht absenken. Technisch funktioniert Unterwasserbeton folgendermassen: Nach dem Einvi-

rieren der Spundwände verankert man diese seitlich und hebt die Baugrube mit einem Bagger unter Wasser aus. Eine Schlammpumpe transportiert das schlammreiche Wasser in ein Absetzbecken. Der gesamte Prozess ist durch spezialisierte Taucher begleitet. Dann beginnen die Fachleute von einer schwimmenden Plattform aus mit dem Bohren von Auftriebszugpfählen unter Wasser. Nach einem weiteren Absaugen des Schlammes wird in Begleitung der Taucher unter Wasser betoniert. Dabei pumpt man den Beton mit einem sogenannten Contractor-Rohr nach oben, bis die gewünschte Höhe der Betonsohle erreicht ist. Dies verlangt einerseits eine spezielle Betonzusammensetzung und erfordert andererseits aber auch eine Technik, bei welcher das Contractor-Rohr während dem Pumpen immer im Beton, welcher unter Wasser ist, eingetaucht bleiben muss. Die Betonsohle bildet zusammen mit den Auftriebspfählen einen Zapfen, der gegen den Auftrieb des Grundwassers wirkt. Anschliessend kann die Baugrube ausgepumpt werden. In der trockenen Baugrube erfolgt dann der Einbau der Bodenplatte, die mit Zugankern mit dem Sohlenbeton verbunden wird. Im Anschluss werden die Seitenwände und die Decke erstellt.

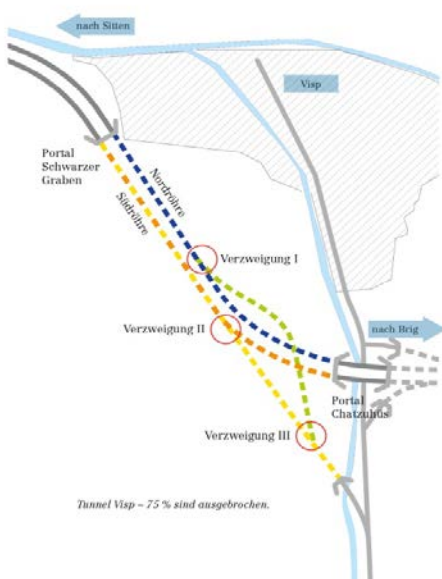


Bild 14: Vollanschluss Visp West: Baustelle im Grundwasser mit Unterwasserbeton, Unterquerung der Geleise, April 2015

Bild 15: Orthofoto der Bauarbeiten am Vollanschluss Visp West 2016

6.2 Tunnel Visp

Am 22. August 2016 konnte nach 1.5 Jahren Ausbrucharbeiten der Tunnel Visp durchgebrochen werden. Die Baustelle umfasst folgende Arbeiten:



- Ausweitung des bestehenden Schutterstollens (Durchmesser 4.75 m) auf Autobahnquerschnitt (Breite 10.80 m) zur künftigen Nordröhre des Tunnels (vgl. rechte, blaue Röhre auf dem Plan).
- Umbau des bestehenden Vispertaltunnels zum Autobahntunnel (künftige Südröhre, gelb auf dem Plan).
- Verzweigungsbauwerk III: Einmündung des Überwurf-tunnels (grün) in den Vispertaltunnel.
- Verzweigungsbauwerk II: Einmündung der Südröhre in den Vispertaltunnel.
- Verzweigungsbauwerk I: Einmündung des Überwurf-tunnels in die Nordröhre.
- Bau des Werkleitungskanals in der Sohle.

Bild 16: Plan der Bauwerke und Anschlüsse rund um den Tunnel Visp

te der bestehende Vispertaltunnel für die Dauer von 1.5 Jahren Massnahmen hat diese Sperrung bisher zu keinen

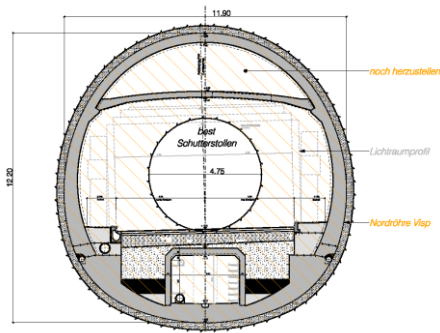


Bild 17: Normalprofil des ausgeweiteten Schutterstollens, heutige Nordröhre des Tunnels Visp
Bild 18: Durchschlag Tunnel Visp vom 22. August 2016 – Ende der Hauptvortriebsarbeiten



Bild 19: Bau des Widerlagerstollens zum Durchdringen der Störzone im Tunnel Visp, Juni 2015

6.3 Tunnel Eyholz

Der Tunnel Eyholz (TUEY) verbindet im Süden von Visp das Vispertal auf der Höhe des Staldbachs mit Eyholz (Grosshüs) im Osten von Visp. Zusammen mit dem Tunnel Visp bildet er die Südumfahrung Visp. Seit Dezember 2012 sind die beiden Tunnelröhren des 4.2 km langen Tunnels Eyholz ausgebrochen. Ein Ausbruch, der in teilweise sehr schwieriger Geologie erfolgen musste. Der zweiröhrige Tunnel weist einen Ausbruchquerschnitt zwischen 110 und 130 m² pro Tunnelröhre auf, wobei kurz vor dem Portal Staldbach eindrucksvolle Verzweigungskavernen – zum Teil ausgebrochen in einer schwierigen Graphit-Zone – mit Spannweiten von bis zu 26 m entstanden sind.

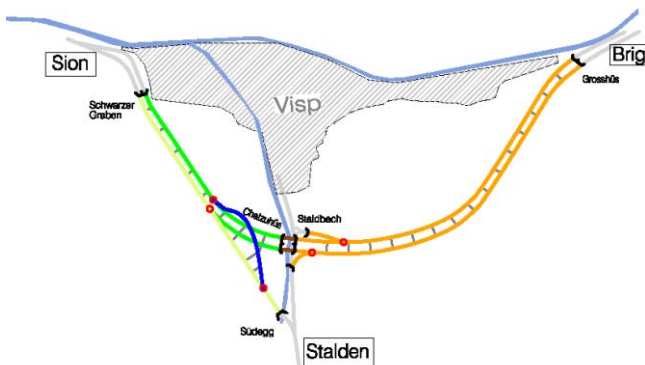


Bild 20: Übersichtsplan Südumfahrung Visp



Bild 21: Tunnel Eyholz Portal Grosshüs

Mit dem Einbringen des Deckbelags im Mai 2016 fanden die Bauarbeiten im TUEY ein Ende. Zurzeit erfolgt der Einbau der Betriebs- und Sicherheitstechnik (BSA) in den Betriebszentralen, in den technischen Lokalen und im Werkleitungskanal.

Im Fahrraum herrscht zurzeit Hochbetrieb: Beispielsweise werden die Türen der SOS-Nischen und der Querverbindungen eingebaut, gleichzeitig auch die Ausrüstung wie Beleuchtung, Tunnellüftung, Signalisation sowie Kommunikations- und Überwachungsanlagen.

7 Ausblick



Mit der etappenweisen Eröffnung der einzelnen Teilstrecken sowie anderen Bauprojekten - wie am 25. November 2016 die geplante Eröffnung der Teilstrecke Leuk/Susten Ost bis Steg/Gampel West (ohne Tunnel Riedberg) - geht es bei der Realisierung des A9-Autobahnbaus im Oberwallis in den nächsten Jahren vorwärts.

Wichtige Meilensteine sind sicherlich der geplante Baubeginn des Gedeckten Einschnittes Raron im Frühjahr 2017 sowie die Ausschreibung der Bauarbeiten nach erfolgter Genehmigung des Ausführungs- bzw. des Detailprojektes auf der Teilstrecke Siders Ost – Leuk/Susten Ost mit dem Gedeckter Einschnitt Pfyn und dem Tunnel Susten in den nächsten Jahren, um nur einige zu nennen.

Bild 22: Portal Grosshüs des TUEY: Bauarbeiten zum Anschluss an das bestehende Teilstück Ende Sommer 2016

Autor:

Martin Hutter
Chef des Amtes für Nationalstrassenbau,
Departement für Verkehr, Bau und Umwelt
des Kantons Wallis

Géologie des tunnels de Viège et d'Eyholz

Jérôme Jacquod

Géologie des tunnels de Viège et d'Eyholz

1 Introduction

Les conditions géologiques dans lesquelles ont été excavés les tunnels de Viège et d'Eyholz sont complexes et ont nécessité des solutions originales, multiples et variées en termes d'ingénierie.

Ces conditions géologiques, qui constituent la base fondamentale de l'ingénierie géotechnique étaient heureusement bien connues : pour le tunnel de Viège, grâce au tunnel existant du Vispéral et à sa galerie pilote, ainsi qu'à la galerie de marinage (dans le tube Nord) ; pour le tunnel d'Eyholz, grâce également à la réalisation préalable d'une galerie de reconnaissance et d'une galerie pilote. En outre, 50 forages de reconnaissances totalisant une longueur cumulée de plus de 1'000 mètres ont été réalisés, principalement dans les zones des portails et aux abords du passage de la faille Rhône-Simplon. Enfin, une galerie de reconnaissance supplémentaire a été excavée de manière à optimiser la position des cavernes souterraines du portail à Staldbach. Cette bonne connaissance des conditions géologiques est donc à mettre sur le compte d'investigations de grande envergure.

Précisons que les relevés de terrain de la feuille n°1288 « Rarogne » de l'atlas géologique de la suisse 1:25'000 – en cours de réalisation – ont été mis à disposition par Swisstopo (Service géologique national) pour les besoins de ce projet [3]. En retour, les informations recueillies lors de la construction des tunnels serviront à l'élaboration des coupes géologiques intégrées à la notice explicative accompagnant la carte. On soulignera donc ici les avantages réciproques des bonnes relations entre les géologues responsables du suivi de travaux souterrains et Swisstopo.

Grâce à ces nombreuses données, la conception du projet a pu être d'emblée bien adaptée aux conditions attendues, et malgré ce qu'on a pu lire dans certains journaux, si les difficultés d'origine géologique n'ont pas manqué, aucune surprise géologique (au sens d'imprévu) n'a en revanche été rencontrée jusqu'ici (les travaux d'excavation sont pratiquement terminés à ce jour, hormis pour la caverne II du tunnel de Viège, qui doit encore être creusée en 2018).

Dans ce cadre, le présent article détaille quelques enjeux géologiques rencontrés ainsi que les solutions utilisées pour les surmonter.

2 Conditions géologiques et hydrogéologiques

2.1 Géologie

Les tunnels de Viège et d'Eyholz traversent des roches métamorphiques appartenant au domaine valaisan des nappes penniques. Si elles sont principalement composées de schistes lustrés, on y trouve également – mais dans une moindre mesure – des roches vertes (prasinities), des marbres, des quartzites ainsi que du gypse. Ces diverses roches, à l'origine sédimentaires et volcaniques (prasinities), ont des âges compris entre 250 et 50 millions d'années [3].

Lors de la formation de la chaîne alpine, dont la phase principale date de 35 à 10 millions d'années, ces roches ont été déformées par plissement, les massifs étant découpés par d'importantes failles. Le plus remarquable de ces accidents tectoniques est la faille Rhône-Simplon, que l'on peut suivre sur plusieurs dizaines de kilomètres et dont les tunnels recoupent deux branches (figure 1) : la première croise le tunnel de Viège au Nord de la caverne I et la seconde traverse le tunnel d'Eyholz dans la caverne du tube Sud.

Par ailleurs, alors que le tunnel de Viège est entièrement excavé en rocher, les zones d'entrée du tunnel d'Eyholz ont dû être partiellement construites dans des terrains meubles (figure 1). Ainsi, les ouvrages de la zone du portail Est (Grosshüs), qui outre les deux tubes routiers comprennent une galerie de ventilation et une caverne de jonction, traversent un cône torrentiel et un éboulement post-glaciaire sur près de 500 mètres. D'autre part, au portail Ouest (Staldbach), les tunnels traversent des éboulis et un cône torrentiel sur 100 à 150 mètres, matériaux dans lesquels est également située la centrale de ventilation.

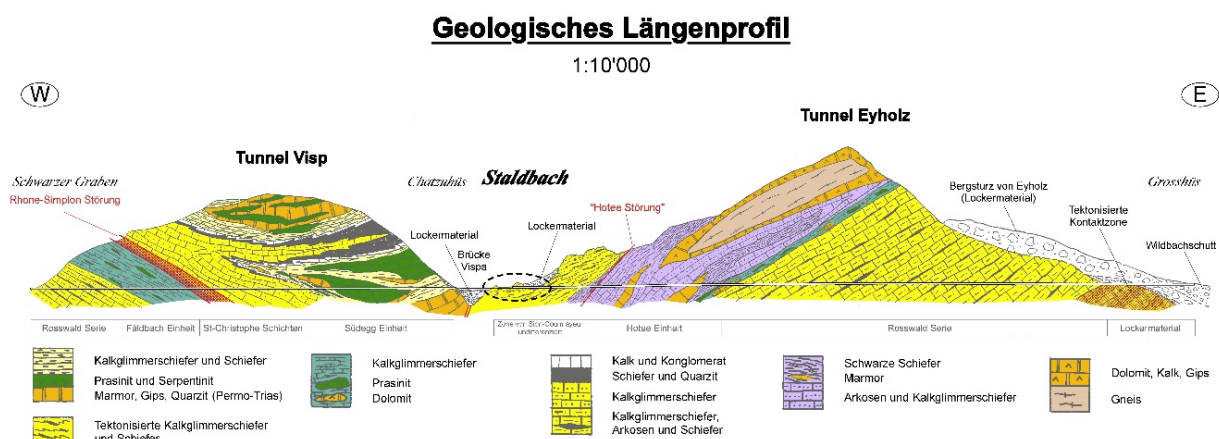


Figure 1: Coupe géologique simplifiée des tunnels de Viège et d'Eyholz.

2.2 Hydrogéologie

Grâce à l'effet drainant des ouvrages déjà réalisés (tunnel de Vispताल, galeries de reconnaissance ou pilotes), la présence d'eau durant les travaux n'était pas redoutée. Les venues d'eau – thermales (jusqu'à 29 °C), agressives au béton, corrosives à l'acier et fortement incrustantes – n'ont en effet et heureusement eu aucun impact sur les travaux d'excavation.

Une surveillance des sources potentiellement menacées par les travaux a cependant été mise en place. Aucune diminution de débit en lien avec les travaux n'a jusqu'ici été constatée.

3 Enjeux géologiques et solutions techniques

3.1 Tunnel de Viège

3.1.1 Traversée de la faille Rhône-Simplon dans la caverne I

Dans la partie terminale Nord de la caverne I, le tube Nord du tunnel de Viège traverse l'une des branches de la faille Rhône-Simplon. Cet accident est caractérisé par une forte tectonisation (fracturation intense) du massif rocheux sur une longueur d'environ 150 mètres au niveau de l'ouvrage, et par la présence d'une "zone de contact" avec le rocher sain sous-jacent, sur une dizaine de mètres, où la roche est totalement broyée et présente des caractéristiques proches de celles d'un terrain meuble (figure 2) [2].

Les nombreuses données acquises au cours des diverses phases de reconnaissance (y.c les essais de mécanique des roches réalisés sur des carottes de forages) ont permis, à l'avance, de définir précisément la nature, les caractéristiques et la géométrie de cette zone de contact. Ces divers éléments ont conduit les ingénieurs vers un concept d'excavation divisée (calotte-stross), avec la réalisation préalable de deux galeries de pied, et l'utilisation de cintres coulissants de type TH avec des éléments déformables afin d'absorber la poussée attendue du massif rocheux.

Les géologues ont assuré un suivi détaillé de l'excavation des galeries de pied (relevés à chaque volée), de manière à permettre une confirmation et une mise à jour en continu du modèle géologique. Il importe donc de souligner que la chapelle d'environ 600 m³ qui s'est développée le 11 février 2016 durant les travaux est

un aléa technique – malheureusement jamais totalement évitable dans le domaine des travaux souterrains lorsque ceux-ci traversent de telles zones tectonisées – et non pas une surprise géologique.

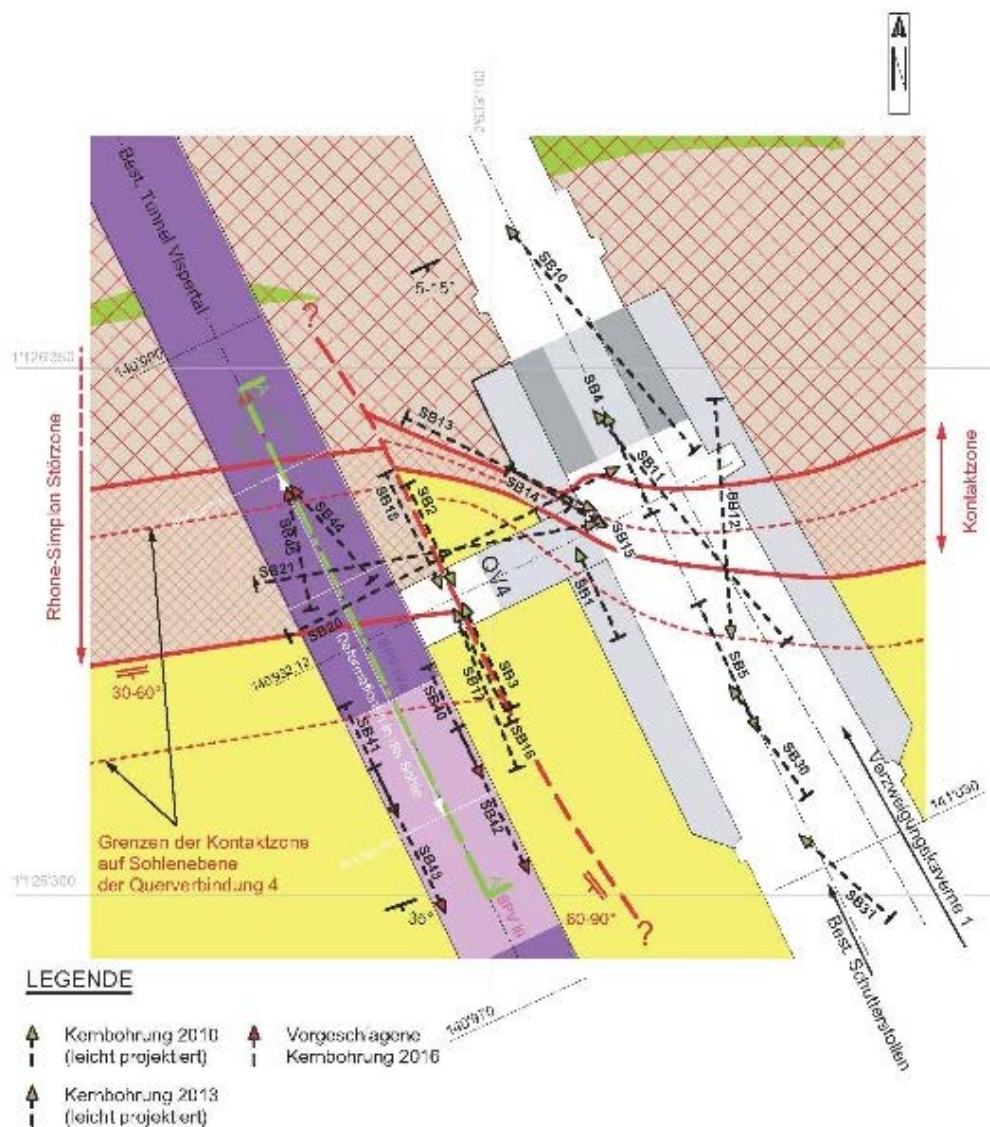


Figure 2: Coupe géologique horizontale le long de la zone de contact (tunnel de Viège, caverne I).

3.1.2 Amiante

Les roches vertes présentes dans le tunnel de Viège (prasinites s. l. et dans une bien moindre mesure serpentinites) sont susceptibles de contenir de l'amiante. Celle-ci se trouve principalement disséminée dans la roche sous forme d'actinolite mais des niveaux de schistes à teneur accrue ont également été mis en évidence. Relevons qu'il ne s'agit pas de fibres d'amiante sensu stricto, mais de fragments minéraux libérés par l'action mécanique (forage, minage) et assimilés à des fibres d'amiante respirable selon la définition de l'OMS.

La présence de cette "amiante" a nécessité un suivi détaillé par les géologues, à la fois pour anticiper leur présence sur la base des relevés géologiques et pour la vérifier à l'aide de mesures de concentration dans l'air. Il importe de développer des procédures spécifiques aux travaux souterrains car actuellement toutes les bases sont issues du domaine de la construction (amiante utilisée dans les matériaux) et ne sont souvent pas pertinents pour l'amiante à l'état naturel dans la roche en tunnel.

3.2 Tunnel d'Eyholz

3.2.1 Surcreusement du rocher et terrains meubles dans la zone du portail de Staldbach

La géologie du secteur de Staldbach (portail Ouest du tunnel d'Eyholz) est particulièrement complexe. D'une part, il est le siège d'un surcreusement de la surface du rocher (figure 3) qui a nécessité des reconnaissances complémentaires par forages carottés ainsi que la réalisation d'une galerie de reconnaissance. Ces investigations ont non seulement confirmé que le tunnel de sortie et le tube Nord du tunnel d'Eyholz seraient à excaver en terrains meubles, mais elles ont également entraîné des modifications du projet initial : la caverne de jonction au droit du tube Nord a ainsi été déplacée en direction de Brigue, afin qu'elle se trouve entièrement en rocher, avec une couverture et un épaulement suffisants [2].

D'autre part, un niveau de brèches (constitué de pierres et de terrains fins cimentés par des dépôts liés à des circulations d'eau) accompagné de dépôts de pente mélangés à des dépôts torrentiels a été mis en évidence (figure 3). Des travaux spéciaux – notamment du jetting – ont dû être engagés pour permettre la traversée de ces terrains, ce qui a été réalisé avec succès.

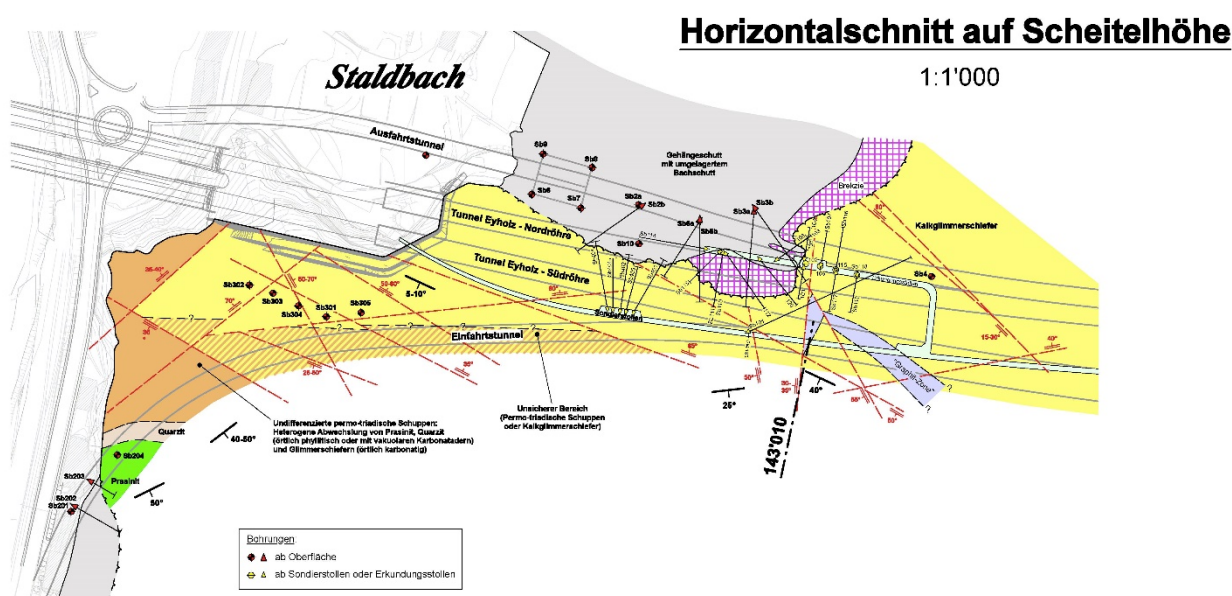


Figure 3: Tunnel d'Eyholz : coupe géologique horizontale à la hauteur du portail Ouest (Staldbach).

3.2.2 Zone fortement tectonisée et graphiteuse dans la zone du portail de Staldbach

Les reconnaissances préliminaires prévoyaient d'intercepter une zone fortement tectonisée et graphiteuse dans la caverne de jonction du tube Sud, à proximité du portail Ouest du tunnel d'Eyholz (Staldbach). Il s'agit d'un accident lié à la proximité de l'une des branches de la faille Rhône-Simplon [2].

Afin d'optimiser les travaux nécessaires au franchissement de cette zone, il a été décidé d'anticiper la réalisation du tunnel d'entrée et de prolonger celui-ci dans la caverne Sud, sous forme d'une galerie de pied servant de reconnaissance. Les fronts ont été relevés à chaque volée par le géologue (figure 4). La synthèse de ces données a permis à l'ingénieur de préparer le dossier de soumission en toute connaissance de cause.

La caverne, en rocher difficile, a finalement pu être réalisée sans problèmes particuliers, en section divisée, sans devoir recourir à l'emploi d'ancrages actifs et en procédant à une substitution des matériaux les plus déficients.

Einfahrtstunnel Staldbach - Verzweigungskaverne Süd

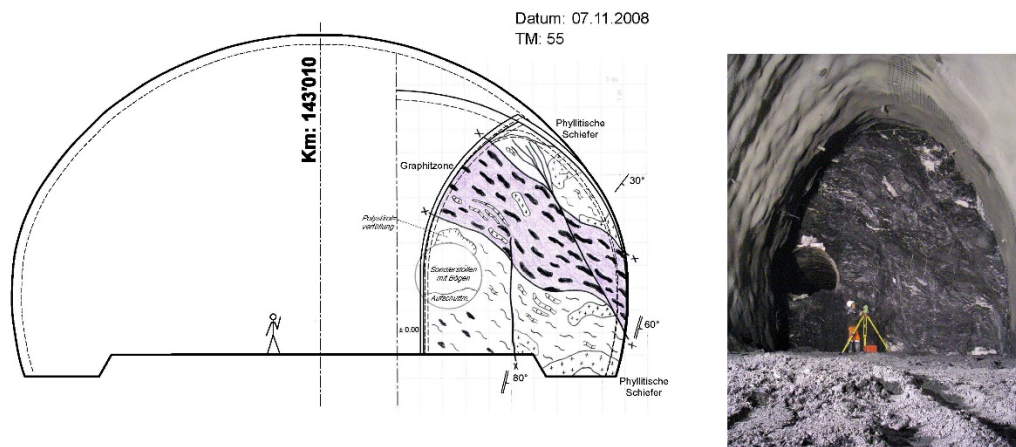


Figure 4: Relevé de front dans la zone fortement tectonisée et graphiteuse (caverne Sud, TM 55).

3.2.3 Terrains meubles dans la zone du portail de Grosshüs

Les ouvrages au portail Est du tunnel d'Eyholz (Grosshüs) ont été excavés sur plus de 500 mètres dans des terrains meubles, d'abord constitués par un cône torrentiel encore actif, puis par les dépôts d'un éboulement tardiglaciaire (figure 5). L'arrivée dans la roche en place se fait ensuite progressivement sur une dizaine de mètres, constituant un tronçon « mixte » particulièrement difficile à excaver [2].

Ici également, des méthodes de présoutènement ont été nécessaires (voûtes parapluie dans le cône, puis mini-voûtes parapluie dans l'éboulement), couplées à des ancrages (en fibre de verre) dans le front et à une excavation en demi-sections.

Les déformations ont été suivies à l'aide de forages équipés de tubes inclinométriques/inkrex réalisés à l'avance depuis la surface et à l'extrados des ouvrages. Les travaux dans ce secteur, certes difficiles, se sont à nouveau déroulés sans problème inattendu.



Figure 5: Photo de front mixte rocher - terrain meuble dans la région de Grosshüs.

4 Conclusions

Ces quelques retours d'expérience montrent que l'intervention précoce du géologue lors des études – de même que son étroite collaboration avec l'ingénieur – sont cruciales afin de minimiser le risque géologique. La géologie est une science par définition inexacte, à laquelle il faut donc savoir s'adapter, en particulier

lorsqu'elle est peu favorable ou difficile. L'expérience montre que des investigations généreusement consenties -comme ce fut le cas à Viège- sont un investissement sans commune mesure avec les répercussions financières de conditions géologiques inattendues en cours de réalisation (applications de méthodes non prévues au marché, offres complémentaires, retards et dépassement des délais, indemnités et coût de prolongation de chantier, impacts dans les médias et sur le public en général, etc).

Lors des travaux, un suivi géologique régulier reste également nécessaire pour confirmer et si nécessaire adapter le modèle géologique, et donc les moyens constructifs mis en œuvre.

Enfin, on soulignera que même sans surprise durant les excavations, la géologie reste trop souvent (ou même traditionnellement ...) mise en cause, et donc le géologue, pour justifier des revendications des retards ou des surcoûts.

5 Références

- [1] Tunnel Eyholz, geologisch geotechnischer Bericht, 3.05.2007 NCG-Vispa: Norbert-de Cérenville.
- [2] Tunnel Visp, geologisch geotechnischer Bericht, 17.12. 2010 NCG-Vispa: Norbert-de Cérenville.
- [3] Atlas géologique de la Suisse, feuille n° 1288 Rarogne (in prep)

Auteur:

Jérôme JACQUOD

Géologue et hydrogéologue dipl. / SIA

Norbert SA, Géologie technique et hydrogéologie pour NCG-Vispa Norbert-de Cérenville

1920 MARTIGNY

Unterirdische Verzweigungsbauwerke im Tunnel Visp

Alex Schneider

Unterirdische Verzweigungsbauwerke im Tunnel Visp

1 Einleitung

1.1 Projektübersicht

Der Tunnel Visp und der Tunnel Eyholz bilden die Hauptbestandteile der Südumfahrung Visp der A9 im Oberwallis (Bild 1). Die beiden Tunnel der rund 8 km langen Südumfahrung der Nationalstrasse im Oberwallis sind mit 2 Röhren à jeweils zwei Spuren ausgebaut. Mit den beiden unterirdischen Halbanschlüssen ins Vispertal entstehen in den beiden Tunnel insgesamt 5 unterirdische Verzweigungsbauwerke. Im Tunnel Eyholz, dessen Rohbau seit Sommer 2016 abgeschlossen ist, sind zwei davon bereits realisiert [1, 2]. Im Tunnel Visp werden aktuell in zwei Baulosen zwei der drei Kavernen realisiert. In einer späteren Bauphase wird der Vispertaltunnel für die Integration in die Nationalstrasse umgebaut und die dritte Kaverne erstellt.

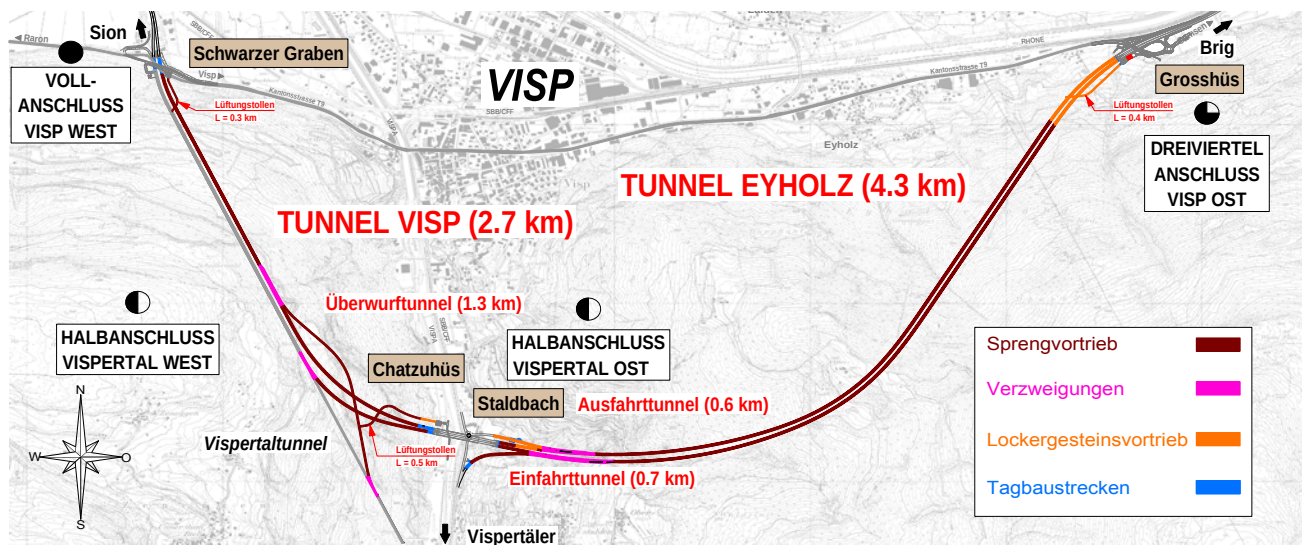


Bild 1: Übersicht A9 Visp mit Tunnel Visp und Tunnel Eyholz

1.2 Verzweigungskavernen und geologische Verhältnisse

Das Bild 2 zeigt die Anordnung der drei Verzweigungskavernen im Tunnel Visp in einem geologischen Horizontalschnitt. Die Nationalstrasse führt in 2 Röhren von Sion im Westen in Richtung Brig.

Mit dem bestehenden Vispertaltunnel wird heute die Kantonsstrasse vom Rhonetal ins Vispertal an Visp vorbei geleitet. Der Vispertaltunnel liegt künftig bis zur Verzweigung der Ausfahrt ins Vispertal (VZW II) auf der Achse der Südröhre der Nationalstrasse und wird in diese integriert und entsprechend umgebaut. Vom Vispertal her wird der Verkehr aus dem bestehenden Tunnel in einer nächsten Verzweigung (VZW III) in den neu zu erstellenden Überwurtunnel und von dort in die lange Einfahrtkaverne in die Nordröhre (VZW I) geführt. Die Einfahrtkaverne ist aufgrund der erforderlichen Einfädelung mit 435 m das längste Verzweigungsbauwerk. Die beiden Ausfahrtkavernen sind rund 241 m bzw. 131 m lang.

Die Kavernen weisen maximale Spannweiten des Ausbruches von 27 m (VZW I), 28 m (VZW II) und 24 m (VZW III) auf. Der Querschnitt der trompetenförmigen Bauwerke nimmt dabei, ausgehend von der schmalsten Stelle am Anfang, abschnittsweise kontinuierlich zu und wird wo geometrisch möglich über längere Strecken konstant gehalten.

Typische Querprofile der Kavernen im Endzustand zeigen die Bilder 3 und 4. Die Bauwerke sind zweischalig ausgebaut und weisen jeweils eine Zwischendecke mit einem darüber liegenden Lüftungskanal auf. Massgebend für die Lage der Zwischendecke ist deren Höhe in den angrenzenden Tunnelstrecken. Die maximale Spannweite ergibt sich geometrisch minimal an der Stelle, wo der verbleibende Fels zwischen den angrenzenden Tunnelröhren eine Mächtigkeit von ca. 1 m erreicht. Dies wurde konzeptionell so festgelegt, um die Spannweite zu minimieren. Fallweise wurde der verbleibende Felspeiler gezielt verstärkt oder im ungünstigen Fall ein Materialersatz ausgeführt.

Im Regelfall, d.h. bei günstiger Geologie im Prasinit und Kalkglimmerschiefer (Fels massig bis stark geklüftet), erfolgt der Ausbau in einem offenen Profil wie in Bild 3. Die Innengewölbe sind je nach Spannweite 40 cm bis 80 cm stark und bei grösserer Spannweite bewehrt. Die Abdichtung erfolgt mit einer Kunststoffolie und einer darüber liegenden Drainagematte und ist seitlich an die Gewölbedrainageleitungen angeschlossen. Diese wird alle 75 m in die im Werkleitungskanal unterhalb der Fahrbahn des Nationalstrassenstrasses angeordnete Bergwassersammelleitung entlastet.

Bei ungünstiger Geologie, z.B. im Bereich einer mächtigeren Störzone, müssen solche Querschnitte im Regelfall zum Ring geschlossen werden. Im Tunnel Visp ist das an einer Stelle im Bereich der Einfahrtskaverne aus dem Überwurtunnel auf einer Strecke von 45 m erforderlich. Dies bei Spannweite des Ausbruches von bis 15 m. Die Gewölbestärke beträgt hier 50 cm und es wird eine Vollabdichtung ausgeführt.

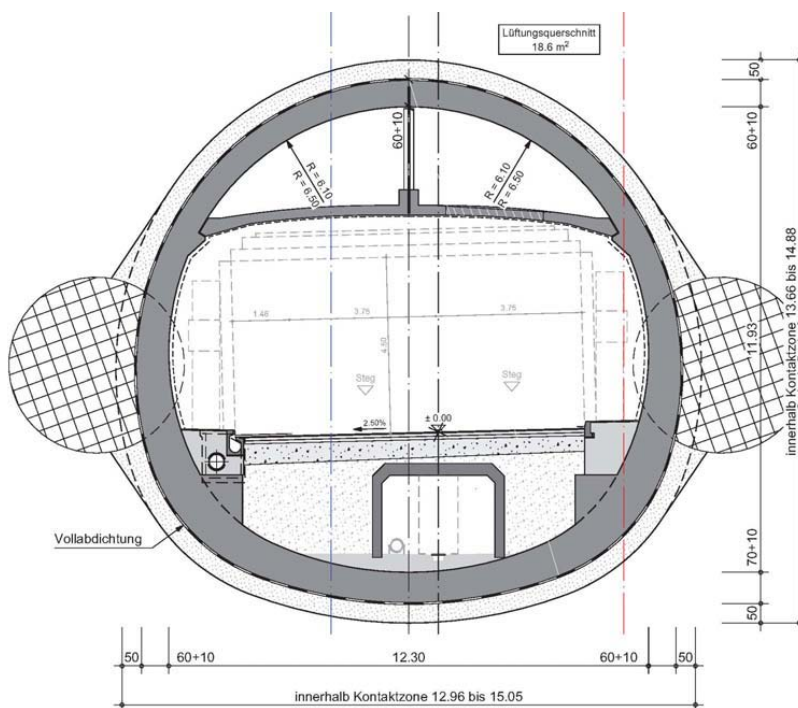


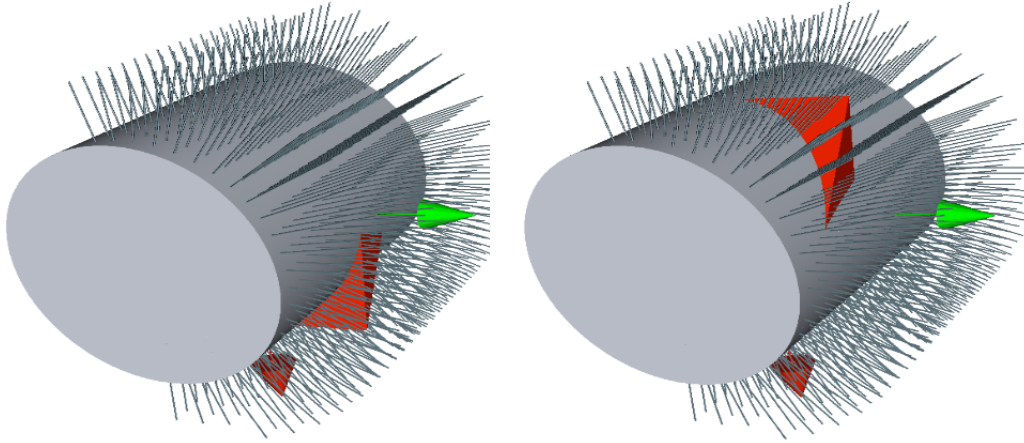
Bild 4: Querschnitt Verzweigungskaverne (ungünstige Geologie in Störzone)

Beispielhaft werden nachfolgend in Kapitel 2 die geotechnischen Überlegungen für den Bau in der Einfahrtskaverne in der Nordröhre erläutert. Konzeption und Bauweise der Kavernen in günstiger Geologie ist in Kapitel 2 erläutert. Der Abschnitt in der Störzone erforderte eine Sonderlösung, die in Kapitel 3 beschrieben ist.

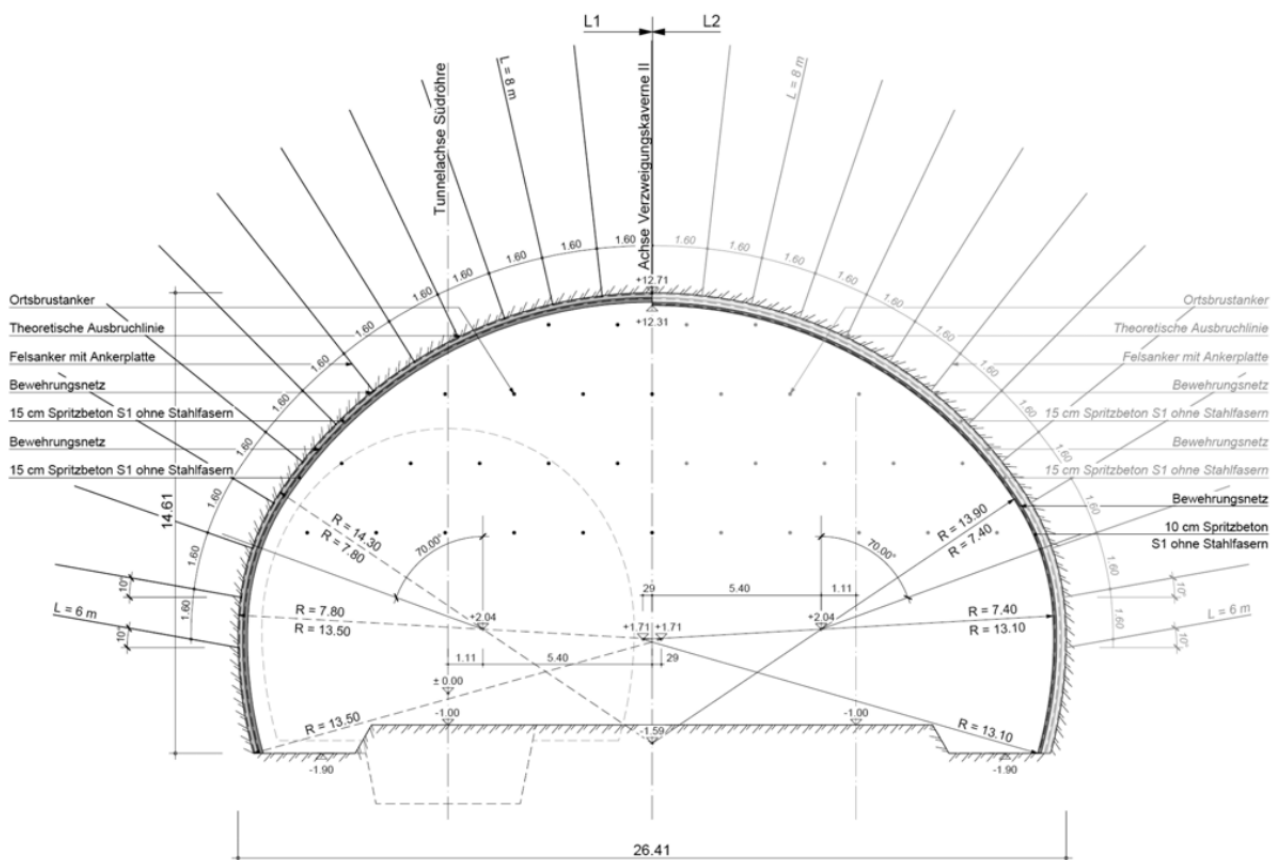
2 Kavernenbau in günstigen geologischen Verhältnissen

Die Konzeption von Ausbruch und Sicherung der Kavernenbauwerke basiert grundsätzlich auf einer systematischen Analyse der Gefährdungsbilder unter Auswertung der geologischen Prognose und Anordnung von Massnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit gegenüber den erkannten Gefahren.

Der Kalkglimmerschiefer und auch der Prasinit bilden ein grundsätzlich standfestes Gebirge, dessen Verhalten hauptsächlich von der Raumstellung, Abstand und Erstreckung der Trennflächen (Schicht- / Schieferungsflächen und Klüfte) geprägt ist. Potentielle Bruchkörper lösen sich im Kalottengewölbe bzw. Scheitel aus dem Felsverband bzw. können entlang steiler Trennflächen im Parament abgleiten. Basierend auf einer Auswertung dieser geometrischen Informationen über die Trennflächen wurden potentielle Bruchkörper ermittelt und deren Stabilität mit und ohne Sicherungsmassnahmen bewertet [4]. Abhängig von der Spannweite



Der Ausbruch erfolgt im Sprengvortrieb in Etappen mit seitlicher Ausweitung und nachgezogenem Sohlausbruch, wobei in einem ersten Schritt aus übergeordneten bauleistungs-technischen Überlegungen ein Durchbruch durch die Kaverne geschaffen wird.



28

Die Ausbruchsicherung im vollen Querschnitt zeigt Bild 6 am Beispiel des maximalen Querschnitts in der Verzweigung VZW II. Die bewehrte Spritzbetonschale ist in der Regel 40 cm stark. Die Ankerlängen der systematischen Ankerung ergeben sich aufgrund der oben beschriebenen Bruchkörperanalyse abhängig von der Spannweite im Parament mit 5 bis 6 m, im Kalottengewölbe und Scheitel mit bis zu 8 m. Das Ankerraster beträgt 1.3 x 1.3 m bis 1.7 x 1.7 m. Zur Gewährleistung der Arbeitssicherung, kurzfristig unmittelbar nach dem Ausbruch, wurden nach Bedarf rasch tragfähige Reibrohranker mit Längen bis 5 m und Stahlfaser-spritzbeton (Versiegelung) eingesetzt. Für die Sicherung der Ortsbrust sind Ortsbrustanker vorgesehen.

3 Kavernenbau in ungünstigen geologischen Verhältnissen

Eine Sonderlösung erforderte der Abschnitt der Einfahrtskaverne in die Nordröhre VZW I im Bereich der Rhone-Simplon Störung. Beim Übergang der Rhone - Simplon Störzone zu den Kalkglimmerschiefer der St. Christophe Einheit befindet sich die ca. 10 m starke „Kontaktzone“, einer Zone mit gemäss geologischer Prognose geringer Festigkeit und hoher Verformbarkeit. Gemäss Prognose ist die Kaverne davon auf einer Strecke von 45 m bei einer Spannweite von max. 15 m betroffen.

Der Schutterstollen, vorgängig im Zusammenhang mit der Materialbewirtschaftung für den Tunnel Eyholz mit einer TBM im Durchmesser von 4.75 m ausgebrochen, liegt mitten im Profil der Verzweigung.

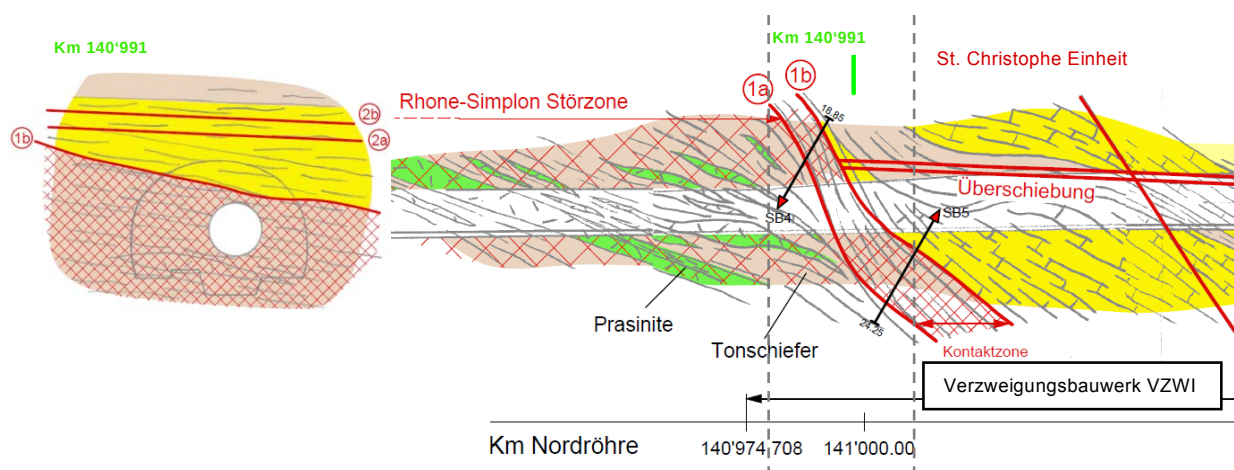


Bild 7: Geologisches Modell (nach Erkundungsbohrungen 2010)

Vom Geologen wird die Rhone - Simplon Störung als „besonders tektonisierte Strecke“, bestehend hauptsächlich aus „Tonschiefern mit metrischen bis dekametrischen Prasinitlinsen“ bezeichnet. „Örtlich sind diese Gesteine ganz kakiritisiert (lehmige bis tonige Matrix)“. Mit der Erkenntnis aus dem vorgängig in diesem Abschnitt erstellten Tunnelbauwerken (Vispertaltunnel, Schutterstollen, Querverbindung) sowie aus den Sondierbohrungen konnte die Mächtigkeit der eigentlichen Kontaktzone, d.h. des stark kakiritisierten Abschnittes, innerhalb des Kavernenprofils auf max. 10 m begrenzt werden.

Mit der vorliegenden Überdeckung war klar, dass sich das Gebirge druckhaft verhalten würde und für derartige Verhältnisse ein Vortrieb der Kaverne ohne vorausseilende Stabilisierungs- oder Sicherungsmassnahmen kaum möglich sein wird. Konzeptionell wurde deshalb früh beschlossen, vorgängig zwei seitliche Widerlagerstollen mit einem Ausbruchquerschnitt von 20m² ausgehend vom bereits bestehenden Schutterstollen auszubrechen. Diese werden mit Beton verfüllt und schaffen somit ein Widerlager für die Sicherung des nachfolgenden Kavernenausbruchs. Der grosse Querschnitt der Kaverne (ca. 110 – 180 m²) wird in drei Teilen ausgebrochen (Kalotte, Strosse und Sohle), wobei jeder Teil in der 45 m langen Strecke jeweils durchgängig ausgeführt wird.

Eine besondere Schwierigkeit ergab sich in der Abschätzung der Kennwerte für die Verformbarkeit und Festigkeit des Gebirges in der Rhone - Simplon Störung und in der Kontaktzone. Mit der Hilfe der Gebirgsklassifizierung GSI sowie der Software Roclab (RocScience Inc.) ergaben sich in einer ersten Schätzung des Projektgeologen geotechnische Kennwerte, die – vom Ingenieur in einer räumlichen Statik verwendet – zu unrealistisch grossen Deformationen (Konvergenzen des Ausbruchquerschnittes > 2 m) führten. Diese Resultate stellen die technische Machbarkeit des Bauwerks in Frage, stehen allerdings im Widerspruch zum Umstand, dass der Vispertaltunnel in diesem Abschnitt ohne Sohlgewölbe besteht und beim Vortrieb des Schutterstollens mit einem leichten Bogenausbau lediglich Konvergenzen von max. ca. 20 cm beobachtet wurden.

Der Projektverfasser hat in der Folge mit Hilfe einer Rückrechnung der bekannten Fakten über die bestehenden Bauwerke mögliche Szenarien für die Baugrundeigenschaften ermittelt und zusammen mit einer Risikoüberlegung die Dimensionierung der Sicherung und des Ausbaues der Kaverne auf eine neue Basis gestellt.

Mit dem Vortrieb der Widerlagerstollen und der Auswertung der zuvor im Schutterstollen eingebrachten Extensometer sollte eine Überprüfung des so ermittelten geologischen Modells gemacht werden können, bevor der eigentliche Kavernenvortrieb ausgelöst wird.

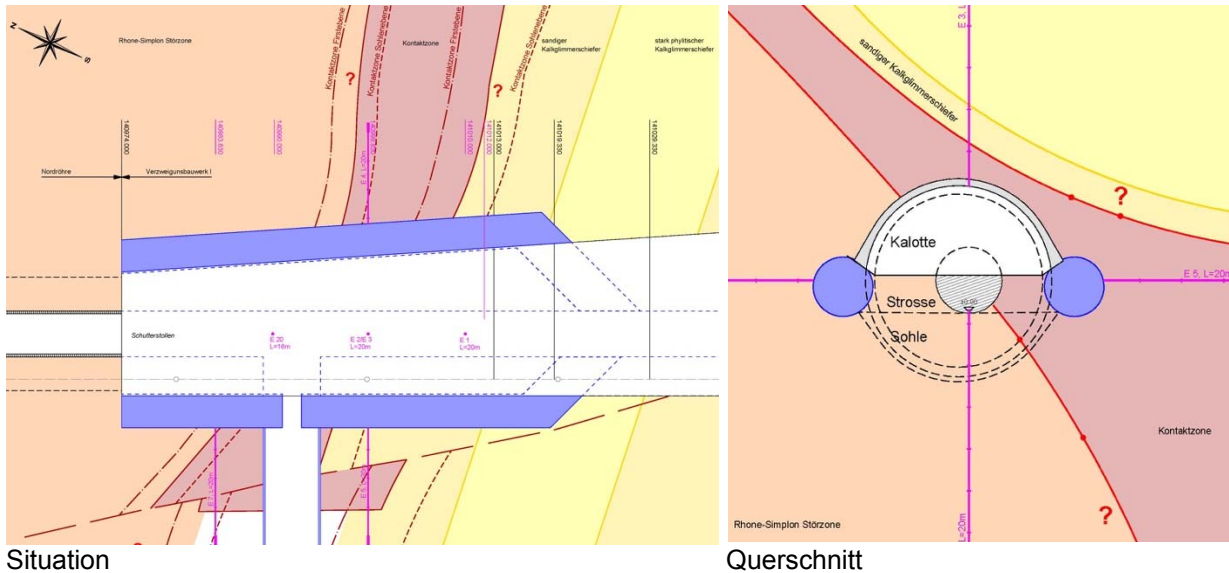


Bild 8: Ausbruchskonzept mit Widerlagerstollen verfüllt und anschliessendem Vortrieb in Kalotte, Strosse und Sohle (Querverbindung in der Störzone bereits viel früher ausgebrochen)

Konzeptionell ist der Ausbruch im Sprengvortrieb bzw. maschinenunterstützt auszuführen. Die Ausbruchssicherung sowohl für die beiden Widerlagerstollen als auch für die Kaverne basiert auf dem „Ausweichprinzip“. Damit wird ein Mehrausbruch erstellt und durch die Zulassung von Verformungen der Gebirgsdruck reduziert. Die Sicherung besteht aus langen Ankern und TH-Stahlbogen mit nachgiebigen Gleitanschlüssen. Zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit werden eine dünne Spritzbetonversiegelung mit Stahlnetzen sowie Spiesse eingebaut. In den Widerlagerstollen beträgt der Mehrausbruch 15 cm, in der Kaverne 50 cm. Nach dem Abklingen der Gebirgsverformung wird die Spritzbetonschale mit einer Stärke von 45 cm und Deformationselementen (HIDCON) eingebracht. Zur Stabilisierung der Ortsbrust sind lange Anker vorgesehen.



Ausbruch und Sicherung mit Bogen

Schalung der Widerlagerfläche für den Bogen im Kalottengewölbe

Bild 9: Widerlagerstollen

Zur Beherrschung der Gefährdung des bestehenden Vispertaltunnels während des Kavernenvortriebs wird der Tunnelausbau im parallelen Tunnel laufend im Rahmen von visuellen Kontrollgängen geprüft. In wie weit allfällige Verformungen durch den Kavernenausbruch zu Schäden führen können, wurde untersucht. Zur Gewährleistung der Verkehrssicherheit wird für die Zwischendecke vorgängig eine Fallsicherung eingebaut.

4 Bauerfahrung und Fazit

Zum aktuellen Zeitpunkt sind die Ausbrucharbeiten in den beiden Kavernen in den laufenden Baulosen (VZW I und VZW III) im Wesentlichen abgeschlossen.

Der Ausbruch und die Sicherung der Kavernen im Fels konnte mit dem in Kapitel 2 erläuterten Konzepts ohne nennenswerte Schwierigkeit und effizient ausgeführt werden. Bei günstigeren Verhältnisse – wie im Bereich der Verzweigung im Prasinit – wurden eine reduzierte Ankerlänge und eine reduzierten Spritzbetonschale von 30 cm ausgeführt. Auf lokal ungünstigere Verhältnisse, typischerweise bei kleineren Störungen im Kalkglimmerschiefer, wurde mit Zusatzmassnahmen wie Spiessen und Ortbrustsanker reagiert. Eine Herausforderung stellte die Optimierung der Sicherung für die temporären Paramente der Teilausbrüche dar. Mit der Optimierung in der Form von reduzierter Ankerung und Spritzbetonstärken erfüllt die Sicherung tiefere Ansprüche an die Sicherheit. Entsprechend waren teilweise Deformationen bzw. Risse in der Ausbruchssicherung erkennbar und es war mit organisatorischen Massnahmen die Sicherheit für die Baustellenlogistik sicher zu stellen.

Für den Kavernenabschnitt in der Rhone-Simplon Störung bestätigten die gemessenen Gebirgsverformungen nach dem Ausbruch des Widerlagerstollens das vom Ingenieur eingesetzte geologische Modell hinsichtlich der zu erwartenden Deformationen. Aufgrund der Erkenntnisse in den Stollen konnte der Bereich mit den schweren Massnahmen gemäss Konzept in Kapitel 3 für den Kavernenausbruch von 45 m Länge auf 25 m verkürzt werden.



Bild 10: Vortrieb in der Kalotte der Verzweigung VZW I, Bogenausbau mit Deformationselemente

Beim Kalottenvortrieb waren die Deformationen insgesamt etwas geringer als erwartet. Allerdings ist bei der Querung der Kontaktzone ein Verbruch entstanden. In einem progressiv über rund 2 Stunden beobachteten Bruchvorgang sind rund 750 m³ Material aus der Störzone verbrochen. Der Verbruch beschränkte sich zu Beginn auf den Bereich der Laibung, erst zu einem späteren Zeitpunkt ist die Ortsbrust instabil geworden und haben sich rund 3 m des bereits eingebauten Bogenausbaues deformiert. Da das Ereignis sich allmählich ankündigte, bestand keine Gefahr für die Belegschaft auf der Baustelle. Für die Bewältigung des Ereignisses wurde zunächst das Haufwerk mit einer rund 30 cm starken Spritzbetonschicht gesichert. Über dem Tunnel wurde das Gebirge mit Manschettenrohren systematisch injiziert. Nach Injektion auch des Haufwerkes und einer temporären Verstärkung der Laibungssicherung konnte der Vortrieb rund 4 Monate nach dem Ereignis wieder aufgenommen und die Strecke erfolgreich bewältigt werden.

Mit dem Abschluss der Vortriebsarbeiten in der Störzone bleibt das Fazit, dass mit dem getroffenen Vorgehen eine grosse Bandbreite des Gebirgsverhaltens bewältigt werden konnte. Das Konzept mit dem Mehrausbruch macht es möglich, auch sehr ungünstiges Gebirgsverhalten abzudecken. Andererseits sind die Auswirkungen für den Fall, dass die Gebirgsverhältnisse besser sind, mit dem dann erforderlichen Verfüllen des Mehrausbruches mit Beton, klar beschränkt. Der Verbrauch hat aber gezeigt, dass Risiken bei einem Vortrieb in einer Störzone mit derart stark zerbrochenem Baugrund insbesondere bei grossen Spannweiten verbleiben.



Bild 11: Kavernenausbruch in der Sohle für den Ringschluss in der Störzone der VZW I, Widerlagerstollen im Parament erkennbar.

Der Ausbruch der Verzweigungskaverne VZW I dauerte rund 1.5 Jahre inkl. Bewältigung der Störzone, jene der kürzeren Verzweigung VZW III in günstigerem Felsverhältnisse lediglich rund 7 Monate. Für den Ausbau der Kavernen ist rund 1 Jahr (VZW I) bzw. 8 Monate (VZW III) vorgesehen.

5 Literatur

- [1] Schneider, A.; Tanner, S. (2008): A9 Umfahrung Visp – Anspruchsvolle Tunnelvortriebe in Lockergestein und Fels; Swiss Tunnel Congress, Luzern. □
- [2] Schneider, A. (2007): Unterirdische Verzweigungskavernen im Tunnel Eyholz. Kolloquium an der ETHZ, 13. Dezember 2007.
- [3] Schneider, A.; Tanner, S. (2013): Die Reduktion bautechnischer Risiken beim Tunnel Eyholz, Swiss Tunnel Congress, Genf. □
- [4] Schneider, A. (2001): Sicherheit gegen Niederbruch im Untertagebau. Dissertation ETH Zürich.

Autor:

Alex Schneider
 Leiter Ingenieurbüro, Dr. sc. techn., Dipl. Bauing. ETHZ
 Rothpletz, Lienhard + Cie. AG
 4600 Olten

Anschluss Grosseya

**Walter Wiedmer
Sara Montani**

Anschluss Grosseya

1 Einführung

1.1 Überblick / Allgemeines

Der Vollanschluss Visp West umfasst die Teilstrecke der Autobahn A9, die Anschlussstrassen sowie Kunstbauten in den Sektoren Grosseya, Wereya, Baltschieder und Kleegärten.

Der eigentliche Verkehrsknotenpunkt Visp West befindet sich im Gebiet Grosseya und umfasst im Wesentlichen:

- Verschiedene Wannenkonstruktionen
- 5 Unterführungen, davon 3 Unterquerungen der SBB
- Flurstrassen-Überführung über die A9 und Verbindung zur Flurstrasse Baltschieder
- Aus- und Einfahrtsrampen Richtung Sitten und Visp

1.2 Umfeld



Bild 1: Baustelle Grosseya: Zustand vor Baubeginn, nach Vorschüttung



Bild 2: Baustelle Grosseya: Visualisierung

Konstruktionsart und Bauablauf wurden massgebend beeinflusst von:

- SBB Linie Lausanne-Brig mit 3 Gleisen (mögliche Totalsperrungen von max. 4 h)
- Rhone
- Grossgrundkanal, erforderte provisorische Umlegung, Kontamination
- Swissgas ($\varnothing = 250 \text{ mm}$, Druckstufe 70 bar)
- ARA Visp

1.3 Nachbarprojekte

Bauabläufe und Schnittstellen mussten mit folgenden Projekten abgestimmt werden:

- Dritte Rhonekorrektur
- Hochwasserschutz Vispa
- Umlegung Swissgasleitung
- Neubau 4. Gleis SBB, Visp-St. German

1.4 Zeitlicher Ablauf

Verschiedene Vorarbeiten wurden vorgängig zu den Hauptarbeiten in den Jahren 2009-2014 durchgeführt:

Tabelle 1: Vorarbeiten 2009-2014

	2009	2010	2011	2012	2013	2014
Sanierung Altlasten Schwarzer Graben						
Versuchsbaugrube						
Werkleitungen & Anpassung ARA						
Dammschüttungen A9 und SBB						
Leitungsumlegung / Erschliessung						
SBB Querungen, Mastfundamente						
Einbau Weichen SBB						
Kanalverschiebung & Altlastensanierung						

2 Geologie – Hydrologie

2.1 Geologie

Der Talboden des Rhonetals ist weitgehend mit quartären Lockergesteinen gefüllt. In den Talflanken taucht der Fels steil auf, ist jedoch auch im Bereich des Anschlusses an den Tunnel Visp für die geotechnischen Randbedingungen des Autobahnbaus nicht relevant.

Bei den quartären Lockergesteinen stehen unter einer Deckschicht aus künstlichen Auffüllungen und Kultur-erde (Schicht a) junge Überflutungssilte/obere limnische Ablagerungen (Schicht b) an. Diese werden von Flussalluvionen, den so genannten Rhone-Schottern (Schicht c), unterlagert. Der obere Schotterhorizont ist in der Regel mindestens 5 m bis 10 m mächtig. Mit zunehmender Tiefe folgt eine Wechsellagerung aus Rhone-Schottern und Verlandungssedimenten/unteren limnischen Ablagerungen (Schicht d). In einer Tiefe zwischen ca. 20 m und rund 40 m unter Terrain kann ein mehrere Meter mächtiger, durchgehender Horizont von Verlandungssedimenten ausgemacht werden, der oft zur Abgrenzung zwischen oberen und unteren Rhoneschottern verwendet wird.

Da Rhone und Vispa weiträumig im Tal mäandrierten, variieren Schichtmächtigkeit und Schichtausbreitung lokal aber sehr stark. Charakteristisch sowohl für die Rhone-Schotter als auch für die Verlandungssedimente ist der zum Teil beachtliche organische Anteil.

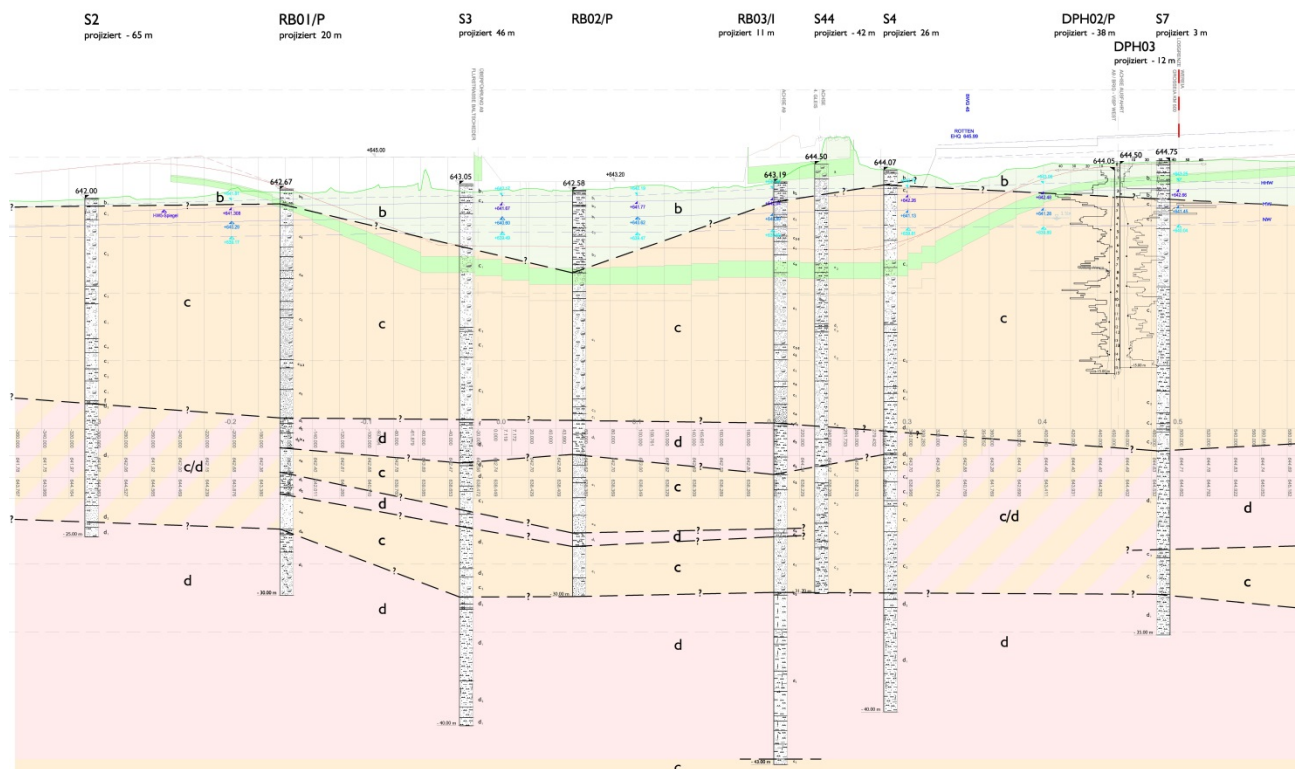


Bild 3: Geologisches Längenprofil Achse 110 (Ausfahrt Sion-Visp)

2.2 Hydrogeologie

Das gesamte Projektareal befindet sich im Gewässerschutzbereich A_{II}. Die Durchlässigkeit der Rhoneschotter beträgt 1×10^{-3} m/s. Bei den Überflutungssiltten als auch bei den Verlandungssedimenten liegt sie bei ca. 1×10^{-5} m/s.

Grundsätzlich fliesst das Grundwasser in westliche Richtung. Die Grundwasserschwankungen werden durch das Abflussverhalten von Rhone und Vispa beeinflusst. Bild 4 zeigt die Ganglinien der Rhone bei Brig und der Grundwassermessstelle LM2 am westlichen Rand des Projektperimeters über einen Zeitraum von knapp 20 Jahren.

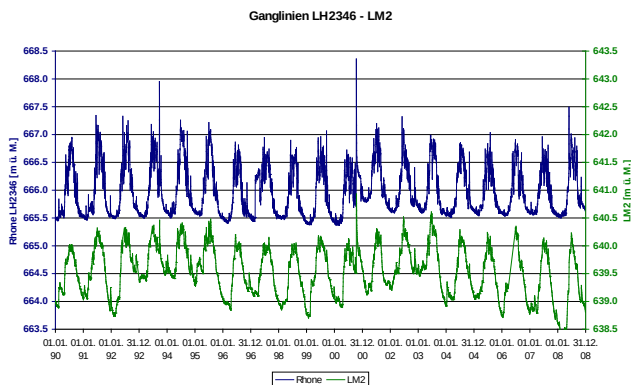


Bild 4: Ganglinien der Rhone und der Grundwassermessstelle LM2 (1990 – 2008)

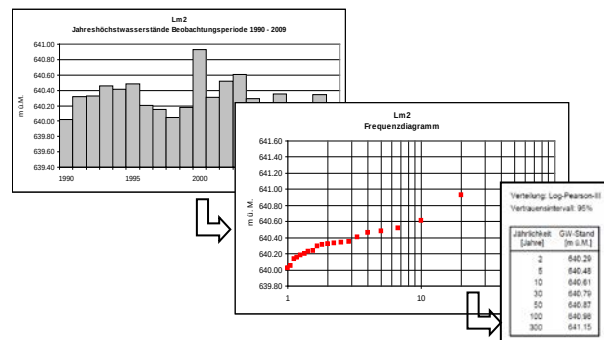


Bild 5: Methodik im Überblick

Der Einfluss der Rhone auf das Grundwasser ist deutlich erkennbar: Die Ganglinien verlaufen nahezu parallel, Oberflächengewässer und Grundwasser erreichen jeweils die Hochstände in den Sommermonaten Juni bis September und die Niedrigwasserstände in den Wintermonaten Januar bis April. Extreme Hochwasserereignisse der Fließgewässer wirken sich auch unmittelbar auf das Grundwasser aus.

Da die saisonalen Schwankungen mit ca. 1.5 m relativ gross sind, wurden die Grundwasserstände im Sinne einer Optimierung mit Jährlichkeiten versehen, ein Verfahren, das vor Beginn der Baustelle in der Hydrogeologie nicht zur Anwendung kam.

Für die Grosseya basiert die Bestimmung der Jährlichkeit der Grundwasserstände auf den in den GW-Messstationen gemessenen Jahresmaxima und der statistischen Auswertung gemäss der Log-Pearson-III-Verteilung.

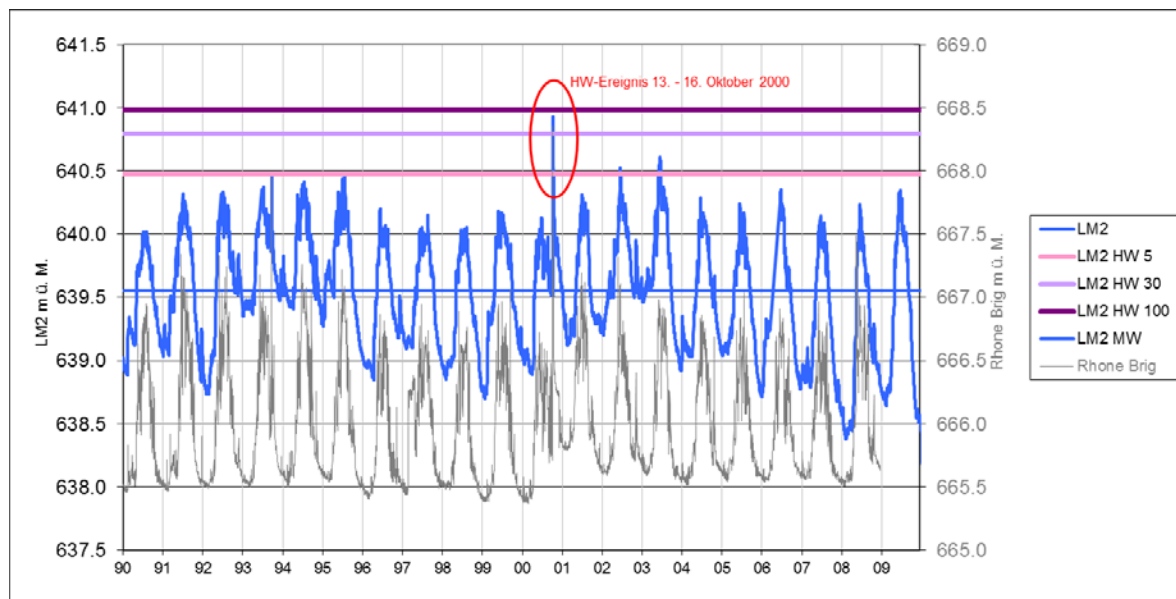


Bild 6: Ganglinie LM2 im Vergleich zu den repräsentativen Hochwasserständen

Anhand dieser statistischen Auswertung wurde zusammen mit dem Bauherrn der 5-jährliche Hochwasserstand (HW_5) als massgebendes Szenario für die Bauzustände bestimmt. Im Gebiet Grosseya führte das beispielsweise dazu, dass im Bauzustand mit ca. 60 cm unter dem Höchstwasserspiegel liegenden Werten gerechnet werden konnte. Den Gefährdungsbildern Auftrieb und hydraulischer Grundbruch wurde der Höchstwasserstand zugrunde gelegt.

2.3 Kritische Beurteilung der Grundlagen

Massgebend für das Variantenstudium waren aus geologisch-hydrogeologischer Sicht folgende Punkte:

- Die abdichtende Wirkung der Verlandungsbildungen (Schicht d) resp. ihre Durchgängigkeit konnte nicht über die ganze Strecke garantiert werden.
- Diese Schicht trennt den Grundwasserträger. Das untere Grundniveau zeigt praktisch ein identisches Druckniveau wie der obere Leiter und ist dementsprechend gespannt.
- In Anbetracht einer möglicherweise parallelen Ausführung über mehrere Achsen sowie der sehr hohen Durchlässigkeit sollten die zu behandelnden Pumpmengen sowie Absenkungen ausserhalb der Baugruben möglichst gering gehalten werden.
- Die Setzungsempfindlichkeit der Überflutungssilte mit einer eher reduzierten Kapazität der Kraftaufnahme (Anker).

3 Baugrubenkonzept

3.1 Variantenstudien

3.1.1 Grundsätzliche Überlegungen

Die Kunstbauten befinden sich grösstenteils permanent im Grundwasser. Deren Erstellung bedingte wasserdichte Baugrubenabschlüsse und somit Eingriffe in den Grundwasserstrom.

Bauliche Massnahmen und die Wasserhaltung in den Baugruben durften zu keiner wesentlichen Absenkung des Grundwasserspiegels ausserhalb der Baugruben führen. Die unmittelbare Nähe zur ARA und den Gleisanlagen der SBB bedingt zwingend risiko- und deformationsarme Bauverfahren. Diese sollen gegenüber unerwarteten geologischen Gegebenheiten robust sein. Das Konzept sieht „wandernde“ Baugrubenzellen vor. Es muss damit gerechnet werden, dass sich immer 2-3 Zellen gleichzeitig in Ausführung befinden. Die anfallenden Wassermengen sind daher beträchtlich. Zur Abklärung der verschiedenen Randbedingungen wurden Rammversuche im gesamten Perimeter durchgeführt und eine kleine Versuchsbaugrube erstellt. Dieser Feldversuch bestätigte, dass ohne Dichtsohle die abzuführenden Wassermengen kaum beherrschbar sein würden, infolge der hohen Durchlässigkeiten des Rhoneschotters.

3.1.2 Sohle

Bei einer Abdichtung mittels Jettingsohle (im Düsenstrahlverfahren hergestellte säulenartige Bodenkörper „Betonboden“) wird ein Teil des Bodens durch Zement ausgetauscht. Weil beim gedeckten Einschnitt Turmann der Chromatgehalt im Rückfluss zu hoch war, wurde eine Jettingsohle von der Dienststelle für Umweltschutz (DUS) in der Grosseya abgelehnt.

Somit verblieb hier als einzig realisierbare Lösung eine Unterwasserbetonsohle, ergänzt mit Mikropfählen (Raster an 2x2 m) als Auftriebssicherung.

3.1.3 Vertikale Abschlüsse

Im Gebiet Grosseya mit den hohen Grundwasserständen kommen nur wasserdichte Baugrubenabschlüsse in Frage: Spundwände, Schlitzwände oder überschnittene Betonpfahlwände.

Tabelle 2: Variantenstudie vertikaler Baugrubenabschluss

Kriterium	Spundwand	Schlitzwand	Bohrpfahlwand (überschnitten)
Einbau ins Grundwasser	temporär	permanent	permanent ¹⁾
Platzbedarf (Installation)	klein	hoch	mittel
Umwelt (Entsorgung)	keine Einschränkungen	Inertstoffe (Bentonit und z. T. Bohrgut) können nicht im Kanton Wallis entsorgt werden	
Herstellungskosten	tief	hoch	mittel
Emissionen	erschütterungsintensiv	erschütterungsarm	erschütterungsarm
Steifigkeit (Nachgiebigkeit)	nachgiebig	verformungsarm	verformungsarm
Grundrissgestaltung	flexibel	bedingt flexibel	flexibel

¹⁾ Mit der gewählten UWB-Sohle können (unbewehrte) Sekundärpfähle weniger tief eingebunden werden.

Gegen Schlitzwand und Pfahlwände sprechen technische und wirtschaftliche Gründe, vor allem aber bilden diese Barrieren permanente Einbauten in das Grundwasser und beeinträchtigen damit die natürlichen Strömungsverhältnisse. Auch die DUS verlangte rückbaubare, vertikale Baugrubenabschlüsse. Zusätzlich sollen diese rückziehbaren Abschlüsse 1 m unter die Enden der Auftriebspfähle reichen, damit diese bei deren Erstellung abgeschirmt werden und die Gefahr reduziert wird, dass Injektionsgut in den Grundwasserstrom gelangt. Ansonsten wären die Mikropfähle nicht bewilligungsfähig gewesen.

3.2 Ausgewählte Lösung

3.2.1 Überblick

Das Baugrubenkonzept besteht aus einer rückverankerten (gespriessten) Spundwand und einer Unterwasserbetonsohle, welche mit Auftriebspfählen gesichert wird. Die Spundwände sind ca. 20 m lang und erreichen damit vielerorts die Verlandungssedimente, welche den vertikalen Wasserzustrom reduzieren.

Im Bereich geringer Baugrubentiefen (Rampenbereiche) kann auf Unterwasserbetonsohle und Auftriebspfähle verzichtet werden.

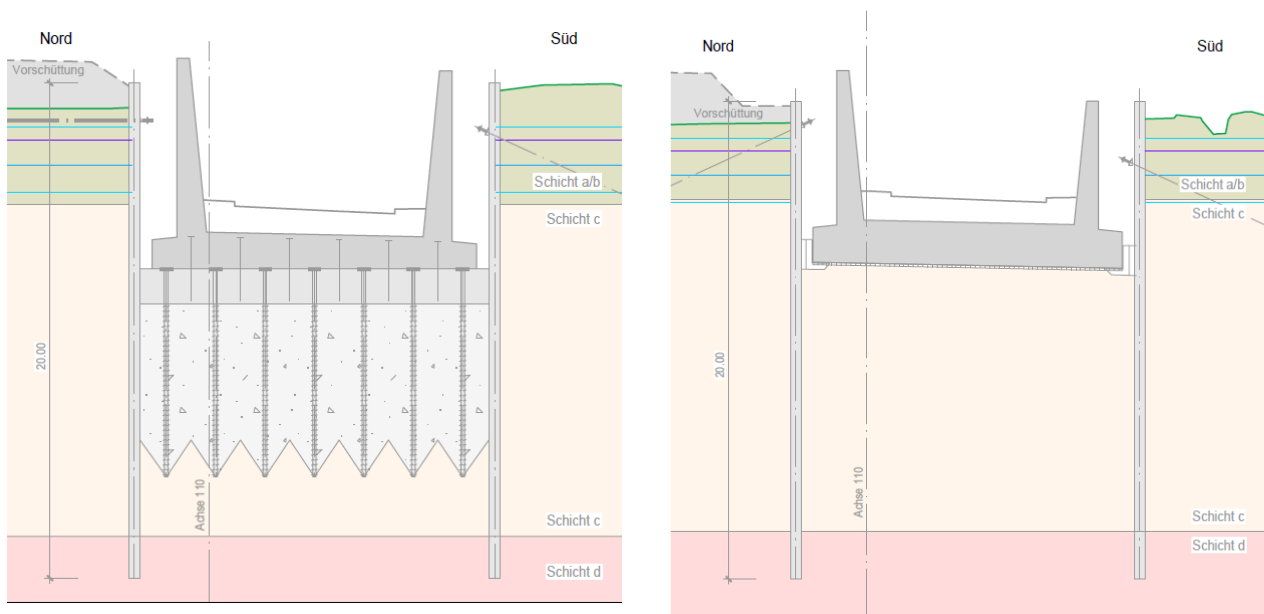


Bild 7: Bereiche mit tiefer (links) resp. geringer Einbindung in das Grundwasser (rechts)

Das gewählte Bauverfahren beinhaltet die geringsten Ausführungsrisiken und ist wenig empfindlich gegenüber wechselnden Baugrubenverhältnissen und Abweichungen gegenüber dem prognostizierten Schichtenverlauf.

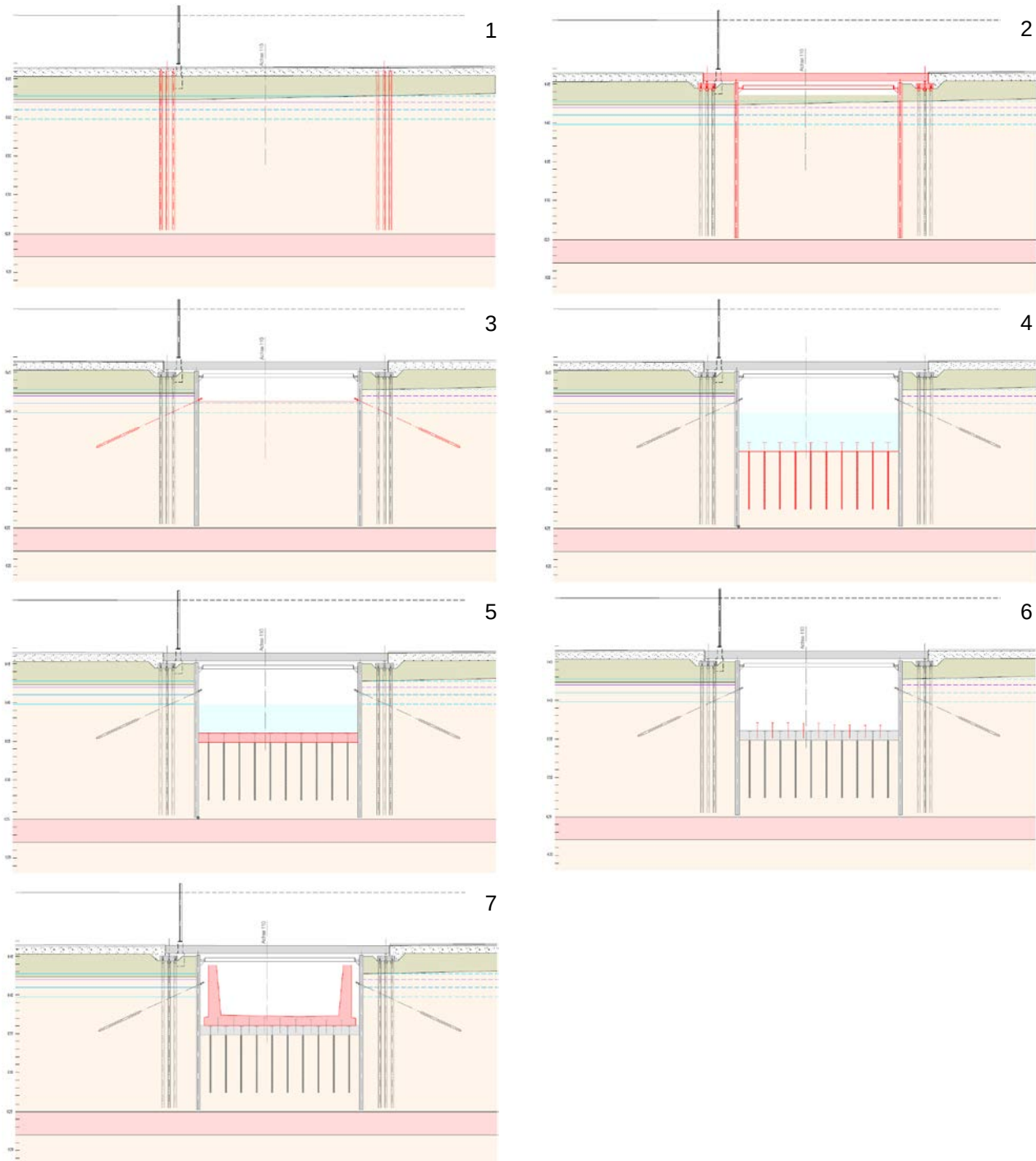
Die im Boden verbleibenden Auftriebspfähle beeinträchtigen den Grundwasserstrom nur geringfügig. Die Unterführungen und Wannen hingegen verringern den Durchflussquerschnitt erheblich. Um die Durchflusskapazität zu gewährleisten, werden Ausgleichsleitungen eingebaut.

3.2.2 Bereiche mit tiefer Einbindung in das Grundwasser

Die Unterwasserbetonsohle mit Auftriebspfählen wird konsequent durchgezogen. Es werden Baugrubenzellen von ca. 80 m Länge gebaut. Die Wasserhaltung besteht lediglich aus der Lenzung der Baugrube und dem Abführen der Restwassermengen infolge Undichtigkeiten.

Es resultiert folgender Bauablauf:

Tabelle 3: Bauablauf



Nicht zu vernachlässigen sind die Arbeiten und der Zeitaufwand für das Schlammabsaugen und Reinigen der Aushubsohle unter Wasser vor dem Einbringen des Unterwasserbetons. Die Schichtstärke Schlamm variierte von 10-30 cm.

Die grössten Einbauetappen für die Unterwasserarbeiten betrugen knapp 2'500 m³. Dank der Unterstützung von deutschen Tauchern konnten Oberflächen mit 5 % Neigung in ausgezeichneter Qualität erstellt werden.

3.2.3 Bereiche mit geringer Einbindung in das Grundwasser

In den Anfangs- und Endbereichen der Rampen können die anfallenden Wassermengen ohne Zusatzmassnahmen beherrscht werden. Der Grundwasserspiegel wird durch ein kontinuierliches Abpumpen über Filterbrunnen abgesenkt.

4 Überwachung

Es wurden 2 Überwachungspläne erstellt: SBB Anlagen, Baugruben.

Bei der Überwachung der SBB Anlage ging es primär um Nivellements zur Prüfung der Gleisanlage, der Fahrleitungsfundamente, der Hilfsbrückenfundamente und der Fundamente der 132 kV Übertragungsleitung. Für die Baugruben wurden klassische, redundante Messquerschnitte mit Einbau von Piezometern, Inklinometern und Kraftmessdosen definiert.

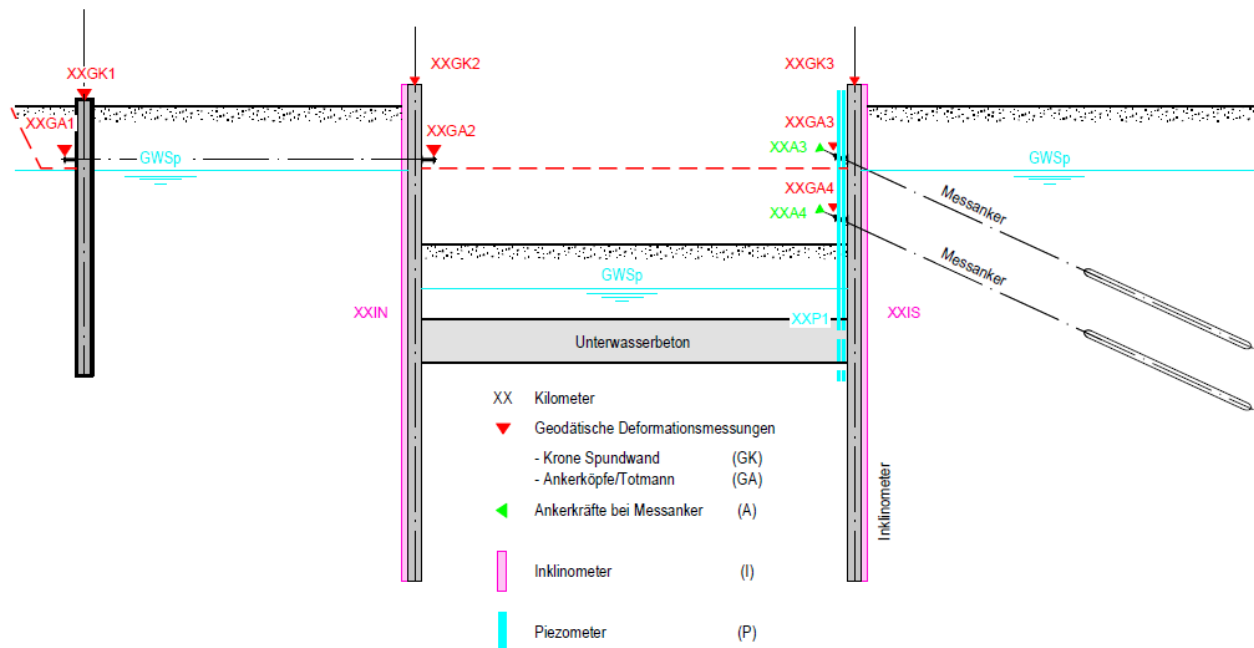


Bild 8: Messquerschnitt mit Ankern / Totmannkonstruktion

5 Spezialitäten

5.1 Vorschüttungen

Im Nachbarabschnitt „Wereya“ resultierten wegen den mächtigen oberen limnischen Ablagerungen bei Vorschüttungen von 6 m Setzungen von 22 cm. Um keine grösseren Setzungsdifferenzen wegen zeitverschobenen Schüttungen für die A9 und für die SBB (4. Gleis) zu riskieren, wurde beschlossen, alles in einem Arbeitsgang zu schütten.

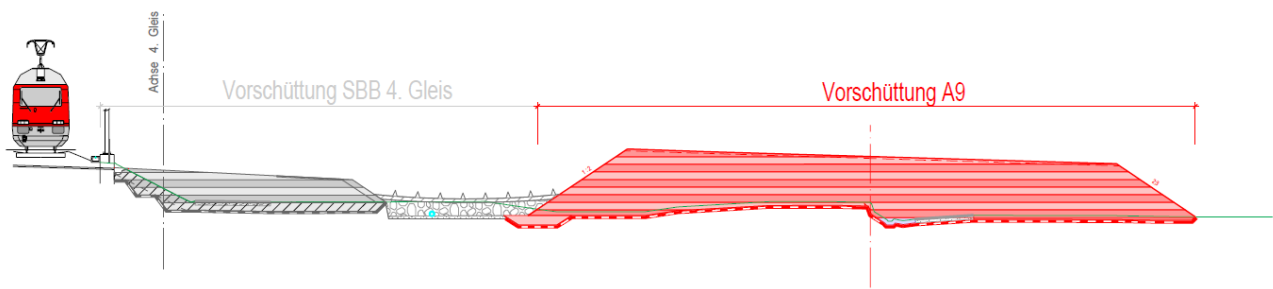


Bild 9: Vorschüttung A9 und SBB

5.2 Steife Spundwandprofile und Totmannkonstruktionen

In der Submission haben wir Spundwandprofile PU 25 und PU 28 ausgeschrieben. Die beauftragte ARGE hat vorgeschlagen, anstelle der ausgeschriebenen Profile solche vom Typ AZ 37-700, AZ 41-700 und AZ 48 mit elastischen Widerstandsmomenten von $3700 - 4800 \text{ cm}^3/\text{m}^1$ einzusetzen. Dies erlaubte es, in grossen Bereichen auf eine 2. resp. 3. Ankerlage zu verzichten.

Ebenso wurde als Ausführungsvariante akzeptiert, dass in Bereichen mit geringen Ansprüchen an die zu erwartende Deformation die Anker durch Totmannkonstruktionen ersetzt wurden. Dies ermöglichte einen schnelleren Baufortschritt und brachte Unabhängigkeiten von zeitaufwändigen Ankerbohrarbeiten.

5.3 SBB Querungen mit Hilfsbrücken

Für die 3 Querungen der SBB-Linie Lausanne-Brig wurden insgesamt 10 SBB Hilfsbrücken (Längen bis 29 m und für Betriebsgeschwindigkeit 100 km/h) eingebaut. Aus betrieblichen Gründen erhielten wir von der SBB die Vorgabe, zuerst in einzelnen Nachtsperren die Fundationen der Hilfsbrücken (Mikropfähle) einzubauen. Die zuerst befürchtete Beeinflussung der Mikropfähle durch das nachträgliche Einvibrieren der Spundwände in der Nähe der Mikropfähle blieb aus. Im Bahnbetrieb aber traten Setzungen von 25-30 mm auf, was Nachjustierungen der Hilfsbrücken erforderte.

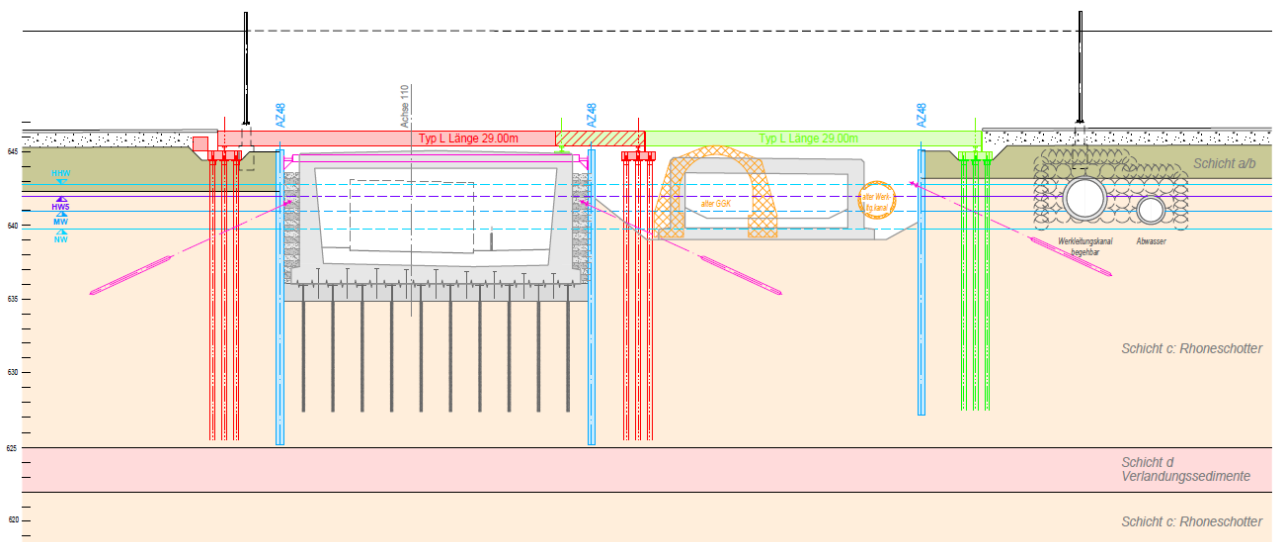


Bild 10: Längsschnitt Hilfsbrücken

Der Hilfsbrückeneinbau mit dem Einbringen der Spundwände während 4 Tagen erfolgte im 24-Stunden-Betrieb mit Totalsperren von maximal 4 Stunden. Dies bedingte eine ausgeklügelte Zeitplanung und eine minutiöse Vorbereitung auf allen Stufen.

5.4 Swissgas

Ein Teilstück der Erdgasleitung Rhonetal (ELR) mit $d = 322$ mm quert von Osten nach Westen das Gebiet Grosseya und somit den Anschluss Visp West. Die Leitung wird mit 70 bar betrieben und ist eine der 2 Transportleitungen, welche die Westschweiz versorgen. Im Zentrum des Autobahnanschlusses wurde diese Leitung vorgängig unter die Wanne der Autobahn gelegt. Entlang der Ausfahrtsrampe aus Richtung Sion nach Visp verläuft diese neu parallel zur Wannenwand und wurde mit den Erdankern der Baugruben unterbohrt. Das Schadenpotential ist somit riesig. Bezüglich Erschütterungen und Setzung waren Prognosen schwierig. Die sichere Lösung bestand darin, die Leitung freizulegen und somit die Spannungen und Deformation auszugleichen.

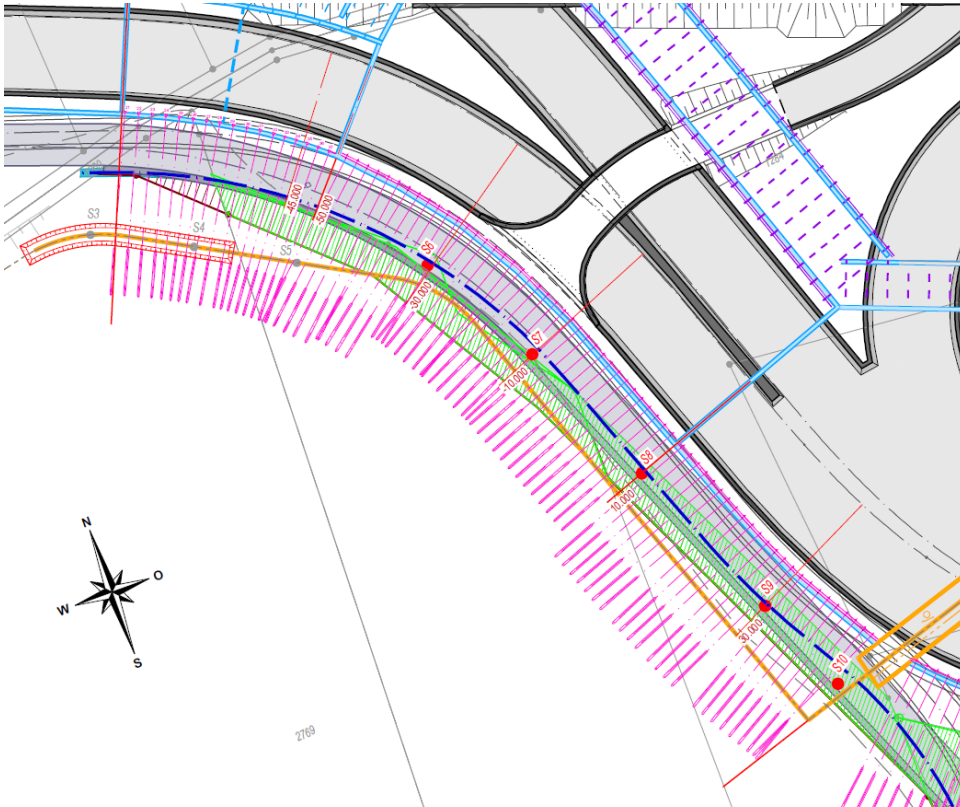


Bild 11: Verankerungen im Bereich der Swissgasleitung

6 Literatur

- [1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.) – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB), 5., vollständig überarbeitete Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2012
- [2] Schnell, W., Vahland, R., Oltmanns, W. – Verfahrenstechnik der Grundwasserhaltung, 2., neubearbeitete und erweiterte Auflage, Verlag Teubner, Stuttgart / Leipzig / Wiesbaden 2002

Autoren:

Walter Wiedmer
Dipl. Bauing. ETH/SIA / Senior Consultant
Rothpletz, Lienhard + Cie AG
Projektierende Bauingenieure SIA
Bern

Sara Montani
Dr. sc. techn., Bauingenieurin ETH/SIA
Geotechnisches Institut AG

Brig/Bern

IG South Plus:
Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Bern
Bänziger Partner AG, Zürich
Schmidhalter & Pfannmatter Ingenieure AG, Brig-Glis

Gedeckter Einschnitt Raron

Stefan Wachter
Matthias Gerber

Gedeckter Einschnitt Raron

1 Projektübersicht

Die Autobahn A9 quert die Ortschaft Raron südlich der Rhone im Ortsteil Turtig. Zur Minimierung der Auswirkungen des Autobahnverkehrs auf die Örtlichkeit und die Anwohner verläuft die Autobahn in einem im Grundwasser liegenden Tagbautunnel mit einer Länge von 1'000 m. An den Tunnel, der nur gering überschüttet wird, schließen sich Zufahrtswannen an, so dass der Abschnitt in Summe 1'460 m lang ist (Bild 1).

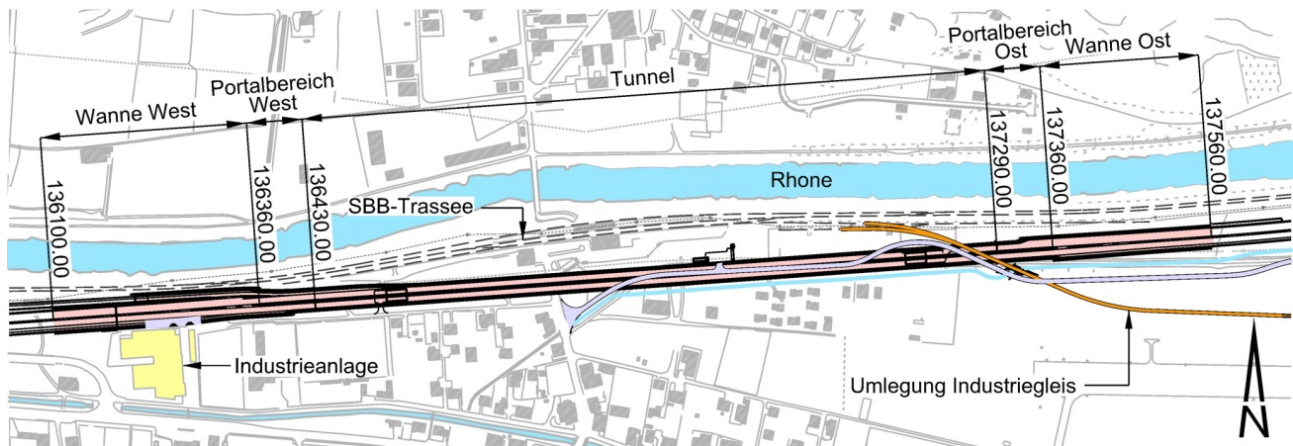


Bild 1: Projektübersicht

Der Projektperimeter wird im Norden durch das überregional frequentierte Eisenbahntrasse der Schweizerischen Bundesbahnen und im Süden durch Industrieanlagen sowie Privatüberbauungen begrenzt. Der kleinste Abstand zwischen Tunnelbauwerk und Mittelachse SBB-Fahrgleis beträgt rd. 4.5 m und befindet sich im Westen. Zudem liegt in diesem Abschnitt an der südlichen Baugrubenseite in einem Abstand von rd. 3.5 m die Industrieanlage eines global tätigen Medizinaltechnikunternehmens.

2 Baugrund

Der Tunnel verläuft durch Lockergesteinsformationen, die durch frühere Flussläufe der nahe liegenden Rhone geprägt sind (Bild 2).

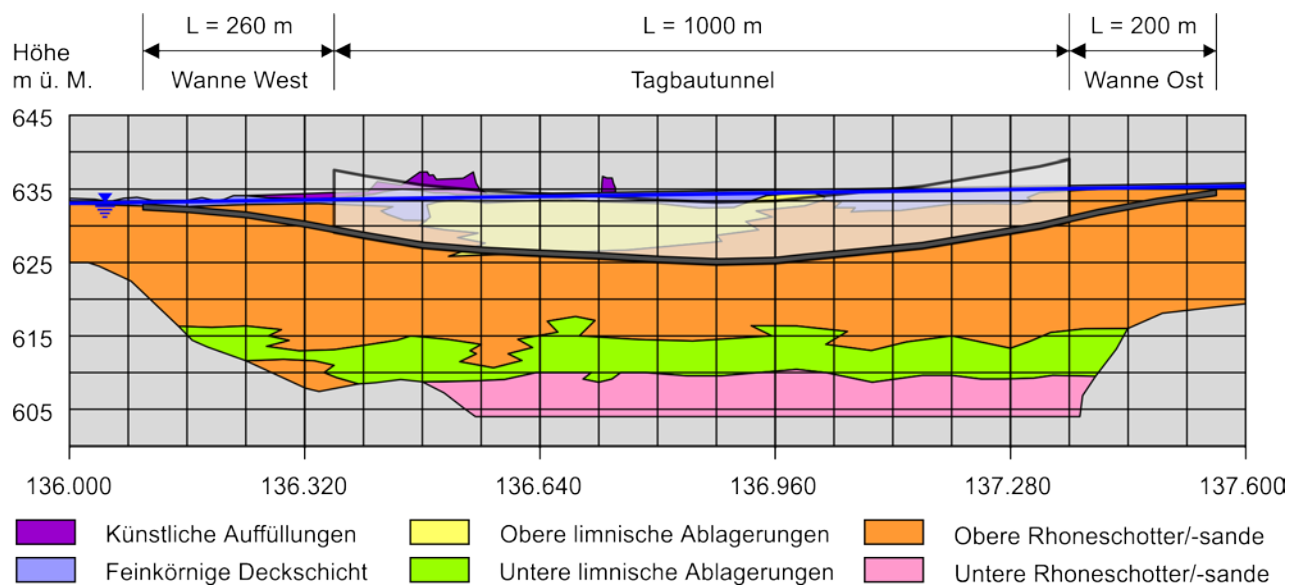


Bild 2: Schematischer geologischer Längsschnitt

Unter künstlichen Auffüllungen bzw. einer feinkörnigen Deckschicht stellt sich der Baugrund als eine Wechselfolge von limnischen Ablagerungen, bestehend aus Silten bzw. siltigen Sanden, und Rhoneschottern/Rhonesanden, in Form von siltigen Kiesen sowie kiesig-siltigen Sanden, dar (Bild 2). Durch die Flussprägung ist die Baugrundsichtung sehr heterogen. Die Baugrundeigenschaften sind durch eine geringe Steifigkeit und Scherfestigkeit geprägt. So beträgt der mittlere Zusammendrückungsmodul (Erstbelastung) der limnischen Ablagerungen $M_{Ek} = 4 \text{ MPa}$. Für die Rhoneschotter wird ein mittlerer Wert von $M_{Ek} = 20 \text{ MPa}$ prognostiziert.

Die Hauptgrundwasserleiter sind die Rhoneschotterschichten, die durch die undurchlässigen limnischen Ablagerungen getrennt sind, so dass leicht gespannte Verhältnisse auftreten können. Das Grundwasser im oberen Leiter steht oberflächennah an, schwankt jedoch im Meterbereich infolge jahreszeitlicher Einflüsse.

3 Normalprofil

Der Tunnel wird als Rahmentragwerk in Form eines Doppelquerschnitts mit gemeinsamer Mittelwand ausgeführt (Bild 3). Im Eckbereich wird der Tunnelrahmen biegesteif an die Pfahlwand des Baugrubenabschlusses angeschlossen, um die Auftriebssicherheit im Endzustand kosteneffizient sicherzustellen. Somit ist der Baugrubenabschluss Teil des Bauwerkes und unterliegt höheren Qualitätsanforderungen. Der Werkleitungskanal (kurz: WELK) zur Aufnahme der Betriebs- und Sicherheitsausrüstung ist im Tunnelquerschnitt oben mittig integriert. Dadurch wird die erforderliche Aushubtiefe bzw. -breite der Baugrube reduziert und das Bauen im Grundwasser minimiert. Zur Entwässerung des Tunnels ist im Tiefpunkt des Bauwerkes (ca. Tunnelmitte) eine Pumpenzentrale mit Sammelbecken unter der Fahrbahn angeordnet, in dem alle anfallenden Wässer gesammelt und von dort abgeführt werden.

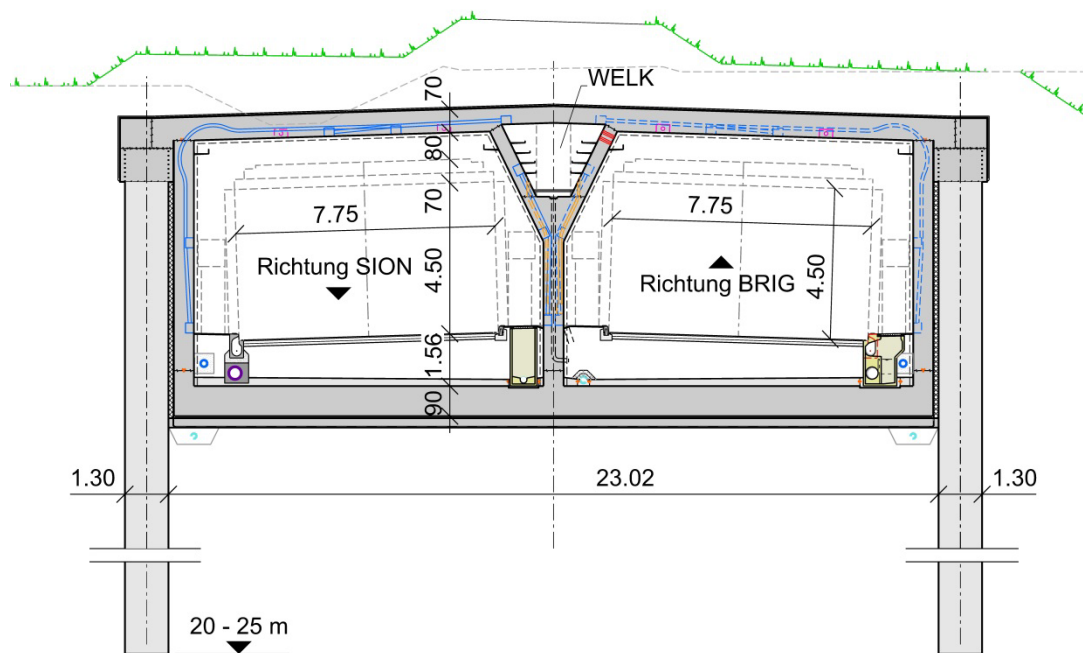


Bild 3: Normalprofil des Tunnels

Die Wannen werden als offener Trogquerschnitt ausgeführt. Die Wannenwände sind biegesteif in die Bodenplatte eingespannt sowie teils biegesteif an die Pfahlwand angeschlossen, wodurch die horizontalen Verformungen der Wände minimiert werden. Der untere Teil der Bodenplatte wird in die Bohrpfahlwand zur Schub- und Druckkraftübertragung eingelassen. Zur Auftriebssicherung werden in Abhängigkeit der Baugrubentiefe und der Bodenplattenstärke Zugpfähle, ausgeführt als Vollverdrängungspfähle, angeordnet.

Die Portalabschnitte bilden den Übergang zwischen der jeweiligen Wanne und dem Tunnel. Infolge des architektonischen Konzeptes und der variierenden Fahrbahnbreite (infolge Ausfahrtsspur) sind die Portale in Höhe und Breite veränderlich. Gemäss architektonischem Konzept wird die Einfahrtsröhre auf einer Länge von 30 m um rd. 3 m gegen Portalbeginn erhöht.

Zudem ist die Ausfahrtsröhre gegenüber der Einfahrtsröhre um 40 m länger. Durch die Verlängerung der Ausfahrtsröhre können weitere Massnahmen zur Vermeidung der Rezirkulation von Rauch und Schadstoffen (z. B. Antirezirkulationswand) entfallen.

4 Baugrubenkonzept

Der Baugrubenabschluss ist bzgl. des Projektrisikos eines der massgebenden Bauteile. Aufgrund des sehr heterogenen und weichen Baugrundes sowie des hoch anstehenden Grundwassers ist eine deformationsarme und wasserdichte Baugrube unerlässlich. In den tiefen Bereichen bzw. in Zonen mit nahe liegenden Anrainergebäuden wird eine überschnittene, ausgespriesste Bohrpfahlwand mit einem Pfahldurchmesser von $D = 1.3 \text{ m}$ ausgeführt. In den Endzonen der Wannen kommen Spundwandabschlüsse, die teils mit vorgespannten Ankern gesichert sind, zum Einsatz. Im Regelfall wird die Baugrubenwand in die undurchlässigen unteren limnischen Ablagerungen eingebunden. Daraus folgt eine mittlere Länge der Spundwand bzw. Bohrpfahlwand von rd. 22 – 23 m.

Zur Reduktion der Verformungen während des Aushubs wird die Spriessplattentechnik eingesetzt. Danach erfolgt der letzte Teil des Aushubs (ca. 1.5 m Aushubhöhe) innerhalb eines Arbeitstages, auf einer maximalen Länge von rd. 4 m mit gleichzeitigem Einbau einer Spriessplatte (unter der Bodenplatte), die zur Kraftübertragung über die Breite stets zwischen steifen Bauteilen eingebracht wird.

Im Bereich des Tunnels sind zwei Spriesslagen vorgesehen (Bild 4). Der Spriessabstand der oberen Lage, die über der späteren Tunneldecke liegt, beträgt 6 m. Die untere Spriesslage liegt auf mittlerer Tunnelwandhöhe und wird mit zwei neben einander liegenden Rohren realisiert. Der Abstand der Doppelrohre beträgt ebenfalls 6 m. In den Wannen und Portalen kommen aufgrund geometrischer und bauleistungsbedingter Randbedingungen andere Spriessanordnungen (z. B. Diagonalspriesse) zum Einsatz.

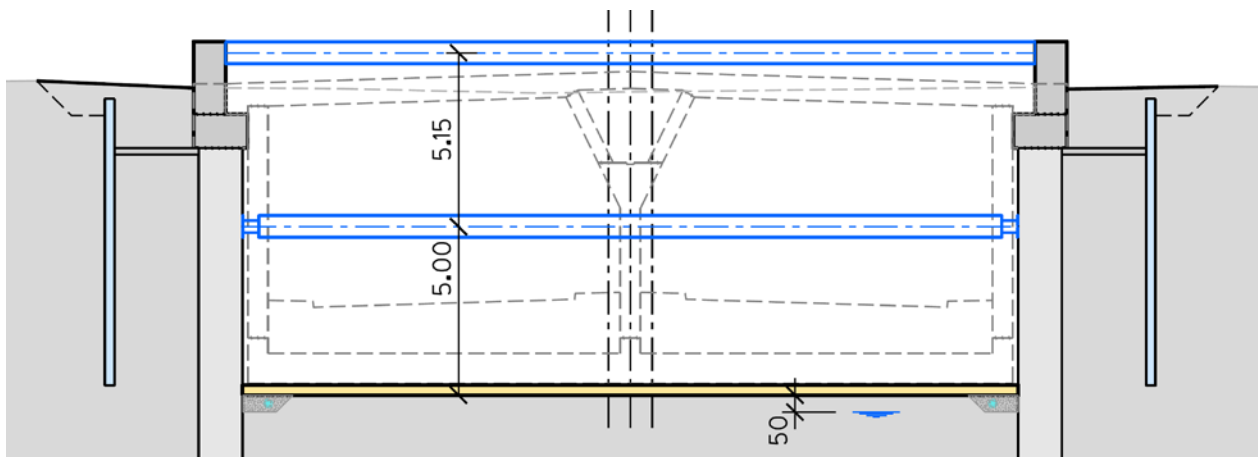


Bild 4: Baugrubenkonzept im Tunnel

Die Spriessung wird mittels warmgewalzten Rohrprofilen vom Typ ROR 660/20 mit der Stahlgüte S355 ausgeführt. Durch die Rohrprofile gibt es geometrisch bedingt keine bevorzugte Knickrichtung. Die Spriesse sind auf eine begrenzte Anpralllast aus Baustellenbetrieb ausgelegt. Die Baugrube ist jedoch nicht auf einen Spriessausfall bemessen. Zur Reduktion der Verformungen werden die Spriesse vorgespannt.

Im Bereich der Pumpenzentrale muss aufgrund des Sammelbeckens unter der Fahrbahn, das eine grössere Aushubtiefe bedingt, eine dritte Spriesslage eingebaut werden. Zudem werden in dieser Zone die Pfähle verlängert und das Erdwiderlager durch eine Jettingsohle, die eine steife Verbindung zwischen der Nord- und Südwand schafft, verstärkt. Die Jettingsohle wird dicht ausgeführt und mittels Zugbohrpfählen gegen Aufschwimmen gesichert.

5 Vorversuche

5.1 Überblick

Im Rahmen der Projektierung wurden diverse Vorversuche ausgeführt und die Ergebnisse in der Ausschreibung berücksichtigt. Ziel der Vorversuche war das Plausibilisieren von vorgesehenen Baumethoden, bei denen zum Zeitpunkt der Ausschreibung von einem grösseren Ausführungsrisiko mit Kostenrelevanz ausgegangen werden musste.

Neben einer weiteren Erkundungskampagne zur Festlegung der Pfahlmantelreibung der Zugpfähle wurden Versuchsanker zur Bestimmung des äusseren Ankertragwiderstandes und Versuchspfähle ausgeführt. Im Folgenden werden auszugsweise die Ergebnisse der Versuchspfähle vorgestellt. Weitergehende Ausführungen zu den Versuchspfählen finden sich in [1] und [2].

5.2 Versuchspfähle

Zur Sicherstellung der Qualitätsanforderungen bei der Produktion des Medizinaltechnikunternehmens, das im Südwesten in geringem Abstand an die Baugrube grenzt, gelten strenge Vorgaben bzgl. akzeptabler äusserer Einwirkungen. Neben Lärm- und Staubbelastung sind insbesondere Erschütterungen störend für die Produktion. So sind durch Fremdexpertisen aus einer frühen Planungsphase, die auf in-situ Erschütterungsmessungen gründen, strenge Grenzwerte für die zulässigen Erschütterungsimmissionen während des Baus und Betriebs des Tunnels definiert. Die damals durchgeführten Messungen zeigen, dass der Eigenproduktionsbetrieb Erschütterungen mit Schwinggeschwindigkeiten $v \leq 1 \text{ mm/s}$ (im Frequenzbereich von ca. $f = 30 \text{ Hz}$) verursacht und dass bei Unterschreiten dieses Wertes keine Beeinträchtigungen zu erwarten sind. Dieser Grenzwert ist gemäss der heutigen Normung kleiner als die sonst üblichen Werte für erschütterungsempfindliche Bauwerke und Anlagen (vgl. SN 640 312a).

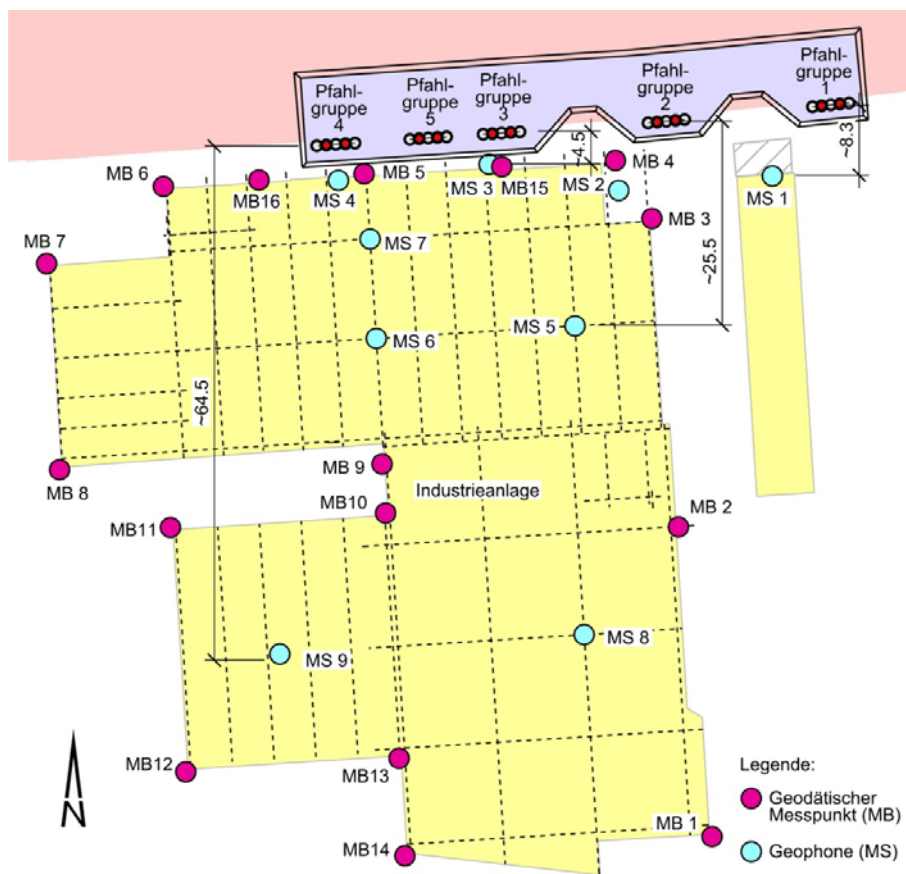


Bild 5: Lage der Versuchspfähle und installierte Messeinrichtung

Aufgrund der geringen Größenordnung des Grenzwertes war eine verlässliche, rechnerische oder empirische Abschätzung der zu erwartenden Erschütterungen aus den Pfahl- und Nebenarbeiten, die als maßgebliche Erschütterungserreger im Projekte erachtet werden, nicht möglich. Die gesichteten Literaturstellen, beispielsweise [3], [4], bestätigen prinzipiell die Eignung des Bohrpfahles als erschütterungsarmes Bauverfahren, machen jedoch infolge der Diversität der Fragestellung keine quantitativen Angaben zu den zu erwartenden Erschütterungen. Untersuchungen mit detailliert dokumentierten Messresultaten und zugehörigen validierten Ergebnissen konzentrieren sich auf erschütterungsträchtigere Bauverfahren, wie beispielsweise die Einbringung von Spundwänden [5], [6] oder die Baugrundverbesserung mittels Tiefenrüttlern [7]. Aus diesem Grund wurde entschieden, 25 Versuchspfähle unmittelbar vor der Industrieanlage auszuführen und deren Herstellung umfangreich messtechnisch zu begleiten.

Ein weiteres Ziel der Versuchspfählkampagne war die Untersuchung der lokal verfügbaren Bohrpfählbeton-sorten, um sicherzustellen, dass die eingeforderten Betoneigenschaften tatsächlich realisierbar sind. Besonderes Augenmerk galt der Alkali-Aggregat-Reaktionsbeständigkeit (kurz: AAR-Beständigkeit) der Betonsorten, die aufgrund der bekannten Schadenshäufigkeit im Wallis und der Einbindung der Bohrpfähle in das Bauwerk erforderlich ist.

Die Versuchspfähle, die später in den Baugrubenabschluss des Hauptloses und damit in das Bauwerk integriert werden, wurden in 5 Gruppen zu je 5 Pfählen mit einer Länge von rd. 24 m und einem Überschnitt zwischen 0.1 m und 0.15 m während des Winters 2012/2013 ausgeführt (Bild 5). Da neben der eigentlichen Pfahlherstellung die Pfahlkopfbearbeitung zum Entfernen des Überbetons als möglicher Erschütterungserreger gilt, wurde das Erschütterungsspektrum von vier Verfahren untersucht. Dazu wurden die Pfahlköpfe durch Abspitzen, Fräsen, chemisches Expansionssprengen und Minisprengungen nachbearbeitet.

Die messtechnische Überwachung der Erschütterungen (Messung der Schwinggeschwindigkeitskomponenten sowie der Frequenzen) erfolgte mittels 9 Geophonen, wovon 4 Geophone entlang der Pfahlarbeiten und 5 Geophone innerhalb der Produktionsstätte an sensiblen Punkten installiert wurden (Bild 5). Zur Sicherstellung einer störungsfreien Produktion während der Pfahlherstellung wurde auf der Baustelle eine Überwachungsmethodik mit definierten Verfahrensabläufen bei Überschreiten eines vorgängig festgelegten Meldewertes von $v_M = 1 \text{ mm/s}$ und Alarmwertes von $v_A = 3 \text{ mm/s}$ installiert.

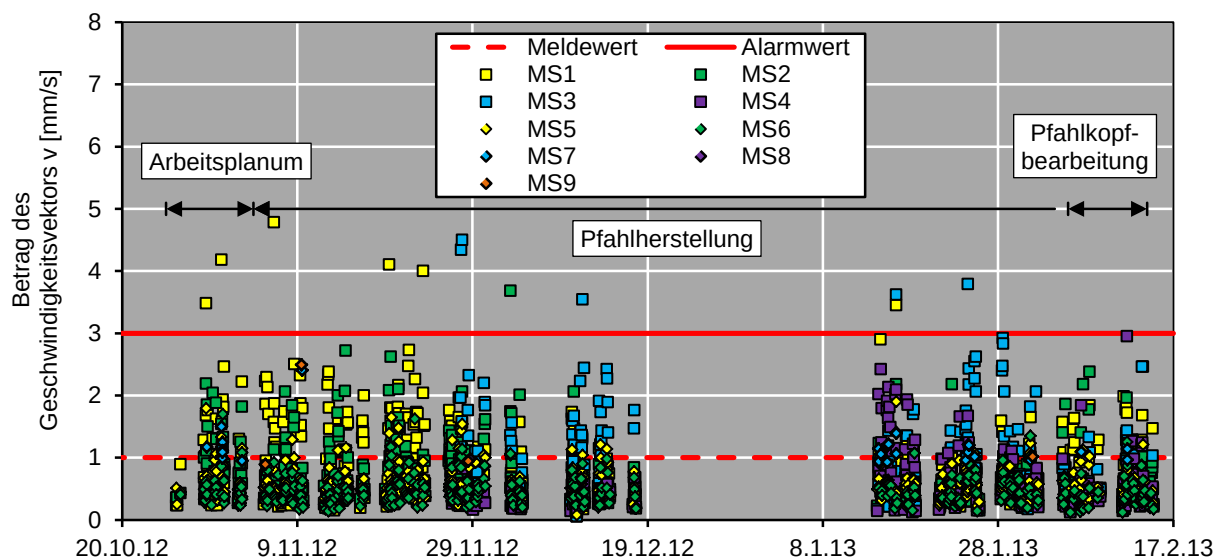


Bild 6: Gemessene Schwinggeschwindigkeiten in Abhängigkeit der Bauzeit

In Bild 6 sind die aufgezeichneten Erschütterungen als Betrag des Vektors v der Schwinggeschwindigkeit in Abhängigkeit der Bauzeit aufgetragen. Die Messstellen 1 bis 4 umfassen die Ergebnisse der Geophone im Arbeitsbereich der Pfähle, die Messstellen 5 bis 9 die Messungen innerhalb der Produktionsanlagen. Die maximale gemessene Schwinggeschwindigkeit, die auf die Pfahlarbeiten zurückzuführen war, betrug $v = 4.78 \text{ mm/s}$. Innerhalb der Produktionsanlage ergab die maximal gemessene Erschütterung $v = 2.49 \text{ mm/s}$. Die dominante Frequenz der Erschütterungsimmissionen lag im Frequenzbereich von $f = 10 - 30 \text{ Hz}$. Die maximal gemessene Erschütterung infolge Pfahlkopfbearbeitung betrug $v = 2.95 \text{ mm/s}$.

Die Erschütterungsmessungen zeigen, dass für die auf dem Baufeld angetroffenen Verhältnisse die Herstellung von Bohrpfählen inkl. der zugehörigen Nebearbeiten, ungeachtet der Anforderungen des Medizintechnikunternehmens, als erschütterungsarm einzustufen ist. Auch im Projektkontext konnte trotz Überschreiten des Melde- und Alarmwertes ein positives Fazit gezogen werden. Obwohl Erschütterungsgeschwindigkeiten auftraten, die grösser als der Melde- bzw. Grenzwert waren, lief die Produktion in der Industrieanlage uneingeschränkt weiter. Die Auswertung der Erschütterungen ergab, dass ein Grossteil der Erschütterungsereignisse mit hohen Geschwindigkeiten auf Unregelmässigkeiten in der Herstellung (z. B. Abrutschen der Verrohrung im Bohrloch) und auf die Arbeiten am Arbeitsplanum für das Drehbohrgeräte zurückzuführen waren. Neben dem chemischen Expansionssprengen zeigte sich vor allem das Abspitzen als erschütterungsarm. Die Fräsarbeiten und die Minisprengungen verursachten stärkere jedoch ebenfalls unkritische Erschütterungen.

Für die eingesetzten Betonsorten kann festgehalten werden, dass alle Sorten die gestellte Anforderung der AAR-Beständigkeit nach geltender Normung erfüllen.

6 Projektdaten

6.1 Projektbeteiligte

Bauherr:	Kanton Wallis, Departement für Verkehr, Bau und Umwelt Amt für Nationalstrassenbau (ANSB), Glis
Projektverfasser:	INGE Hurtig durch Turtig B+S AG, Bern sbp AG, Raron Diggelmann + Partner AG, Bern
Prüfingenieur:	Gysi Leoni Mader AG, Zürich
Projektgeologe:	Ingenieurgemeinschaft Odilo Schmid & Partner AG, Teyssere & Candolfi AG Odilo Schmid & Partner AG, Brig Teyssere & Candolfi AG, Visp

6.2 Meilensteine des Projektes

2005:	Genehmigung Ausführungsprojekt
2015:	Genehmigung der Anpassung des Ausführungsprojektes
2015:	Genehmigung des Detailprojektes
2016 / Frühjahr:	Submission der Baumeisterarbeiten
2016 / Herbst:	Geplante Vergabe der Baumeisterarbeiten
2017 / Frühjahr:	Geplanter Baubeginn
2023 / Sommer:	Geplante Fertigstellung des Rohbaus
2024 / Winter:	Inbetriebnahme

7 Schlussfolgerung

Der Gedeckte Einschnitt Raron ist eines der letzten Grossprojekte der Autobahn A9 im Abschnitt Leuk/Susten Ost – Visp West. Mit dem Tagbautunnel wird die Ortschaft Raron in einem heterogenen Baugrund mit hoch anstehendem Grundwasser gequert. Zur Beherrschung der geologischen und geotechnischen Risiken wurde vor allem eine sehr robuste Bauweise gewählt. Zusätzlich flossen die aktuellen Erfahrungen aus anderen Projekten der Autobahn A9 in die Projektierung und Ausschreibung des Baugrubenabschlusses, des Wannen- und Tunneltragwerkes sowie des Innenausbaus ein.

Aus heutiger Sicht stellen die durchgeführten Vorversuche eine wesentliche Weichenstellung für einen termin- und kostengerechten Bau dar. Neben den Ergebnissen aus den Untersuchungszielen konnte vor allem durch die Lösungsfindung von unvorhersehbaren Ausführungsproblemen ein deutlicher Zugewinn an Planungssicherheit erzielt werden, der zu einer optimierten Ausschreibung des Projektes beigetragen hat.

8 Literatur

- [1] Wachter, S., Gerber, M., Bohrpfähle – Ein erschütterungsarmes Bauverfahren? Bauingenieur, Springer, 368 – 373, 2013.
- [2] Wachter, S., Gerber, M., Ausführung eines in-situ Großversuches an Bohrpfählen zur Untersuchung deren Eignung im Vorfeld eines Tagbautunnelprojektes. Mitteilungsheft Nr. 93 des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, 2014.
- [3] Kempfert, H.-G., Pfahlgründungen. In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 3, Ernst & Sohn, 7. Auflage, 2009.
- [4] Kolymbas, D., Geotechnik. Springer, 2. Auflage, 2007.
- [5] Hiller, D. M., Crabb, G. I., Groundborne vibration caused by mechanised construction works. TRL Report 429, 2000.
- [6] Rockhill, D. J., Bolton, M. D., White, D. J., Ground-borne vibrations due to press-in piling operations. Proceedings of the BGA International Conference on Foundations, Thomas Telford, 743-756, 2003.
- [7] Achmus, M., Wehr, J., Spannhoff, T., Untersuchungen zu Bauwerks- und Bodenerschütterungen infolge Tiefenrüttlung. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 42, 2007.

Autoren:

Dr.-Ing. Stefan Wachter, Matthias Gerber
B+S AG
Weltpoststrasse 5, CH-3000 Bern 15, www.bs-ing.ch

173

MITTEILUNGEN der GEOTECHNIK SCHWEIZ
PUBLICATION de la GÉOTECHNIQUE SUISSE
AVVISO di GEOTECNICA SVIZZERA

Herbsttagung vom 27. Oktober 2016, Journée d'étude du 27 octobre 2016, Visp

A9 Tunnel Riedberg

Peter Seiler

A9 Tunnel Riedberg

Das Trasse des Tunnels Riedberg kommt in die südliche Talflanke des Rhonetals zu liegen. Mit einem vorgängig erstellten Sondierstollen wurde kompaktes, gut standfestes Lockergestein aufgefahren. Aufgrund dieses Befundes wurde die definitive Linienführung festgelegt. Beim Vortrieb kam es dann aber zu unerwartet grossen Deformationen, welche zum Einstellen des Vortriebs führten. Die Analyse der Deformationen führte zum Schluss, dass die durch den Tunnelvortrieb ausgelösten Verschiebungen auf grossräumig wirkende Spannungsumlagerungen zurückzuführen sind. Diese Verschiebungen überlagern sich mit langfristig andauernden Kriechverformungen. Bei der Wiederaufnahme des Vortriebs sollen möglichst wenig weitere Verschiebungen ausgelöst werden.

1 Einleitung

Die Rhonetalautobahn A9 durchquert beim Bahnhof Gampel-Steg den Fussbereich des Riedbergs unterirdisch. Die beiden Tunnelröhren sind etwa 500 m lang und besitzen im Querschnitt einen lichten Radius von 5.3 m. Die maximale Überdeckung beträgt ca. 60 m und der Pfeiler zwischen den Tunnelröhren ist ca. 10 m dick.

Im November 2004 wurden die Vortriebsarbeiten aufgenommen. Nach einigen Monaten sind unerwartete Deformationen aufgetreten und die Arbeiten wurden Ende Juli 2005 eingestellt.

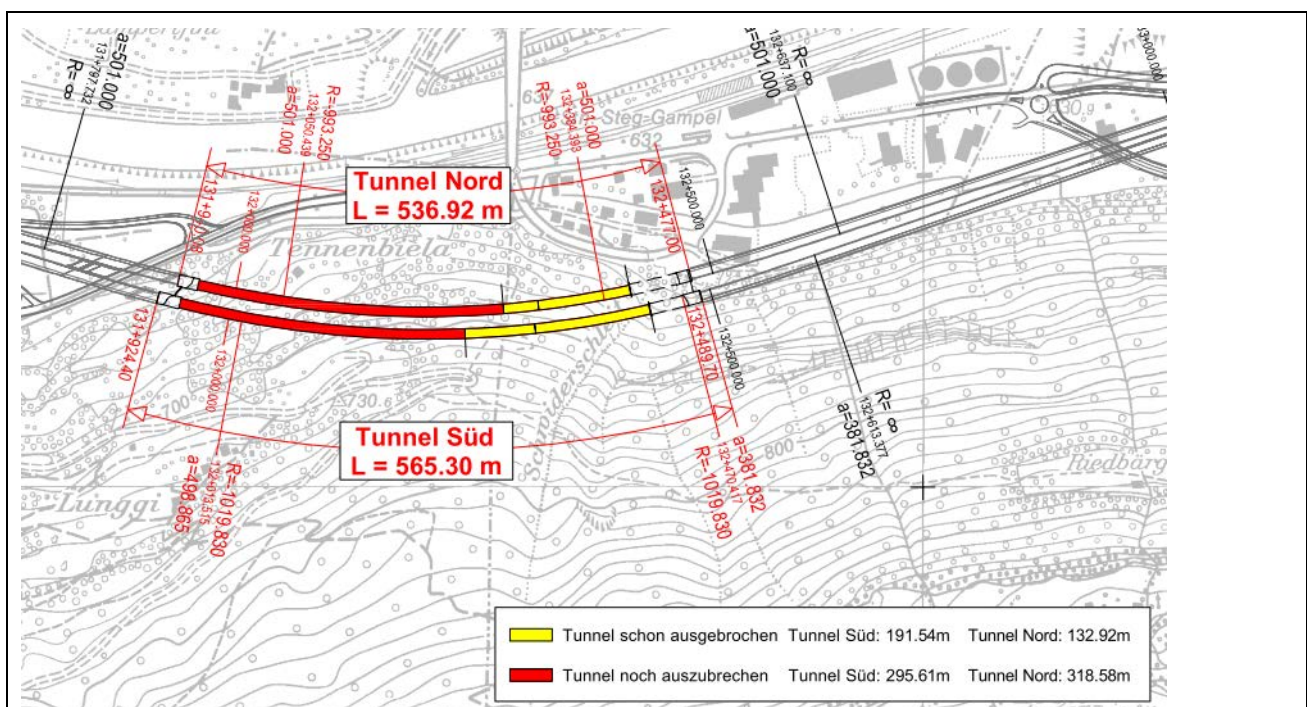


Bild 1: Situation Riedbertunnel

2 Detailprojekt und Bauausführung 2004 - 2005

2.1 Wahl der Linienführung

Die Linienführung der A9 im Oberwallis hat eine bewegte Geschichte hinter sich. Ursprünglich war in Gampel-Steg eine offene Linienführung mitten im Talgrund geplant.

Bei der Auflage des generellen Projekts entschied man sich für die heutige Linienführung südlich der Rhone im Bereich des Hangfusses des Riedbergs. Zwischen Hang und Rhone ist der Talboden durch die Kantonsstrasse und die SBB belegt und mit dem Tunnel wird dieses Engrnis umfahren.

Schon früh kamen Bedenken auf, ob ein Tunnel in diesem Umfeld sinnvoll und machbar sei. Um diesen Zweifeln auf den Grund zu gehen, wurde auf dem Trasse der Südröhre in den Jahren 1988 - 1989 ein 100 m langer Sondierstollen vom Ostportal vorgetrieben.

Der Vortrieb erfolgte ohne grosse Probleme. Nach ca. 60 m wurde ein Übergang von blockreichem Gehängeschutt zu einem kompakteren, zentralen Bereich festgestellt. Die letzten 3 m des Sondierstollens wurden unverkleidet belassen. Auch nach Jahren war dieser ungestützte Teil des Stollens standfest. Fließendes Wasser wurde nur im Übergangsbereich zwischen dem Gehängeschutt und dem kompakteren Zentralbereich angetroffen. Im zentralen Bereich war der Stollen praktisch trocken. Mit Lastplattenversuchen und Mikroiseismik wurde der Untergrund untersucht.

Über 4 Monate wurden die Konvergenzen gemessen. Sie lagen im mm-cm-Bereich, wobei die Deformationen zum grossen Teil unmittelbar erfolgten. Die Inklinometermessungen ergaben keine signifikanten Bewegungen; allerdings konnten sie wegen eines messtechnischen Problems nicht programmgemäss über längere Zeit durchgeführt werden.

Aufgrund der Beurteilung der beim Bau des Sondierstollens gemachten Beobachtungen wurde beschlossen, den Bau des Riedbergtunnels auf dem aufgelegten Trasse in Angriff zu nehmen.

2.2 Vortrieb

Der Sondierstollen war so platziert, dass er bei einer deutschen Bauweise als Ulmenstollen dienen konnte. Aufgrund von positiven Erfahrungen bei anderen Lockergesteinstunneln wurde schlussendlich ein Vollvortrieb gewählt. Im Bereich der zentralen, dicht gelagerten Zone kam ein Rohrschirm zum Einsatz (Etappenlänge 12 m, Schirm 15 m lang). Die Brust wurde mit Glasfaserankern gesichert. Während dem Erstellen des Rohrschirms erfolgte der Sohlschluss direkt hinter der Maschine, also etwa 12 - 24 m hinter der Ortsbrust. In den Portalbereichen wurde auf den ersten 3 - 5 Etappen der Rohr- durch einen Jettingschirm ersetzt. Die Südröhre war quasi trocken, in der Nordröhre traten Tropfstellen bevorzugt in Portalnähe auf.

Das bergmännische Portal Ost wurde mit einer Nagelwand und einem Portalkragen aus Ortsbeton gestützt. Während dem Erstellen des Voreinschnitts blieben die Verschiebungen im vorgesehenen Rahmen. Der eigentliche Vortrieb erfolgte ohne spezielle Probleme. Die Konvergenzen blieben im üblichen Rahmen und die Ortsbrust war stabil.

Mit fortschreitendem Vortrieb wurden unerwartete Verschiebungen des Portals in Richtung Nord-Ost (in etwa Richtung der Falllinie des Hangs) festgestellt. Eine erste Kontrolle zeigte, dass die Ankerkräfte im Ostportal, obwohl die Kopfverschiebungen signifikant zunahmen, in etwa konstant geblieben waren. Weiter wurden beschleunigte Deformationen an der verankerten Stützwand H509 gemessen, deren Verankerungskörper bis nahe an die Tunnelwandung reichten. Im Untertagbau vergrösserten sich die Verschiebungen auch in grösserer Entfernung als 2 - 3 Durchmessern hinter der Ortsbrust weiterhin und klangen nicht wie erwartet ab.

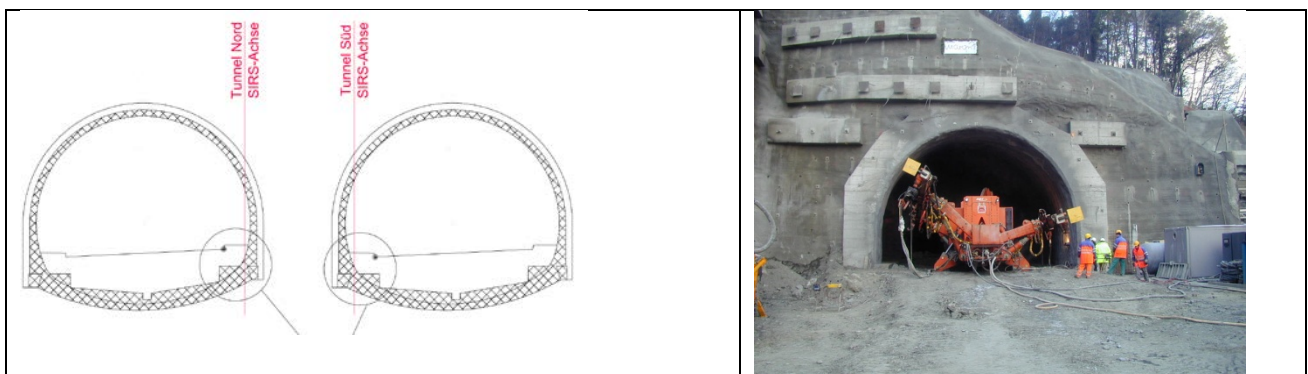


Bild 2: Schematisches Normalprofil

Bild 3: Start Vortrieb Süd röhre

Beschreibung: Brust besteht mehrheitlich aus (2) leicht sandigen bis sandigen, leicht siltigen bis siltigen Kiesen mit sehr wenig Ton (mehrheitlich GM), mit einigen Blöcken (links) und Steinen (grau). Zwischengelagert sind (1) einzelne siltige Linsen aus Sanden (beige-hellbraun), mit wenig Kies, einzelnen Blöcken und Steinen (SW-SM, SM). Im oberen Teil der Brust ist eine dunkle Schicht (torfähnlich, alter Boden) und darüber eine oxidierte Schicht zu erkennen. Brust standfest, rechts oben Tropfwasser, Gehängeschutt vermischt mit Bergsturzmaterial.

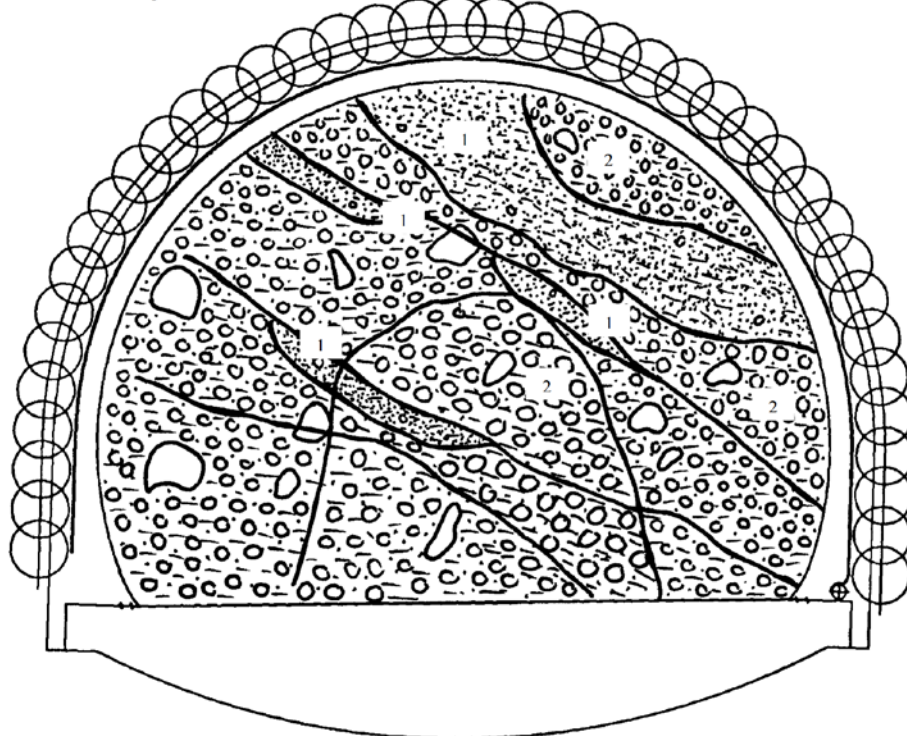


Bild 4: typische Brustaufnahme Nordröhre

Die Gesamtstabilität des Hanges wurde in Frage gestellt und die Möglichkeit einer grossräumigen Hangrutschung nicht ausgeschlossen. Nach Beizug eines Experten hat das Amt für Nationalstrassenbau (ANSB) im August 2005 beschlossen, den Vortrieb bis zur Klärung der Gründe für die Verschiebungen einzustellen.

3 Ereignisanalyse

3.1 Sofortmassnahmen

Umgehend wurde eine Task-Force, bestehend aus Vertretern vom Bund und Kanton sowie einem Tunnelbau- und Geologieexperten, eingesetzt.

Als erstes wurde beschlossen, das Überwachungsnetz auszubauen. In kürzester Zeit wurden mehr als 20 Inklinometer und Inkrexmessstellen eingerichtet. Die Bohrungen sind bis zu 100 m tief und decken den Bereich bis 200 m bergseits der Tunnelachsen ab.

Mittels automatisierten Totalstationen werden die Portalbereiche lokal und der Hang grossflächig geodätisch überwacht. Die Resultate sind auf einer Internetplattform abrufbar.

3.2 Geodätische und geologische Abklärungen

Die Auswertung eines alten, zwischenzeitlich aufgegebenen geodätischen Messpunkts ergab, dass sich der Hang über 60 Jahre im Mittel ca. 1 cm/Jahr talwärts bewegt hatte.

Es wurde auch abgeklärt, ob mittels Radarinterferometrie auf der Basis von Archivbildern der European Space Agency (ESA) eine langjährige Verschiebungsrate nachgewiesen werden kann. Auf dem Plateau von Ifil, welches ca. 600 m höher als der Tunnel liegt, wurden mit dieser Methode Absenkungen von 3 - 4 mm/Jahr ermittelt. Für die restlichen Bereiche konnten keine Angaben gemacht werden, da der Wald eine Auswertung verunmöglichte.

Weiter wurden der Einsatz eines terrestrischen Radars und eines terrestrischen Laserscanners zur Überwachung des Hangs und zur Alarmierung bei ungewöhnlichen Verschiebungszunahmen geprüft. Das Verfahren ist für das bewaldete Gebiet ohne klare Reflektionsflächen weniger geeignet und ein Einsatz wurde als wenig erfolgversprechend verworfen.

Geologische Abklärungen zeigten folgendes Bild:

- Beim Riedberg handelt es sich im zentralen Bereich um eine nacheiszeitliche Rutschung, welche von Gehängeschutt überlagert wird. Die anstehenden Felspartien sind versackt. Die anfängliche These, dass es sich im zentralen Bereich um einen interglazialen Bergsturz handelt, wurde verworfen.

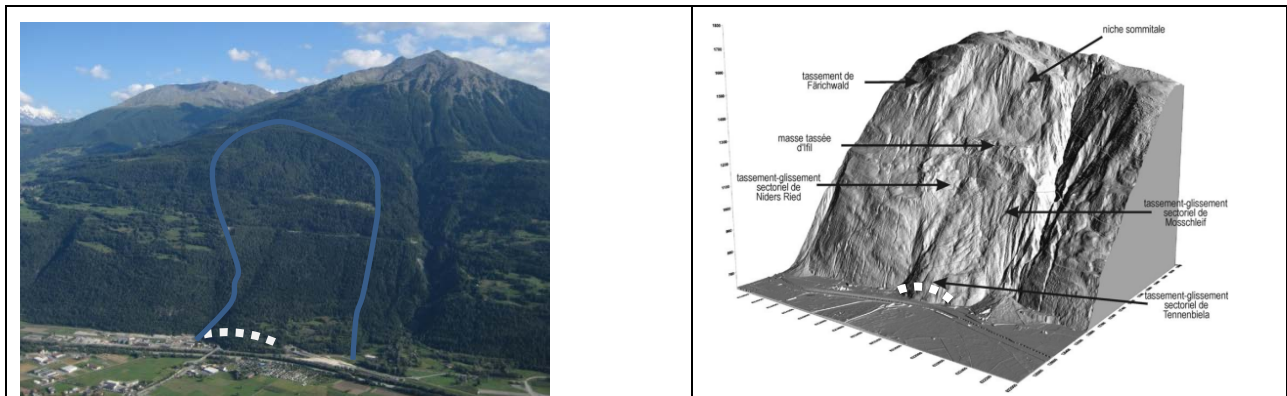


Bild 5: Abgrenzung Sackung Rutschung Riedberg mit Linienführung

Bild 6: Blockdiagramm, digitales Geländemodell (Quelle: M. Sartori)

- Die Sackungsmasse besteht aus unterschiedlichen Gleitkompartimenten, welche sich aufeinander abstützen und dadurch phasenweise aktivieren. Die in den Inklinometern ersichtlichen Gleithorizonte liegen in unterschiedlichen Tiefenlagen.
- Eine mögliche Erklärung für die Entstehung der Rutschung ist das Vorhandensein einer plastischen Schicht (Zone houillère, Graphitschiefer) auf halber Höhe des Hangs.

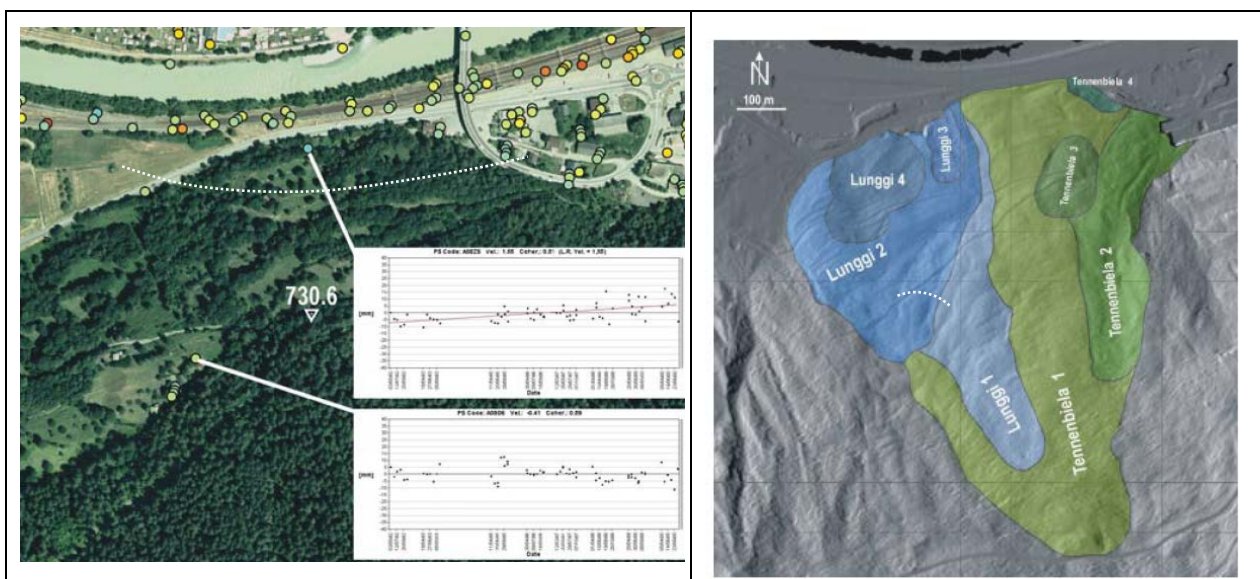


Bild 7: vertikale Verschiebungen, Radarpunkte (Quelle: M. Sartori)

Bild 8: sektorielle Rutschungen (Quelle: M. Sartori)

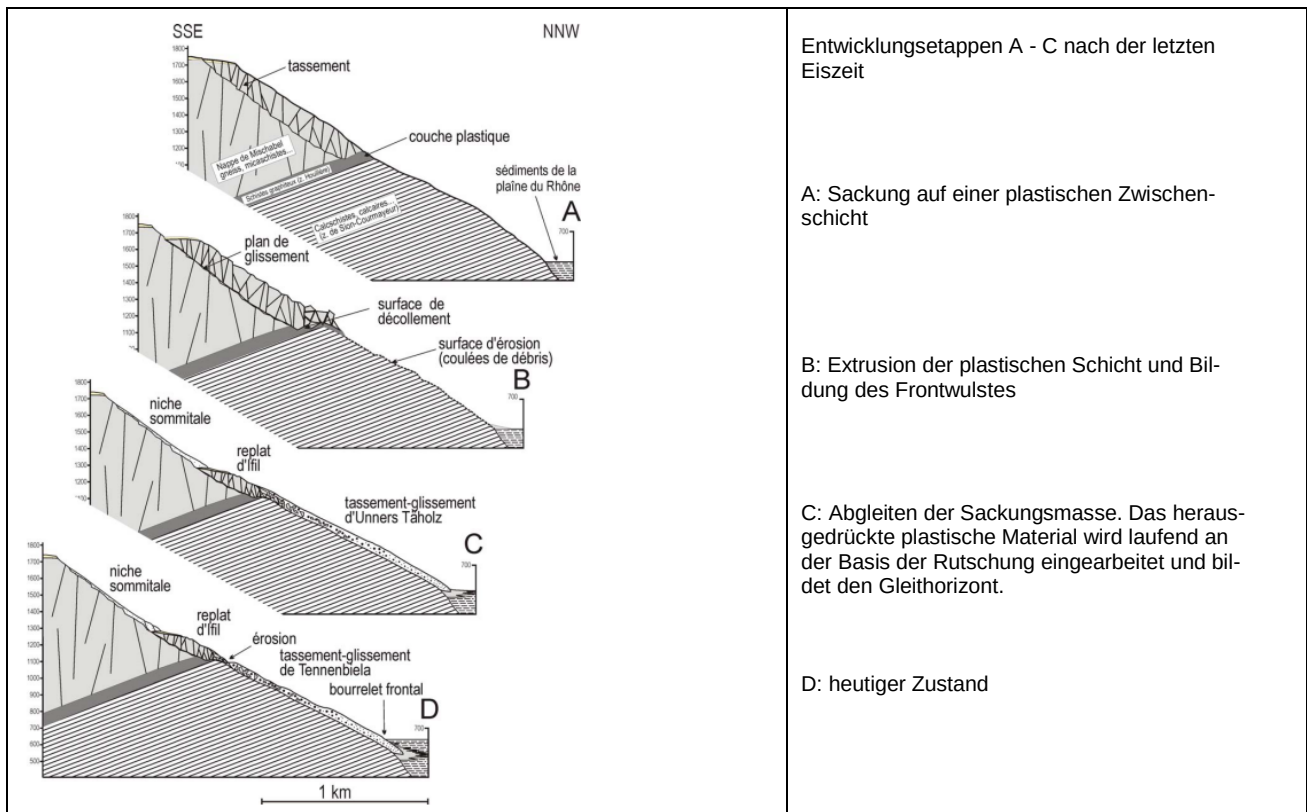


Bild 9: möglicher Mechanismus der Rutschung Riedberg (Quelle: M. Sartori)

- Beim Lockermaterial handelt es sich mehrheitlich um aus Schieferfels entstandene, schlecht abgestufte und ungerundete Kiese und Sande mit variablen Anteilen von Silt sowie einem geringen bis sehr geringen Tongehalt (GC, GC-GM), vermischt mit Steinen und Blöcken. Die Kornverteilung und die Ablagerung des Lockergesteins variieren kleinräumig. Grossräumig können im Hang vereinfacht die zwei homogenen Bereiche Fels und Lockergestein unterschieden werden.
- Das Lockermaterial ist erdfeucht (Wassergehalt < 10 %) und laut Laboruntersuchungen teilweise fast wassergesättigt (Sättigungsgrad etwa 90 %). Die Konsistenz ist fest bis halbfest. Der Untergrund ist normal konsolidiert. Der Grundwasserspiegel liegt unterhalb der Tunnelsohle in etwa auf der Höhe der Rhoenebene.
- Aufgrund der Zusammensetzung des Lockergesteins und der recht kompakten Lagerung ist die Durchlässigkeit klein (k-Werte 10-7 m/s bis 10-9 m/s). Im Südtunnel sind nur vereinzelte Tropfwasserstellen vorhanden. Die Überdeckung beim Nordtunnel ist kleiner. Es treten vermehrt Tropfwasserstellen auf.
- Offensichtlich treten Kriechphänomene auf und die Geologen beurteilen den Hang als im labilen Gleichgewicht stehend. Mehrere Gleithorizonte sind durch Inklinometermessungen belegt. Es wurden aber, über den ganzen Hang gesehen, keine durchgehenden Gleitflächen gefunden.
- Die Verschiebungen korrelieren nicht direkt mit Niederschlagsmengen oder mit den gemessenen Porenwasserdrücken.

3.3 Beurteilung der Gefährdungsbilder

In einer ersten Phase wurden unverzüglich statische Berechnungen an einem vereinfachten Modell durchgeführt. Die Untersuchungen dienten dazu, die gemessenen Hangverschiebungen nachvollziehbar zu machen und mögliche Zusatzmassnahmen im Rahmen einer Wiederaufnahme des Tunnelvortriebs zu diskutieren. Eine weitere Fragestellung bestand darin, den Einfluss des Tunnelvortriebs auf die Sicherheit gegenüber einer Böschungsinstabilität zu klären. Die Neigung der Geländeoberfläche wurde genauso wie jene der Felsoberfläche stets mit 35 Grad angenommen. Die statisch wirksame Höhe der Böschung aus Gehängeschutt wurde dabei variiert: etwa 150 m für eine kleine Böschungshöhe oder 300 m für eine grosse Böschungshöhe.

Die Ermittlung der Bodenkennwerte mit Laborversuchen gestaltete sich wegen der heterogenen Materialzusammensetzung als schwierig. Mangels verlässlicher Daten war man auch auf Schätzungen für die Bodenparameter angewiesen.

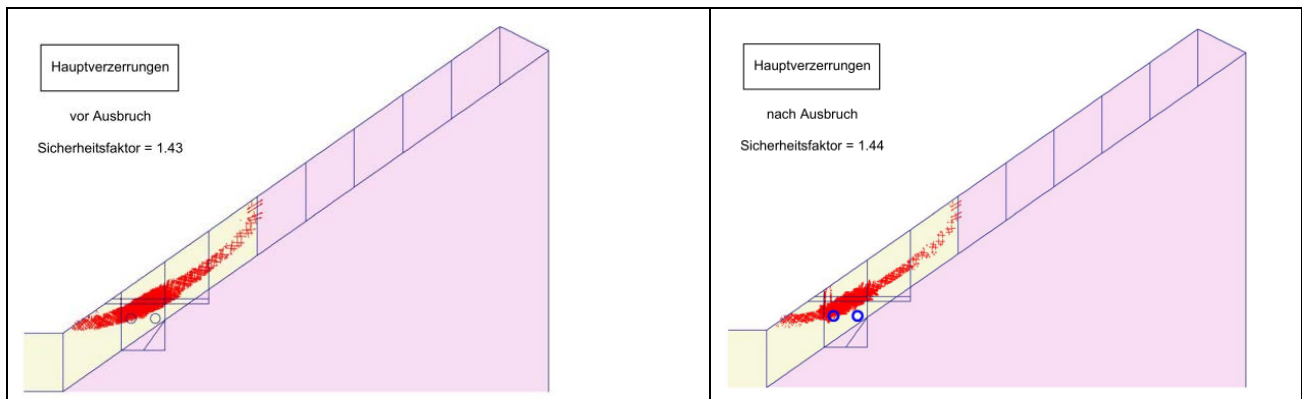


Bild 10: statische Berechnungen an einem vereinfachten Modell, Darstellung der Verzerrungen vor / nach Ausbruch (Quelle: Prof. Dr. K. Kovári)

Da aber die Bodenkennwerte nur angenähert ermittelt werden konnten, ist der Betrag des globalen Sicherheitswerts eher indikativ. Viel stärker zu gewichten ist der Umstand, dass sich durch den Tunnelvortrieb keine merkliche Veränderung des Sicherheitsfaktors ergibt. Mit der grossen Böschungshöhe wird der Sicherheitsfaktor kleiner.

Wir gehen bei diesem Szenario davon aus, dass sich der Baugrund nach dem Erreichen des Bruchzustands ideal plastisch verhält und sich die Restfestigkeit angesichts der grossen Hangverschiebungen schon früher über die Jahre eingestellt hat. Andernfalls würde sich der Gleitsicherheitsfaktor durch den Abfall von der Höchst- auf die Restscherfestigkeit entsprechend abmindern.

In einem weiteren Szenario wurde es als möglich erachtet, dass der Hang mit fortschreitender Deformation spontan in die Phase des tertiären Kriechens übergeht und sich ohne zusätzliche Einwirkung weiter beschleunigt. Dabei konnte nicht ausgeschlossen werden, dass die Verschiebungen in einem grossräumigen, schnellen Hangrutsch enden und dabei die diversen Infrastrukturen (Bahnhofquartier, Strassen, Bahn, Swissgas- und Hochspannungsleitung) beschädigen oder unpassierbar machen könnten.

Das Vorhandensein von fließendem oder drückendem Hangwasser wurde vom Geologen ausgeschlossen.

Es konnte gezeigt werden, dass die während dem Bau aufgetretenen beschleunigten Deformationen in erster Linie auf grossräumige Spannungumlagerungen infolge der Vortriebsarbeiten zurückgeführt werden können. Das Einstellen des Vortriebs korreliert direkt mit dem Verlauf der Verschiebungen. Dies lässt den Schluss zu, dass während dem Vortrieb der Einfluss von Kriecheffekten und der Konsolidation von Porenwasserspannungen von untergeordneter Bedeutung waren. Davon abgesehen ist davon auszugehen, dass sich langfristige Kriechverformungen in derselben Grössenordnung wie vor dem Baubeginn einstellen werden.

3.4 Auswertung der Verschiebungsmessungen

Zur Überwachung der Verschiebungen und Verformungen des Hanges am Riedberg wurde ein Messdispositiv, bestehend aus vertikalen und subhorizontalen Inklinometer- und Inkrexmessstellen, eingerichtet. Die Tunnelröhren, die Terrainoberfläche, die Stützmauer H509, die Gasleitung, die Hochspannungsmasten, die Brücke H509 über die Rhone und das Bahnhofquartier werden geodätisch überwacht.

Vor dem Vortriebsunterbruch ergaben sich in der Südröhre mit dem Fortschreiten der Tunnelbrust erhebliche Verschiebungen. Diese klangen erst nach dem Vortriebsunterbruch stark ab. In unmittelbarer Nähe zur Tunnelbrust waren die Verschiebungen wegen der dort ablaufenden Spannungumlagerungen am grössten. Allerdings nahmen die Verschiebungen während dem Vortrieb auch im weit rückwärtigen Bereich weiter zu. Betrachten wir zum Beispiel den Block S11. Selbst in einer Distanz von 100 m zur Ortsbrust (also deutlich mehr als der dreifache Ausbruchdurchmesser) gingen die Verschiebungen unabhängig von der Distanz zur Tunnelbrust quasi linear weiter.

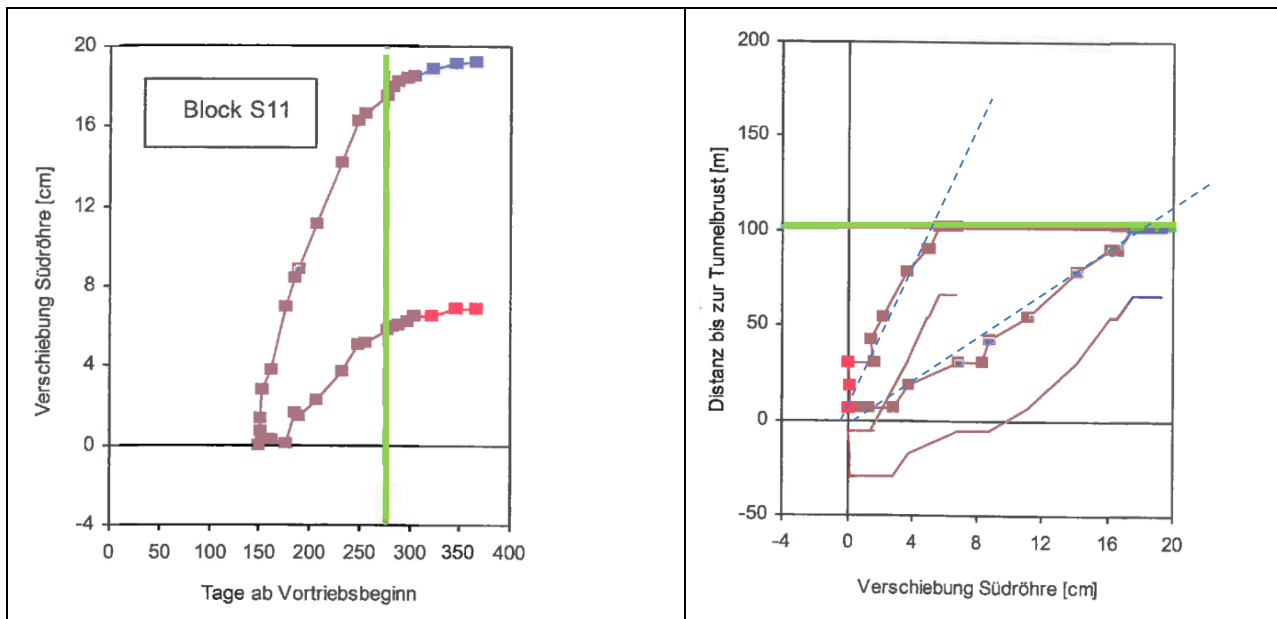


Bild 11: Verschiebung des Tunnelscheitels in der Südröhre, grüne Linie entspricht Einstellen des Vortriebs (Quelle: Prof. Dr. K. Kovári)

Nachfolgende Graphik zeigt die Verschiebungen am Tunnelumfang. Der Tunnel verschob sich als Einheit beinahe parallel. Die Form der Ausbruchsicherung blieb erhalten und die Konvergenzen waren somit gering.



Bild 12: Verschiebung am Tunnelumfang

Während den Jettingarbeiten für die Versteifung im rückwärtigen Bereich kam es erneut zu einer deutlichen Beschleunigung der Verschiebungen. Im Bereich der Stützmauer H509 nahe dem Ostportal wurden folgende Verschiebungsraten gemessen:

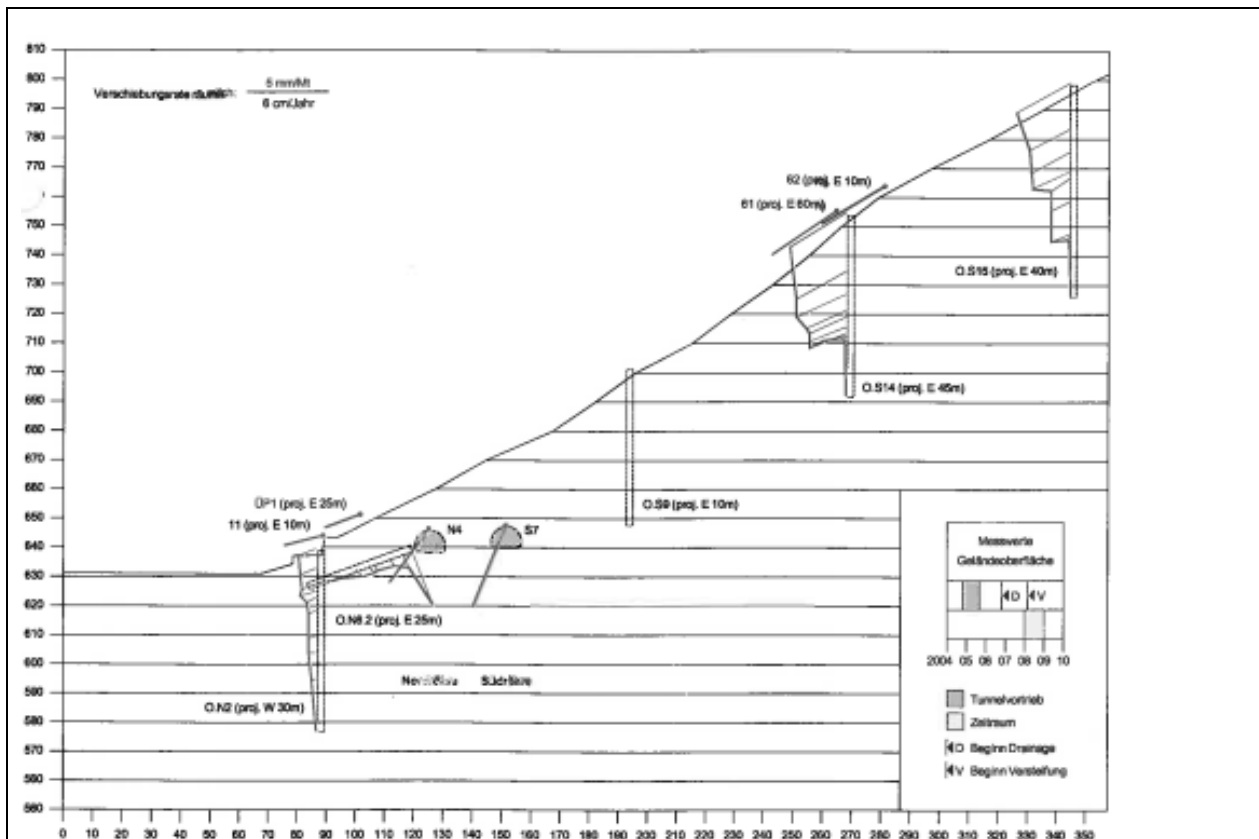


Bild 13: Darstellung der Verschiebungsraten im Profil 04 beim Ostportal (Quelle: Prof. Dr. K. Kovári)

Dabei kam es auf den Gleitlinien in den Inklinometern oberhalb im Hang zu beschleunigten Verschiebungen. Stellvertretend wird anhand der Messpunkte auf der Stützmauer H509 aufgezeigt, wie sich die Verschiebungen infolge der unterschiedlichen Bauzustände entwickelten:

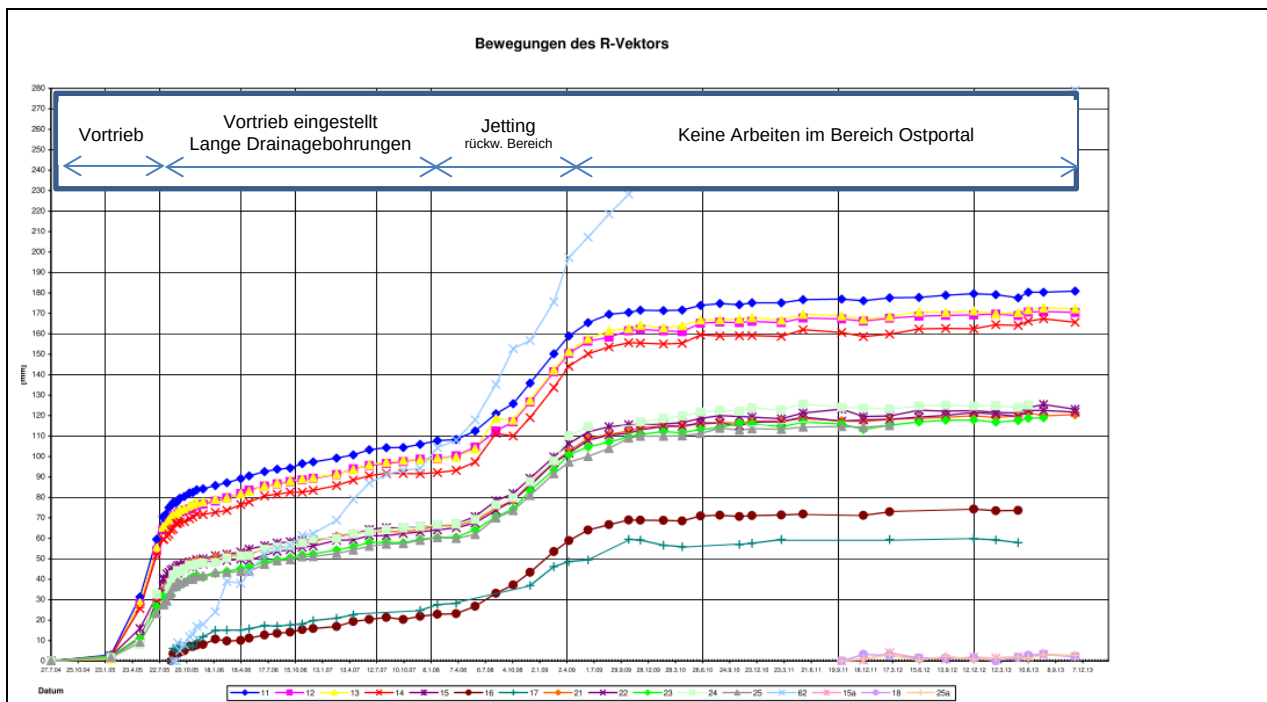


Bild 14: Zeitliche Entwicklung der Verschiebungen der Messpunkte auf der Stützmauer H509 beim Ostportal

Es ist ersichtlich, dass die Verschiebungsgeschwindigkeiten während dem Vortrieb am grössten (bis 12 cm/Jahr) waren. Nach dem Einstellen des Vortriebs bildeten sich die Verschiebungsraten zurück (1 cm/Jahr). Das Erstellen der Jettingsäulen im rückwärtigen Bereich liessen die Verschiebungen wieder stark ansteigen. Nach dem Abschluss der Jettingmassnahmen ging die Verschiebungsgeschwindigkeit deutlich zurück, sogar unter die Rate, die sich nach dem Vortriebsunterbruch eingestellt hatte.

Durch die Arbeiten beim Westportal wurden erneut zusätzliche Verschiebungen ausgelöst. Hier ist die Reduktion der Verschiebungsgeschwindigkeit durch die zusätzlichen Stabilisierungsmassnahmen weniger deutlich. Dies lässt sich durch den viel grösseren Abstand zur Felsoberfläche erklären.

3.5 Vorgehensstrategie

Überschlagsrechnungen zeigen, dass mit baulichen Massnahmen (Anker, Schächte, Galerien) die Stabilität des Gesamthangs nicht wesentlich erhöht werden kann. Als Rückfallebene wurde eine neue Linienführung als letzte Möglichkeit diskutiert.

Die Task-Force kam zum Schluss, dass unter Umsetzung von geeigneten Massnahmen eine Gesamt- oder Teilinstabilität des Hangs sehr unwahrscheinlich ist und als akzeptiertes Restrisiko zu tragen ist.

Die Massnahmen sollen folgende Mindestanforderungen erfüllen:

- Robuste Lösungen, welche später möglichst wenig Unterhalt und Instandsetzungsarbeiten benötigen.
- Nach einer Wiederaufnahme des Vortriebs soll eine neuerliche Einstellung vermieden werden.
- Schon kleine Spannungsumlagerungen infolge der Arbeiten genügen, um Deformationen über den ganzen Hang auszulösen. Die Stützmassnahmen werden daher möglichst steif ausgebildet, damit die Spannungsumlagerungen im Untergrund infolge des Tunnelvortriebs und die dadurch ausgelösten Deformationen möglichst klein gehalten werden.
- Die Tunnelröhren müssen trotzdem gewisse differentielle Verschiebungen mitmachen können und die Gebrauchstauglichkeit soll solange wie möglich gewährleistet sein. Die Tragsicherheit ist sicherzustellen.
- Die Portalbereiche sollen so ausgebildet werden, dass die Verschiebungen gebremst werden und die Übergänge zu den anschliessenden Abschnitten fliegend verlaufen. Im Westen ist die schon gebaute Zwillingsbrücke Tennen zu berücksichtigen.

Für die verschiedenen Bereiche wurden folgende Massnahmen entwickelt:

- Portal Ost: Der Voreinschnitt hat sich während dem Vortrieb um bis zu 20 cm in Richtung Nordost verschoben. Der bis zu 20 m hohe Hanganschnitt wurde mit einem steifen Stützkörper gestützt. Durch die starre Ausbildung wird die Stützkraft des Körpers schon bei kleinen Deformationen aktiviert.
- Portal West: Anders als beim Portal Ost war hier bei Vortriebseinstellung der Voreinschnitt für die bergmännischen Tunnelportale noch nicht hergestellt. Zunächst wurde der später in diesem Bereich vorgesehene Aushub für die Portalbauwerke und die Tunnelröhren mit einer Schüttung am Hangfuss gewichtsmässig kompensiert. In einem zweiten Schritt wurden dann die mechanischen Bodeneigenschaften rund um die späteren Tunnelröhren mit vertikalen Jettingsäulen stark verbessert.
- Tunnel im rückwärtigen Bereich, schon ausgebrochen: Aus der Südröhre wurden radiale, bis zu 100 m lange Drainagebohrungen erstellt. Damit sollten die langfristigen Kriechbewegungen im Hang vermindert werden. Wegen der generell geringen Durchlässigkeit der Matrix und den möglicherweise vorhandenen, präferentiellen Wasserwege war eine Prognose über die Wirksamkeit der Drainagen schwierig. Die Massnahme ist im Sinne eines Grossversuchs realisiert worden. Um den schon ausgebrochenen Tunnel wurde ein möglichst steifer Körper bestehend aus radialen Jettingsäulen erstellt. Im Fernbereich zur Brust wurden die Säulen in der Sohle nicht durchgehend angeordnet.

- Noch auszubrechender Tunnel

Um neuerliche Spannungsumlagerungen und die damit einhergehenden Deformationen zu vermindern, werden auch hier steife Baumasnahmen vorgesehen.

Die Ausbruchsicherung wird als dauerhafte Abstützung ausgebildet und übernimmt eine permanente Tragfunktion. Sie wird im Abstand von max. 4 m möglichst nahe der Ortsbrust eingebaut.

Der Innenring ist annähernd kreisförmig und ist ca. 50 cm stark. Er wird duktil armiert und wirkt über die ganze Länge des Tunnels monolithisch. Parallel dazu wird der rückwärtige, schon 2005 ausgebrochene Bereich soweit nachprofiliert, so dass die Innenverkleidung mit den neu vergrößerten Abmessungen aufgenommen werden kann.

4 Umsetzung der Massnahmen

Der Gewichtskörper beim Portal Ost, die Drainagebohrungen, die Verstärkungsmassnahmen im rückwärtigen Bereich und der Bau der Versteifungsarbeiten (Vertikaljetting) beim Portal West sind abgeschlossen. Der Vortrieb wird im Oktober 2016 wieder aufgenommen.

4.1 Schwergewichtskörper Portal Ost

Der Stützkörper wurde auf eine armierte Bodenplatte gestellt und wird bis 4 m über die Kalotte aus Walzbeton (ca. 20'000 m³) hergestellt. Die beiden Röhren sind ausgespart. Als Schalung der Tunnelwandung dienten HEB-Luftbögen. Darüber kam eine 5 - 10 m hohe Zementstabilisierung (ca. 17'000 m³) zu liegen.

Zur Aufnahme von weiteren differentiellen Verschiebungen wurde der Raum für den später einzubauenden Innenring um eine Reserve von 20 cm vergrößert.

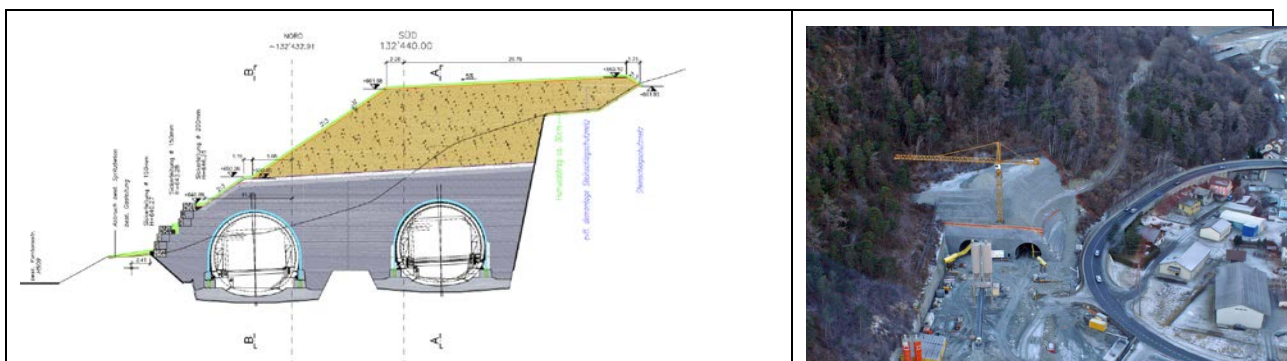
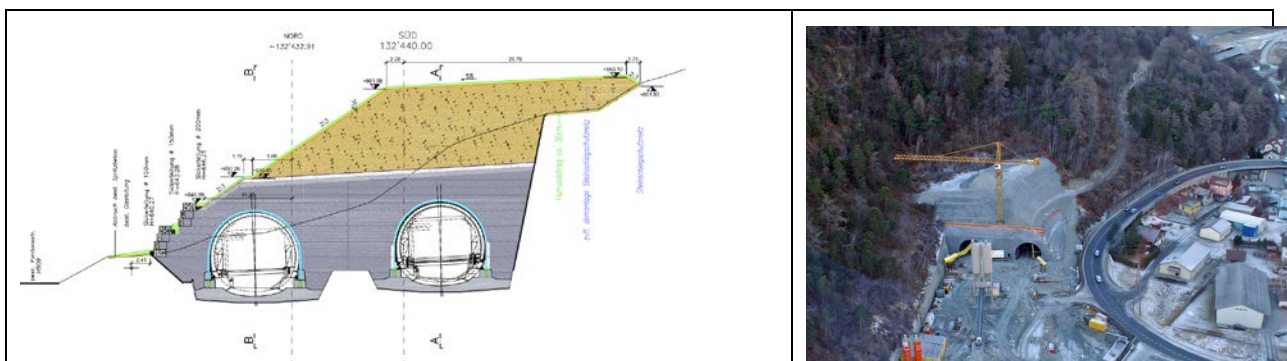


Bild 15: Querschnitt

Bild 16: Flugbild Swissgas



4.2 Drainage des Gebirges, lange Drainagebohrungen

Aus der ausgebrochenen Südröhre wurden im Abstand von 12 m je 7 radiale Drainagen gebohrt. Die bis zu 100 m langen Drainagen bestehen aus gelochten Stahlrohren mit einem Durchmesser von 140 mm. Die Bohrung erfolgte destruktiv mit einem verlorenen Bohrkopf. Total wurden ca. 5'000 lfm Drainagebohrungen erstellt.

Die Analyse der Verhältnisse führte zum Schluss, dass die hangparallelen, wasserführenden Schichten das Verhalten des Hangs nicht entscheidend beeinflussen. Obwohl das Lockergestein fast wassergesättigt ist, wurde die Wirkung der Drainagen wegen der kleinen Durchlässigkeit als sehr begrenzt beurteilt. Es wurde beschlossen, auf weitere Drainagebohrungen zu verzichten.

4.3 Verstärkungsmassnahmen im rückwärtigen Bereich

Mit dem Ziel, die Voraussetzungen für eine möglichst deformationsarme Wiederaufnahme des Vortriebs zu schaffen, wurde der rückwärtige Bereich mit ca. 4 m langen, radialen Jettingsäulen versteift. Der Abstand zwischen den Bohrungen betrug ca. 60 cm. Insgesamt wurden ca. 100'000 lfm Säulen im Einphasenverfahren hergestellt.

Überkopfsäulen sind sehr schwierig herzustellen. Daher werden die Säulen in der Kalotte weggelassen. Im Fernbereich zur Tunnelbrust (< 3D) wird das Parament, nicht aber die Sohle, durchgehend gejettet. Hier verbindet nur im Bereich der Blockfugen eine Steife aus Jettingsäulen die beiden Ulmenbereiche.

Bei der Ausführung kam es erneut zu grösseren Verschiebungen im Hang. Die maximalen Bewegungen an der Terrainoberfläche betrugen bis zu 5 cm im Monat. Deformationen in diesem Umfang wurden nicht erwartet. Mit einer detaillierten FE-Berechnung, bei welcher nacheinander das Erstellen jeder einzelnen Jettingsäule modelliert wurde, konnten die gemessenen Verschiebungen auch rechnerisch nachvollzogen werden. Trotz der neuerlichen Verschiebungen wurden die Arbeiten nicht unterbrochen und wie vorgesehen fertig gestellt.

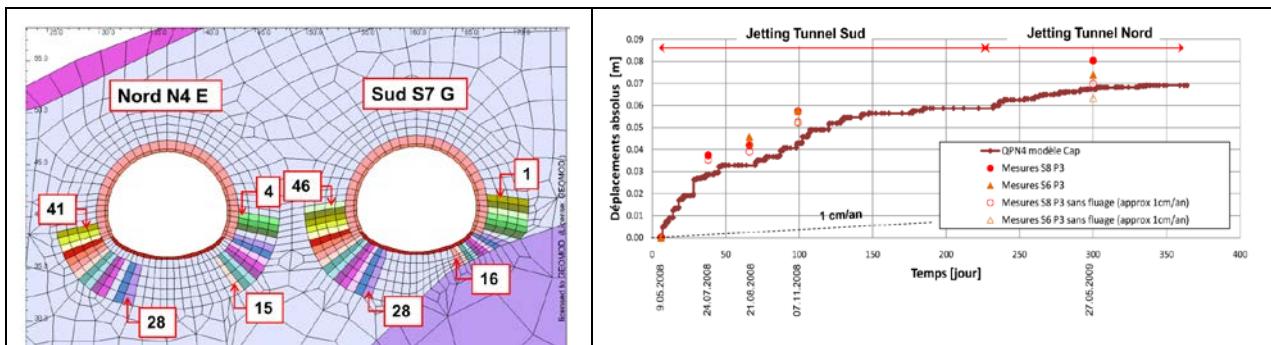


Bild 17: 3D FE-Modell Jetting

Bild 18: Vergleich gemessene mit berechneten Verschiebungen (Quelle Prof. Dr. L. Vulliet)

Nach dem Abschluss der Jettingarbeiten nahm die Verschiebungsrate an der Terrainoberfläche (vgl. Kap. 3.5) und im Tunnel wieder stark ab und fiel unter den vor den Arbeiten gemessenen Wert. Die Verschiebungen Untertag verhielten sich ähnlich.

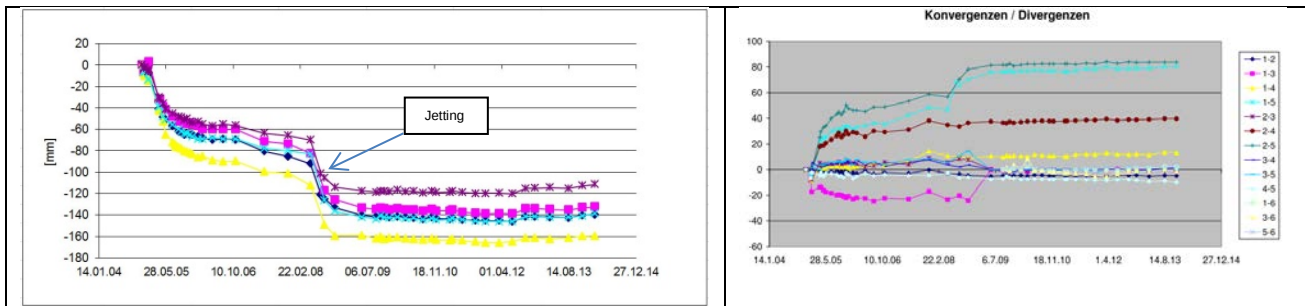


Bild 19: Setzungen im Block S5

Bild 20: Konvergenzen im Block S5

4.4 Versteifung Portal West

Zunächst wurde am Hangfuss eine Schüttung von ca. 34'000 m³ erstellt. Der Jettingkörper besteht aus 26 m langen, vertikalen Jettingsäulen; der Rasterabstand beträgt 1.2 m. Die mittlere, einaxiale Druckfestigkeit beträgt etwa 5 N/mm². Ein Mehrphasenjetting, bei dem der Jettingstrahl von einem Luftpulster umgeben ist, wurde wegen möglichen zusätzlichen Deformationen verworfen. Das spätere Ausbruchprofil ist aus dem Jettingkörper ausgespart worden.

5 Schlussbeurteilung

Die Lockergesteinsschichten des Riedbergs bestehen aus Kiesen und Sanden, welche in einer feinkörnigen Matrix eingebettet sind. Der Tonanteil ist mit 5 - 10 % relativ klein. Der Wassergehalt liegt nahe an der Sättigung. Diese Konstellation in einem stellenweise 35° - 40° steilen Hang kann als Erklärung für das langfristige Kriechverhalten dienen. Dabei wirkt der Ton als Schmiermittel zwischen den Körnern.

Ohne weitere äussere Einwirkungen (Vortrieb oder Jetting) kriecht der Hang an der Oberfläche mit einer mittleren Geschwindigkeit von 1 cm/Jahr talwärts. Schon relativ kleine Eingriffe genügen, um den Hang grossräumig zu aktivieren. Die Erfahrung zeigt, dass die Verschiebungen nach dem Einstellen der Aktivitäten wieder abklingen.

Die globale Gleitsicherheit wird durch den Bau der Tunnelröhren nicht merklich verändert. Die Gesamtstabilität des Hanges wird nicht mehr in Frage gestellt. Der mehrfach thematisierte Übergang des Hanges vom sekundären Kriechzustand mit konstanter Verschiebungsrate ins tertiäre Kriechen (beschleunigte Verschiebungsrate) wird als unwahrscheinlich beurteilt, als Restrisiko definiert und vom Bauherrn akzeptiert.

Die Versteifungskörper bei den Portalen Ost und West und das Jetting im rückwärtigen Bereich werden als vorteilhaft für das zukünftige Verhalten des Gesamthanges angesehen. Die langen Drainagebohrungen beeinflussten die Verschiebungen nicht signifikant und werden aufgegeben.

Der Riedberg wird auch in Zukunft weiterhin Kriechen. Dementsprechend wurden konstruktive Massnahmen getroffen: Versteifungskörper im Portalbereich Ost und West, duktile Ausbildung des Innenrings und im Normalprofil 35 cm Reserven für allfällige Korrekturen der Linienführung.

Autor:

Peter Seiler
Dipl. Bauingenieur ETH
SRP Ingenieur AG
Nordstrasse 16, 3900 Brig

Brig, 23.08.2016

A9 – Der gedeckte Einschnitt Turtmann

Tobias Meschenmoser

A9 – Der gedeckte Einschnitt Turtmann

1 Ein Spundwandkasten braucht Verstärkung

1.1 Das Projekt

Um der Gemeinde Turtmann die Unannehmlichkeiten einer Autobahn zu ersparen, verläuft hier die A9 über 1.35 km in einem gedeckten Einschnitt entlang der Bahnlinie Lausanne - Brig. Die 12m tiefe Baugrube musste wasserdicht ausgebildet werden, da das Grundwasser oberflächennah ansteht.

Folgende untereinander wasserdicht abgeschottete Bauabschnitte wurden ausgeführt:

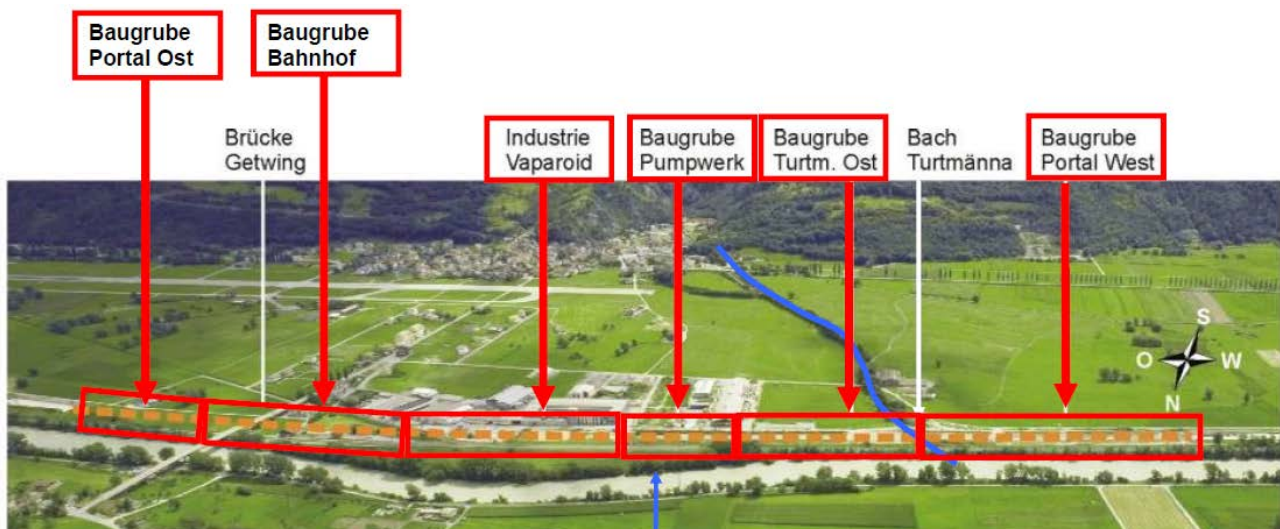


Abbildung 1 Übersicht Bauabschnitte Gedeckter Einschnitt Turtmann (1)

Die Baugruben *Portal West*, *Turtmann Ost*, *Pumpwerk* und *Portal Ost* wurden innerhalb rückverankerter Spundwände und die Abschnitte *Vaparoid* und *Bahnhof* mit Hilfe ausgesteifter Schlitzwände erstellt.

1.2 Baugrube Portal West

In diesem Referat geht es um die 270m lange Baugrube PORTAL WEST – genauer gesagt um die Aussteifung des Baugrubenverbaus unterhalb der Baugrubensohle.

Das ursprüngliche Projekt sah vierfach rückverankerte Spundwände ohne Zusatzmassnahmen im Fussbereich vor. Die Spundwände waren bis in 31m Tiefe in die wenig wasserdurchlässigen „Älteren Verlandungsböden“ einzubinden. Hierdurch sollte der Einfluss der Wasserhaltung auf die Umgebung (SBB – Linie, Industrieanlagen) gering gehalten werden.

1.3 Geologie

Die 1 bis 2 m mächtige Deckschicht besteht aus künstlichen Auffüllungen und Überschwemmungsböden. Darunter steht eine Wechselfolge von wasserführenden Rhoneschottern und weniger durchlässigen Verlandungsböden an.

Der geologische Aufbau des Baugrunds ist auf folgendem Querschnitt durch die Baugrube dargestellt. Die hier bereits dargestellte Jettingsohle war anfangs nicht geplant.

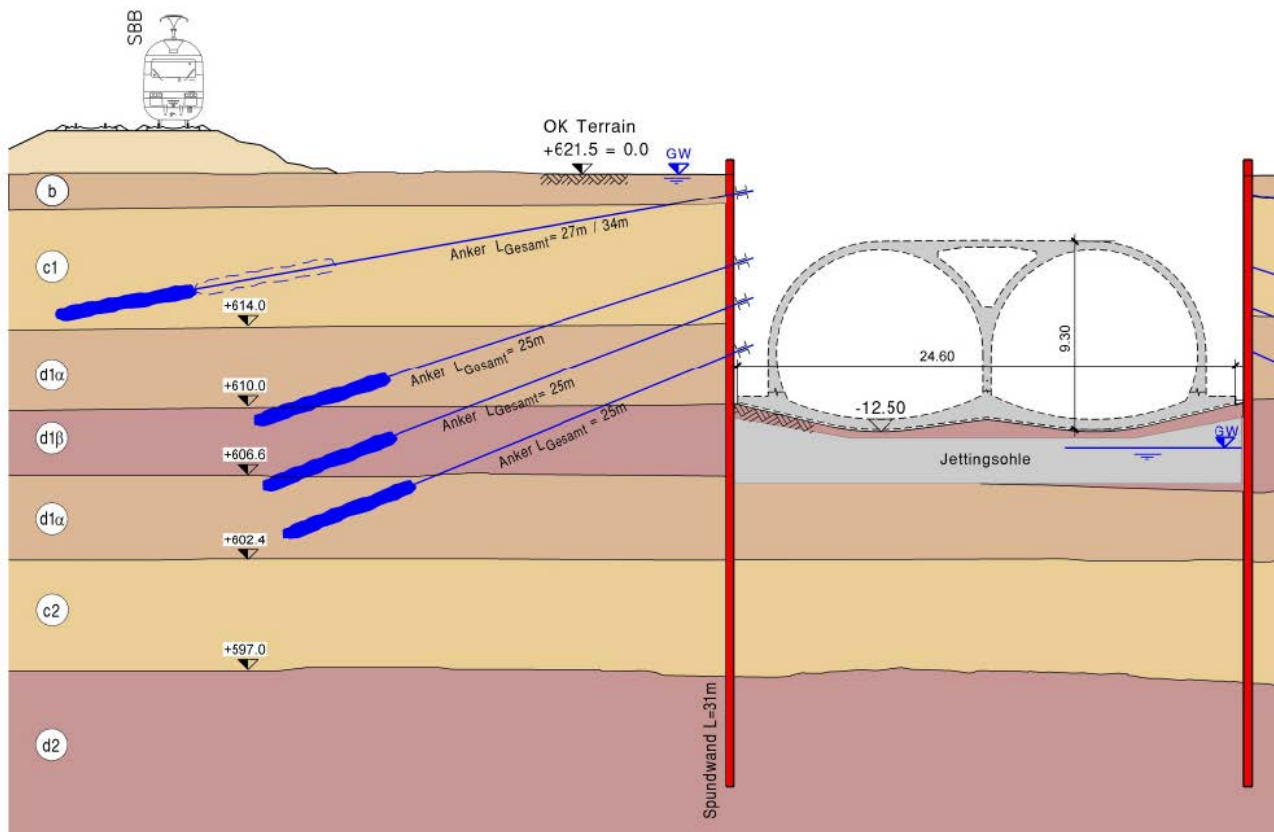


Abbildung 2: Querschnitt der Baugrube mit Geologie (1):

- b – Deckschicht
- c1 – jüngere Rhoneschotter
- d1a – jüngere Verlandungssedimente, sandig-siltig
- d1b – jüngere Verlandungssedimente, siltig – tonig
- c2 – ältere Rhoneschotter
- d2 – ältere Verlandungsböden (wenig durchlässig)

Vor allem die für den passiven Erdwiderstand massgeblichen Verlandungsböden haben eine sehr lockere Lagerung (d1a) beziehungsweise weiche Konsistenz (d1b). Die Unterscheidung zwischen sandig-siltigen (d1a) und siltig-fast-nicht-tonigen (d1b) Sedimenten stellte sich im Verlauf der späteren Arbeiten als kritisch heraus, da d1b ein ausgeprägt plastisches Verhalten hat.

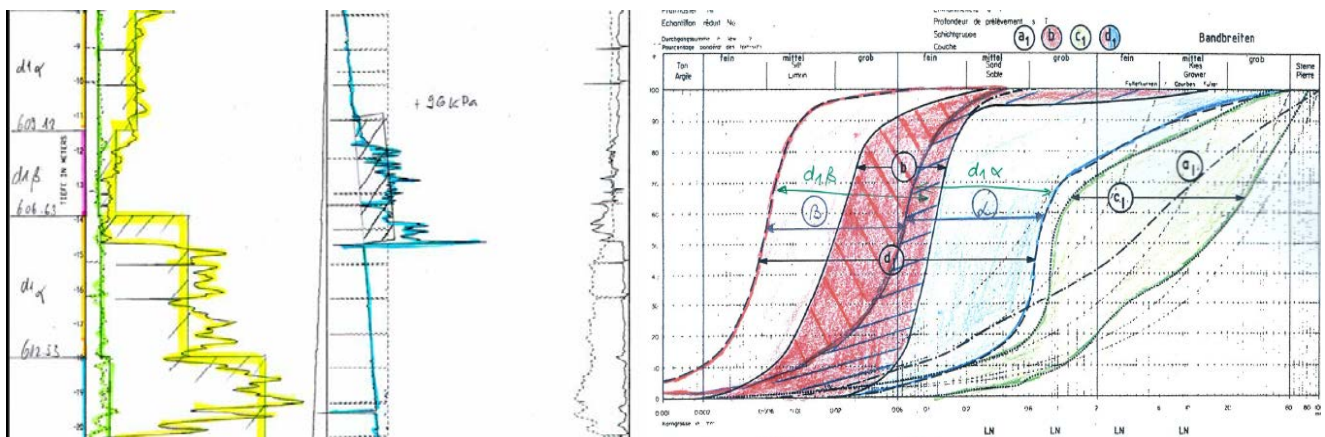


Abbildung 3: CPTU-Diagramm d1a/d1b und

Kornverteilungskurven d1a / d1b / c1 / b (2)

1.4 Der Versuch ohne

Im Sommer 2005 wurde mit den Spundwandarbeiten begonnen. Bereits beim Einbringen der Spundwände bis auf 31m Tiefe kam es auf Grund der notwendigen hohen Rammenergie zu Setzungen im Zentimeterbereich in über 10m Entfernung.

Beim darauffolgenden Aushub für die erste und für die zweite Ankerlage wurden Horizontalverformungen von bis zu 15 cm am Spundwandkopf gemessen. Erstaunlich waren die hohen Verformungen der Spundwand auf Höhe der Baugrubensohle in 12m Tiefe. Diese waren wegen den nahegelegenen Bahngleisen und Industrieanlagen nicht tolerierbar.

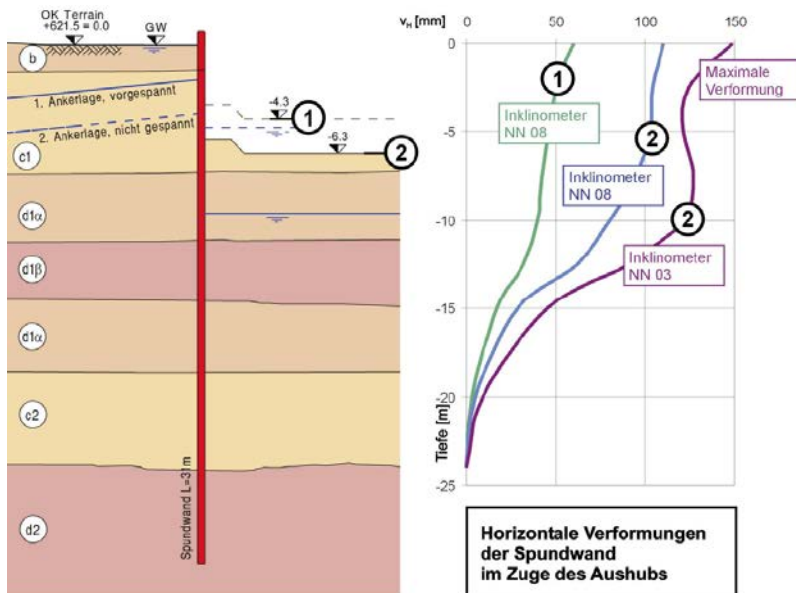


Abbildung 4:
Verformungsmessung der ersten beiden Aushubzustände bei Baugrube Pumpwerk (1)

Die Arbeiten wurden daraufhin eingestellt und es wurde Ursachenforschung betrieben.

Als Hauptgründe für die zu hohen Verformungen stellten sich heraus, dass

- die Steifigkeit der Verlandungsböden d1a und d1b überschätzt und
- die freien Ankerlängen zu knapp bemessen worden waren.

1.5 Die Lösung mit

Um die grossen Verformungen der Spundwand unterhalb der Aushubsohle zu vermeiden galt es, die lockeren bzw. weichen Verlandungsböden zu verstärken. Es wurde auf das Konzept einer tief liegenden Spriessplatte unterhalb der künftigen Baugrubensohle zurückgegriffen. Da diese Spriessung keine dichtende Wirkung haben sollte, fiel die Wahl des Projektverfassers eine aufgelöste Jettingsohle:

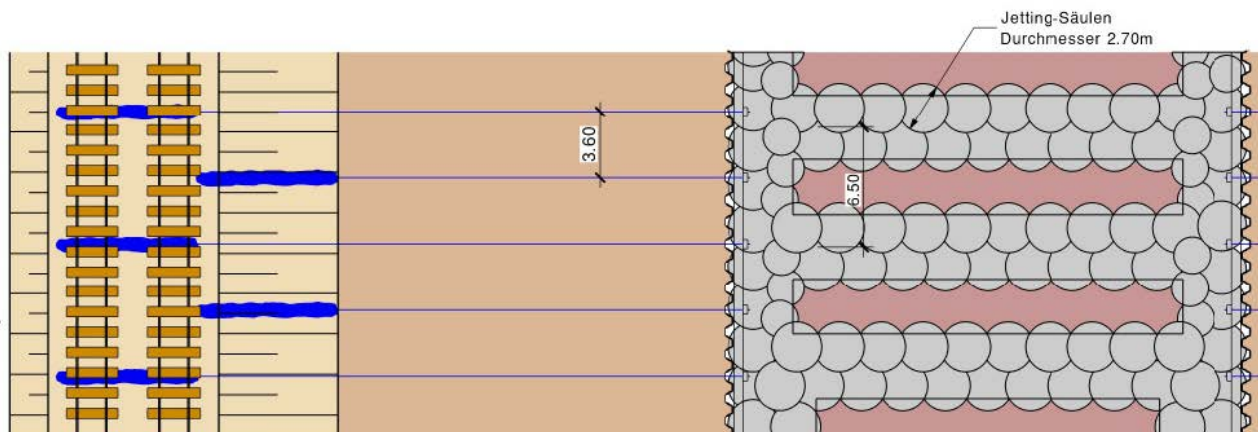


Abbildung 5 Bahngleise und verankerte Baugrube mit Jetting-Spriessplatte: Draufsicht (1)

Das ursprüngliche Konzept der Baugrubenwand als rückverankerte Spundwand konnte somit beibehalten werden.

2 Die Ausschreibung

Im März 2006 wurden die Jettingarbeiten ausgeschrieben. Für die interessierten Firmen wurde es sportlich:

- Versand der Ausschreibungsunterlagen am 6. März 2006
- Submissionstermin am 22. März 2006
- Eignungskriterium: 2 ausgeführte Jettingsohlen in ähnlicher geometrischer Anordnung und ähnlichen geologischen Verhältnissen in den letzten 5 Jahren

2.1 Projektbeteiligte

Bauherr, Projektleitung und Bauleitung:	Kanton Wallis – DVBU
Projektverfasser, Technische Baubegleitung:	Gruner AG
Prüfingenieur Geotechnik:	Dr. Vollenweider AG
Geologe:	Rovina & Partner
Hauptunternehmer:	ARGE GEBAT: PraderLosinger, Evequoz, Dénériaz Sion, Imboden, Theler, Frutiger, die Federführung lag bei PraderLosinger
Subunternehmer Jettingsohle:	Die Zusatzmassnahme wurde in den Hauptvertrag zwischen Bauherrn und ARGE GEBAT aufgenommen, die wiederum im Subunternehmerverhältnis die Jettingarbeiten vergab.

2.2 Anforderungen an die Jettingsohle

Die Spriesssohle in den Verlandungsböden war in ihrer Kubatur und Druckfestigkeit definiert:

Von Bauwerkskilometer 127.810 bis 128.080 waren 3.50m breite Jettingspriesse mit Achsabstand von 6.50m bis 7.50m vorgesehen. Die Breite des Lastverteilungsriegels entlang der Spundwand variierte zwischen 3.25m und 4.50m. Die Mächtigkeit des Jettingkörpers lag zwischen 3.50m und 6m.

Hohe Anforderungen wurden an die geometrische Ausbildung der Sohle gestellt. Hier ein Auszug aus den Besonderen Bestimmungen:

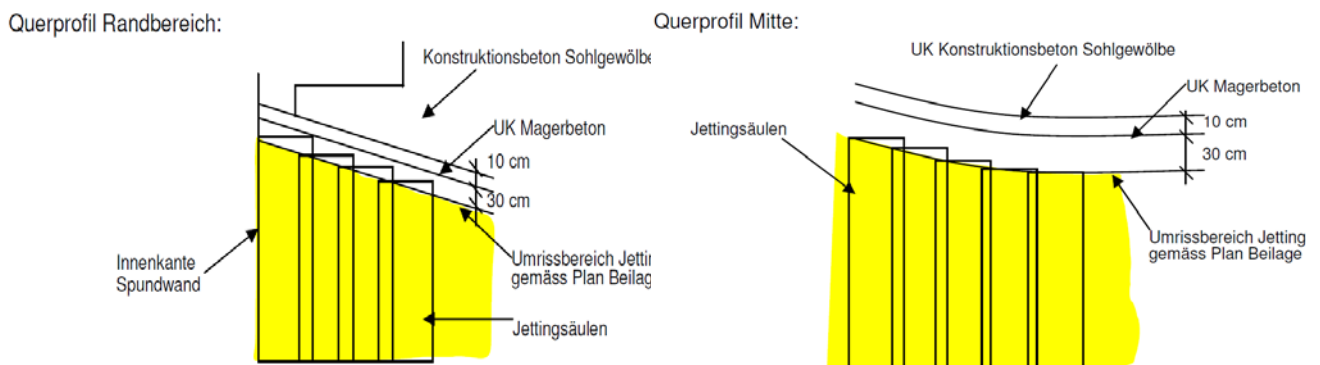


Abbildung 6: Geometrische Vorgaben aus den besonderen Bestimmungen der Submission

Die geforderten 28d – Druckfestigkeiten auf Bruchniveau waren:

- Mindestwert: 3.0 N/mm²
- Mittelwert: 4.5 N/mm².

Als Sicherheitsbeiwerte waren vom Projektverfasser in Anlehnung an DIN 4093 der Faktor 3 für die Mindestfestigkeit und der Faktor 5 für den Mittelwert vorgegeben.

Die Sohle war so bemessen, dass Steifenkräfte von 1'800 kN pro Laufmeter Spundwand übertragen werden konnten. Eine Exzentrizität des Lastangriffpunktes von 50cm und eine Sohlhebung durch den späteren Aushub von 12 cm waren berücksichtigt.

2.3 Vergabe

Die ARGE SIF-Forasol schlug als Variante höhere Druckfestigkeiten und dadurch eine reduzierte Dicke der Jettingsohle vor. Dieser Vorschlag lag nach Angebotsauswertung an erster Stelle und erhielt den Zuschlag.

Vor der Vergabe wurde die Variante durch den Projektverfasser statisch überprüft. Hierfür musste von den Unternehmen eine Ausführungsstatik mit Finiten-Element-Berechnung (Plaxis) geliefert werden.

Schliesslich wurde die Variante mit folgenden Auflagen beauftragt:

- Mindestdicke Jettingsohle 2.25m, Mindestdruckfestigkeit von 7 N/mm² und Mittelwert bei 9 N/mm²
- Die Verantwortung für die Stabilität und die Tragsicherheit der Sohle lag beim Unternehmer, die des Gesamtsystems beim Bauherrn
- Bei Nichterreichen der Vorgaben für die Sohle gingen Zusatzmassnahmen zu Lasten der Unternehmung.

Mengenvergleich Amtslösung / Variante:

Amtslösung : 19'900 m³ theoretisches Jettingvolumen / 40'000 m³ Jettingrückfluss

Beauftragte und ausgeführte Variante:
12'300 m³ theoretisches Jettingvolumen / 25'000 m³ Jettingrückfluss

Bis zur Vertragsunterzeichnung mussten noch ein paar administrative Hürden genommen werden:

27.03.2006: Angebotsöffnung
12.05.2006: Offertbereinigung zwischen ASTRA, Prüfenieur und Bauherr (Kanton Wallis)
15.05.2006: Gesuch um Detailprojektgenehmigung an ASTRA
18.05.2006: Gesuch um Zustimmung zur Arbeitsvergabe an das ASTRA
19.05.2006: Detailprojektgenehmigung durch das ASTRA erteilt
16.06.2006: Zustimmung zur Arbeitsvergabe durch das ASTRA erteilt
19.06.2006: Antrag zur Arbeitsvergabe an den Staatsrat
28.06.2006: Arbeitsvergabe durch den Staatsrat
07.07.2006: Veröffentlichung der Arbeitsvergabe im Amtsblatt VS
25.07.2006: Ablauf der Beschwerdefrist, Anfrage beim Kantonsgericht, ob Beschwerden eingegangen
26.07.2006: Freigabe der Arbeiten durch das Kantonsgericht
31.08.2006: Hauptvertrag zwischen Bauherrn und Arge GEBAT angepasst
03.10.2006: Vertrag GEBAT – SIF/Forasol unterzeichnet

3 Die Baustelle

Die Baustelle begann am 01.09.2006 mit den Installationsarbeiten. Bis zum 30. April 2007 wurden im 2-Schichtbetrieb und mit 2 Jettingeinheiten 1'300 Jettingsäulen ausgeführt.



Abbildung 7: Blick auf die Baustelle mit 2 Jetting - Einheiten

Säulenraster:

- Säulendurchmesser 2.70m
- Dreiecksraster, $e = 2.30\text{m}$

Pro Spriess wurden 2 Säulenreihen erstellt. Für den Lückenschluss bei der Longarine entlang der Spundwand wurden stellenweise kleinere Durchmesser ausgeführt.

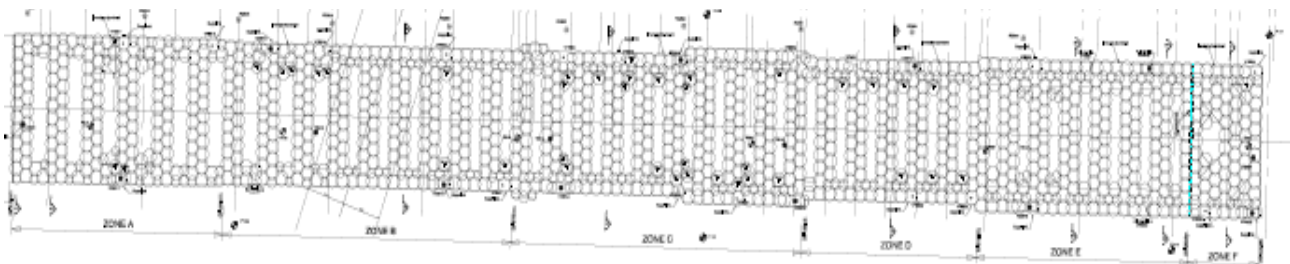


Abbildung 8: Grundrissplan der Jettingsohle

3.1 Vorversuche

Die Vorversuche hatten zum Ziel, die angedachten Ausführungsparameter zu bestätigen. Insbesondere ging es um die Festlegung

- der Jettingparameter zur Erreichung der geplanten Säulendurchmesser
- der Zementdosierung zur Erreichung der geforderten Festigkeiten
- der Abfolge der Säulenherstellung

Als Jettingverfahren wurde das 2-Fachverfahren gewählt, also der luftummantelte Suspensionsstrahl.

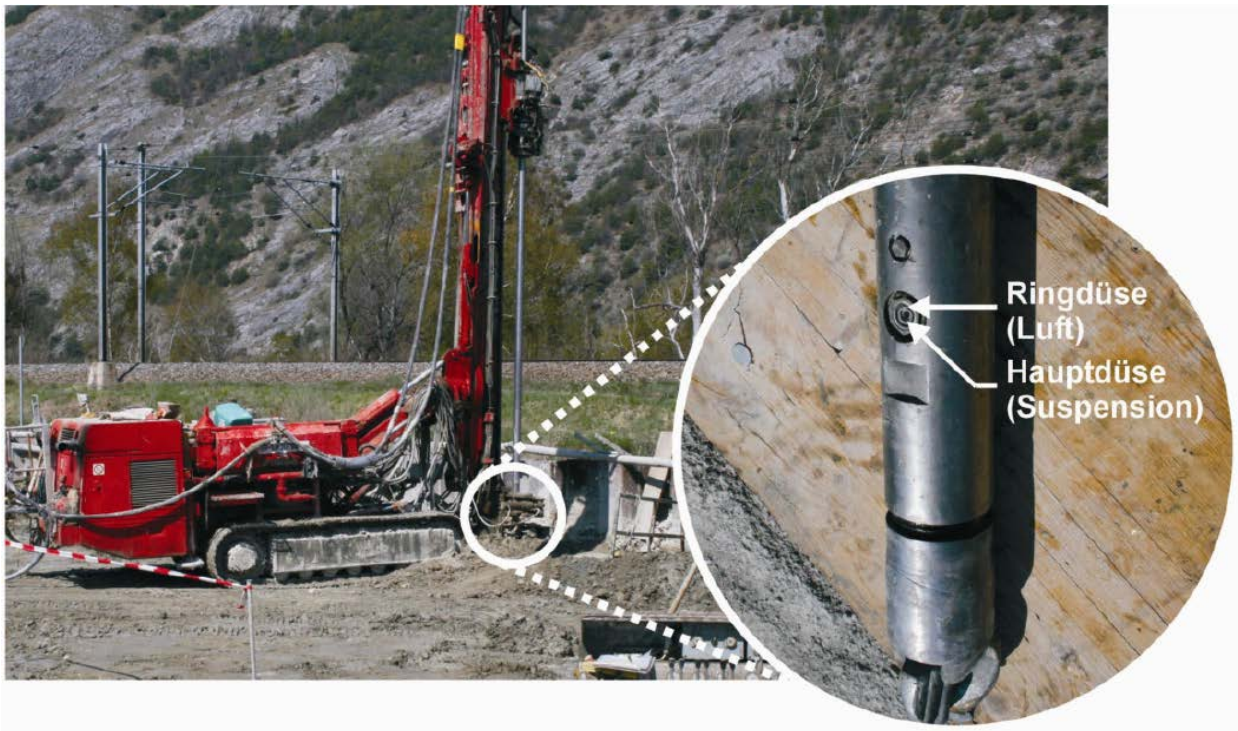


Abbildung 9: Jettinggerät, Düsenkopf

Bei den Vorversuchen stellte sich heraus, dass die geplanten Durchmesser und Festigkeiten in den siltig-sandigen d1a – Schichten im 2-fach-Verfahren gut zu erreichen waren. Hingegen in den tonigeren d1b-Böden musste der Boden zuerst mit Wasser vorgeschritten und dann im 2-fach-Verfahren gejettet werden. Zudem erforderte d1b eine um ca. 10% höhere Zementdosierung der Suspension.

Das Vorschneiden im tonigeren Boden war auch notwendig, um das Verstopfen der Bohrung durch den Jettingrückfluss zu vermeiden.

In Abhängigkeit der Geologie musste also mit verschiedenen Parametersätzen gearbeitet werden. Es wurden 3 Bereiche unterschieden:

- Bereich A: Jettingsohle ist nicht von d1b betroffen (normale Zementdosierung, kein Vorschneiden)
- Bereich B: Jettingsohle reicht bis 80 cm in d1b (normale Zementdosierung, Vorschneiden)
- Bereich C: Jettingsohle reicht über 80 cm in d1b (erhöhte Zementdosierung, Vorschneiden)

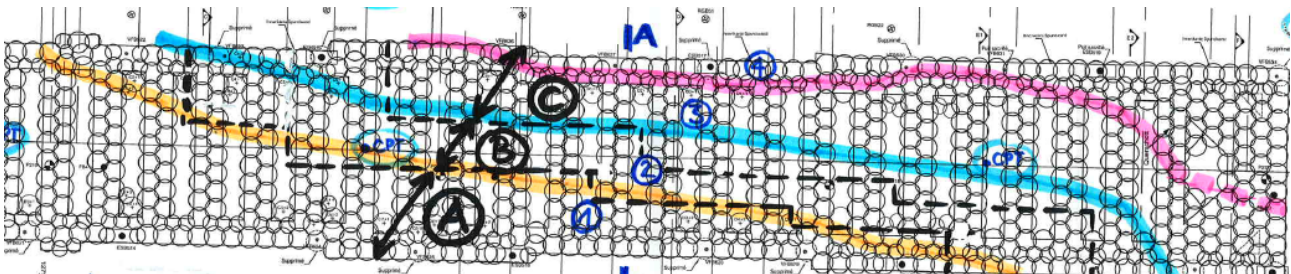


Abbildung 10: Parameter - Bereiche A, B, C der Jettingsohle

Für die Ausführung der Sohle wurde durch Rovina & Partner massgebliche Querschnitte mit Angabe der d1b – Schicht ausgearbeitet. Diese dienten als Grundlage zur Bestimmung der Parameterbereiche A / B / C:

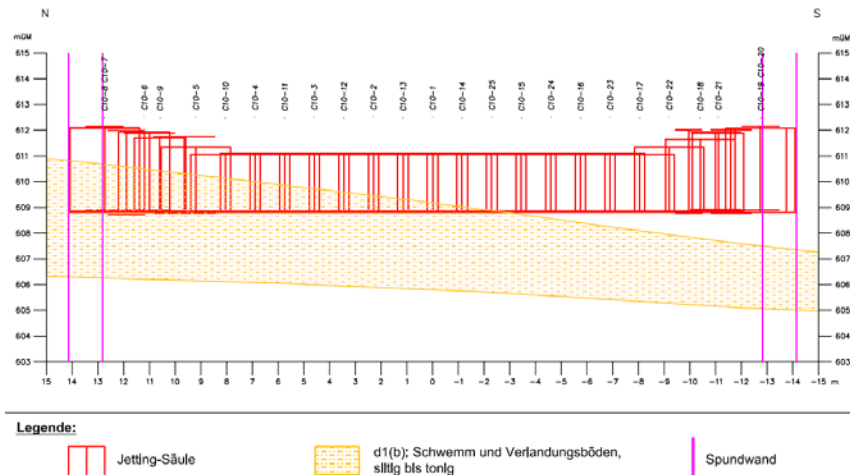


Abbildung 11: Querschnitt mit Position der Schicht d1b (2)

Insgesamt wurden 13 Versuchssäulen ausgeführt bis die Ausführungsparameter in d1a und d1b verlässlich festgelegt waren. Die Durchmesser sämtlicher Versuchssäulen wurden mit dem CYLJET-Verfahren bestimmt. Dabei zeigte sich, dass durch das Prejetting mit Wasser sich der Trichter oberhalb der Säule im Übergangsbereich zu d1a verstärkt ausbildete. Es wurde daher im Verlauf der Arbeiten darauf geachtet, das Prejetting mit Wasser möglichst nicht in den d1a-Schichten anzuwenden.

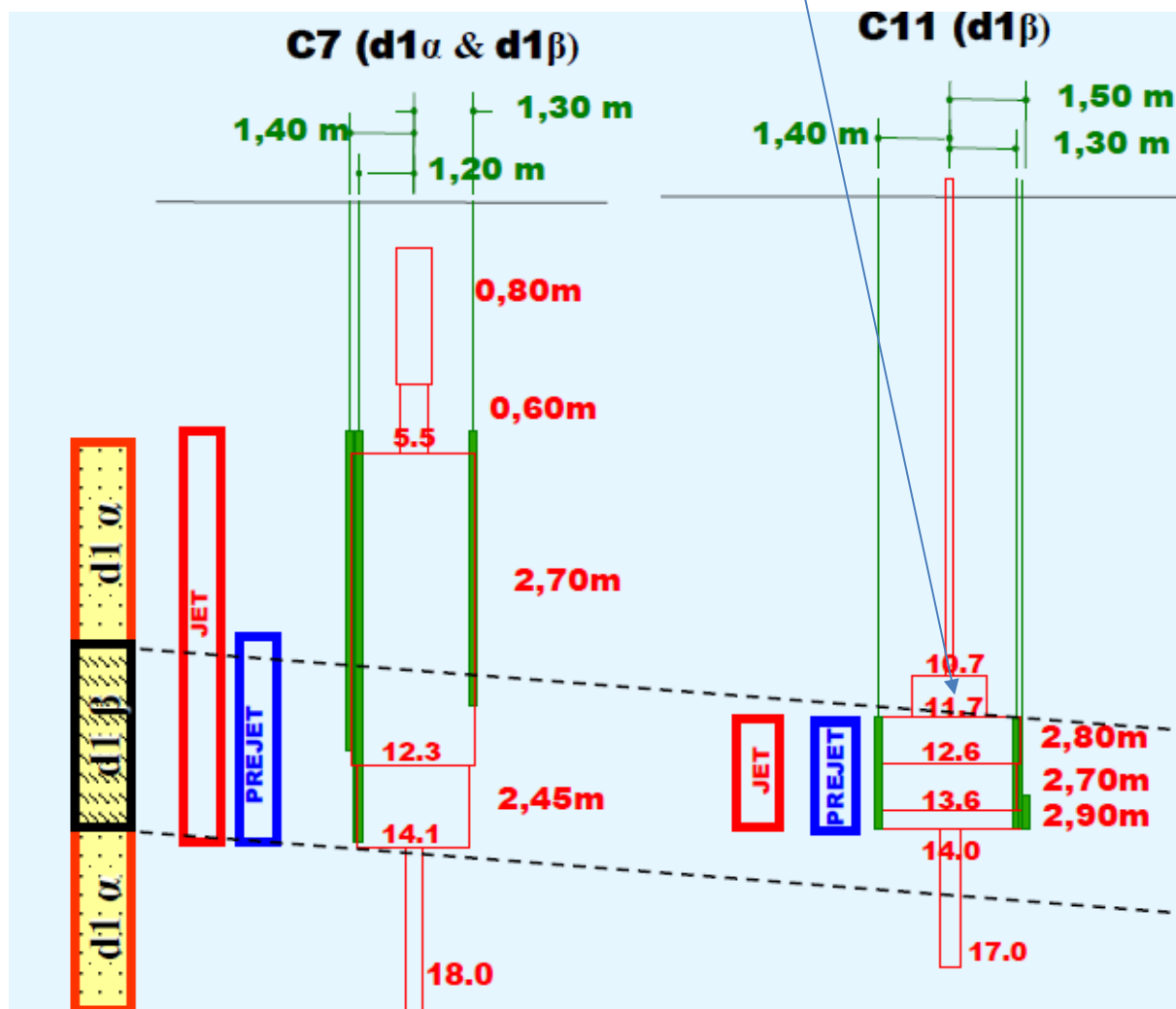


Abbildung 12: Ergebnis der Durchmesserbestimmung zweier Versuchssäulen

3.2 Herstellung der Sohle

In d1a wurden die Säulen „fresh-in-fresh“ ausgeführt (also eine Säule neben der anderen). Diese Methode ist für die Kontinuität des Jettingkörpers vorteilhaft und vermeidet grössere Umsetzvorgänge des Bohrgerätes.

Im plastischeren d1b konnte so allerdings nicht gearbeitet werden, da durch das Vorschneiden mit Wasser die Nachbarsäule ausgewaschen worden wäre. So mussten mindestens je 2 Säulen übersprungen und bis zum Düsen der Nachbarsäule mindestens 24h gewartet werden.

Durch diese Erschwernisse sowie durch die Bewältigung der erhöhten Rückflussmengen musste in d1b eine um ca. 1/3 reduzierte Produktionsleistung im Vergleich zu d1a hingenommen werden.

In beiden Böden wurde mit einem Suspensionsdruck an der Düse von 350 bar und mit einem Luftdruck von 17 bar gearbeitet.

Pro m³ Jettingvolumen nach Plan wurde im Mittel ca. 1.5 to Zement verbraucht und 2m³ Rückfluss abgefahren.

Als Zement wurde ein CEM II A-LL 42.5 von JuraCement verwendet.

Gearbeitet wurde von Montag 7h bis Freitag 12h im 2-Schicht-Betrieb. Die Maschinen konnten somit rund um die Uhr laufen.



Abbildung 13: Bohrgeräte Casagrande C6 und C8 mit 14m langen Bohrlafetten

3.3 Schwierigkeiten während der Ausführung

Durch starke Niederschläge und durch das Vorschneiden mit Wasser in d1b waren der Boden und die Arbeitsebene im Januar 2007 so mit Wasser durchtränkt, dass nicht mehr gearbeitet werden konnte. Es wurde deshalb über das Wochenende die Wasserhaltung in Betrieb genommen. Zusätzlich pumpen einige Brunnen in mehr als 30m vom Jettingbereich entfernt ab diesem Zeitpunkt die ganze Woche über.

Anfang Februar 2007 lagen die Temperaturen morgens um 7⁰⁰ Uhr unter -10° Celsius. Dies verursachte einen Arbeitsunterbruch von 2 Wochen.

3.4 Kontrollen

Zusätzlich zu den üblichen Qualitätskontrollen bei Jet-Grouting-Arbeiten waren vertraglich gefordert:

- Bestimmung des Säulendurchmessers: Jede 20. Säule
- Druckfestigkeit und E-Modul der Jettingsohle: Eine Kernbohrung in jedem 3. Jettingspriess
- Druckfestigkeit Rückfluss: 7 Proben je 1'000 m³ verbesserten Boden
- Bestimmung der Bohrabweichungen: Jede Säule

Auf die Messung der Bohrabweichung mit dem TIGOR – System von Lutz konnte nach einer Anfangsphase verzichtet werden, da sich herausstellte, dass bei allen gemessenen Bohrungen die zulässigen Abweichungen unterschritten wurden.



Abbildung 14: Ablesen der Bohrabweichung (TIGOR)

Für die Überwachung der Spundwandverformungen und der Sohlhebungen wurden Inklinometer hinter der Spundwand und Extensometer in die Jettingsohle eingebaut.

3.5 Bestimmung der Säulendurchmesser

Die Säulendurchmesser wurden mit dem CYLJET – System der Firma EDG (heute SOLDATA GEOPHYSICS) gemessen. Diesem Verfahren liegt der Unterschied der elektrischen Leitfähigkeit des ungestörten Bodens und einer 24 Stunden alten Jettingsäule zu Grunde.

An Hand einer Kalibrierungsbohrung wird zuerst die Leitfähigkeit des ungestörten Bodens gemessen. Anschliessend kann die Messung an isolierten Jettingsäulen durchgeführt werden. Die Messung erfolgt mit einer Elektrodenkette innerhalb eines Drainagerohres, das zuvor zentrisch in die Jettingsäule eingebracht wird.

Durch die Berechnung der Iso-Kurven des elektrischen Widerstandes entsteht ein "Elektrischer Zylinder", an Hand dessen sich der Säulendurchmesser bestimmen lässt.

Bei der Berechnung des Durchmessers wird eine Fehleranfälligkeit des Systems von 10% berücksichtigt.

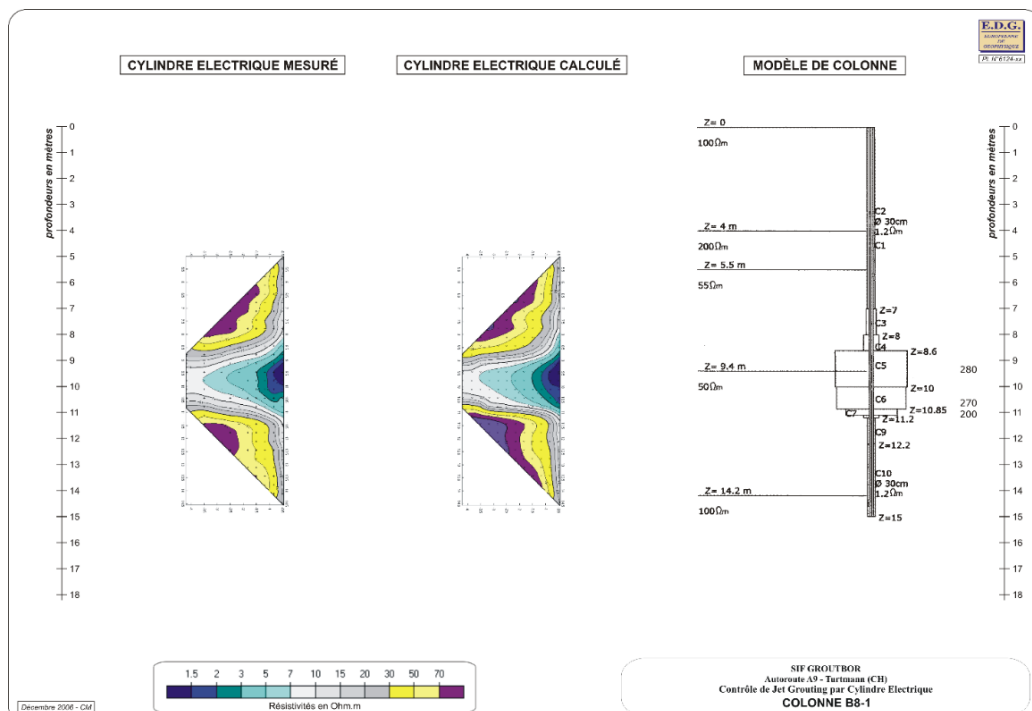


Abbildung 15: Ergebnis "Cylindre électrique" – Messung der Bauwerkssäule B8-1



Abbildung 16: Messgerät und Versetzen der Elektrodenkette in das PVC-Rohr

4 Das Ergebnis

4.1 Druckfestigkeiten und E-Module

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen und E-Modul-Bestimmungen wurden von GRUNER AG ausgewertet:

Statistischer Wert	Abkürzung	Alle Proben (unabhängig von Boden- und Lagerungsart)	Bodenart			
			d1a		d1b	
			Trocken- Lagerung**	Feucht- Lagerung***	Trocken- Lagerung**	Feucht- Lagerung***
Mittelwert	μ	14.0	16.7	12.8	12.5	8.8
Minimaler Wert	min	4.9	8.4*	7.6*	6.0*	5.8*
Maximaler Wert	max	77.5	41.4*	27.2*	52.2*	20.6*
Standardabweichung	σ	8.7	6.8	5.1	7.0	3.9
Anzahl Proben	n	140	52	16	50	20

* minimaler und maximaler Wert nicht berücksichtigt

** trocken oder Luftfeuchtigkeit < 50%

Abbildung 17: Mittlere Druckfestigkeit der Jettingsohle (1)

Die Lagerbedingungen der Bohrkerns sind massgeblich für die Festigkeitsentwicklung. Da die Kerne nach deren Entnahme normgemäss in Wasser zu lagern sind, waren die Feuchtwerte der Festigkeiten massgebend. In d1b wurden die Vorgaben knapp erreicht, in d1a hingegen deutlich überschritten.

Die Bestimmung des E-Moduls war für die Überprüfung der FE-Berechnung sowie für die Bemessung der Folgeprojekte wichtig:

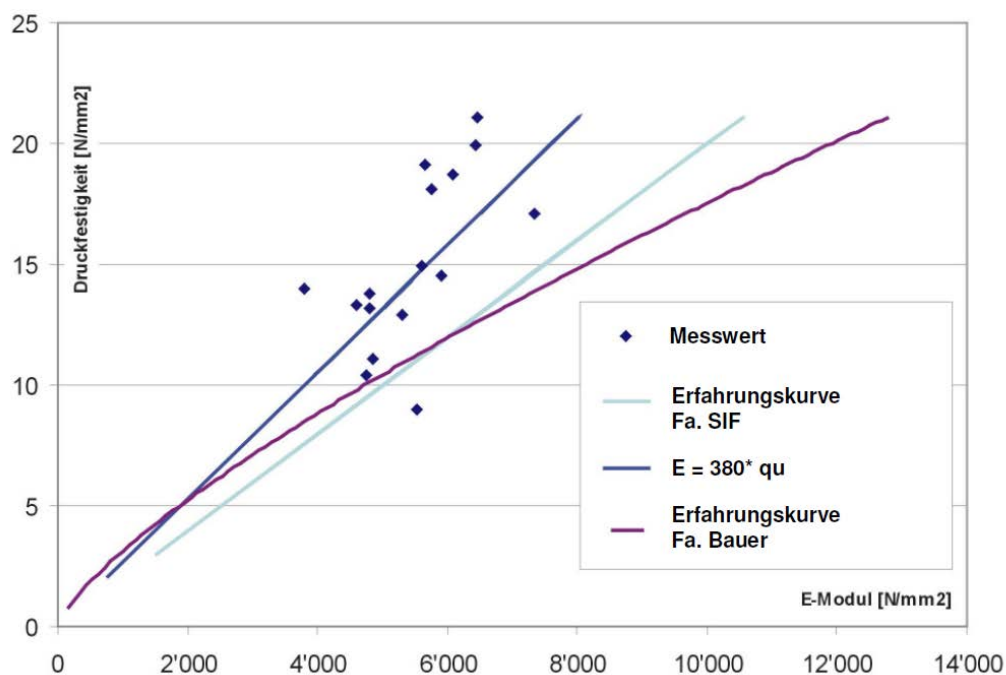


Abbildung 18: Beziehung zwischen E-Modul und Druckfestigkeit (1)

4.2 Verformung der Spundwand

Durch die Jettingarbeiten wurde die Spundwand bis 5 cm gegen das Erdreich gedrückt:

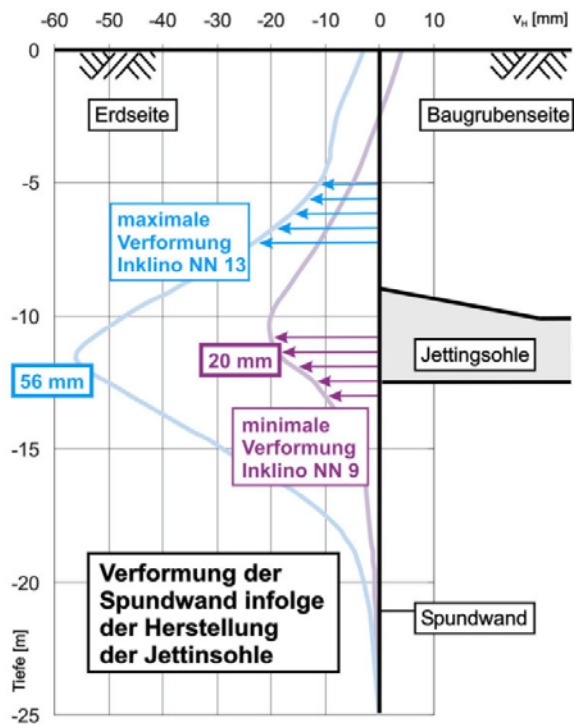


Abbildung 19:

Spundwandverformung während der Jettingarbeiten (1)

Die Verformungen am Spundwandkopf konnten durch die Spriessplatte drastisch reduziert werden. Hier der Vergleich mit / ohne Jettingsohle bei den ersten beiden Aushubzuständen:

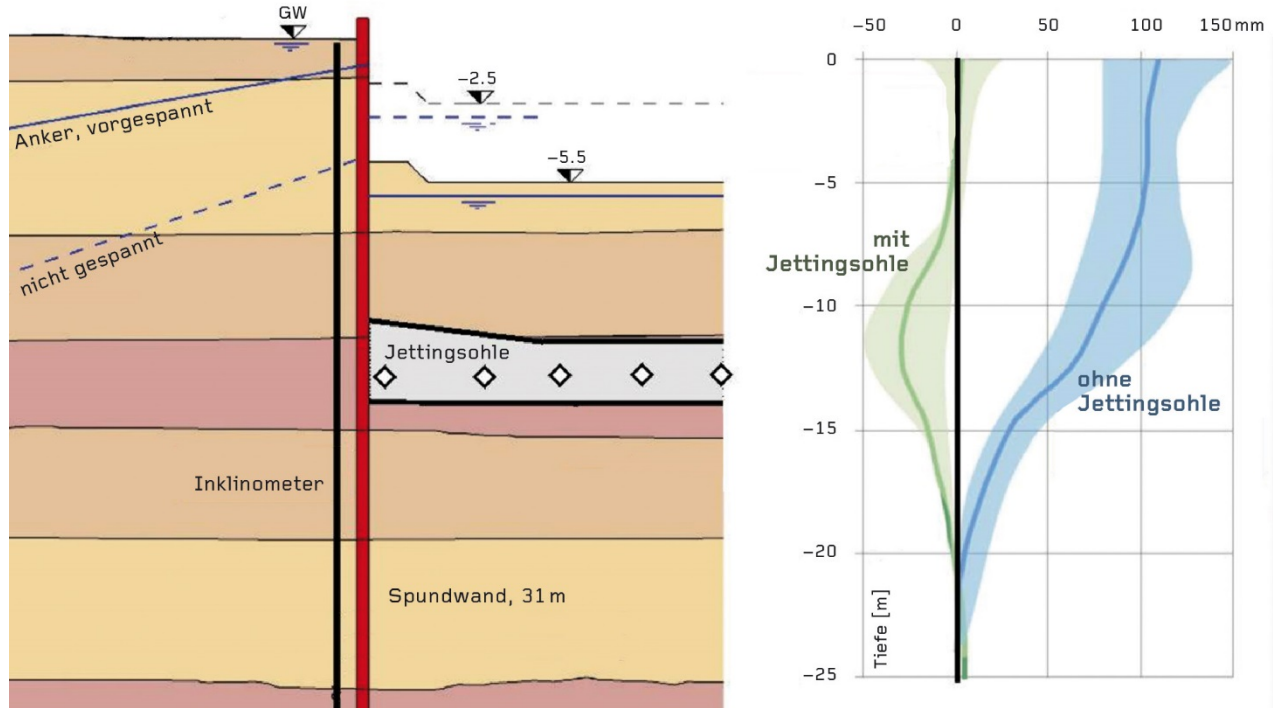


Abbildung 20: Vergleich Spundwandverformung vor und nach der Jettingmassnahme (1)

Bei Endaushub betrug die maximale Verformung des Spundwandkopfs ca. 5 cm und die maximale Sohlhebung in Baugrubenmitte ca. 8 cm.

4.3 Freilegen der Jettingsäulen

Die freigelegten Säulen entsprachen den Planvorgaben:



Abbildung 21: Photo der freigelegten Säulen vom 11. Oktober 2008

Am 4. Mai 2009 erhielt die ARGE SIF-Forasol ein Schreiben des Kantons mit folgendem Inhalt:

Die Jettingsohle wurde fachgerecht ausgeführt. Seitens des Bauherrn werden keine Abzüge vorgenommen.

5 Literatur

- [1] Laurent PITTELOUD – Baugruben in schwierigen Verhältnissen (2008)
- [2] ROVINA & Partner – Geotechnische Aktennotiz (2006)

Autor:

Tobias Meschenmoser
Diplom - Bauingenieur
SIF-Groutbor SA
1024 Ecublens

Ecublens, 07.09.2016

Geologische und Geotechnische Herausforderungen auf dem Abschnitt Pfynwald

Hermann Rovina

Geologische und Geotechnische Herausforderungen auf dem Abschnitt Pfynwald

1 Überblick

1.1 Geologischer und tektonischer Überblick

Geologisch gesehen befindet sich das Projektgebiet in den penninischen Decken südlich der Engadiner Linie (Bild 1). Die penninischen Decken bestehen in diesem Gebiet aus der Pontis-Decke, der Siviez-Mischabel-Decke und der Zone von Sion-Courmayeur. Eine im Illgraben verlaufende tektonische Verwerfung trennt die Pontis-Decke von der Siviez-Mischabel-Decke. Die Pontis-Decke setzt sich aus Paragneisen, Quarziten, Gips, Mergel, Dolomiten, Rauwacken und Kalken zusammen; die Siviez-Mischabel-Decke aus Quarziten, Meta-Arkosen und Konglomeraten. Die Grenze zwischen den Quarziten und Dolomiten ist in den Flanken des Illgrabens sehr schön zu sehen. Die Erosionsprodukte dieser Festgesteine bilden den Hauptanteil der Lockergesteine durch welche das Projekt hindurchführt. Die Zone von Sion-Courmayeur – welche für das Projekt unbedeutend ist – besteht aus Kalk- und Tonschiefern.

Nördlich der Engadiner Linie befinden sich die Helvetischen Decken. Die Allochthone Einheit besteht aus Kalken und Mergel; die Morcles-Doldenhorn-Decke aus Kalk- und Sandsteinen. Aus diesem Bereich stammt der interglaziale Bergsturz von Siders.

Dazwischen liegen die verschiedenen Lockergesteine der quartären Talfüllung in denen die geplanten Bauwerke des Abschnittes Pfynwald hindurchführen.



Bild 1: Tektonische Karte der Umgebung Pfyn [1]

Weiss: Alluvial Ebene, Grün: Morcles-Doldenhorn-Decke (Helvetikum),
Olive: Allochthone Einheiten, hell-olive: Zone von Sion-Courmayeur,
Rosa und Lila: Siviez-Mischabel-Decke,
Orange (nördlich der Überschiebung): Pontis-Decke,
Orange (südlich der Überschiebung): Siviez-Mischabel-Decke.

1.2 Quartärgeologie: Übersicht

Der Schuttkegel des Illgrabens im Osten des Abschnitts und die interglazialen Bergsturzablagerungen im Westen sind die prägenden landschaftsbildenden Elemente auf diesem Abschnitt (Bild 2).

Dieser postglaziale **Schuttfächer des Illgrabens** weist ein grosses Volumen von $> 0.7 \text{ km}^3$ auf und ist einer der grössten aktiven Schuttfächer der Schweiz. Der Illgraben produziert heute ca. $200'000 - 300'000 \text{ m}^3$ Geschiebe pro Jahr, welches in der Rhone abgelagert wird und dessen fluviatile Alluvionen zum Teil

überschüttet. Die Lockergesteine des Illgrabenschuttfächers stammen fast ausschliesslich aus Murgang-Ablagerungen und bestehen aus Lockergesteinen mit zahlreichen Blöcken in einer aussergewöhnlich feinkörnigen Matrix. Die Sandfraktion fehlt praktisch.

Die **Bergsturz-Ablagerungen von Siders** stammen aus den Helvetischen Decken nördlich der Rhone (Kalke, Mergel, Sandkalke, etc.). Die Abbruchstelle, welche auf der rechten Talseite oberhalb Salgesch liegt, ist noch immer gut zu erkennen. Nach dem Rückzug der vorletzten Vergletscherung (15'000 Jahre vor Christus) löste sich eine grosse Masse Gestein (ca. 1 km³) aus dem Felsverband, nachdem die stützende Wirkung des Rhonegletschers nach seinem Rückzug nachgelassen hatte. Die Sturz-/Rutschmassen kamen teilweise auf dem Gletscher zu liegen, so dass diese durch die Gletscherbewegung weiter Richtung Westen transportiert worden sind. Die westlichsten Bergsturzablagerungen finden sich auf der Höhe von Chalais, währendem sie im Osten bis zum Pfyndenkmal gefunden werden. Bergsturzablagerungen bestehen aus sehr variablen Lockergesteinen, teilweise kommen sogar nahezu intakte Felspartien vor. Sie bilden eine Hügellandschaft, welche von fluvialen, lakustrinen und glazialen Einheiten über- oder umlagert werden.

Das Projekt im Pfynwald durchquert **weitere Lockergesteinstypen**, welche auf den ersten Blick weniger spektakulär erscheinen: Die Hangschuttablagerungen des Gorwetsch sowie liminische und lakustrine Ablagerungen, die im Bereich Pfyngut und im Osten des Abschnittes im Leukerfeld vorkommen.

Alle Lockergesteine wirken auch als **Aquifer**, wobei man in den Bergsturzablagerungen und auch im Schuttkegel des Illgrabens eher von einem Grundwasser-Geringleiter sprechen sollte. Im Bereich der fluvialen Ablagerungen liegt der GW-Spiegel sehr oberflächennah, im Leukerfeld sind einzelne GW-Stockwerke sogar artesisch gespannt.

2 Beschreibung der Lockergesteine im Abschnitt Pfynwald

2.1 Bestehende Untersuchungen

Bereits im Jahre 1986 wurden die ersten geotechnischen Untersuchungen mit einer Sondierkampagne auf dem Abschnitt Pfynwald durchgeführt [2]. Bis heute wurden > 50 Sondierbohrungen, > 20 Baggerschlitze, ein Sondierstollen im Bereich des Illgraben-Schuttkegels (77 m Länge, gebaut im Jahr 1990), eine Probebaugrube im Gehängeschutt, diverse Inkrex- und Inklinometer-Bohrungen und ein Netz von > 15 Piezometern erstellt, um die Boden und Grundwasserverhältnisse zu beurteilen. Es wurden zahlreiche in-situ Versuche durchgeführt, u.a. auch ein Lastplatten-Versuch im Sondierstollen. Mittels verschiedenster Laboruntersuchungen wurden die massgebenden Lockergesteins-Typen untersucht (Kornverteilungen, Ödometer, einfache Scherver-suche, Triaxialversuche, etc.).

2.2 Detaillierte Beschreibung der Lockergesteine

Die Bezeichnungen der verschiedenen Lockergesteins-Typen wurden für alle Projekte im Bereich Pfynwald standardisiert, was zu folgender Einteilung führte; anstehender Fels ist nirgends zu erwarten. Diese Einteilung der Schichten ist nicht SN konform, da sie während der letzten 30 Jahre organisch gewachsen ist:

- a: Bergsturz-Ablagerungen von Siders (Kalke, Mergel, Sandsteine der Helvetischen Decken)
- b: Gehängeschutt/Geröll-Ablagerungen des Gorwetsch (Kalke der Zone Houillière; Pontis-Decke)
 - b1: Geröllablagerungen, kiesig
 - b2: grobe Geröllablagerungen mit Gips
 - b3: grobe Geröllablagerungen ohne Gips
- c: Murgang-Ablagerungen des Illgrabens (Dolomite, Gipse und Quarzite der Pontis-Decke)
 - c1: siltig-sandige Kiese mit vielen Steinen und Blöcken
 - c2: Anhäufungen von Blöcken in einer siltig-sandigen Matrix
 - c3: siltig-sandige Kiese mit wenig Steinen und Blöcken
 - c4: siltig-toniger Sand, leicht kiesig
- d: Fluviale Ablagerungen (Kiese, Sande)
- e: lakustrine Ablagerungen (Sande, Silte, organische Böden)
- f: limnische Ablagerungen (Sande, Silte, organische Böden)
- g: künstliche Schüttung
- q_{4m} Moränenablagerung
- t_{2m} Gips
- t_{2r} Dolomit
- t₂ Paragneis, Glimmerschiefer, Quarzit

Die folgende geologische Karte (Bild 2) lokalisiert die verschiedenen geologischen Ablagerungsräume. Die für die einzelnen Bauwerke relevanten Lockergesteins-Typen sind in der Tabelle 1 zusammengestellt. Der gedeckte Einschnitt Pfynwald wird in verschiedene Sektoren eingeteilt. Während bei den Sektoren Gorwetsch und Ermitage im Westen die Bergsturz-Ablagerungen von Siders und die Gehängeschutt-Ablagerungen vom Gorwetsch die dominierende Rolle spielen, durchquert der Tunnel Susten ausschliesslich die Murgang-Ablagerungen des Illgrabens. Fluviale Ablagerungen – die teilweise sehr setzungsempfindlich sind – spielen speziell im Sektor Seeli eine entscheidende Rolle.

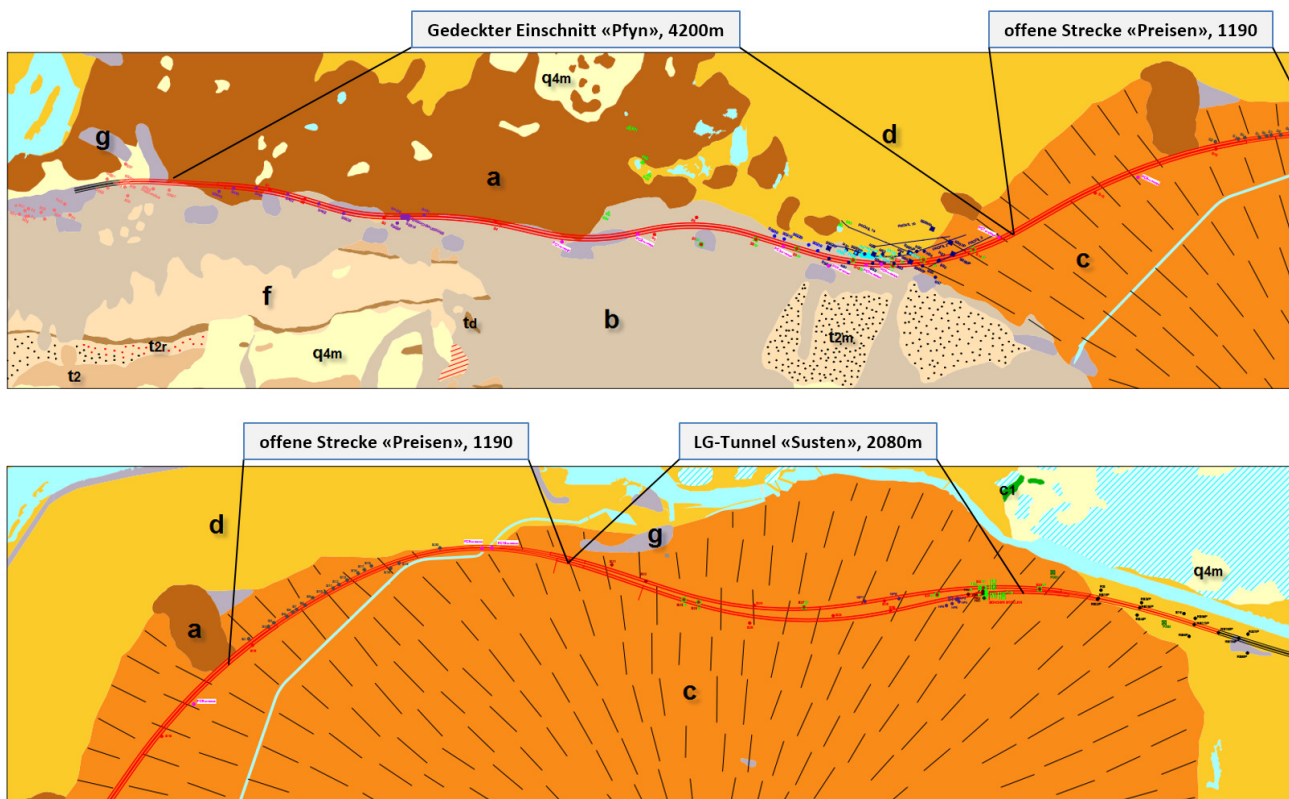


Bild 2: Geologische Karte Pfynwald [16]

Lockergesteins - Typ oder Fels		Gedeckter Einschnitt Pfynwald				LG-Tunnel Susten
		Sektor Gorwetsch	Sektor Ermitage	Sektor Seeli	Sektor Pfyngut	
a	Bergsturzablagerungen von Siders	relevant	relevant	nur im Untergrund		
b	Geröllablagerungen Gorwetsch	relevant	relevant	relevant		
c	Lockergesteine Illgraben-Schuttkegels			relevant	relevant	relevant
d	Fluviale Alluvionen		nur im Untergrund	nur im Untergrund	nur im Untergrund	
e, f	Lakustrine und sumpfige Ablagerungen	relevant	nur im Untergrund	relevant		
g	Aufschüttung	relevant	relevant	relevant		
q _{4m}	Moränenablagerung	Sind im Einzugsgebiet der Bauwerke vorhanden, kommen aber im Bereich der Bauwerke nicht vor				
t _{2m}	Gips					
t _{2r}	Dolomit					
t ₂	Paragneis, Glimmerschiefer, Quarzit					
c ₁	Mergel, mergelige Kalke (Helvetikum)					

Tabelle 1: Vorkommen der einzelnen Lockergesteins-Typen in den verschiedenen Baulosen [16]

2.3 Grundwasser

Das in den fluviatilen Schottern vorhandene Aquifer wird durch die Bauwerke nur marginal angeschnitten. Insbesondere sind die GW-Verhältnisse im Sektor Seeli zu berücksichtigen. Das Rhone-Aquifer wird in der Regel in erster Linie durch die Rhoneinfiltration gespiesen. Im Bereich Pfynwald sind zusätzlich die seitlichen Einspeisungen von Hangwasser und Quellaustritten im Bereich der alten Gipsfabrik zu beachten. Der Sulfat-Gehalt dieses Grundwassers ist hoch, so dass bei den Bauwerken, die in Kontakt mit dem Grundwasser stehen, entsprechende Massnahmen getroffen werden müssen. Sickerwasser aus Bewässerungen und auch aus dem Illbach muss beim Tunnel Susten beachtet werden.

2.4 Naturgefahren

Die Sektoren Gorwetsch bis Seeli sind von Steinschlag- und Murgang-Ereignissen betroffen. Die Steinschlag-Ereignisse erreichen für eine Wiederkehrperiode von 30 Jahren eine schwache bis mittlere Intensität, hohe Intensitäten werden für eine Wiederkehrperiode von 300 Jahren prognostiziert. Die Baustellen in diesen Sektoren müssten gegen Steinschlag geschützt werden.

Im Sektor Seeli können Rutschungen und Sackungen in schwacher bis mittlerer Intensität mit einer Wiederkehrperiode von 10, 100 und 300 Jahren [16] auftreten. Die Sektoren Ermitage und Pfyngut sind keinen Naturgefahren ausgesetzt [16].

Eine Murgang-Gefahr wird nur sehr lokal mit einer Wiederkehrperiode von 100 bis 300 Jahren [14] im Bereich des West- und Ostportals des Tunnels Susten angenommen.

3 Geotechnische Kennziffern

Der gedeckte Einschnitt der A9 im Bereich Pfynwald führt durch sehr inhomogene geologische und geotechnische Abschnitte. Grosse Herausforderungen bezüglich der Baugrundproblematik bestehen vor allem in den lakustrinen und sumpfigen Ablagerungen (f), den variablen Ablagerungen des Illgraben-Schuttkegels (c) und dem Gehängeschutt des Gorwetsch (g). Die Bergsturz-Ablagerungen von Siders sind durch den Bau des Tunnels von Siders gut bekannt und geotechnisch relativ problemlos.

Als Beispiel für die verschiedenen Lockergesteinstypen werden zwei Schichten etwas näher beschrieben:

- Zur Bestimmung der Scherfestigkeit der **Gehängeschuttablagerungen** wurde im Jahr 2006 eine Probebaugrube von ca. 13 m Höhe, 30 m Breite und einem Böschungswinkel von 3 : 2 (56°) erstellt. Das Deformationsverhalten wurde geodätisch und mittels Inklinometern überwacht. Durch Rückrechnung konnten die Scherfestigkeitsparameter dieses Bereiches ermittelt werden. Die Baugrube ist heute noch sichtbar und standfest. Lediglich eine oberflächliche Erosion der Gehängeschuttablagerungen ist erkennbar. Die mittels Inklinometer gemessene Deformation am Böschungskopf beträgt ca. 1 bis 2 cm (nach 10 Jahren).

Als charakteristischer Wert für den Reibungswinkel wurde $\varphi = 35^\circ$ und für die Kohäsion $c = 5 \text{ kN/m}^2$ sowie für das Elastizitätsmodul $E_m = 75 \text{ kN/m}^2$ (Erstbelastung) bestimmt. Bei der Kohäsion handelt es sich um eine Verzahnung und Verkittung und nicht um eine eigentliche echte Kohäsion, wie sie in Tonen vorhanden ist. Diese Kohäsion bewirkt, dass die hohen steilen Böschungen stabil sind. Der hohe Elastizitätsmodul weist auf die dichte und verzahnte Lagerung des Materials hin. Die geringen gemessenen Deformationen der Probebaugrube lassen sich mit diesen hohen Werten erklären.

Die Gehängeschuttablagerungen können – mindestens für diesen Bereich – als sehr standfest angesehen werden. Mit diesen Erkenntnissen lassen sich die für den Tagbau notwendigen Böschungsneigungen optimaler dimensionieren.

- Die Eigenschaften der **Lockergesteine des Illgraben-Schuttkegels** sind für den Bau des Tunnels Susten entscheidend. Der doppelspurige Lockergesteinstunnel weist lediglich eine Überlagerung von 20 bis 30 m auf. Pro Röhre ist mit einem Ausbruchquerschnitt von ca. 130 m² zu rechnen. Zudem muss ein Teil des Dorfes Susten und der Bachlauf des Illgrabens unterquert werden. Bereits im Jahr 1989 wurde im Bereich des bergmännischen Ostportals ein ca. 77 m langer Sondierstollen mit einem Ausbruchquerschnitt von 15 m² erstellt. Der Vortrieb erfolgte mittels Bagger und Spitzhammer, einzelne Blöcke mussten gesprengt werden. Für die Ausbruchssicherung wurden Stahlbögen und Hinterfüllbleche verwendet. Der Bogenabstand beträgt 1.5 bis 2.5 m. Teilweise mussten Verzugsbleche als Vortriebsmassnahme eingesetzt werden.

Beim Vortrieb wurde vor allem die freie Standzeit des Ausbruchprofils beobachtet, welche im trockenen Zustand relativ hoch war. Sobald jedoch Wasser vorhanden war, ist der Ausbruch nicht mehr stabil gewesen. Die Standzeit wird auch durch Zonen mit reduzierter Kohäsion stark verkürzt. Es sind dies: Schichtflächen, Einschaltungen von sauberen Kiesen und/oder grosse Blöcke. Zusätzlich wird die Standzeit durch Grund- oder Sickerwasser stark herabgesetzt.

Die Murgangablagerungen sind sehr heterogen aufgebaut. Grundsätzlich handelt es sich um einen stark siltigen Kies, mit wenig Sand und zahlreichen Steinen und Blöcken. Es können saubere Kieslinsen, blockreiche Abschnitte und auch sehr feinkörnige Linsen vorkommen. Im Sondierstollen wurde ca. alle 10 m ein Block von $> 1 \text{ m}^2$ angetroffen. Die Scherfestigkeits-Parameter weisen eine sehr grosse Spannweite auf: Der charakteristische Reibungswinkel wird auf $\varphi = 30$ bis 40° und die Kohäsion auf $c = 0 - 5 \text{ kN/m}^2$ geschätzt.

Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls wurden im Sondierstollen Lastplatten-Versuche durchgeführt. Das charakteristische Elastizitätsmodell wurde für $t = 0$ mit $E_{\text{def}} = 8$ bis 25 MN/m^2 und für $t = \text{unendlich}$ mit $E_t = 7$ bis 20 MN/m^2 bestimmt.

Auch die Grund- und Sickerwasserverhältnisse sind in diesen Ablagerungen sehr variabel. Der charakteristische k-Wert schwankt zwischen $k = 2\text{E-}5$ bis $1\text{E-}3 \text{ m/s}$. Das Tunnelprofil liegt mindestens im östlichen Bereich ca. 2 bis 3 m im mittleren Grundwasser-Spiegel. Es wurden im östlichen Bereich mit ca. 7 m sehr hohe GW-Schwankungsbeträge festgestellt. Dies ist durch die teilweise sehr niedrige effektive Porosität der feinkörnigen Bereiche des Illgraben-Materials bedingt. Wahrscheinlich ist mit einem erhöhten Porenwasserdruck vor allem in den feinkörnigen Bereichen zu rechnen.

Die geotechnischen Parameter für die übrigen Schichten wurden durch verschiedene Bearbeiter in den diversen Abschnitten bestimmt (Tabelle 2). Die geotechnischen Kennziffern müssen natürlich im Rahmen der Detailbearbeitung der einzelnen Bauwerke noch ergänzt und überprüft werden. Die folgende nicht vollständige Tabelle gibt einen Überblick über die wichtigsten Kenngrößen:

Sektor	Einheit	Bericht	γ [kN/m ³]	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	E_k [MN/m ²]	k [m/sec]	N _{SPT}
Gorwetsch	a	2006/7	22 - 24	35	3	50	1.0E-06 - 1.0E-03	
		1987	22 - 24	33 - 38	0 - 5	30 - 80	1.0E-05 - 1.0E-03	
	b3	2006/7	21 - 24	35	2	75	9.0E-06 - 1.0E-03	
		1987	22 - 24	34 - 38	0	20 - 90	9.0E-06 - 1.0E-03	
Ermitage	b3	1987						>50
								>50
Seeli	b1	2014		28 - 33	0 - 5	10 - 30		6 - 20
		2008/10	18 - 20	30 - 33	0 - 5	15		33 - 39
		1987	18 - 20	35	0 - 10	10 - 20	1.0E-05	
	b2	2014		35 - 40	0	25 - 80		14 - >50
		2008/10	20	33 - 35	2	75	1.0E-08 - 1.0E-06	33 - 39
		1987	19 - 21	35 - 38	0	30 - 60	1.0E-05	
	c	2014		28 - 33	0	10 - 30		5 - 18
		2008/10	21	33 - 35	0 - 2	45		21/12 - 69/19
		2008-2009						
	d	1987	22 - 24	34 - 39	0 - 2	30 - 80	1.0E-05 - 1.0E-03	-
		2014		35 - 38	0	30 - 75		20 - 48
		2008/10	21	33 - 35	0	30	9.0E-09 - 1.0E-04	17 - 36
	e	1987	20 - 22	35 - 39	0	30 - 60	1.0E-06 - 1.0E-05	-
		2008/14	18 - 20	30 - 33	0 - 5	20		6 - 43
		2008-2009		36	3			
	f	1987	22 - 23	33 - 39	0	20 - 40	1.0E-06	
		2014		25 - 28	0	2 - 4		1 - 2
		2008/10	18 - 20	28 - 30	0 - 5	5		3 - 16
		2008-2009		32	16			
		1987	18 - 20	28 - 34	0 - 5	5 - 15	1.0E-06 - 1.0E-05	
Pfyngut	c1	1987						>50
								>50
Susten	c1	2003	23	40	7	80	1.0E-04	25 - 120
		1987	21 - 24	30 - 35	0 - 5	30 - 100	1.0E-05	21 - 187
	c2	2003	24	41	0	100	8.0E-04	40 - 120
		1987	21 - 24	30 - 35	0 - 5	30 - 100	1.0E-05	100
	c3	2003	23	40	7	60	1.0E-04	27 - 120
		1987	21 - 24	30 - 35	0 - 5	30 - 100	1.0E-05 - 1.0E-03	25 - 137
	c4	2003	23	32	8	20	1.0E-05	25
		1987	19 - 22	18	29	5 - 10	1.0E-06 - 1.0E-05	

Tabelle 2: Vorläufige geotechnische Kennziffern des Abschnitts Pfywald

4 Gefährdungsbilder

Aufgrund der oben dargestellten Verhältnisse ergeben sich für die einzelnen Bauwerke zahlreiche Gefährdungsbilder im Zusammenhang mit der Geologie, Geotechnik, Hydrogeologie und Naturgefahren. Gefährdungsbilder werden schlussendlich auch unter Berücksichtigung des Bauvorganges festgelegt. Im Folgenden werden nur einige wichtige Themenbereiche angeschnitten, um auf die diversen Problemkreise hinzuweisen:

- Im **Sektor Gorwetsch und im westlichen Abschnitt des Sektors Ermitage** sind Gefährdungsbilder in den Bereichen Böschungsstabilität, Steinschlagsicherheit der Baustellen, Berücksichtigung einer asymmetrischen Belastung auf die Betonkonstruktion und lokal sulfathaltiges Hangwasser zu berücksichtigen. Fluviale Lockergesteine kommen nur sehr lokal und weit unterhalb der Projektachse vor.
- Im **Sektor Seeli – teilweise bereits im Bereich Ermitage** – erfolgt ein Übergang von den meist gut tragfähigen Gehängeschutt- oder Bergsturz-Ablagerungen in fluviale Sedimente von sehr unterschiedlicher

Qualität. Hier stehen Gefährdungsbilder wie Setzungsdifferenzen, inhomogener Schichtverlauf in der Tiefe, Konsolidationszeit, Schichten mit hohem Grundwasserstand, Wasserhaltung, Grundwasserbarriere, sulfathaltiges Grundwasser, evtl. Erdfall in gipsreichen Bereichen im Untergrund, etc. im Vordergrund.

- Der **Sektor Pfyngut** liegt grösstenteils in den Ablagerungen des Illgraben-Schuttfächers, der in diesen Bereichen viel weniger inhomogen als im zentralen Kegelbereich aufgebaut ist. Im Untergrund wurden zudem noch Bergsturz-Ablagerungen festgestellt. Somit dürfte der Baugrund standfest und setzungsunempfindlich sein. Der Grundwasserspiegel liegt tiefer als die Projektachse, jedoch nicht tiefer als das Bauwerk. Die Gefährdungsbilder sind dadurch stark reduziert und haben in erster Linie mit dem Bauvorgang zu tun. Zu beachten sind grundsätzlich immer Gefährdungsbilder bezüglich der Tragfähigkeit, der Böschungsstabilität und der Wiederauffüllung.
- Zweifellos stellt der **Tunnel Susten** das am schwierigsten zu realisierende Bauwerk auf dem Abschnitt Pfywald dar. Bedingt durch die geringe Überlagerung und das sensible Umfeld – ein Teil des Dorfes Susten und der Illbach müssen unterfahren werden – hat der Vortrieb sehr deformationsarm zu erfolgen. Neben dem sehr variablen Lockergesteinsaufbau, ist auch die Wasserführung im Lockergestein von entscheidender Bedeutung. Teilweise liegt das Ausbruchprofil im Grundwasser, möglicherweise kommen hangende Grundwasserspiegel und/oder Sickerwasser vor.
Wichtige Gefährdungsbilder werden sich einerseits um die Stabilität des Ausbruchprofils drehen, andererseits sollten die Deformationen an der Oberfläche möglichst gering ausfallen. Beim Vortrieb ist das Anfahren von sehr inhomogenen Bodenverhältnissen (kohäsionslose Schichten, kurze Standzeit, Grossblöcke in allen Bereichen des Aushubprofils, Sicherwassereinbrüche, schlechte Entwässerbarkeit des Bodens, Ausspülungen, etc.) zu meistern. Hier ist es ganz besonders entscheidend, welche Vortriebsmethode und welche Bauhilfsmassnahmen gewählt werden.
Mit Sicherheit muss eine Kalottenstabilisierung (Rohrschirm, Jetting, o.a.) in Verbindung mit einem unterteilten Ausbruchquerschnitt geplant werden (entweder Kalottenvortrieb oder unterteilter Kalottenvortrieb). Des Weiteren muss möglichst vermieden werden, gesättigte Bereiche im Illgrabenschuttfächer entweder während der Bauzeit oder sogar für immer zu entwässern. Grossflächige Setzungen könnten so verursacht werden.
Entscheidend wird auch die Überwachung im Tunnel und vor allem auch an der Terrainoberfläche sein.

5 Literatur

- [1] Tektonische Karte der Schweiz, 1:25'000. Bundesamt für Landestopografie, swisstopo, CH-3084 Wabern
- [2] VS1531 – Sierre Est- Leuk Susten Ost Etude préliminaire, Bureau Clavien März 1986
- [3] 4.P5.40.20.29 - VS1531-4 - Sierre Est- Leuk Susten West Etude Géotechnique, Bureau Clavien Dezember 1987
- [4] 4.P5.50.23.14 - VS1531-3 - Leuk Susten West - Leuk Susten Ost Etude Géotechnique préliminaire, Bureau Clavien September 1987
- [5] Marcel Burri, 1997. Géologie récente de Finges et de ses environs (VS). Bulletin de la Murienne
- [6] GP-1010-VS388-GEOL – Projekt – Tunnel de Susten Synthèse géologique, géotechnique et hydrogéologique, IG Susten August 2003
- [7] Ber_3_061218_V0609-3 - Gedeckter Einschnitt Gorwetsch Baugrundkampagne 2006, Geologisch-geotechnischer Rohdatenbericht, GeoExperts Gorwetsch - Rovina+Partner, 18 Dezember 2006
- [8] Ber_6_070709_V0609-6 - Gedeckter Einschnitt Gorwetsch Synthesebericht zur Baugrundkampagne 2006/2007 Geologisch-geotechnische Auswertungen Rovina + Partner 19 Oktober 2007
- [9] 3.P5.23.1941 - Gedeckter Einschnitt Pfyngut Geologisch - Geotechnischer Bericht CVI & BG (Odilo Schmid & Partner AG) August 2008 (Profils en long modifiés en 2010)
- [10] 20.5387 – TC Gorwetsch Appréciation et Synthèse des paramètres géotechniques, SOGIVA CSD Juli 2009
- [11] 6266_01-RN015 - TC Seeli Campagne géotechnique 2008/2009 : Synthèse des essais de laboratoire, CVI&BG 2009
- [12] 6266.01-RN017 -Tranchée couverte Seeli – Synthèse de l'évolution du remblai test CVI & BG Dezember 2010
- [13] A9 St Maurice – Brig - Projet définitif A9 Finges – pièce a.2, SD Ingénierie Novembre 2014
- [14] Projekt A9 Pfywald Risikobewertung Naturgefahr, ForstingPlus AG Mai 2014

- [15] A9 - LOT L05130 Finges - reconnaissances géologiques complémentaires, CSD Ingénieurs SA
August 2014
- [16] 20.5438 – VS1370 – Synthèse géologique et géotechnique, CSD Ingénieurs SA, Sion 2015

Autor:

Hermann Rovina
dipl. Geologe, dipl. Hydrogeologie, SIA
Rovina + Partner AG, Büro für Ingenieurgeologie
3953 Varen / 3930 Visp

Hydrogéologie du bois de Finges et interaction A9 – eaux souterraines

Romain Sonney

Hydrogéologie du bois de Finges et interaction A9 - eaux souterraines

1 Introduction

Le projet autoroutier A9 se situe en plaine du Rhône et traverse le bois de Finges entre Sierre Est et Leuk/Susten Est, zone de protection de la nature d'importance nationale. Dans le secteur de Seeli, le projet qui sera en partie enterré entre en contact avec les eaux souterraines sur environ 500 mètres. Un concept de gestion et de valorisation de ces eaux souterraines sera donné lors de la phase du projet de détail.

Les eaux souterraines proviennent d'exfiltrations massives depuis le versant composé de calcaires, gypses et dolomies (Figure 1). Ces eaux sont très minéralisées (env. 2500 $\mu\text{S}/\text{cm}$) compte tenu de leur passage dans ces différentes roches. Deux zones de sources existent, l'une à Gypsfabrik (ancienne exploitation de gypse) et l'autre en contrebas de la route actuelle vers l'étang Pumpseeli. Le débit total de ces sources n'excède pas quelques dizaines de litres par minutes. En revanche, le système de drainage QD-2 (Figure 2), permettant une évacuation des eaux souterraines au Sud de la route actuelle, donne un débit élevé de l'ordre de 1'600 l/min stable toute l'année. La température de l'eau est également constante autour de 14°C, anormalement élevée pour ce type de source (habituellement 8-12°C). Les eaux de l'exutoire QD-2 alimente l'étang Pumpseeli puis le Büttenbach et le Grossseebach. Ce dernier alimente les autres étangs de Finges. Il est donc important de maintenir et de valoriser ce point d'eau lors de la réalisation du projet autoroutier A9.

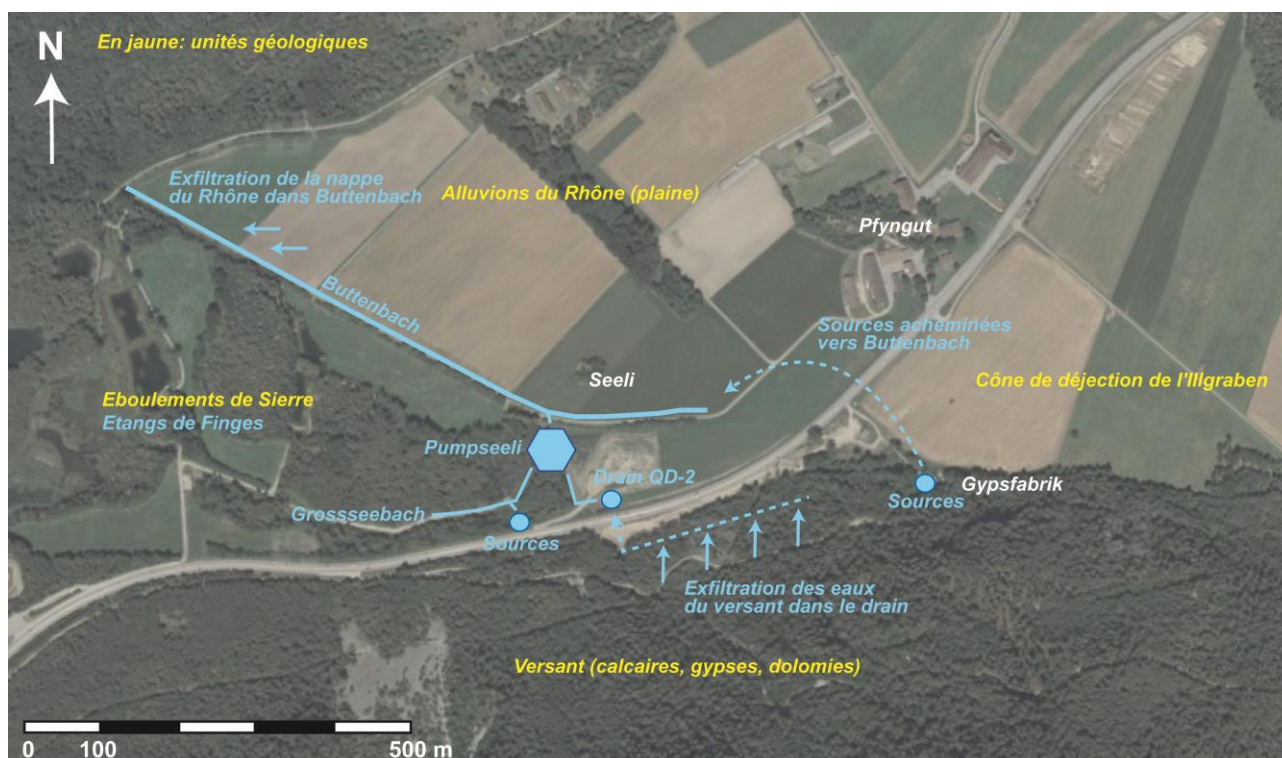


Figure 1: Vue de la région de Seeli (photo aérienne Swisstopo 2005) et du mode de gestion des eaux souterraines et de surface.

2 Hydrogéologie

2.1 Contexte

Du point de vue de la géologie, le site de Seeli se trouve dans la plaine du Rhône entre les formations de l'Helvétique au Nord et les formations du Pennique au Sud. Les sédiments quaternaires formant la plaine du Rhône sont variés dans ce secteur : alluvions du Rhône, dépôts du cône de déjection de l'Ilgraben, éboulement de Sierre, éboulis en pied de versant, dépôts lacustres et moraines.

La perméabilité de ces terrains quaternaires varie fortement selon leur lithologie et la présence de chenaux, ce qui rend complexes les écoulements souterrains. Deux principales nappes souterraines sont présentes à

Seeli : la nappe des alluvions du Rhône (eau peu minéralisée : 300-900 $\mu\text{S}/\text{cm}$) et la nappe du versant (eau très minéralisée : env. 2500 $\mu\text{S}/\text{cm}$). Ces deux nappes se mélangent en direction du Nord le long du Büttenbach. Les caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines varient donc fortement et naturellement sur l'ensemble du secteur de Seeli.



Figure 2 : Exutoire QD-2 (Photo BEG SA, le 09 août 2012).

2.2 Chimie

De nombreuses analyses chimiques (éléments majeurs et métaux lourds) des eaux de surface et souterraines ont été effectuées entre 1996 et 2000 par M. Schurch [1] et par le BEG SA en 2012 et 2013 dans le cadre de l'étude d'impact du projet général de l'A9.

L'aquifère des alluvions fluviales du Rhône contient des eaux de type $\text{Ca} > \text{Mg} - \text{SO}_4 > \text{HCO}_3$ avec les conductivités électriques oscillant entre 300 et 900 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Cette eau contient quelques traces de fer.

L'aquifère du versant contient des eaux fortement minéralisées en raison de la dissolution des carbonates, dolomies et gypses. Les eaux sont de type $\text{Ca} > \text{Mg} - \text{SO}_4$ et la conductivité électrique est relativement homogène entre 2'400 et 2'600 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Des concentrations élevées en fluorures ($\sim 3 \text{ mg/l}$) et des traces de fer, de cuivre et de zinc ont été mesurées dans les eaux en 2012 et 2013. L'origine de ces éléments est vraisemblablement naturelle (dissolution des roches du Trias). La qualité chimique naturelle des eaux souterraines de cet aquifère ne respecte pas les exigences relatives à la qualité des eaux de boisson selon l'Ordonnance sur les Substances Etrangères et les Composants (OSEC) et le Manuel Suisse des Denrées Alimentaires (MSDA), en raison notamment des teneurs trop élevées en sulfate, fluorures et métaux lourds.

2.3 Limite et relation inter-saisonnière entre les nappes

En période de hautes eaux entre juin et août, le Rhône en crue alimente fortement l'aquifère des alluvions fluviales du secteur de la ferme de Finges (Pfyngut) par une eau peu minéralisée. En période de basses eaux (novembre à avril), ce même aquifère est principalement alimenté par les eaux sulfatées-calciques du versant au Sud. En effet, les débits du Rhône sont inférieurs à $10 \text{ m}^3/\text{s}$ durant cette période en raison de l'exploitation du barrage de Susten et par conséquent, les apports du Rhône ne permettent pas une alimentation importante de la nappe [2], [3].

Les eaux souterraines de Seeli sont donc sujettes à des fluctuations saisonnières importantes de composition chimique. Plus on se dirige vers le pied du versant et moins ces fluctuations sont visibles. Elles disparaissent totalement au voisinage immédiat et au Sud de l'actuelle route cantonale, **d'où le fait que le projet autoroutier intercepte uniquement la nappe du versant.**

2.4 Piézométrie et réseau de surveillance

Un réseau de surveillance des eaux souterraines à Finges a été mis en place dans les années 1990 (plus de 30 piézomètres implantés). Quelques piézomètres sont actuellement suivis par le CREALP. Dans le secteur de Seeli, ce réseau a été valorisé depuis 2012 en accord avec le Service de la Protection de l'Environnement de l'Etat du Valais et en collaboration avec le CREALP par la pose de nouvelles sondes de mesures automatiques et la réalisation de mesures régulières (Figure 3).

L'objectif de ce suivi est :

- d'établir des nouvelles cartes piézométriques pour les périodes de basses eaux et hautes eaux à Seeli et sur l'ensemble de la plaine du Rhône ;
- de contrôler à Seeli notamment les battements des eaux souterraines pour l'élaboration du projet.

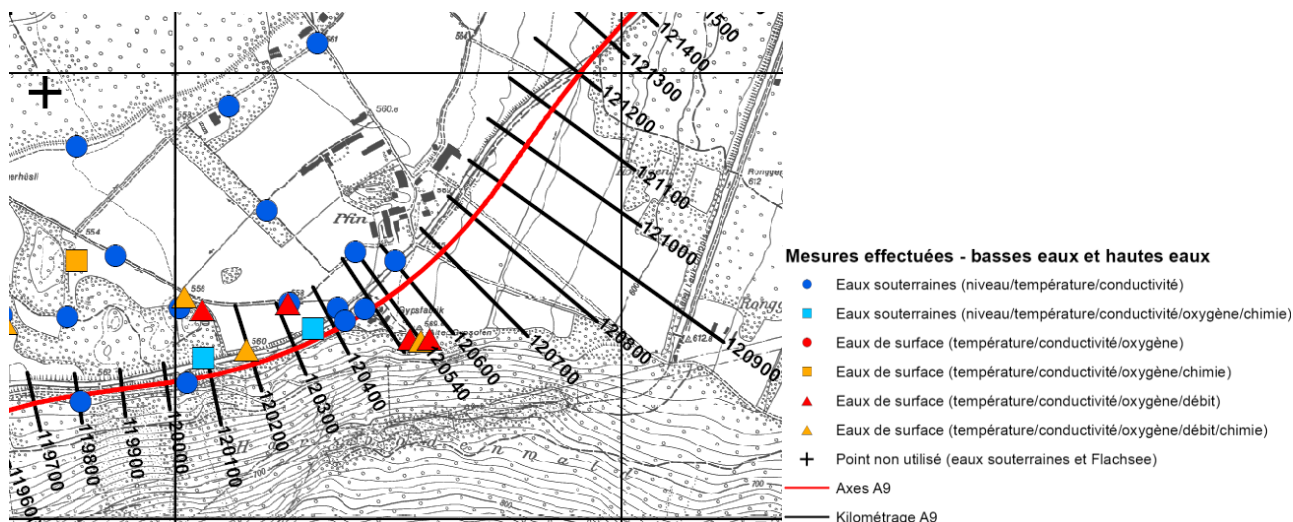


Figure 3 : Réseau de surveillance des eaux souterraines et de surface à Seeli.

L'interprétation des données historiques et des nouvelles données acquises depuis 2012 ont permis de quantifier l'impact du système de drainage existant au Sud de la route actuelle (exécuté en 2005) sur la piézométrie naturelle de la nappe phréatique (état non influencé). Un rabattement de plus de 2.5 m s'est localement produit au Sud de la route (Figure 4).

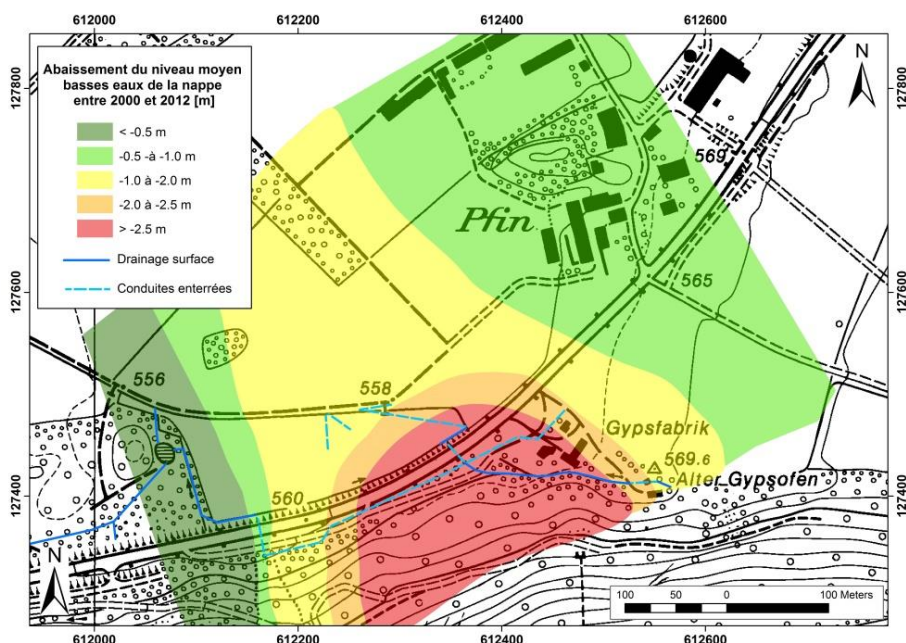


Figure 4 : Impact du drainage des eaux au Sud de l'actuelle route sur la piézométrie.

3 Interaction A9 – eaux souterraines

L'interférence A9 – eaux souterraines se situe entre les km 120.100 et 120.600, soit sur une distance de 500 mètres environ. Au km 120.350, la base de la tranchée couverte pénètre dans la nappe d'environ 1 m, si l'on tient compte du système de drainage existant. Sans ce système de drainage, c'est environ 3 m de nappe qui sont recoupés par les fondations de la tranchée couverte (Figure 5 et Figure 6).

Sur la base des investigations menées depuis 2012 par forage une seule nappe phréatique est recoupée par la tranchée couverte à Seeli entre les km 120.100 et 120.600, qui correspond à l'aquifère du versant (épaisseur d'au moins 20 m). Dans le cas présent, la capacité d'écoulement des eaux du sous-sol est réduite de moins de 10% par rapport à l'état non influencé (OEaux respectée).

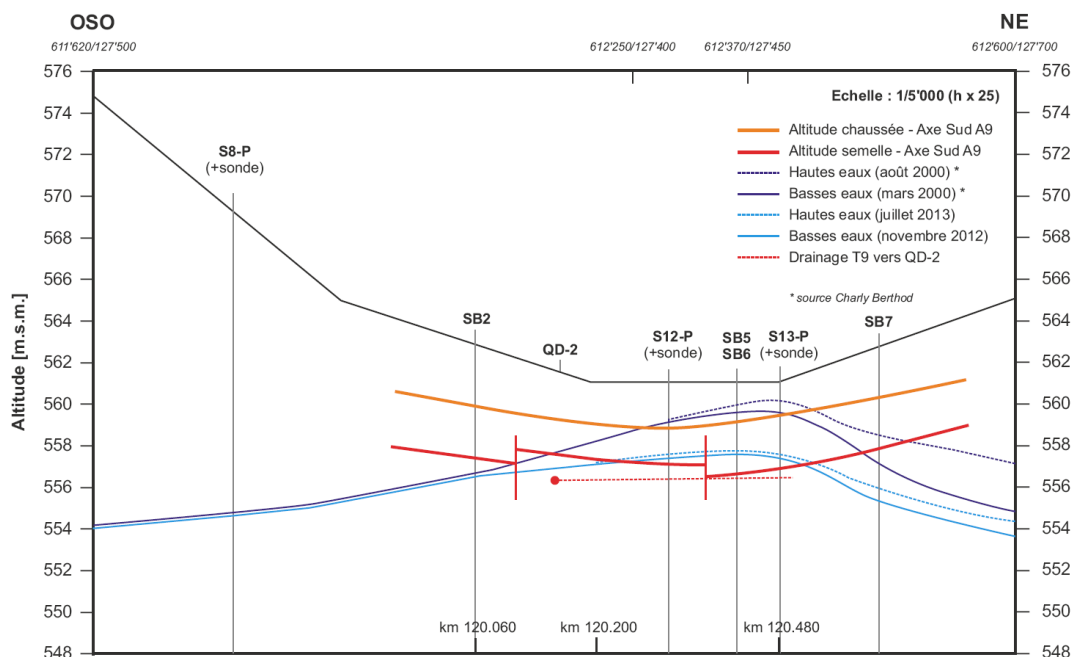


Figure 5 : Interférence entre le projet autoroutier et les eaux souterraines dans le secteur de Seeli (profil en long). Source : pièce i.3 du projet définitif.

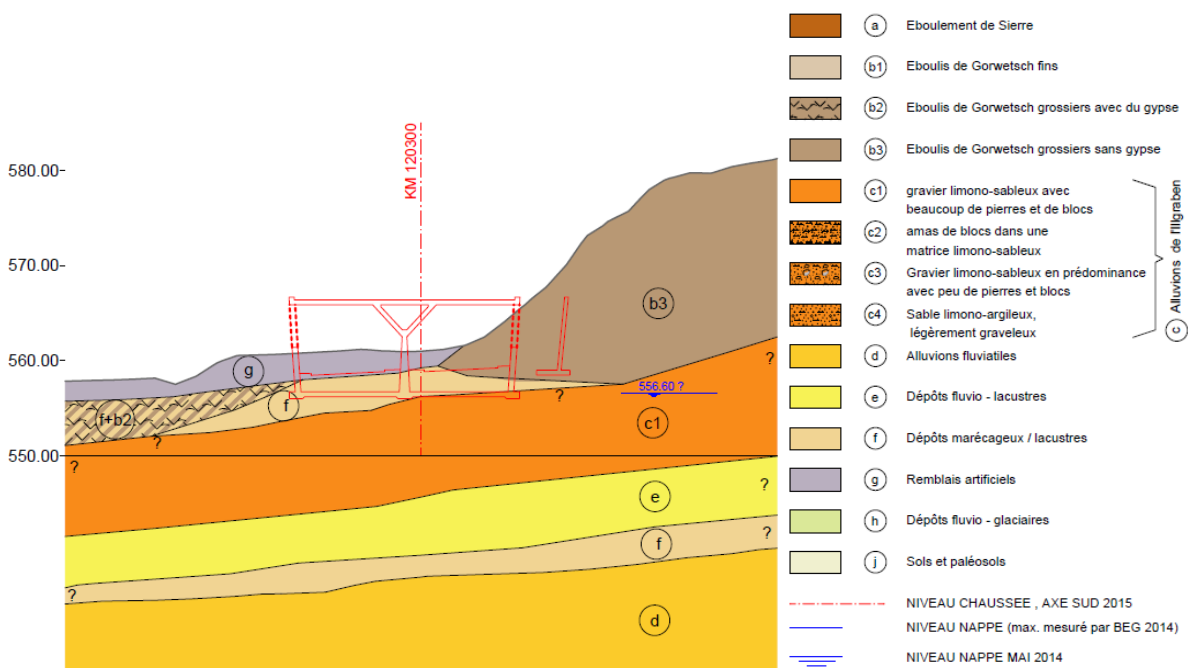


Figure 6 : Interférence entre le projet autoroutier et les eaux souterraines dans le secteur de Seeli (profil travers). Source : pièce g 5.3 du projet définitif.

4 Impact et valorisation des eaux souterraines

4.1 Bases légales

Le tracé de l'A9 à Seeli se trouvent en secteur Au de protection des eaux. En détail, ce secteur peut être considéré comme Au attenante. Il doit être protégé des risques de pollution car il interfère directement avec la nappe phréatique du Rhône qui contient des eaux exploitables pour l'alimentation en eau potable. En secteur Au et Au attenante, s'appliquent toutes les dispositions de protection générale, notamment le principe de diligence (Art. 3 LEaux), l'interdiction de polluer les eaux (Art. 6 LEaux) et les dispositions relatives à la protection quantitative des eaux souterraines (Art. 43 LEaux).

4.2 Impact du projet

A Seeli, la capacité d'écoulement des eaux de l'aquifère du versant est réduite de moins de 10% par rapport à l'état non influencé, l'ouvrage semi-enterrée ne perturbera donc pas les directions générales d'écoulement des eaux souterraines du Sud vers le Nord.

Par rapport à la qualité chimique des eaux de la nappe des alluvions du Rhône, le projet est **bénéfique**. En effet, un nouveau système de recaptage plus profond des eaux très minéralisées du versant, actuellement en cours d'étude suite aux remarques de l'OFROU, permettra d'augmenter les débits restitués à l'exutoire QD-2, et par conséquent de diminuer les mélanges d'eau dans la plaine plus au Nord. Le projet aura donc pour effet de diminuer les fluctuations chimiques saisonnières des eaux de l'aquifère des alluvions du Rhône. Des projets de captages d'eau potable pourront ainsi voir le jour dans la plaine de Seeli.

4.3 Valorisation des eaux souterraines

Un nouveau système de recaptage plus profond des eaux du versant sera réalisé dans le but de maintenir un niveau piézométrique bas contre l'ouvrage. Ce dispositif restituera plus efficacement les eaux souterraines au Büttenbach, au Grosseebach et aux étangs de Finges via le Pumpseeli, par rapport à ce qui est disponible actuellement depuis l'exutoire QD-2 (augmentation des débits).

Les sources de Gypsfabrik ne seront pas perturbées par le recaptage des eaux souterraines en pied de versant. Comme il existe une seule nappe sur ce secteur, la qualité chimique des eaux des étangs de Finges, du Grosseebach et du Büttenbach ne sera pas modifiée par le projet.

Le projet autoroutier a donc un impact bénéfique sur la gestion à long terme des niveaux des étangs de Finges, milieux protégés, du fait que les débits entrants pourront être plus importants en cas de besoin avec une eau dont les propriétés chimiques restent inchangées. Le projet final avec la création de bras complémentaires, de canaux et de lacs est en cours de finalisation et est du ressort de FMV.

5 Littérature

- [1] Schürch, M. (2000) Détermination des paramètres hydrauliques et hydrochimiques d'un aquifère alluvial dans une vallée alpine (Valais, Suisse). Thèse de doctorat, Université de Neuchâtel, 30 juin 2000.
- [2] Charly Berthod. Correction de la galerie d'amenée d'eau Susten-Chippis. Impact hydrogéologique sur la nappe, les sources et les lacs de Finges. Situation 2 ans après la mise en service du nouveau tronçon de galerie. Sierre, 18 avril 2001.
- [3] BEG SA & Charly Berthod. Suivi scientifique du Rhône de Finges. Synthèse du suivi de la nappe du Rhône et des relations Rhône-nappe. Réf. : 4710. Aproz, le 30 juin 2015.

Auteur:

Dr. Romain Sonney
Hydrogéologue dipl. CHYN/UNINE
Bureau d'Etudes Géologiques SA
Route de la Printse 4
1974 Aproz