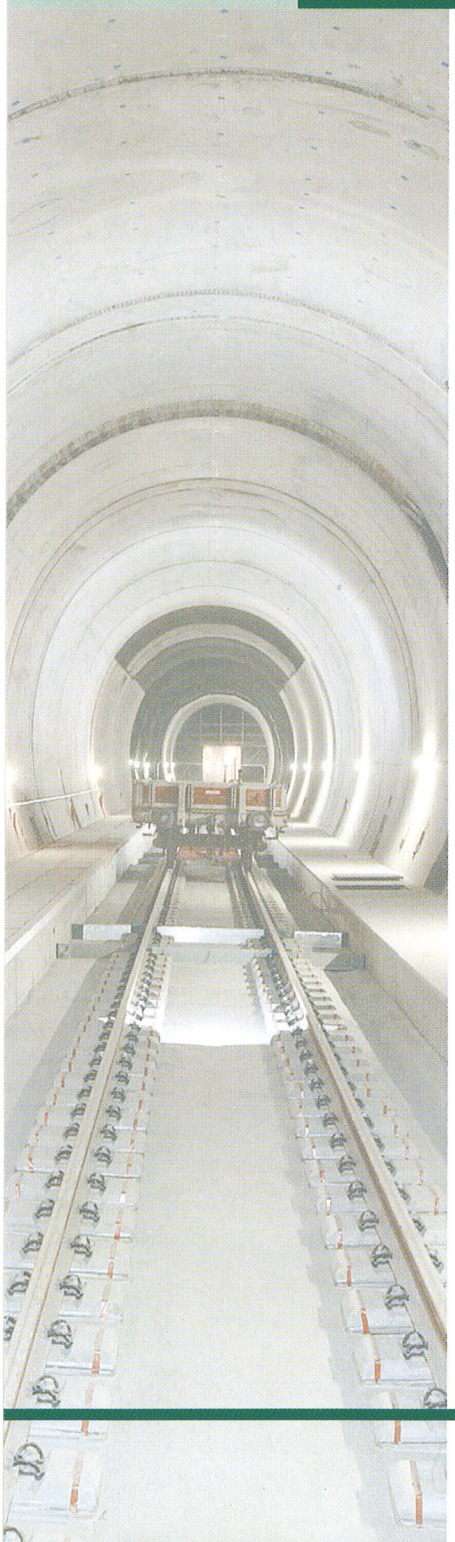
Dokumentation
D 0202

sia

Band 3



AlpTransit-Tagung 2004

Fachtagung für Untertagbau

Gotthard-Basistunnel
Lötschberg-Basistunnel

17. Juni 2004 in Interlaken

FGU Fachgruppe für Untertagbau
GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains
GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo
STS Swiss Tunneling Society

AlpTransit-Tagung 2004

Fachtagung für Untertagbau

Gotthard-Basistunnel
Lötschberg-Basistunnel

17. Juni 2004 in Interlaken

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers
and architects

selnaustrasse 16
ch-8039 zürich
www.sia.ch

FGU Fachgruppe für Untertagbau
GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains
GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo
STS Swiss Tunneling Society

FGU Fachgruppe für Untertagbau
Tagungssekretariat AlpTransit-Tagungen
Thomi Bräm, PR-Beratung + Verlag, Felsenstrasse 11, CH-5400 Baden
Telefon +41 (0)56 200 23 33, Fax +41 (0)56 200 23 34
E-Mail fgu@thomibraem.ch

Druckvorstufe: Thomi Bräm, PR-Beratung + Verlag, Baden
Druck: Effingerhof AG, Brugg, 2004
Auflage: 1000 Exemplare

ISBN 3-908483-86-7
Dokumentation SIA D 0202
AlpTransit-Tagung 2004 – Fachtagung für Untertagbau

Copyright © 2004 by SIA Zürich und Fachgruppe für Untertagbau

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdrucks, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe (Fotokopie, Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und das der Übersetzung, sind vorbehalten.

Inhalt

Andreas Henke	Vorwort	5
Max Friedli	Die schweizerische Verkehrspolitik aus der Tunnelperspektive	7

Gotthardachse

Peter Zbinden	Stand Projekt	11
Franz Keller	Stand der geologischen Erkenntnisse	19
Heinz Ehrbar	Baulos Sedrun, Bewältigung druckhafter Zonen	25
Franz Pacher	Baulos Faido, Multifunktionsstelle Besondere geologische Verhältnisse – Besondere Massnahmen	33
Matthias Neuenschwander	Baulos Bodio, Erfahrungen mit den mechanischen Vortrieben im Leventinagneis	39

Lötschbergachse

Peter Teuscher	Stand Projekt	47
Hans-Jakob Ziegler	Vergleich Prognose/Befund und Erkenntnisse	55
Wolfgang Lehner	Baulos Mitholz, Klimabedingungen beim Vortrieb und Innenausbau	59
Martin Hutter	Baulos Ferden, Aktive Massnahmen zur Gewährleistung einer hohen Arbeitssicherheit	65
François Bertholet	Baulos Steg/Raron, Logistische Herausforderungen bei hohen Innenausbauleistungen	73
Markus Aeschbach	Asbest im Vortrieb – eine hohe Herausforderung an alle Beteiligte	79
Jürg Leuthold	Entwicklungen bei den Nachlaufkonstruktionen	87
Peter Billeter	Erschütterungsfragen im Bau und Betrieb	93
Frank Pochop	Explosionsversuche am Entwässerungssystem	103

Verfasser

Aeschbach Markus	Ingenieurgemeinschaft Westschweiz, Brig
Bertholet François	Marti Tunnelbau AG, Bern
Billeter Peter	IUB Ingenieur-Unternehmung AG, Bern
Ehrbar Heinz	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Friedli Max	Bundesamt für Verkehr, Bern
Henke Andreas	Lombardi SA, Minusio
Hutter Martin	Arbeitsgemeinschaft Ferden
Keller Franz	Dr. M. Kobel + Partner AG, Sargans
Lehner Wolfgang	Arbeitsgemeinschaft Satco, Mitholz
Leuthold Jürg	Rowa Tunnelling Logistics, Wangen SZ
Neuenschander Matthias	Ingenieurgemeinschaft Gotthard-Basistunnel-Süd, Minusio
Pacher Franz	Consorzio TAT, Baulos 452, Faido
Pochop Frank	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Teuscher Peter	BLS AlpTransit AG, Thun
Zbinden Peter	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Ziegler Hans-Jakob	Kellerhals + Haefeli AG, Bern

Vorwort

Das Bedürfnis der Umlagerung des Alpentransit-Verkehrs ist aktueller denn je. Der Bau der Basistunnel durch die Alpen bildet die Grundvoraussetzung zur Umsetzung der Schweizerischen Verkehrspolitik und die Nachbarländer beneiden uns um den Vorsprung, den wir bei der Realisierung dieser grossen Vorhaben aufweisen können.

Mit zunehmendem Ausführungsstand der beiden Basistunnel der NEAT und den bei der Planung und auf den Baustellen gemachten Erfahrungen gewinnt die jährliche Fachtagung «Alptransit Schweiz» thematisch an Gehalt. Das Spektrum der aktuellen Arbeiten, ausgehend von den interessanten Ausbruchphasen am Gotthard, bis hinüber zu den ersten Ausrüstungsarbeiten am Lötschberg, hat sich laufend erweitert.

Der vorliegende Tagungsband enthält die Referate der dritten Alptransit Fachtagung, welche im Juni 2004 in Interlaken stattgefunden hat. Sie wurde wiederum von der Fachgruppe für Untertagbau, mit Unterstützung durch die beiden Partnerorganisationen, der Vereinigung der Schweizerischen Untertagbauunternehmer und der Vereinigung der Schweizerischen Tiefbauunternehmer organisiert. Mit 520 Teilnehmern, mehr als 100 davon aus dem benachbarten Ausland, ist diesem Anlass ein grosser Erfolg beschieden worden. Die Resonanz, welche die Tagung auch ausserhalb des Fachkreises auszulösen vermochte, hat auch dazu beigetragen, das Vertrauen in die Tunnel-Grossprojekte und in deren Akteure in der Öffentlichkeit besser zu verbreiten.

Neben der Erläuterung des Standes der Arbeiten ist an der Tagung in Interlaken vor allem über neue technische Erkenntnisse und die Problemstellungen, welche mit den ausserordentlichen Dimensionen dieser Bauwerke zusammenhängen, berichtet worden. Die am zweiten Tag anschliessenden Exkursionen stiessen auf grosses Interesse. Sie wurden auf den Baustellen des Lötschberg-Basistunnels durchgeführt.

Tagungen gehen vorüber. Die vorliegende Dokumentation hingegen, mit den reichhaltigen und ausführlichen Projektinformationen, bietet auch im Nachhinein einen Anreiz, das Vorgetragene nochmals in sich gehen zu lassen und sich in die eine oder andere Thematik zu vertiefen.

Schliesslich sei an dieser Stelle nochmals den Organisatoren und den Sponsoren gedankt, wohl wissend, dass dank ihrem Beitrag die Tagung in dieser Form überhaupt möglich geworden ist.

Fachgruppe für Untertagbau

Andreas Henke
Präsident der SIA-Fachgruppe für Untertagbau FGU

Sponsoren

Hauptsponsoren

Holcim (Schweiz) AG, Zürich

IUB Ingenieur-Unternehmung Bern

Herrenknecht AG, D-Schwanau

Marti Holding AG, Bern

MBT (Schweiz) AG, Zürich
www.degussa-ugc.com

ARGE Amsteg, Los 252
Gotthard-Basistunnel Nord

Wildegg und Cornaux

Avesco AG, Langenthal
Caterpillar S.A., Genf

ARGE Ferden,
3915 Goppenstein

Zschokke Locher AG, Aarau

Sponsoren

Aon Jauch & Hübener AG, Feldmeilen – ARGE Bahntechnik Lötschberg, Thun – Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen/BE – Dräger Safety Schweiz AG, Dietlikon – Emch+Berger AG, Bern – FHS E. Frech-Hoch AG, Sissach – IGWS, Ingenieurgemeinschaft Westschweiz, Brig – Kiener+Wittlin AG, Zollikofen – Obermann GmbH, D-Brensbach – RITTAL AG, Neuenhof – Rowa Tunnelling Logistics AG, Wangen/SZ – Sarnafil International AG, Sarnen – Schneller Ritz und Partner AG, Brig – SIKA Schweiz AG, Widen.

Die schweizerische Verkehrspolitik aus der Tunnelperspektive

Max Friedli, Dr. phil.
Direktor Bundesamt für Verkehr, Bern

Wer in der Schweiz von Verkehrspolitik spricht, denkt heute vor allem an Röhren. Gotthard, Lötschberg, Simplon, Furka, Vereina bei der Eisenbahn oder Seelisberg, Belchen und Gotthard bei der Autobahn: all diese Tunnels sind wichtige Elemente unseres Verkehrssystems. So wichtig, dass sie regelmässig zum Herzstück oder zum Nadelöhr politischer Auseinandersetzungen werden.

Dass die Bedeutung der Bauwerke im Laufe der Geschichte noch zugenommen hat, zeigen die jüngsten verkehrspolitischen Diskussionen. Vorerst standen die Debatten um eine zweite Röhre beim Gotthard-Strassentunnel im Mittelpunkt. Das Volk hat entschieden und die Avanti-Pläne subito versenkt.

Seither beschäftigten sich die Politikerinnen und Politiker intensiv mit einem anderen Tunnel, dem Ceneri-Basistunnel. Am 10. Juni hat der Nationalrat – wie von uns vorgeschlagen – beschlossen, dieses Element der alpenquerenden Flachbahn auf der Gotthardachse mit zwei richtungsgetrennten Röhren zu bauen. Dies entspricht nichts anderem als dem heutigen Stand der Technik.

Die Diskussionen um den Bau oder eben Nicht-Bau von Tunnelanlagen scheinen sich in schöner Regelmässigkeit zu wiederholen. Allein schon deshalb lohnt sich ein Blick auf die «Verkehrspolitik aus der Tunnelperspektive».

Beginn der Verkehrspolitik

Die schweizerische Verkehrspolitik hat mit dem Bau des ersten Eisenbahntunnels am Gotthard in den 1870er Jahren ihre Geburtsstunde erlebt. Denn ganz bewusst hat eine Mehrheit des Parlaments mit dem ersten Eisenbahngesetz 1852 Bau und Betrieb der Eisenbahnen (...) zunächst «den Kantonen beziehungsweise der Privattätigkeit überlassen.» Erst als der von Deutschland und Italien unterstützte Bau des Gotthard-Tunnels aus finanziellen Gründen zu scheitern drohte, schritt der Bund ein. 1878 mussten beim Gotthard Geldmittel aus der Bundeskasse gesprochen werden. Immense Mehrkosten waren entstanden, wurden aber vom Volk abgesegnet.

Dem Tunnelbau selbst war übrigens massiver Widerstand erwachsen. Die einen erblickten im Bau des Gotthards einen Ausverkauf der Heimat, weil vor allem Italien und Deutschland ein Interesse an der Achse hätten. Andere malten schon damals das Gespenst des Transitverkehrs an die Wand.

Verkehrsverlagerung als Tradition

Doch schon damals konnten sich die Gegner nicht durchsetzen. Die Schweiz entschloss sich, diese für den europäischen und den nationalen Verkehr so wichtige Alpenbahn zu realisieren. 1882 konnte der 15 km lange Gotthard-Tunnel dem Verkehr übergeben werden.

Die Schweiz hat also schon zur Zeit der Säumer die Frage beantwortet, wie wir Verkehrswachstum bewältigen wollen: auf der Schiene. Daraus wurde inzwischen der Dauerauftrag, Verkehr von der Strasse auf die Schiene zu verlagern. Bei allen wichtigen Abstimmungen wie beispielsweise NEAT 1992, FinöV 1998 und Landverkehrsabkommen im Mai 2000 sprach sich die Bevölkerung für den Weg der Verlagerung aus. Wohl wissend, dass die schweizerische Verkehrspolitik mit dem Verlagerungsziel nur gemeinsam mit Europa erfolgreich umgesetzt werden kann.

Historischer Exkurs

Zurück zum Gotthardtunnel von 1882. Dem Bau des Gotthards vorausgegangen waren jahrelange Streitereien um die Linienführung: neben dem Gotthard standen nämlich auch noch der Lukmanier, der Splügen oder der Simplon zur Diskussion. Und der Kanton Bern präsentierte ein eigenes Alpenbahnprojekt: von Bern aus über Interlaken sollte die Bahn durchs Haslital ins Oberwallis führen. Und von dort via Nufenen ins Bedrettotal.

Das Projekt wurde später nicht weiter verfolgt. Immerhin sollte der Kanton Bern und mit ihm die Westschweiz später doch noch «ihre» Alpentransversale bekommen: 1913 wurde die Bern-Lötschberg-Simplon-Linie eröffnet – so wie es schon 1878 beim Entscheid für die finanzielle Unterstützung des Gotthards geplant war.

Netzvariante als Erfolgsfaktor

Die regionale Ausgewogenheit beim Bau der Alpentransversalen ist denn auch ein zentrales Element der schweizerischen Verkehrspolitik geblieben. Jedenfalls stiess das entsprechende Vorhaben des Bundesrates auch bei der NEAT mit der Netzvariante auf breite Zustimmung. Es ist längst kein Geheimnis mehr, dass sich vor allem der damalige Finanzminister Otto Stich aus finanzpolitischen Gründen hartnäckig gegen den gleichzeitigen Bau zweier Alpentransversalen aussprach. Ich erinnere mich noch gut, wie jeweils am frühen Mittwochmorgen unmittelbar vor den Bundesratssitzungen die Mitberichte seines Departementes bei uns eintrafen... Da herrschte keine Freude, sondern Hektik!

SVP 1999

Dass die NEAT in ihrer heutigen Form durchkam, hängt vielleicht auch damit zusammen, dass gewisse Parteien damals noch einen anderen Kurs fuhren als heute. Ich zitiere in diesem Zusammenhang aus dem Verkehrs-Brevier der SVP Schweiz von 1999:

«Die Schweiz ist aufgrund ihrer verkehrsmässig besonderen Lage im Herzen Europas vom internationalen Reise- und Transitverkehr in besonderem Masse betroffen. Unser Land kann und darf sich aber den Forderungen der europäischen Länder nach einer Verbesserung des Verkehrsangebotes durch die Alpen und das Mittelland nicht verschliessen. (...) Im Zentrum steht dabei die rasche Verwirklichung der Neuen Eisenbahn-Alpentransversale (NEAT).» (Verkehrs-Brevier, Juli 1999, S. 12).

Mein Kommentar dazu: «Temporis mutantur, nos et mutamur in illis.» Die Zeiten ändern sich, und wir ändern uns mit ihnen.

Suche nach tragbaren Lösungen

Mittlerweile haben auch das Verkehrsdepartement (UVEK) und das Finanzdepartement einen anderen Umgang miteinander gefunden. Angesichts der schwierigen finanzpolitischen Situation und der grossen Herausforderungen mit den Folgekosten der NEAT und der weiteren FinöV-Grossprojekte haben das BAV und die Finanzverwaltung diesen Frühling gemeinsam Lösungsvorschläge ausgearbeitet, um die Finanzierung der Schieneninfrastruktur auf eine neue Basis zu stellen.

Der Bundesrat hat somit eine verkehrs- und finanzpolitisch ausgewogene Lösung beim Ausbau der Schieneninfrastruktur gefunden.

Prioritäre Projekte werden gebaut

Die verkehrspolitisch prioritären Projekte können so umgesetzt werden. Und dem Bund entstehen nach Inbetriebnahme der FinöV-Projekte noch vertretbare und tragbare Folgekosten.

Dabei sollen in der schweizerischen Verkehrspolitik klare Prioritäten gesetzt werden:

- die beiden Alpentransversalen mit dem Lötschberg und dem Gotthard werden fertig gestellt;
- der Ceneri soll die Vollendung der leistungsfähigen Flachbahn auf der Gotthardachse bringen;
- die schweizerischen Bahnen sollen ans europäische Hochleistungsnetz angeschlossen werden.

2007/2008 wollen wir dann weiter sehen, was finanzpolitisch machbar, verkehrspolitisch sinnvoll und notwendig ist. Eines muss ich Ihnen mit aller Deutlichkeit sagen: Es steht weniger Geld zur Verfügung. Der Ausbau der Verkehrsinfrastruktur wird spürbar verlangsamt. Der Bund geht vom Gas!

Streit um Mehrkosten

Reden wir also vom Geld. Auseinandersetzungen um die Finanzen gehören zweifellos auch zur schweizerischen Verkehrspolitik. Jüngstes Beispiel hierfür ist die Nationalratsdebatte um den NEAT-Zusatzkredit von vergangener Woche. Die Grundsatzdiskussion über die NEAT setzte erneut ein, nachdem die Erstellergesellschaften der beiden Alpentransversalen anfangs dieses Jahres im Umfang überraschende Mehrkosten in der Grössenordnung von rund 800 Millionen Franken gemeldet hatten.

Auch dieses Phänomen ist nicht neu. Im Frühjahr 1878 führte der Bundesrat in seinem Geschäftsbericht ausführlich aus, dass «die Gotthardirektion (...), mit Herrn Unternehmer L. Favre einen zweiten und dritten Nachtragsvertrag» abschliessen musste.

Der Grund:
«Die Beschaffung der für den Tunnelbau nötigen Maschinen, Geräte und Einrichtungen aller Art» hatte erheblich mehr gekostet. Hinzu kam noch, dass die «Leistungen im Richtstollen (...) hauptsächlich in den letzten Jahren stark in Rückstand gekommen» sind. Und zwar: «In Folge sehr ungünstiger Terrainverhältnisse», wie der Bundesrat weiter schrieb.

Während der Parlamentsdebatte von vergangener Woche wurde man zuweilen den Eindruck nicht los, als hätte Nietzsche eben doch recht gehabt mit seiner These der «ewigen Wiederkehr des Gleichen.»

Planung ist keine Reissbrett-Arbeit

Kein Grossprojekt ohne sorgfältige Planung: das NEAT-Projekt ist im Vergleich zu anderen Tunnelprojekten einem rigiden Kostencontrolling unterworfen. Wir wissen – gestützt auf die korrekte Berichterstattung der Ersteller – jederzeit, wie hoch die mutmasslichen Endkosten sein werden! Damit können zwar Überraschungen nicht verhindert werden. Doch wir sind in der Lage, unverzüglich zu reagieren und Kompensationen vorzuschlagen. Die FinöV-Projekte setzen hier Massstäbe für die Branche. Planung ist bekanntlich keine reine Reissbrett-Arbeit. Sie ist immer mit Unwägbarkeiten und nicht vorhersehbaren Risikofaktoren verbunden. Dies wird in der Hitze des politischen Gefechts häufig verdrängt. Lieber holt man die grosse Polemik-Kanone aus dem Keller!

Die Einhaltung von Kosten und Terminen ist Teil des Auftrags an die Ersteller. Diese wiederum zählen auf die Leistungen der Ingenieure und Geologen. Ich appelliere an dieser Stelle an alle, dass innovative, kostengünstige und qualitativ ausgewogene Lösungen gesucht werden. Der Spardruck ist enorm: jeder der hier zahlreich anwesenden Ingenieure und Geologen steht mit uns in der Pflicht. Nicht nur die Verkehrspolitik verdient einen Blick aus der Tunnelperspektive. Das Gleiche gilt auch für die Finanzpolitik!

Ich kann es nicht genug betonen: Die NEAT ist ein transparentes Projekt. Pikanterweise schafft diese Transparenz in der Öffentlichkeit nicht mehr Vertrauen, weil jede Kostenabweichung offen auf dem Tisch liegt und sogleich für Diskussionen sorgt. Wir müssen uns die Frage stellen, ob wir damit die Öffentlichkeit nicht überfordern. Doch wir lassen uns nicht beirren.

NEAT ist beispielhaft transparent

Im Gegensatz zu früheren Grossbauprojekten sind die Kosten für den Bau der NEAT in keiner Weise und in keiner Phase aus dem Ruder gelaufen. Die erwähnten mutmasslichen Endkosten der NEAT bis zum Abschluss im Jahr 2016 werden neu auf 15,8 Mia. Franken geschätzt. 7,5 Prozent über dem ursprünglichen NEAT-Gesamtkredit. Wir wissen auf den Rappen genau, wofür wir Zusatzmittel eingesetzt haben: Für technisch notwendige Projektverbesserungen, für die Umwelt, für die Gewährleistung des Standes der Sicherheitstechnik, für die Bewältigung geologischer Überraschungen, die selbst bei Projekten von wesentlich geringerer Dimension immer möglich sind. Fazit: Die Kostenentwicklung bei der NEAT ist zwar unerfreulich, in Anbetracht der Komplexität aber vertretbar.

Dabei muss ich nicht einmal die Vergangenheit bemühen. Der Blick in die Gegenwart genügt.

- Der Tunnel der Transjurane bei Moutier sollte ursprünglich 145 Millionen Franken kosten. Die Tunnelbauer sind aber auf so grosse Probleme gestossen, dass sich der Betrag verdoppeln könnte. Seit 15 Monaten steckt die Tunnelbohrmaschine im Berg fest und rührt sich keinen Millimeter. Stellen Sie sich vor, so etwas passiert bei der NEAT!
- Ähnlich sieht es beim Tunnel der Umfahrung von Sissach aus. Hier waren ursprünglich 180 Millionen bewilligt worden. Heute spricht man von 350 Millionen.

Beide Projekte waren gründlich untersucht worden, bevor der erste Bagger auffuhr.

Rentabel wie die Feuerwehr

Muss die NEAT, muss ein Tunnel rentieren? Die Aufregung, die NEAT rentiere zu wenig, basiert auf einem kurzen Gedächtnis. Unser Verkehrsminister, Bundesrat Moritz Leuenberger, brachte diese Frage 1998 auf den Punkt: «Rentabilität kann ich nicht versprechen, denn die NEAT wird voraussichtlich betriebswirtschaftlich so wenig rentabel sein wie die Feuerwehr».

Beim neuen Gotthard-Basistunnel gehen wir heute davon aus, dass die zusätzlichen Kosten mit zusätzlichen Erträgen gedeckt werden können. Allen Prognosen zum Trotz kann heute kein Mensch exakt wissen, wie viele Güter und Personen in 50 Jahren durch die Alpen transportiert werden und zu welchem Preis. Deshalb ist die NEAT-Rendite genau so wenig kalkulierbar, wie es die Rendite des Gotthardtunnels war. Insgesamt war das Schienennetz aber aufgrund der verkehrspolitischen Rahmenbedingungen nicht rentabel. Allein die SBB AG erhält jährlich rund 1,3 Milliarden Franken für ungedeckte Kosten im Infrastrukturbetrieb, den Substanzerhalt und kleinere Ausbauten.

Verkehrspolitik ist mehr als Infrastrukturpolitik

Ich komme zum Schluss. Längst genügt es nicht mehr, in weiser Voraussicht grosse Eisenbahn-Projekte zu planen und zu bauen. Auch die Rahmenbedingungen müssen entsprechend gestaltet werden.

Das heisst: Verkehrspolitik ist mehr als Tunnelbau. Verkehrspolitik ist Infrastrukturpolitik, Umweltpolitik, Wirtschaftspolitik und Finanzpolitik. Das ist der positive Effekt der Tunnelperspektive.

«Vor der Hacke ist es finster», sagen die Bergleute. Sie wollen damit sagen, man wisse nicht, was beim Abbau des Gebirges auf sie zukomme. Deshalb wünsche ich Ihnen als Untertagspezialisten eine erfolgreiche Tagung mit vielen neuen Erkenntnissen.

GOTTHARDACHSE

Stand Projekt

Peter Zbinden, Dipl. Bauing. HTL
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

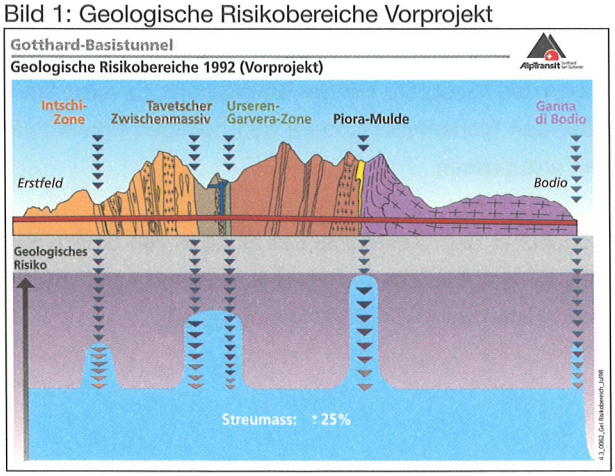
1. Geologie und Kostenstreumass

Der Gotthard-Basistunnel hat eine Planungs- und Bauzeit von rund 25 Jahren und ist technisch und finanziell ein äusserst anspruchsvolles Bauwerk.

In einer Welt mit fast unbegrenzten technischen Möglichkeiten gibt es auch Unbekanntes – es ist nicht alles vorhersehbar. Dies gilt auch für den Fels im Bereich des Gotthard-Basistunnels. Trotz umfangreicher Sondierungen liegen die genauen Kenntnisse über die Geologie erst beim letzten Durchschlag vor. Berge lassen sich nicht röntgen und eine Prognose ist – wie beim Wetter – «nur» eine Vorhersage, die nicht immer zutreffen muss. Ein Restrisiko bleibt trotz umfangreicher Sondierungen des Baugrunds bestehen. Dieser kann Einbrüche oder Stillstände der Vortriebsarbeiten verursachen, führt in den verschiedenen Planungsphasen zu Kostenstreumassen und hat auch Auswirkungen auf die Genauigkeit des Terminprogramms für die Inbetriebnahme des Tunnels. Um mögliche Risiken auf ein akzeptables Mass zu begrenzen, ist darum – soweit technisch machbar und finanziell sinnvoll – der Baugrund zu erkunden und die Termine und Kosten sind entsprechend zu berechnen.

Um das Risiko möglichst zu minimieren, hat die ehemalige Projektleitung AlpTransit Gotthard 1990 in einem ersten Schritt abklären lassen, wo sich potenzielle Störzonen befinden und welche möglichen Auswirkungen diese auf die Vortriebsarbeiten haben könnten.

Bild 1: Geologische Risikobereiche Vorprojekt



Im Jahr 1992 lag das höchste Risikopotenzial bei der Pioramulde. Im Geologen-Streit waren die Fronten klar abgesteckt. Die Pessimisten meinten, der Gotthard-Basistunnel sei nicht oder nur mit grössten Schwierigkeiten machbar. Für die Optimisten war die Pioramulde auf Tunnelhöhe nicht oder kaum vorhanden und ein Tunnel deshalb ohne grössere Probleme realisierbar. Um eine verlässliche Antwort zu erhalten, wurde ein Sondiersystem erstellt und Sondierbohrungen durchgeführt. Die Kosten beliefen sich auf rund CHF 100 Mio. Die Ergebnisse waren positiv und zeigten, dass die Piora-Mulde keine aussergewöhnliche Herausforderung darstellt.

Eine besondere Herausforderung erwarten wir im Tavetscher Zwischenmassiv (TZM) und in der Urseren-Garvera-Zone bei Sedrun. Auch hier wurden Richtung Süden und Norden Sondierbohrungen durchgeführt. Sie zeigten, dass das TZM-Nord und die Urseren-Garvera-Zone aufgrund ihrer Ausdehnung, Überlagerungshöhe und Materialeigenschaften die bautechnisch anspruchsvollsten Abschnitte unseres Projektes sind. Das TZM-Süd erwies sich jedoch nach den Bohrungen günstiger, als zunächst erwartet werden musste. In dieser Zone sind inzwischen auch zwei Schächte, ein Zugangsstollen und ein Abluftschrägschacht ohne grössere Probleme erstellt worden.

In Bodio durchquert der Gotthard-Basistunnel eine rund 400 Meter lange Hangschuttzone, die Ganna di Bodio. Diese ist durch mehrere Bergstürze entstanden. Um den Bauablauf zu optimieren und das Zeitrisiko in den Griff zu bekommen, wurde diese bautechnisch anspruchsvolle Zone mit einem zusätzlichen Umgehungsstollen im «gesunden» Fels umfahren. Der rund 1'200 m lange Umgehungsstollen erreichte im Januar 2001 die Tunnelachse. Nach Erstellung der Verzweigungsbauwerke zu den Haupttunnelröhren begann der konventionelle Vortrieb in den beiden Einspurröhren Richtung Norden und Süden (rückwärts, bis zur umfahrenen Hangschuttzone). Am nördlichen Ende dieser Strecken wurden in beiden Röhren die Montagekavernen für die TBM erstellt. Die TBM in der Oströhre startete im Januar 2003, diejenige in der Weströhre im Februar 2003. In der bautechnisch

anspruchsvollen Lockergesteinsstrecke erfolgten die Durchschläge termin- und kostengerecht in der Weströhre im November 2002 und in der Oströhre im Februar 2003.

Bild 2: Lockergesteinsstrecke Bodio

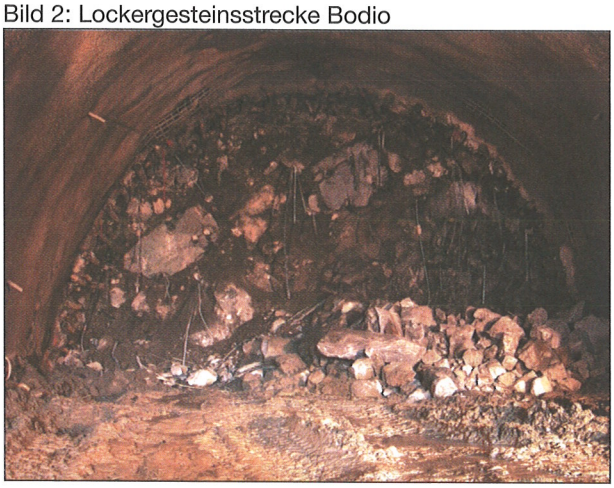
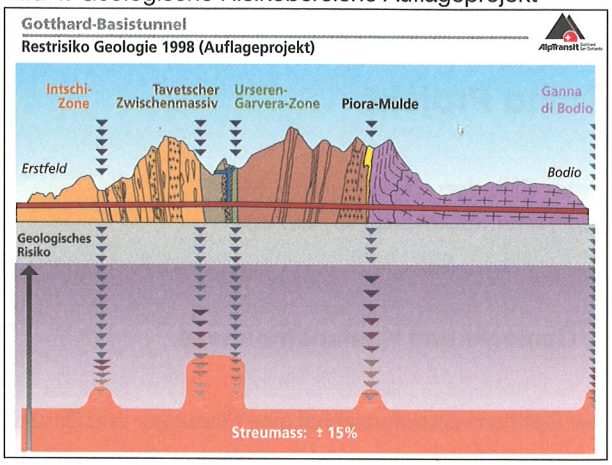


Bild 3: Intschi-Zone

Die Intschi-Zone liegt südlich von Amsteg und sollte eine Länge von rund 950 Metern haben. Für die Bewältigung dieses Abschnitts wurde ein Maschinenstillstand von je vier Monaten in jeder Röhre eingeplant. Am 5. Februar 2004 fuhr die TBM S-229 in der Oströhre in die Intschi-Zone ein und am 16. April 2004 hat sie diese bereits wieder verlassen, es kam nicht zum eingeplanten Stillstand der TBM. Die Intschi-Zone hatte effektiv eine Länge von ca. 450 m. Die durchschnittliche Tagesleistung der TBM betrug in der Intschi-Zone ca. 7 m pro Arbeitstag. Im Vergleich dazu: Vor und nach der Störzone betrug die durchschnittliche Tagesleistung rund 18 m pro Arbeitstag.

Zusammengefasst: Die geologisch anspruchsvollen Zonen wurden in der Termin- und Kostenplanung von 1998 berücksichtigt (TZM, Ganna di Bodio und Intschi-Zone) und «vor Ort» mit Sondierbohrungen erkundet (Piora-Mulde und TZM).

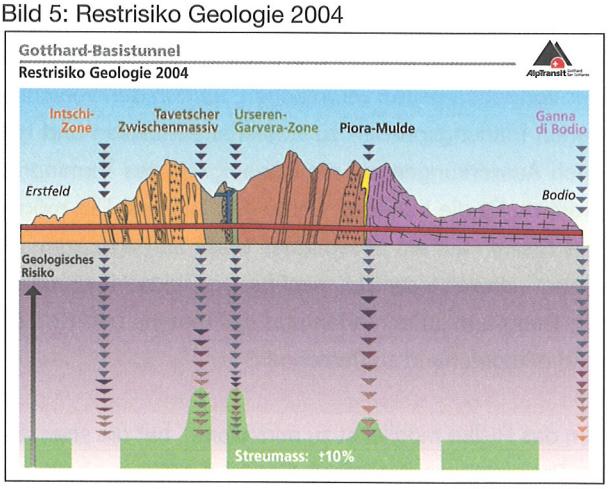
Bild 4: Geologische Risikobereiche Auflageprojekt



Die gewonnen Erkenntnisse führen uns darum zur gesicherten Aussage, dass diese Risiken beherrschbar sind. Das geologische Risikopotenzial reduzierte sich von 1992 auf 1998 um 10 % auf +/- 15 %.

Ein geologisches Restrisiko bleibt aber bis zum letzten Durchschlag bestehen, weil ein Berg eben nicht geröntgt werden kann. Nur wo die Ausbrucharbeiten abgeschlossen sind, sinkt es auf Null.

Bild 5: Restrisiko Geologie 2004



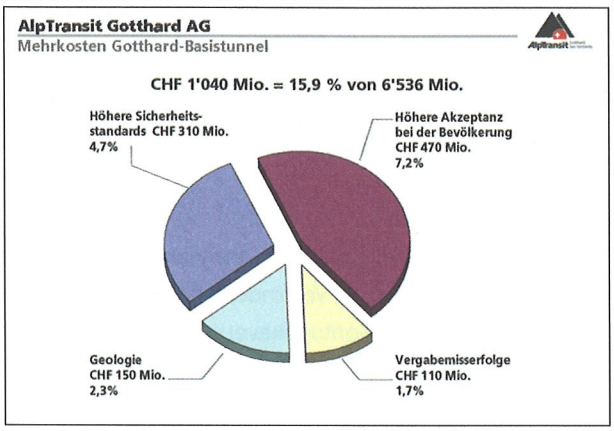
2. Kostenfaktor Geologie

Mehrkosten entstehen beim Bau des Gotthard-Basistunnels hauptsächlich durch Bestellungsänderungen mit den Zielen, die Akzeptanz bei der Bevölkerung zu verbessern oder den Sicherheitsstandard den heutigen Erkenntnissen anzupassen.

Gegenüber dem Kostenziel des Bundes von CHF 6'536 Mio. für den Bau des Gotthard-Basistunnels sind bisher Mehrkosten von CHF 1'040 Mio. angefallen.

Diese teilen sich auf in Mehrkosten für das Erreichen einer höheren Akzeptanz bei der Bevölkerung (CHF 470 Mio. bzw. 6,2 % der Gesamtkosten). Darunter fallen Vorinvestitionen für die Realisierung eines Verzweigungsbauwerkes im Berg zwischen Erstfeld und Amsteg im Hinblick auf eine spätere Linienführungsvariante «Berg lang» und die politisch bedingte Bauverzögerung im Kanton Uri. Die Mehrkosten für die Erhöhung des Sicherheitsstandards (CHF 310 Mio. bzw. 4,1 % der Gesamtkosten) beinhalten hauptsächlich die Verringerung der Querschlagsabstände und eine neue Abluftführung in den Multifunktionsstellen Sedrun und Faido.

Bild 6: Mehrkosten Gotthard-Basistunnel



Auch geologische Störzonen verursachen Kosten. Im Tunnellos Bodio wurde im Februar 2003 in der Oströhre eine nicht prognostizierte, wellenförmige und in unterschiedlicher Lage zum Normalprofil verlaufende horizontale Störzone angetroffen. Sie erreichte in der Oströhre eine Ausdehnung von 500 m. Im Juni 2003 wurde diese Störzone auch in der Weströhre angetroffen und Ende Juli 2003 nach einer Ausdehnung von ca. 100 m verlassen. Die finanziellen und terminlichen Auswirkungen konnten mit dem Unternehmer des Tunnelloses Bodio im Rahmen des Werkvertrages bereinigt werden.

Die schwierigen, instabilen Verhältnisse in der Multifunktionsstelle (MFS) Faido, welche in dieser Form nicht prognostiziert waren, erforderten eine Anpassung des Projektes. Die MFS ist ein «Bahnhof im Berg» mit grossen Tunnelquerschnitten, Spurwechseln und Räumen für den Einbau von bahntechnischen Anlagen. Sie hätte nur mit erheblichen technischen Risiken und mit grossem finanziellem Aufwand im Bereich der Störzone positioniert werden können. Nach dem heutigen Kenntnisstand ist mit einer Verzögerung des Ausbruchs der MFS von ca. einem Jahr zu rechnen. Weil aber die Losgrenzen flexibel sind, wird diese Verspätung nicht voll auf die Eröffnung des Gotthard-Basistunnels durchschlagen. Aus heutiger Sicht ist eine Eröffnung im Jahre 2014 nach wie vor möglich.

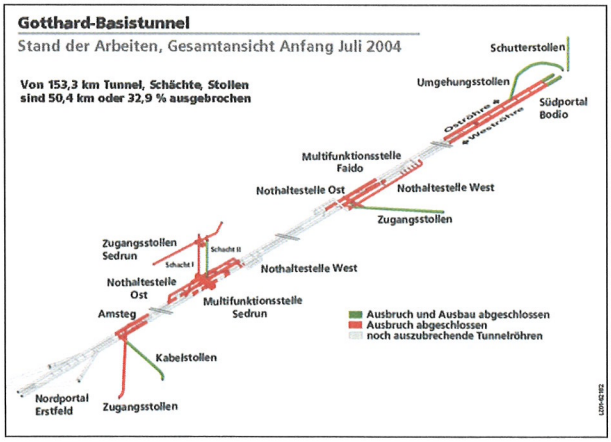
Bild 7: Deformation in der MFS Faido

Die Mehrkosten für die Bewältigung der Störzone belaufen sich auf rund CHF 150 Mio. Weil aber bis heute in den aufgefahrenen rund 48 km Stollen, Schächten und Tunnels ca. CHF 40 Mio. durch bessere Geologie eingespart werden konnte, betragen die effektiven Mehrkosten rund CHF 110 Mio. Fazit: Die Mehrkosten infolge «schlechterer» Geologie entsprechen etwa 1,5 % der Gesamtkosten des Gotthard-Basistunnels.

3. Stand der Arbeiten

Von den insgesamt 153,3 km Tunnelröhren, Schächten und Stollen des Gotthard-Basistunnels sind bereits 50,4 km oder 32,9 % ausgebrochen (Stand Anfang Juli 2004).

Bild 8: Stand der Arbeiten

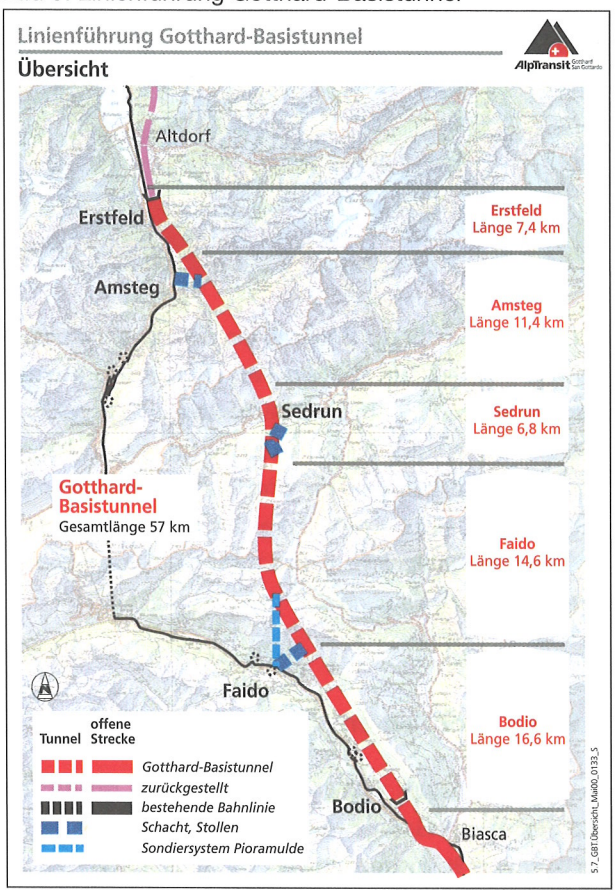


4. Gotthard-Basistunnel

Der Gotthard-Basistunnel durchquert auf einer Länge von 57 km verschiedenste Gesteinsformationen der Alpen. Das Tunnelsystem besteht aus zwei einspurigen Röhren,

die rund alle 300 Meter durch Querstollen miteinander verbunden sind. An den Drittelspunkten in Sedrun und Faido werden Multifunktionsstellen mit Spurwechseln und Nothaltestellen eingebaut. Um Bauzeit und Kosten zu optimieren, erfolgt der Vortrieb gleichzeitig in fünf Teilstücken mit unterschiedlicher Länge.

Bild 9: Linienführung Gotthard-Basistunnel



Teilabschnitt Erstfeld und offene Strecke Rynächt – Altdorf

Das neue Auflageprojekt Uri 2003 wurde vom 27. Januar bis 25. Februar 2003 öffentlich aufgelegt. Es sieht auch eine unterirdische Verzweigung im Gotthard-Basistunnel als Vorinvestition von rund 100 Millionen Franken im Hinblick auf die Realisierung einer späteren Fortsetzung nach Norden im Berg vor. Das Eidgenössische Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) hat am 16. März 2004 die Plangenehmigung für den südlichen Teil des Abschnitts Erstfeld erteilt. Dieser umfasst den rund acht Kilometer langen Basistunnel bis Amsteg mit dem unterirdischen Verzweigungsbauwerk für eine künftige Fortsetzung nach Norden im Berg, den Portalbereich und die Gleisanlagen bis zum sogenannten Knickpunkt bei Kilometer 98,2. Der nördliche Abschnitt und insbesondere die Art der Schächenquerung (hoch oder tief) werden durch die Baubewilligung nicht präjudiziert. Sofern eine oberirdische Querung zur Ausführung gelangt, kann mit der Genehmigung der Teilstrecke von Ried bis Altdorf nördlich des Knickpunktes längstens bis 2007 zugewartet werden, ohne die Inbetriebnahme des Gotthard-Basistunnels im Jahre 2014/15 zu gefährden. Dies hat jedoch Mehrkosten von ca. CHF 80 Mio. zur Folge. Im Teilabschnitt Erstfeld wird im Sommer 2004 mit den Arbeiten begonnen.

Bild 10: Offene Strecke im Talboden Uri

Teilabschnitt Amsteg

Vom Fusspunkt des Zugangsstollens wurden im Sprengvortrieb ein Baustollen als Verbindung zu den beiden Einspurröhren und den Montagekavernen in der Ost- und Weströhre ausgebrochen. Aus den beiden Montagekavernen starteten im Mai und im August 2003 zwei Tunnelbohrmaschinen Richtung Losgrenze Sedrun.

Bild 11: Installationsplatz Amsteg

Die Einzelteile der TBM wurden auf Lastwagen vom Herstellerwerk, der Firma Herrenknecht in Schwanau (D), auf die Baustelle transportiert. Weil aber die 117 Tonnen schweren Hauptantriebsteile die zulässigen Dimensionen für den Strassentransport entlang des Vierwaldstättersees überschritten, mussten sie zwischen Luzern und Flüelen auf dem Seeweg befördert werden.

In der Oströhre sind (Stand 31.5.2004) mittlerweile total 3'630 m ausgebrochen (3'190 m mit der Tunnelbohrma-

schine und 440 m im Sprengvortrieb). In der Weströhre sind total 2'545 m ausgebrochen (2'080 m mit der Tunnelbohrmaschine und 465 m im Sprengvortrieb).

Seit Beginn des maschinellen Vortriebs des Gotthard-Basistunnels auf der Alpennordseite im Mai 2003 liefert die AlpTransit Gotthard AG auch Überschussmaterial für das Projekt Seeschüttung im Urner See. Mit dem Schüttmaterial werden ausgedehnte Flachwasserzonen, Bade- und Naturschutzinseln geschaffen. Über das Werkgleis Amsteg – Erstfeld wird das Ausbruchmaterial via Bahnhof Flüelen in den Industriehafen Arnold transportiert. Dort werden in den nächsten Jahren insgesamt 1,8 Mio. Tonnen Material auf die Schüttschiffe umgeschlagen. Bis heute wurden bereits über 780'000 Tonnen Überschussmaterial geliefert (Stand Ende Mai 2004).

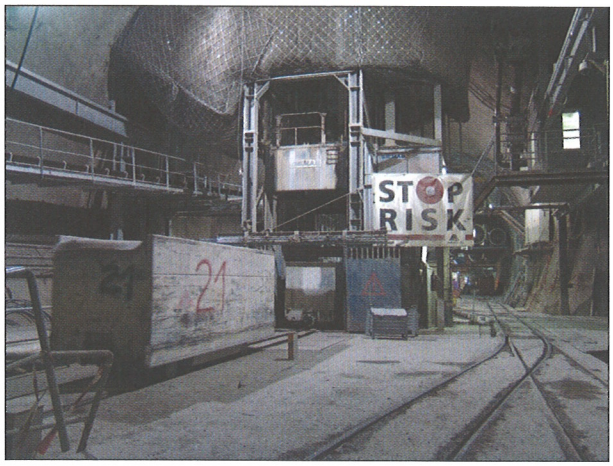
Bild 12: Seeschüttung im Urnersee

Teilabschnitt Sedrun

Die Bauarbeiten am Zwischenangriff Sedrun laufen seit 1996. Sie beinhalten insbesondere den rund 1'000 m langen Zugangsstollen, einen 450 m langen Entlüftungsschacht ins Val Nalps und zwei 800 m tiefe Vertikalschächte. Vom Fusspunkt der Schächte aus werden jetzt die Tunnel des Teilabschnittes Sedrun mit je zwei Vortrieben nach Norden (ca. 2 km) und nach Süden (ca. 4,5 km) und die Multifunktionsstelle Sedrun gebaut.

Ein Teil dieser Schachtfusskavernen dient dem Unternehmer des Hauptloses als unterirdischer Installationsplatz und Logistikzentrum. Um die enormen Materialmengen zu bewältigen, wurde eine leistungsstarke Schachtförderanlage eingebaut. Diese befördert die täglich anfallenden 6000 Tonnen (entspricht etwa einem Zug mit 108 SBB-Wagen und einer Länge von knapp 1,4 Kilometer) Ausbruchmaterial vom Vortrieb durch den 800 m hohen Schacht 1. Mit einer Fahrt werden rund 50 Tonnen Material mit einer Geschwindigkeit von 16 m/s an die Oberfläche transportiert.

Bild 13: Schachtfuss Sedrun



Der zweite Vertikalschacht wurde aus bautechnischen Gründen im Raise-Boring-Verfahren mit einem Durchmesser von 7 m ausgebrochen. Der Durchschlag erfolgte termingerecht im Juni 2003.

Der Ausbruch der Tunnel begann im Herbst 2002 und erfolgt im konventionellen Sprengvortrieb. Tunnelbohrmaschinen können aufgrund des druckhaften Gebirges nicht eingesetzt werden. Zurzeit wird an bis zu neun Vortriebsstellen gearbeitet und eine Vortriebsleistung von insgesamt ca. 30 m täglich erreicht.

Teilabschnitt Faido

In Faido waren die Arbeiten bei den Aussenlosen und beim 2,7 km langen Zugangsstollen so terminiert, dass Ende 2001 mit den Vorarbeiten des Hauptloses begonnen werden konnte.

Am Fuss des Zugangsstollens wird, wie in Sedrun, eine Multifunktionsstelle mit Spurwechseln und Nothaltestellen errichtet. Im Oktober 2003 gab die AlpTransit Gotthard AG bekannt, dass wegen einer geologischen Störzone die Multifunktionsstelle teilweise nach Süden verschoben werden muss. Nur mit erheblichen technischen Risiken und grossem finanziellem Aufwand hätte sie im Bereich der Störzone realisiert werden können. In der Zwischenzeit ist die Störzone in Richtung Süden vollständig durchfahren worden. In nördlicher Richtung hat die Oströhre den Kern der Störzone ebenfalls verlassen. Hingegen erweist sich heute die Übergangs- und Randzone nördlich der eigentlichen Störzone als länger und anspruchsvoller als angenommen.

Bild 14: Vortrieb Einspurtunnel MFS Faido

Seit Frühjahr 2001 wird in Faido in der Anlage für die Materialaufbereitung geeignetes Ausbruchmaterial vor Ort zu Betonzuschlagstoffen aufbereitet. Ein Teil des überschüssigen Ausbruchmaterials des Tunnelabschnittes Faido gelangt über ein rund 5 km langes Förderband in den stillgelegten Steinbruch Cavienca. Mit diesem Ausbruchmaterial kann eine weitgehende Rekultivierung jener Zone erreicht werden. Insgesamt werden rund 2,2 Mio. Tonnen Ausbruchmaterial umweltfreundlich abtransportiert und zur Landschaftsgestaltung zweckmässig wiederverwertet.

Bild 15: Rekultivierung Cavienca

Teilabschnitt Bodio

Von Süden nach Norden führt der Gotthard-Basistunnel durch eine rund 400 m lange Tagbaustrecke. Diese ist erstellt und bereits wieder zugeschüttet. Nach der Tagbaustrecke folgte ein rund 400 m langer Abschnitt in der Hangschuttzone Ganna di Bodio. In dieser bautechnisch anspruchsvollen Lockergesteinsstrecke erfolgten die Durchschläge termin- und kostengerecht in der Weströhre im November 2002 und in der Oströhre im Februar 2003.

Bild 16: Installationsplatz Bodio

Am nördlichen Ende der aus dem Umgehungsstollen heraus konventionell aufgefahrenen Einspurtunneln wurden in beiden Röhren die Montagekavernen für die TBM erstellt. Die Montage erfolgte ab Spätsommer 2002. Die TBM in der Oströhre startete im Januar 2003 bei Tm 2'520 Richtung Faido und hat mittlerweile den Tm 5'950 (Stand 31.5.2004) erreicht. In der Weströhre begann der maschinelle Vortrieb im Februar 2003 (bei Tm 1'580) aus der rund einen Kilometer südlicher gelegenen Montagekaverne, der Vortrieb ist in der Zwischenzeit bei Tm 6'015 angelangt (Stand 31.5.2004).

Bild 17: TBM-Bohrkopf Weströhre Bodio

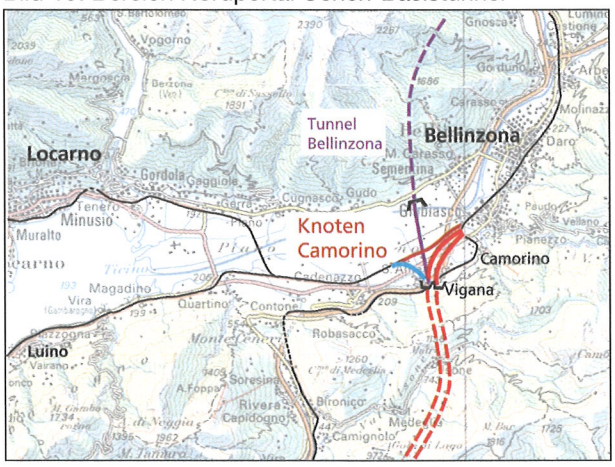
Das Ausbruchmaterial der Tunnellose Bodio und später auch Faido gelangt über eine knapp 5 km lange Förderbandanlage vom Installationsplatz Bodio ins benachbarte Bleniotal. Es dient dort zur Renaturierung eines Bergsturzgebietes. Das Band verläuft durch einen – speziell zu diesem Zweck gebauten – 3,2 km langen Schutterstollen mit einem Durchmesser von 5 m. Der Stollen wurde mit einer Tunnelbohrmaschine in neun Monaten aufgefahren, die Vortriebsarbeiten wurden im April 2001 im Rahmen des Kostenvoranschlages und mit einem Monat Vorsprung abgeschlossen.

Bild 18: Renaturierung Buzza di Biasca

5. Ceneri-Basistunnel

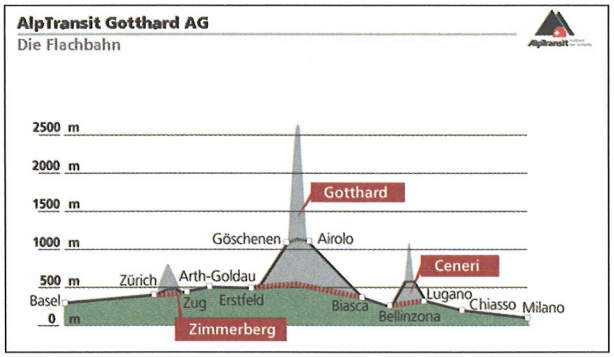
Im April 2003 fand die öffentliche Planauflage für das Auflageprojekt Ceneri-Basistunnel statt. Nach dem Ständerat im Dezember 2003 hat auch der Nationalrat am 10. Juni 2004 der Freigabe der entsprechenden Kredite deutlich zugestimmt (134 : 42). Damit kann mit dem Bau des Ceneri-Basistunnels mit zwei einspurigen Tunnelröhren wie vorgesehen im Jahr 2005 begonnen werden.

Bild 19: Bereich Nordportal Ceneri-Basistunnel



Es gibt gute Gründe für eine gleichzeitige Inbetriebnahme des Gotthard- und Ceneri-Basistunnels. Mit dem Bau der neuen Gotthardbahn verwirklicht die Schweiz eines der nachhaltigsten Umweltschutzprojekte Europas – der sensible Alpenraum soll vor den Folgen des ständig anwachsenden Güterverkehrs auf der Strasse geschützt werden. Das Ziel der Verkehrsverlagerung auf die Schiene kann aber nur erreicht werden, wenn die Basistunnels am Gotthard und am Ceneri zeitgleich eröffnet werden. Nur dann entsteht eine Flachbahn mit dem nötigen verkehrspolitischen, wirtschaftlichen und ökologischen Nutzen. Auf dieser können mehr, schnellere, längere und schwerere Züge verkehren. Die heutige Kapazität für Gütertransporte wird sich auf 40 Mio. Tonnen jährlich verdoppeln.

Bild 20: Flachbahn am Gotthard

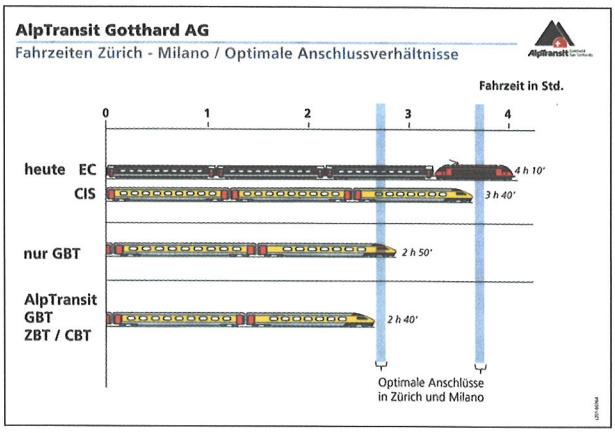


Heute haben die Rampen der alten Strecken am Gotthard und Ceneri Steigungen von bis 26 Promille. Die flache, gestreckte Flachbahn erlaubt die produktive Führung von langen und schweren Zügen, weil zeit-, personal- und kostenintensive Rangiermanöver entfallen. Heute muss ein schwerer Güterzug in Erstfeld, resp. Bellinzona, um die Steigung zu überwinden, mit Schiebe- und/oder Zwischenloks versehen werden. Auch mit diesem zusätzlichen Traktionsmittel kann nur eine Anhängelast von höchstens 1600 Tonnen erreicht werden. Das Ziel, Güterzüge von mehr als 2000 Tonnen Anhängelast ohne Halt und ohne Zwischen- und/oder Schiebeloks durch die Schweiz zu führen, kann nur mit den beiden Basistunnels am Gotthard und Ceneri erreicht werden.

Nur eine durchgehende Flachbahn wird die schnellen und wirtschaftlichen Angebote im Güterverkehr erlauben, die das Transportgewerbe als Voraussetzung für die Verlagerung fordert. Können keine konkurrenzfähigen Alternativen zur Strasse angeboten werden, wird die Verkehrsverlagerung nach der alleinigen Eröffnung des Gotthard-Basistunnels kaum stattfinden und die Schweiz riskiert eine Fehlinvestition in Milliardenhöhe.

Im Personenverkehr integriert sich die Schweiz mit der neuen Gotthardbahn in das europäische Hochgeschwindigkeitsnetz. Die Reisezeit zwischen Zürich und Mailand reduziert sich auf 2 Std. 40 Min. – eine Stunde kürzer als heute – mit optimalen Anschlüssen in Zürich und Mailand. Mit einer Fahrzeit von 2 Std. und 50 Min. – also ohne Ceneri- und Zimmerberg-Basistunnel – sind diese optimalen Anschlüsse nicht möglich.

Bild 21: Fahrzeiten Zürich – Mailand



Mit dem Ceneri-Basistunnel kann der Kanton Tessin eine S-Bahn verwirklichen. Die heutigen Bahnverbindungen zwischen Lugano und Locarno sind unbefriedigend. Vom Ceneri-Basistunnel profitiert der Regionalverkehr in hohem Mass: Nach Inbetriebnahme werden Fahrten zwischen Lugano und Locarno, ohne den Umweg über Bellinzona, nur noch 22 Min. (heute 50 Min.) dauern.

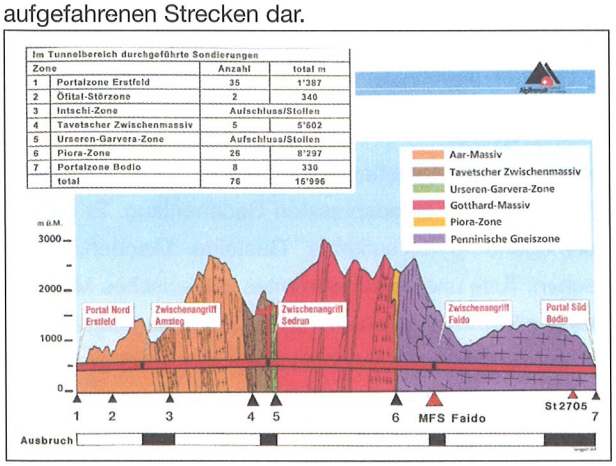
Stand der geologischen Erkenntnisse

Franz Keller, Dr. phil. II, Geologe
Dr. M. Kobel + Partner AG, Sargans

1. Einleitung

Bei der Berichterstattung vor einem Jahr lag das Schwergewicht auf den geologischen Verhältnissen in den beiden südlichen Teilabschnitten, wo sowohl in der Multifunktionsstelle Faido, wie auch in den Tunnelvortrieben Bodio nicht erwartete Störungen angefahren worden sind (rote Dreiecke in Bild 1).

Bild 1: Schematisches geologisches Längenprofil. Die erwarteten geologisch-geotechnisch schwierigen Strecken sind mit schwarzen Dreiecken markiert und die in diesen Abschnitten durchgeführten Sondierungen und Abklärungen oben links aufgeführt. Mit den roten Dreiecken sind die nicht erwarteten Störungen gekennzeichnet. Der schwarze Balken unten stellt die bisher aufgefahrenen Strecken dar.



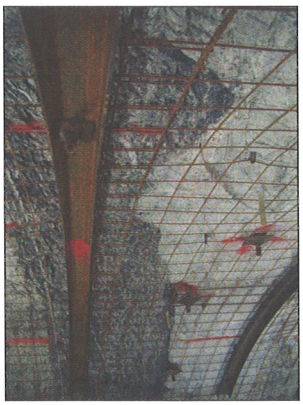
Seither sind im Teilabschnitt Amsteg die Tunnelbohrmaschinen im Einsatz und mit guten Leistungen vorangekommen. Deshalb und weil auch hier neue geologische Phänomene auftraten, wird diesem Teilabschnitt mehr Platz eingeräumt. Zum Schluss wird noch auf das bisher nicht behandelte Bergwasser und die Felstemperaturen eingegangen.

2. Geologischer Befund im Teilabschnitt Amsteg

2.1 Bristner Granit

Der Vortrieb mit der TBM verlief zuerst wie erwartet in den altkristallinen Migmatiten der Erstfelder Gneise. Bei km 108.362 wurde dann – angesichts der guten Oberflächenaufschlüsse im Maderanertal völlig überraschend – ein heller, glimmerarmer und gleichkörniger Granit angefahren. Die Grenze zum Nebengestein ist, wie das Bild 2 zeigt, diskordant. D.h. der ursprüngliche durch die Intrusion eines granitischen Magmas entstandene Kontakt blieb erhalten.

Bild 2: Links Erstfelder Gneis, rechts heller gleichkörniger Bristner Granit mit intrusivem diskordantem Kontakt zum Nebengestein. Oströhre km 108.370.



Granitähnliche Gesteine kommen zwar auch im hochmetamorphen Erstfelder Gneis vor («Migmatit-Granite»). Aber der weitere Vortrieb zeigte, dass der angefahrene Granit zu einem eigenständigen Granitstock gehört (siehe Bild 3), der in der Oströhre über eine Länge von 605 m anhielt. Der Granit ist alpin kaum überprägt. Seine ganze Erscheinungsweise lässt vermuten, dass es sich um einen spätvariszischen Granit handelt, d.h. ein Gestein, das wesentlich jünger ist als die Erstfelder Gneise. Petrographisch gleicht er der kleinkörnigen Randfazies des Aare-Granites, der ebenfalls spätvariszisch intrudiert ist. Um diesen kann es sich jedoch nicht handeln, denn der Aare-Granit kommt nur südlich der tiefgreifenden tektonischen Nahtstelle vor, welche alpin stark überprägte kristalline Gesteine, sowie die permokarbonische Intschi-Zone und die mesozoische Färnigen-Mulde enthält. Nördlich dieser tektonischen Fuge ist im ganzen östlichen und zentralen Aar-Massiv kein junger Granit zu finden. Einzig ganz im Westen, d.h. in einer Entfernung von mehr als 70 km, hat der Gastern-Granit ein variszisches Alter. Es handelt sich somit um einen eigenständigen, bisher unbekannten, weil unter dem Lockergestein verborgenen und evtl. gar nicht bis in den Bereich der Erdoberfläche

reichenden Granitkörper, dessen Gestein wir den Namen «Bristner Granit» gegeben haben.

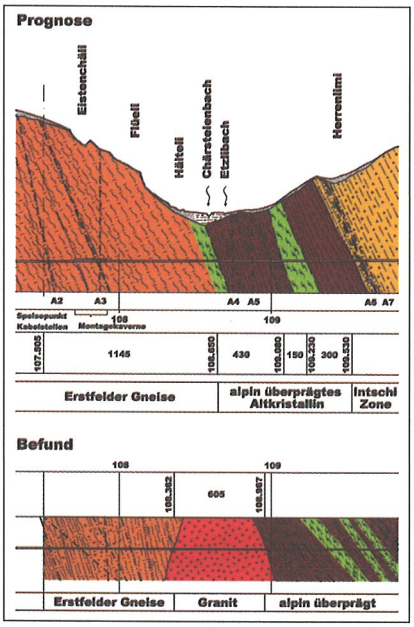


Bild 3: Vergleich zwischen Prognose (oben) und Befund (unten) mit dem Bristner Granit als neuer geologischer Einheit.

Der petrographisch sehr schöne, homogene und harte Granit wirkte sich auf den Vortrieb zeitlich und kostenmässig aus drei Gründen ungünstig aus:

1. Er fällt in einen anderen Homogenbereich, respektive in eine höhere und teurere Bohrklasse (Y statt W). In Amsteg wird nach Bohrklassen gemäss SIA 198 Artikel 5 44 3 abgerechnet.
2. Die einachsigen Druckfestigkeiten sind im Granit sehr hoch (siehe Diagramm Bild 4). Die aufgrund früherer Laborversuche an Graniten für den Homogenbereich Y ermittelte Streubreite beträgt 61 – 198 MN/m². Der um 30 % erhöhte obere Grenzwert des Streubereiches wird von 17 % der Proben überschritten. Der Unternehmer hat deshalb aufgrund einer im Rahmen der Vertragsverhandlungen getroffenen Regelung eine zusätzliche Entschädigung zu gute.
3. Der glimmerarme und nur mässig durchtrennte Bristner-Granit verhält sich ausgesprochen spröde. Da sich die Spannungsumlagerungen nicht über Trennflächen oder Sprengrisse abbauen konnten, zerbrach das Gestein wie das Bild 5 zeigt – trotz der geringen Überlagerung von nur 300 m – und zwar vor allem im westlichen Teil der Kalotte. Dem drohenden Steinfall wurde im Vortriebsbereich mit Teilbogen, Netzen und Ankern begegnet (Bild 5). Die spannungsbedingten Vorgänge klangen nach 2 – 3 Tagen ab, so dass im rückwärtigen Teil zusätzlich Spritzbeton aufgebracht werden konnte.

Bild 4: Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeiten in den verschiedenen geologischen Einheiten, respektive Homogenbereichen. Reihenfolge der untersuchten Proben in Richtung des Vortriebs.

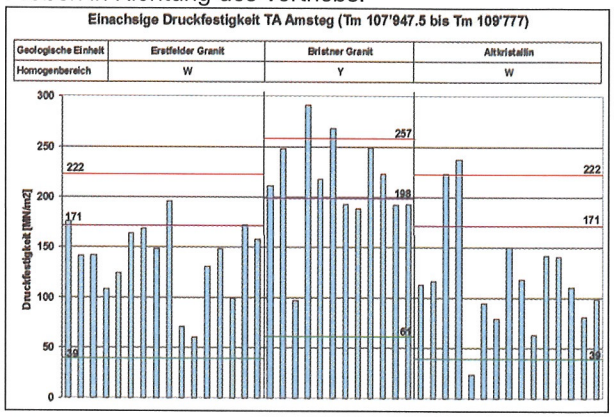


Bild 5: Durch die Spannungsumlagerungen in der rechten Kalottenhälfte im Übergang zum Kämpfer zu Bruch gegangener Bristner Granit. Sicherung im Vortriebsbereich mit Teilbogen, Ankern und Netzen (Oströhre ca. km 108.510).

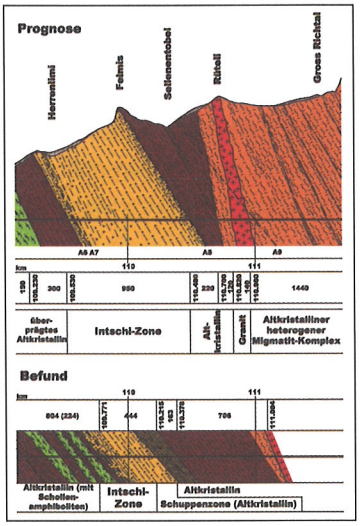
2.2 Intschi-Zone

Bei der Intschi-Zone handelt es sich um einen ins kristalline Aar-Massiv eingespiessten Sedimentzug. Er enthält vorwiegend pyroklastische Gesteine (Aschen, Glutaschen, Tuffe und verschwemmtes vulkanisches Material) das von Stratovulkanen im Permokarbon abgelagert wurde, sowie Linsen aus graphitischer Kohle. Petrographisch liegen die vulkanischen Gesteine (früher auch als Quarzporphyre bezeichnet) heute als wenig geschichtete Pyroklastite, sowie als weissliche, weiche phyllitische Schiefer vor. Vor allem die Letzteren, sowie die graphitischen Linsen weisen geringe Festigkeitseigenschaften auf. Ihr ungünstiges geotechnisches Verhalten ist sowohl vom Nationalstrassenbau (Hakenwurf beim Lehnenviadukt Höll) wie auch vom Bau der Stollen für das Kraftwerk Amsteg her bekannt.

Aufgrund der bei diesen Bauten gemachten Erfahrungen und der Aufschlussverhältnisse über dem Tunnel wurde auf den ersten 100 m, auf welchen die Störungen A6 und A7 vorkommen (siehe Bild 6), mit druckhaftem Gebirge gerechnet. Dies entsprach mit Konvergenzen von mehr als 10 cm auch dem Befund. Die kompakteren Pyroklastika verhielten sich dagegen geotechnisch relativ günstig. Die im positiven Sinne grösste Abweichung betraf

den letzten Abschnitt der Intschi-Zone, wo das Gebirge sich nur auf kurzen Strecken leicht druckhaft verhielt. Das schlimmstenfalls in diesem Abschnitt befürchtete und im Projekt berücksichtigte Festsitzen der Tunnelbohrmaschine in stark druckhaftem Gebirge blieb glücklicherweise aus. Die Störung A8 schneidet den Tunnel erst in einer auf die Intschi-Zone folgende Schuppenzone des Altkristallins mit festeren Gesteinen und erwies sich deshalb als geotechnisch nicht relevant. Die Schuppenzone selbst umfasst verschieferte und zerscherte Gneise, Züge mit Marmorschollen und geringmächtige pyroklastische Einschaltungen.

Bild 6: Vergleich von Prognose und Befund im Bereich der Intschi-Zone (Referenzröhre ist die Oströhre).

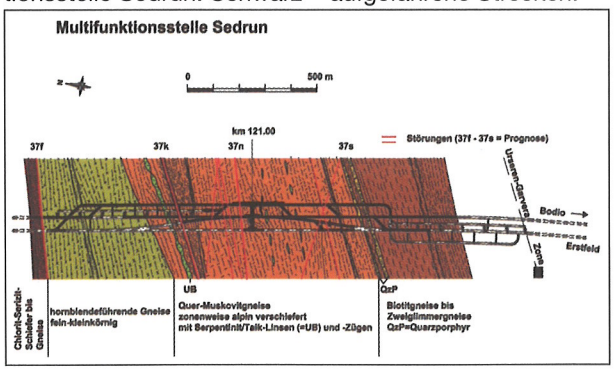


Alle geologischen Einheiten wurden südlicher als erwartet, d.h. im südlichen Bereich der Streubreite angefahren, da das Einfallen der Schieferung und auch der Gesteinsgrenzen rund 50° statt 58° betrug. Vor allem aber war die in der Intschi-Zone zu durchörternde Strecke statt 950 m nur 444 m lang. Dies hängt unter Anderem auch damit zusammen, dass im Rahmen der Voruntersuchungen aufgrund der guten Aufschlussverhältnisse und der Kenntnisse des geotechnischen Verhaltens der Gesteine in den Kraftwerkstollen auf Tiefbohrungen verzichtet wurde, dafür aber die Grenzen der Intschi-Zone im Sinne einer vorsichtigen Prognose parallel nach unten gezogen wurden. Dies obwohl regionaltektonische Untersuchungen eher für eine Keilform sprechen. Insgesamt war die Abweichung des geologischen Befundes von der Prognose im Falle der Intschi-Zone gross, aber in positivem Sinne.

3. Teilabschnitt Sedrun

Die Multifunktionsstelle Sedrun liegt im Tavetscher Zwischenmassiv Süd. Die geologisch-geotechnischen Verhältnisse blieben nach wie vor günstig.

Bild 7: Geologischer Befund im Bereich der Multifunktionsstelle Sedrun. Schwarz = aufgefahrene Strecken.



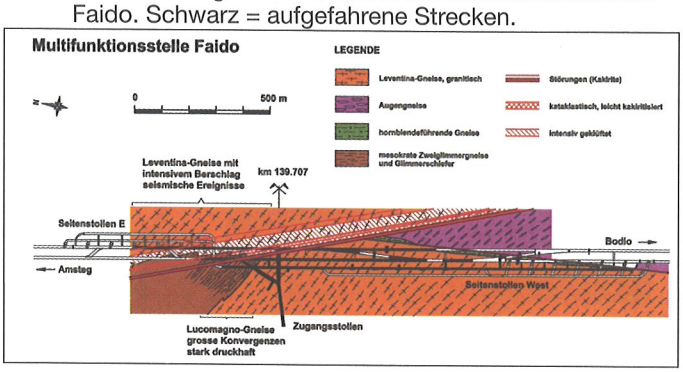
Querschlägig durchörtert wurden vor allem feste Quer-Muskovitgneise, bei denen das variszische Gefüge oft erhalten blieb, und Zweiglimmergneise. Örtlich sind die Gneise alpin verschiefert (schiefrige Gneise bis Schiefer). Im nördlichsten Teil führen die Gneise Hornblende und untergeordnet auch Granat. Im südlichsten Abschnitt sind Quermuskovite seltener zu beobachten.

Keine der durchfahrenen prognostizierten oder nicht prognostizierten Störungen (siehe Bild 7) erwies sich als geotechnisch relevant. Die Störung 37s besteht aus feinplattigen hellen Quarzporphyren mit ebenen Schieferungsflächen, bei denen der Gefährdung durch sich von der Brust längs der steil südfallenden Schieferung ablösenden Gesteinspaketen mit Brustankern begegnet wurde. Ein geotechnisch ungünstiges Element sind die ultrabasischen Linsen und Züge, die aus Serpentiniten und Talkschiefern bestehen. Ihre spiegelglatten Scherflächen mit ihren geringen Festigkeitseigenschaften erforderten einen höheren Sicherungsaufwand, führten zur Verschiebung einer Toranlage und in einem Stollen auch zu einem Niederbruch.

4. Teilabschnitt Faido

In der Multifunktionsstelle Faido sind die geologisch bedingten Schwierigkeiten nördlich der Querkaverne immer noch gross (Situation siehe Bild 8). Die westlichen Nordvortriebe befinden sich in einem glimmerreichen intensiv gefältelten Lucomagno-Gneis, der sich im Bereich der Hauptstörung stark druckhaft verhält. Die Oströhre Nord verläuft in einem gebankten Leventina-Gneis mit flach liegenden Schieferungsflächen. In diesem Vortrieb ereignen sich trotz der guten Durchtrennung immer wieder Bergschläge als seismisches Phänomen. Sie führten sporadisch zu spontanen Niederbrüchen aus der Tunnelbrust, in einem Fall auch nachträglich aus dem Parament.

Bild 8: Geologischer Befund in der Multifunktionsstelle Faido. Schwarz = aufgefahrene Strecken.



Südlich der Querkaverne sind die geologischen Verhältnisse deutlich besser. Zwei der weit gespannten Tunnelverzweigungen sind in geklüftetem aber festem Leventina-Gneis bereits erstellt und der Seitenstollen West mit einer Sicherung aus Spritzbeton und Ankern in gleichem Gestein vollständig aufgefahren. Mit Sondierbohrungen, welche aus dem Seitenstollen West gegen Osten vorgetrieben wurden, wurde eine zweite ebenfalls ungünstig spitzwinklig streichende Störung erfasst. Sie ist aber weniger mächtig als die grosse Hauptstörung und wird beidseits von festeren Gneisen begleitet. Bemerkenswert ist vor allem die gute Qualität des Augengneises östlich der Störung, aus dem 50 – 70 cm lange Bohrkerne gezogen wurden.

Aus geologischer Sicht bleibt aufgrund der heutigen Situation der Entscheid die Multifunktionsstelle nach Süden zu verschieben richtig.

5. Teilabschnitt Bodio

Vor einem Jahr steckten beide TBM-Vortriebe in einem Leventina-Gneis, der von einer flach undulierenden gegen Westen abfallenden Störung durchsetzt wurde. Sie beeinträchtigte vor allem den Vortrieb in der Oströhre, wo sie auf eine Länge von 516 m im Profil blieb und zwar vorwiegend im Kalottenbereich. In der Weströhre war die gleiche Störung nur auf eine Länge von 68 m zu durchfahren. Die Graphik zeigt eindrücklich, wie zufällig der Aufwand bei einem bezüglich der Tunnelröhren schleifenden wellenförmigen Verlauf einer Störung sein kann.

Bild 9: Verlauf der Störung Tm 2705 mit sehr unterschiedlichem Längenanteil in den beiden Tunnelröhren (Graphik R. Lucchini).

Seither wurde Leventina-Gneis durchfahren, der streckenweise völlig kompakt war und kaum Trennflächen aufwies. Der Vortrieb traf aber hin und wieder auf eine kleinere Störung oder eine sich eher ungünstig auswirkende Biotitschieferlage. Die anteilsmässig wichtigsten prognostizierten Gefährdungsbilder «trennflächenbedingte blockige Ablösungen infolge der flachliegenden Schieferung» und spannungsbedingte bergschlagartige Abschalungen» bestehen nach wie vor.

6. Bergwasser

6.1 Bergwasseranfall

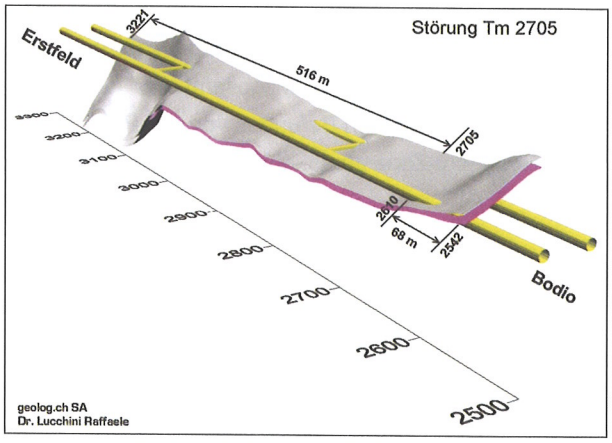
Der Bergwasseranfall bewegte sich mit vorwiegend 1 – 3 l/s und km bisher insgesamt am unteren Rand der prognostizierten Bandbreite. Insbesondere die Multifunktionsstelle Sedrun ist nahezu trocken und in der Multifunktionsstelle Faido ist der Wasseranfall bis zum heutigen Zeitpunkt (Stand Ende Mai) sehr klein. Einzig in Bodio fallen zur Zeit rund 15 l/s mehr an als erwartet.

Bild 10: Bergwasserführung im Gotthard-Basistunnel, Stand Ende Mai 2004.

Bergwasserführung Gotthard-Basistunnel
Stand Ende Mai 2004

Objekt	Prognose l/s	Befund l/s	Befund l/s · km
Amsteg			
Zugangsstollen	5 – 20	6 – 8	2.9
Kabelstollen	3 – 20	1.5	0.8
Oströhre	6 – 30	13.7	3.8
Weströhre	4 – 20	2.5	1.1
Sedrun			
Zugangsstollen	20 – 40	15 – 30	15.8
Schacht I (Cover drill)	10 – 25	< 0.5	< 0.6
Schacht II	1 – 10	2	2.5
MFS	6 – 46	< 0.5	< 0.25
Faido			
Zugangsstollen	3 – 35	2.5 – 3	1.2
MFS	5 – 25	< 2	< 0.5
Bodio			
Schutterstollen Ø 5 m	2 – 22	4 – 5	1.6
Umgehungsstollen	–	1 – 2	1.2
Oströhre	3.5 – 20	~ 25	~ 5
Weströhre	3.5 – 20	~ 32	~ 6

Alle bisher durchfahrenen Störungen blieben, in Abweichung von der Prognose mehr oder weniger trocken und zwar weil sie entweder mylonitischen Charakter haben oder im Falle von kakiritischen Störungen verlehmt und deshalb schlecht durchlässig sind. Einzig in Bodio führte



zwar nicht die als Stauer wirkende Störung Tm 2705 selbst, sondern das überliegende stärker geklüftete Gestein stärker Wasser.

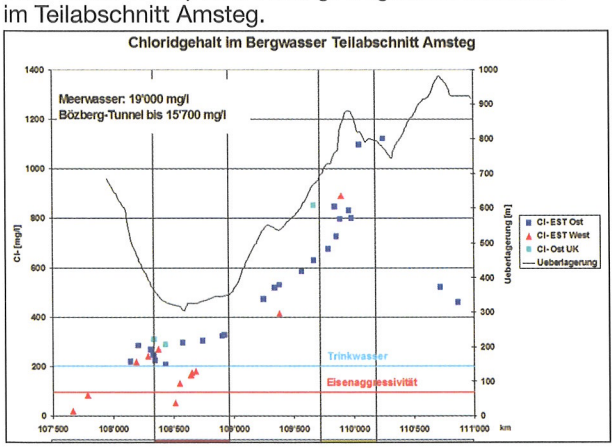
Der einzige Wassereinbruch ereignete sich im Teilabschnitt Amsteg bei km 108.430 in einer geklüfteten Zone des Bristner Granites. Schätzungsweise 35 – 45 l/s ergossen sich im Vortriebsbereich aus mehreren offenen Klüften. Der Wasseranfall ging innerhalb weniger Tage auf 5 l/s zurück.

6.2 Bergwasserchemismus

6.2.1 Chloridgehalt im Teilabschnitt Amsteg

Im Kristallin der Alpen wird im Allgemeinen ein weiches bis sehr weiches Wasser mit einem geringen Anteil an gelösten Substanzen erwartet. Das im Teilabschnitt Amsteg festgestellte Ansteigen des Chloridgehaltes war überraschend, weil die Bergwasseranalysen aus dem Gotthard-Strassentunnel nie so hohe Konzentrationen ergaben.

Bild 11: Verlauf des Chloridgehaltes in Abhängigkeit vom Vortrieb, respektive den geologischen Einheiten im Teilabschnitt Amsteg.



Bereits im Erstfelder Gneis überstieg der Chloridgehalt die übliche Schadensgrenze von 100 mg/l für Eisenaggressivität. Erhöhte Chloridgehalte können zu Lochfrass in Stahl führen. Der Gehalt stieg in Richtung Intschi-Zone kontinuierlich an und erreichte an deren Südgrenze mit rund 1100 mg/l sein Maximum. Im südlich anschliessenden Altkristallin sank er wieder rapide ab.

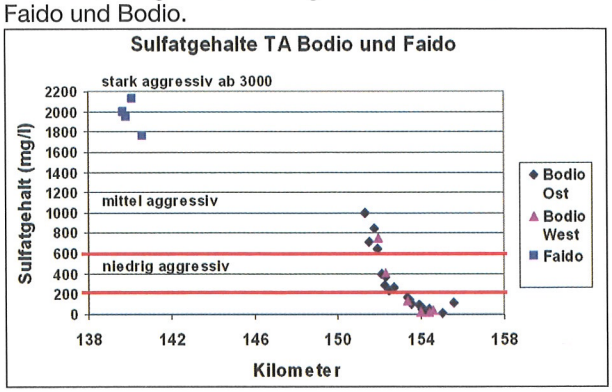
Es stellt sich die Frage nach der Herkunft des Chlorids im Bergwasser des vorliegenden Kristallins. Salzhaltige Sedimente des Autochthons sind nämlich im überliegenden Gebirge nicht vorhanden. Es ist aber bekannt, dass vulkanische Gesteine, wie sie in der Intschi-Zone vorkommen, chloridhaltiges Wasser führen können. Interessanterweise wurden in wissenschaftlichen Tiefbohrungen Deutschlands in der Tiefe salinäre Wässer in Kombination mit graphithaltigen Scherflächen gefunden, eine Kombination die auch im vorliegenden Abschnitt des Basistunnels zu beobachten ist. Es handelt sich somit beim chloridreichen Wasser mit grosser Wahrscheinlichkeit um ein fossiles, im Gebirge eingeschlossenes oder nur sehr langsam zirkulierendes Tiefenwasser. Für diese Interpretation sprechen auch die Chloridgehalte in Fluideinschlüssen von Quarzkristallen sowie Tritiumanalysen, die zeigen, dass mehr als 80 % des zufliessenden Wassers mehr als 50 Jahre alt ist. Aufgrund einer Wiederholung der Tritiummessungen zeichnet es sich ab, dass das nachströmende Wasser jünger und damit auch chloridärmer wird.

6.2.2 Sulfatgehalte

Bezüglich des Sulfatgehaltes wurde eine hohe Konzentration in der Intschi-Zone, der Clavaniev-Zone, der Urseren-Garvera-Zone und natürlich der anydritführenden Piora-Zone erwartet. Im Teilabschnitt Amsteg wurde dementsprechend ein bereits im Altkristallin ab ca. km 109.200 beginnender rascher Anstieg der Sulfatgehalte auf bis zu 850 mg/l in der Intschi-Zone verzeichnet.

Für das Kristallin wurde ein sporadisches Überschreiten der Schädlichkeitsgrenze für Beton von 200 mg/l prognostiziert. Im Teilabschnitt Sedrun blieben die Sulfatgehalte bisher unter der Schädlichkeitsgrenze. Im Leventina-Gneis wurden dagegen erstaunlich hohe Sulfatgehalte festgestellt und zwar begannen die Konzentrationen im Vortrieb Bodio ab ca. km 153 in Vortriebsrichtung den Grenzwert für die Betonaggressivität zu übersteigen und erreichten bis 1000 mg/l (siehe Bild 12). In Faido wurden bereits im Zugangsstollen sehr hohe Sulfatgehalte festgestellt (1400 – 2180 mg/l) und in der Multifunktionsstelle mit 1780 – 2130 mg/l durchwegs sehr hohe Konzentrationen gemessen. Eine mögliche Erklärung ist das Vorkommen von Anhydrit in Zwickeln des Mineralgefüges und in Form von Linsen und Lagen, wie es in der Tiefbohrung Biaschina festgestellt wurde.

Bild 12: Sulfatgehalte im Bergwasser der Teilabschnitte Faido und Bodio.

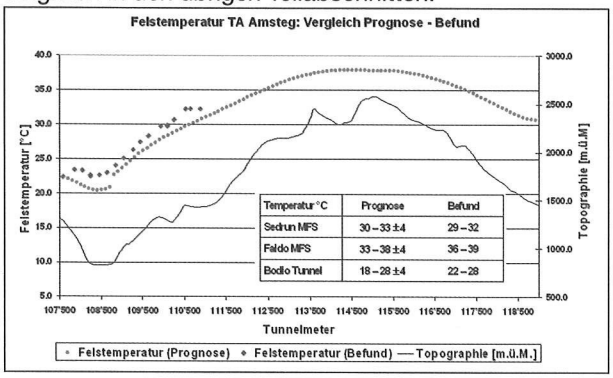


Das Tunnelgewölbe wird durch die Regenschirmabdichtung geschützt und die Sohle mit sulfatbeständigem Beton gebaut.

6.3 Felstemperaturen

Bei den Felstemperaturen stimmen Prognose und Befund bisher sehr gut überein, wie das Diagramm Bild 13 zeigt. Die Werte liegen durchwegs innerhalb der prognostizierten Streubreite von ± 4°C. Die leichte Verschiebung der Kurve im Teilabschnitt Amsteg ist vor allem darauf zurückzuführen, dass das Trassee nach dem Erstellen der Temperaturprognose noch etwas gegen Osten geschoben wurde.

Bild 13: Verlauf der Felstemperaturen im Teilabschnitt Amsteg; Vergleich von Prognose und Befund. Im Kasten Vergleich in den übrigen Teilabschnitten.



Auch in den übrigen Teilabschnitten liegen die Felstemperaturen im Rahmen der Streubreite der Prognose.

Die gute Übereinstimmung bedeutet aber auch, dass im Bereich der grössten Überlagerung die Prognose mit Felstemperaturen von etwas über 40°C zutreffen wird.

7. Rückblick und Ausblick

Ein guter Teil des Gesteinsvolumens ist im Gotthard-Basistunnel bereits ausgebrochen. Von den prognostizierten schwierigen Zonen (siehe Bild 1) sind die Intschi-Zone, sowie das anspruchsvolle Lockergestein bei Bodio mit seinen zimmergrossen aufeinandergetürmten Blöcken und Hohlräumen von bis zu 100 m³ durchörtert.

Die langen Streckenvortriebe liegen jedoch noch vor uns. In Sedrun stehen wir unmittelbar vor den zwei entscheidenden schwierigen Zonen mit voraussichtlich druckhaftem bis stark druckhaftem Gebirge, nämlich der Urseren-Garvera-Zone im Süden und dem Tavetscher Zwischenmassiv Nord im Norden. Beide werden in den nächsten Monaten angefahren.

Verdankung

Der Autor dankt den Geologen B. Frei, Th. Breitenmoser (Amsteg), P. Guntli (Sedrun), R. Volpers (Faido), R. Lucchini (Bodio) für die zur Verfügung gestellten Unterlagen.

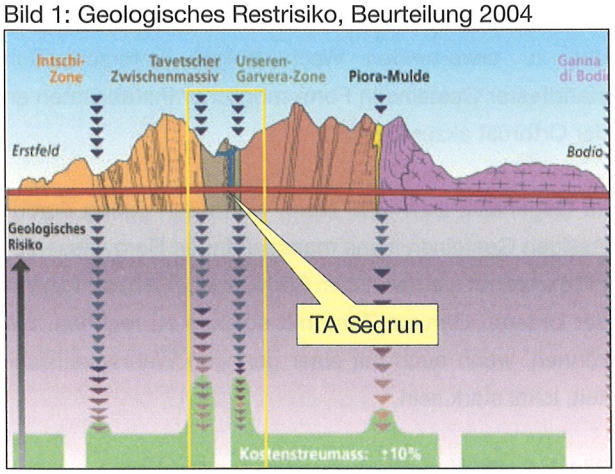
Baulos Sedrun, Bewältigung druckhafter Zonen

Heinz Ehrbar, Dipl. Bauing. ETH/SIA
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

1. Grundsätzliche Überlegungen zu Projektierung und Ausführung

Seit die Achse des Gotthard Basistunnels (GBT) feststeht, ist bekannt, dass im Teilabschnitt Sedrun, mit dem Tavetscher Zwischenmassiv Nord (TZM Nord) und der Urseren Garvera Zone (UGZ) zwei bautechnisch anspruchsvolle Zonen zu durchfahren sind. In beiden Zonen ist mit druckhaftem Gebirge zu rechnen.

Bild 1: Geologisches Restrisiko, Beurteilung 2004



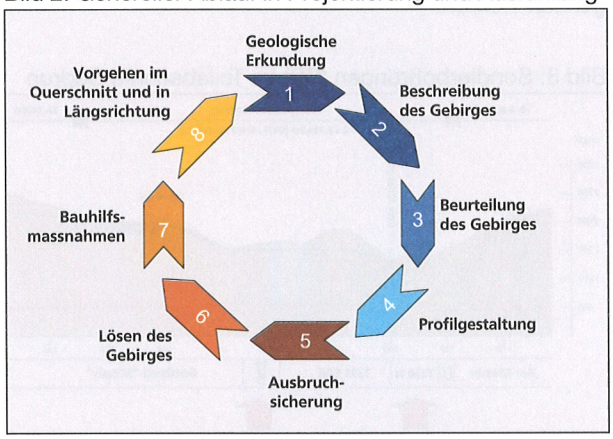
In jeder Projektphase haben sich die Projektverantwortlichen für ein Tunnelbauprojekt mit den folgenden Fragestellungen auseinanderzusetzen:

1. Welches ist der Baugrund?
2. Welche Phänomene können die erfolgreiche Erstellung eines Tunnelbauwerks hindern?
3. Mit welchen baulichen Massnahmen können diese Phänomene bewältigt werden, damit ein Tunnel mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand gebaut werden kann?

Zur Beantwortung dieser Fragen wurde und wird in jeder Projektphase nach dem dargestellten vereinfachten Ablaufschema vorgegangen. Die wesentlichsten Projektschritte sind:

- Geologische Erkundung
- Beschreibung des Gebirges mit einem geologischen Modell
- Beurteilung des Gebirges im Hinblick auf die Erstellung des untertägigen Hohlraums nach projektspezifischen Kriterien mittels Gefährdungsbildern
- Festlegung der Profilgestaltung
- Festlegung der Ausbruchsicherung
- Festlegung der Art des Lösens des Gebirges
- Festlegung allfälliger Bauhilfsmassnahmen
- Definition des Vorgehens in Quer- und Längsrichtung (Bauablauf)

Bild 2: Genereller Ablauf in Projektierung und Ausführung



Auch wenn die dargestellten Schritte trivial erscheinen, so zeigt die Praxis, dass es nicht immer einfach ist, die sich stellenden Fragen rechtzeitig und mit phasengerechtem Tiefgang zu beantworten.

2. Baugrund

2.1 Geologische Erkundung

Schon früh entschloss sich die AlpTransit Gotthard AG (ATG), die geologisch schwierigen Zonen des Tavetscher Zwischenmassivs mittels ausgedehnter Sondierkampagnen und zusätzlichen Untersuchungen zu erkunden. Die folgenden Sondierkampagnen wurden durchgeführt:

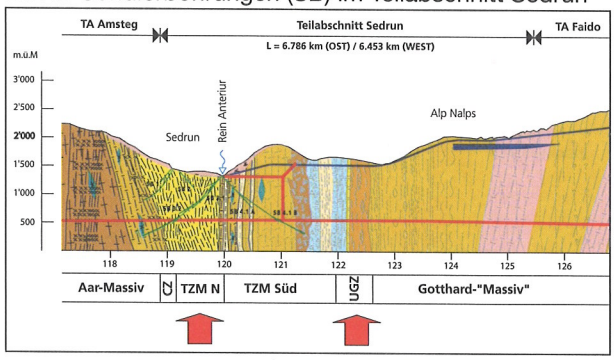
1991:	Schrägbohrung SB 1	L = 838 m	Vorprojekt
1991:	Schrägbohrung SB 2	L = 543 m	Vorprojekt
1993	Schrägbohrung SB 3.1	L = 780 m	Auflageprojekt
1997:	Schrägbohrung SB 4.1	L = 1750 m	Bauprojekt
1997/98:	Schrägbohrung SB 3.2	L = 1716 m	Bauprojekt

Die Urseren Garvera Zone wurde nicht mittels Bohrungen erkundet. Da diese tektonische Einheit jedoch beim Bau der Kraftwerksstollen der Kraftwerke Vorderrhein und beim Bau des Gotthard Strassentunnels durchquert worden war, waren ausreichende Kenntnisse und Erfahrungen vorhanden.

In der Ausführungsphase werden in beiden Einspurtunnelröhren sowohl nach Norden wie auch nach Süden auf deren gesamten Länge horizontale Sondierbohrungen ausgeführt. Je nach Baugrundverhältnissen handelt es sich dabei um Schlagbohrungen oder aber um Kernbohrungen. Die Länge variiert zwischen ca. 150 m im Regelfall bis zu 400 m im Bereich der Talsperren Nalps. Je nach Einschätzung des Gefahrenpotentials durch Wassereinbrüche, werden Bohrungen preventergeschützt ausgeführt.

Mit diesem Voraussondierungskonzept sollen die Vorteile des konventionellen Vortriebs zur Vorausschau optimal genutzt werden.

Bild 3: Sondierbohrungen (SB) im Teilabschnitt Sedrun



2.2 Beschreibung des Gebirges

Die Bohrungen nach Norden haben ergeben, dass das TZM Nord zu ca. 70 % aus weichen, kakiritisierten Gesteinen mit duktilem Bruchverhalten besteht. Etwa 30 % der Gesteine sind hart und brechen spröd. Harte und weiche Gesteine folgen sich in engständigen Wechseln. Die lockermaterialähnlichen Gesteine sind wassergesättigt.

Bei den weichen Gesteinen handelt es sich um kakiritisierte, bis stark kataklastisch überprägte Schiefer. Zudem kommen Zwischenlagen von Schiefern und Phylliten vor. Bei den härteren Zwischenlagen handelt es sich vorwiegend um Quermuskovitgneise.

2.3 Beurteilung des Gebirges

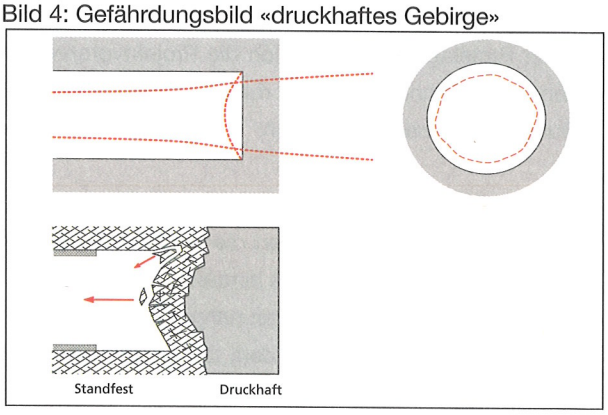
Mit der Beurteilung des Gebirges werden die Beschaffenheit und das Verhalten des Gebirges bei der Ausführung des unterirdischen Hohlraums prognostiziert. Diese Beurteilung, sowie die Beurteilung des Gebirges in Bezug auf allfällige Wassereinflüsse erfolgten projektspezifisch auf der Grundlage von Gefährdungsbildern.

Im TZM Nord und in der UGZ ist das Phänomen des druckhaften Gebirges das dominante Gefährdungsbild.

Das Ausmass an Druckhaftigkeit wird aufgrund der hohen Überlagerung von 900 m und mehr, und der Tatsache, dass die Gesteine wassergesättigt sind, als extrem eingestuft. Das Phänomen des druckhaften Gebirges wird sich sowohl radial, als auch an der Ortbrust mit einer Tendenz zum Schliessen des Hohlraums bemerkbar machen. In Längsrichtung wird sich das Phänomen vor allem bei den zu erwartenden Wechselfolgen unterschiedlich standfester Gesteine in Form möglicher Instabilitäten an der Ortbrust akzentuieren.

Im Gegensatz zum TZM Nord, wo in den gering durchlässigen Gesteinen keine massgebenden Bergwasserzutritte erwartet werden, ist im Südvortrieb, insbesondere in der Urseren Garvera Zone mit solchen zu rechnen. Sie können, wenn auch mit einer geringen Wahrscheinlichkeit, lokal stark sein.

Bild 4: Gefährdungsbild «druckhaftes Gebirge»



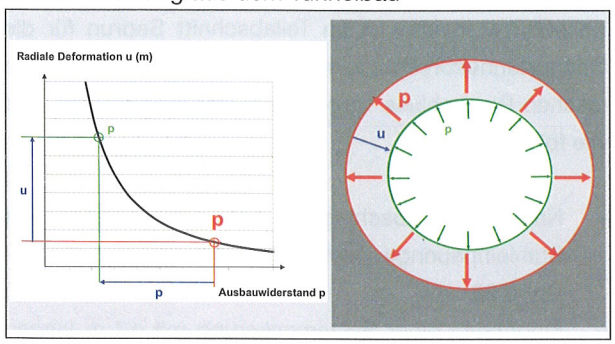
3. Bauliche Massnahmen

Die Erfahrung aus dem Tunnelbau zeigt, dass der Gebirgsdruck mit zunehmender Gebirgsdeformation abnimmt. Der Ausbauwiderstand kann somit erheblich reduziert werden, wenn ein gewisses Mass an Deformationen zugelassen wird. Bei stark druckhaftem Gebirge, wie es im Teilabschnitt Sedrun vorkommt, kann alleine

mit dem Zulassen grosser Deformationen jedoch kein stabiler Zustand erzielt werden.

Trotz dem Zulassen von Deformationen in der Grössenordnung von mehreren Dezimetern müssen massivste Stützkräfte eingesetzt werden, um den Hohlraum offen zu halten. Ohne das Zulassen von Deformationen wäre es technisch kaum machbar, die notwendigen Kräfte für das Offenhalten des Querschnittes aufzubringen.

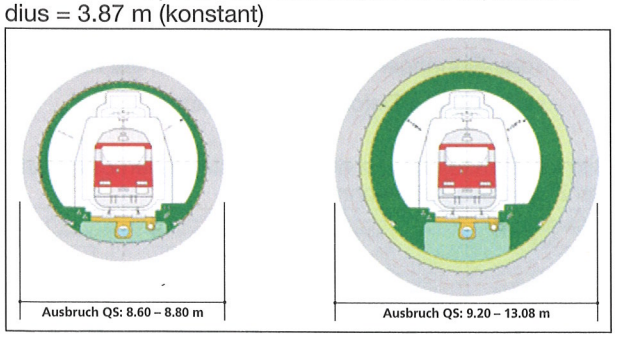
Bild 5: Erfahrung aus dem Tunnelbau



3.1 Profilgestaltung

Die Nutzungsanforderungen für die Hochgeschwindigkeitsstrecke des GBT verlangen einen minimalen freien Luftquerschnitt F_{air} von 41.0 m². Die erwarteten hohen Beanspruchungen des Ausbaus aus dem echten Gebirgsdruck verlangen nach einer statisch optimalen Form. Für die Einspurtunnel im gesamten Teilabschnitt Sedrun kommt deshalb nur das Kreisprofil zur Anwendung. In Strecken mit günstigerer Geologie wird die Sohle jedoch aus baubetrieblichen Gründen abgeflacht ausgeführt.

Bild 6: Normalprofile im Teilabschnitt Sedrun, Innenradius = 3.87 m (konstant)



3.2 Ausbruchsicherung mittels Bergbautechnik

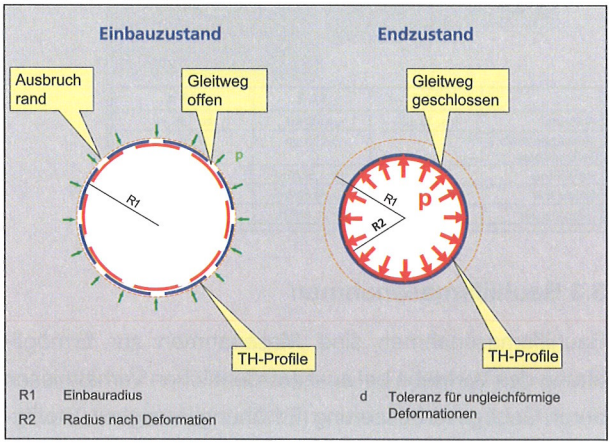
Basierend auf den grundlegenden felsmechanischen Überlegungen wurde nach einem Ausbaukonzept gesucht, welches die «sedrun-spezifischen» Randbedingungen zu erfüllen mag, d.h. welches ein hohes Deformationsvermögen bei hohem Endausbauwiderstand aufweist.

Dabei waren der Bauherr und die Projektingenieure bestrebt, sich auf bewährte Technik abzustützen. Eingehende Fallstudien, sowie Besuche auf Baustellen und in Bergwerken führten schliesslich zur Überzeugung, dass die im deutschen Steinkohlebergbau eingesetzte Technik des deformierbaren Stahleinbaus mit TH-Profilen die gestellten Anforderungen zu erfüllen vermag.

Dabei werden im stärksten Ausbruchsicherungstyp die konstruktiven Möglichkeiten der Baumethode bis zum Maximum ausgeschöpft, d.h. die schwersten Profile werden im engstmöglichen Abstand gestellt. Die zulässigen Deformationen des Stahlbogens werden auf 10 % des Einbauradius, d.h. ca. 65 cm begrenzt, um keine unzulässig hohen Zwängungskräfte zu erzeugen.

Die Ortbrust wird mit bis zu 18 m langen Horizontalankern gesichert, was bis zu 210 m Horizontalanker pro Tunnelmeter ergibt. Ergänzt wird das System noch mit einer systematischen Radialankerung mit bis zu 250 m'/Anker pro Tunnelmeter.

Bild 7: Prinzip der Ausbruchsicherung mittels deformierbarem Stahleinbau

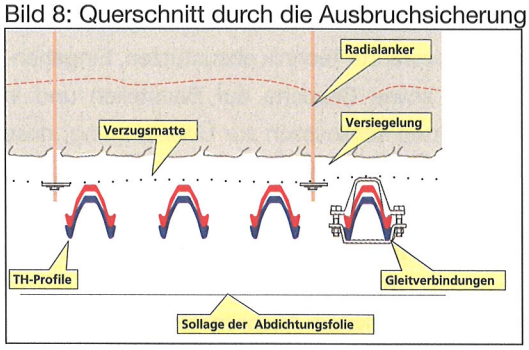


Nach dem Ausbruch des Hohlraums im Sprengvortrieb oder im maschinenunterstützten Vortrieb werden sechzehn Bogensegmente zu zwei ineinander liegenden Ringen zusammengefügt. Die Verbindungen können sich über vordefinierte Gleitwege beschränkt verschieben, was dem gesamten System eine radiale Deformation von bis zu 65 cm erlaubt. Vollständig eingeschoben erreicht das System seine maximale Traglast von ca. 1.8 MPa.

Auf dem Schema ist der Einschubvorgang idealisiert und symmetrisch dargestellt. In der Praxis wird dies kaum der Fall sein. Deshalb ist im Projekt ein Toleranzmass für un-

gleichmässige Deformationen, der Bergbau spricht vom «Schwimmen des Einbaus», vorgesehen.

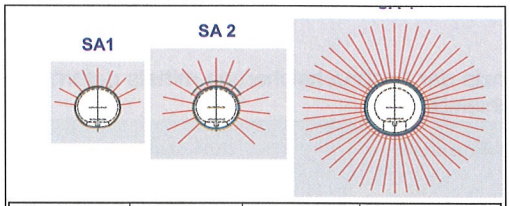
Bild 8: Querschnitt durch die Ausbruchsicherung



Im extremsten Fall werden die Stahlbögen praktisch «Mann an Mann» gestellt. Nach erfolgtem Einschubvorgang werden die Stahleinbaubögen definitiv mit Spritzbeton eingespritzt.

Das gesamte Ausbruchsicherungskonzept im TA Sedrun wird modular aufgebaut, um einen möglichst optimalen Geräteinsatz zu ermöglichen.

Bild 9: Vergleich der Ausbruchsicherungstypen im Teilabschnitt Sedrun



	SA 1	SA 2	SA 4
Ausbruch	ca. 70 m2	ca. 80 m2	bis 135 m2
Mehrausbruch für Deformationen	-	bis 20 cm	bis 75 cm
Stahleinbau	-	bis 1,5 t/Tm	bis 10 t/Tm
Radialanker	bis 20 m'/Tm	bis 20 m'/Tm	bis 250 m'/Tm
Ortbrustanker	-	bis 20 m'/Tm	bis 210 m'/Tm

3.3 Bauhilfsmassnahmen

Bauhilfsmassnahmen sind Massnahmen zur Ermöglichung des Vortriebs bei ausserordentlichen Verhältnissen durch Gebirgsverbesserung (Erhöhung Festigkeit, Steifigkeit, Reduktion der Durchlässigkeit, etc.) und zur Gewährleistung der Stabilität der Ortbrust. Mit dem Auftreten solcher Verhältnisse wird im Teilabschnitt Sedrun in einem gewissen Ausmass gerechnet.

Der Werkvertrag Los 360, Tunnel Sedrun enthält deshalb den folgenden Massnahmenkatalog:

- Injektionen (Einzelinjektion, Injektionsschirme, Injektionskörper)
- Verstärkung Ortbrustankerung und Spiesse
- Lange Vorausdrainagen
- Notfalls Nachprofilieren

3.4 Bauablauf

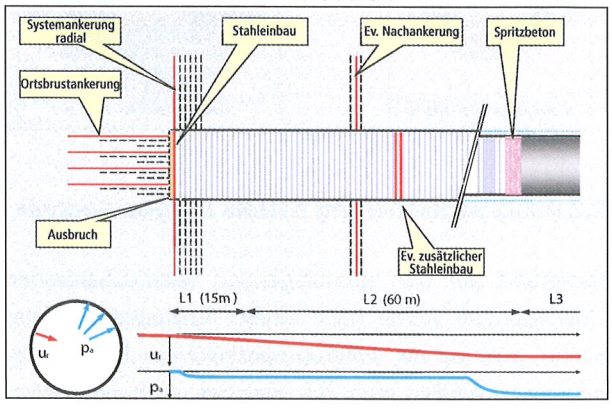
Die Abläufe zur Erstellung des Profils gehen von folgenden Überlegungen aus:

Die ausgeführten Sondierbohrungen im TZM Nord und die zugehörigen Laborversuche zeigen, dass für das TZM-Nord ein extremes Ausmass an Druckhaftigkeit zu erwarten ist. Der rasche Ringschluss ist für das Offenhalten der Querschnitte von entscheidender Bedeutung.

Konsequenterweise ist im Teilabschnitt Sedrun für die Einspurtunnelröhren alleine der Vollausbruch mit einem raschen Ringschluss vorgesehen. Der Ringschluss wird wie folgt erzielt:

- Nach jedem Abschlag von 1.0m Länge werden die Stahleinbauringe gestellt (TH 44, engster Bauabstand 33 cm)
- Einbringen einer Systemankerung mit 12 m langen Radialankern
- Einbringen von 18 m langen Ortbrustankern nach jeweils 6 m Vortrieb
- Nach dem Erschöpfen der Gleitwege im Stahl nimmt die Ringkraft im Stahleinbau und damit die Gefahr des Ausknickens zu. Zur einwandfreien Bettung und damit zur Gewährleistung der vollen Tragkapazität werden die Stahlringe nun vollständig eingespritzt. Im Projekt geht man davon aus, dass die Einschubphase 75 m hinter der Ortbrust abgeschlossen ist.
- Über diese Distanz von 75 m wird gefordert, dass im gesamten Querschnitt zusätzliche Sicherungsarbeiten möglich sein müssen, wie
  - das Stellen zusätzlicher Stahlbogen
  - das Nachankern während des Deformationsvorgangs
  - das Einbringen einer Spritzbetonschale nach Abschluss des Deformationsvorgangs

Bild 10: Einbausequenz der Stützmittel in den druckhaften Zonen des Teilabschnitts Sedrun



Um diesen Bauablauf zu ermöglichen, sind vom Unternehmer (Arbeitsgemeinschaft Transco Sedrun) erhebliche logistische Herausforderungen zu meistern. Die Vortriebeinrichtungen müssen in der Lage sein, enorm unterschiedliche Grössen (z.B. Ausbrüche von 65 m² bis 135 m²) zu bewältigen. Die Platzverhältnisse auf der provisorischen Sohle erlauben das Kreuzen grosser Geräte nur bedingt. Ein grosser Teil der Installationen wird deshalb auf einer nachlaufenden Hängbühne platziert.

Zur Montage der Stahlbögen und für diverse Arbeiten im Ortbrustbereich kommen dabei erstmalig im Tunnelbau sogenannte Streckenausbaumaschinen zum Einsatz.

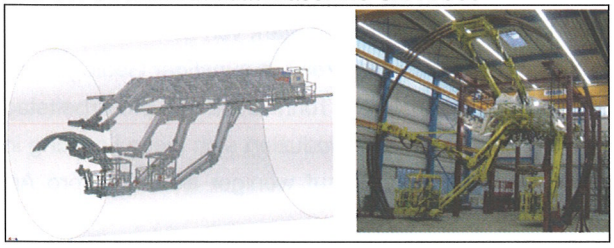
Diese Maschinen dienen

- dem Stellen des Stahleinbaus mittels 2 Arbeitsplattformen und einem Manipulatorarm
- dem Einbringen der Ortbrustversiegelung mittels Spritzdüse ab der Arbeitsplattform
- und dem Ablängen der Ortbrustankerung mittels hydraulischen Zangen.

Im Bergbau sind solche Streckenausbaumaschinen für den Stahleinbau im Einsatz. Als Mehrzweckgerät in den Sedruner Dimensionen mit 50 t Gewicht, welche an Hängeschienen aufzuhängen ist, jedoch nicht.

Ergänzt wird die Streckenausbaumaschine mit einer nachlaufenden Hängebühne der Firma ROWA.

Bild 11: Streckenausbaumaschine GTA 7500

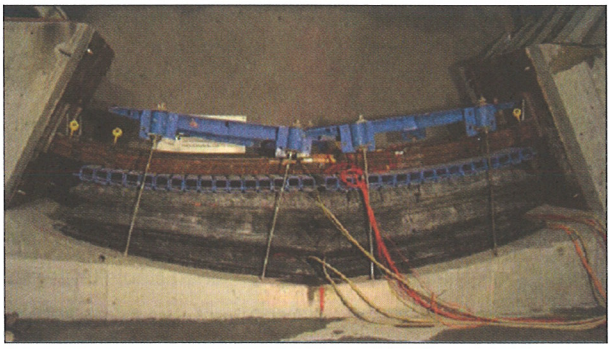


4. Neuartige Baustellenversuche für den Stahleinbau

Das geschilderte Konzept basiert wohl auf bereits bekannter Technik. In Sedrun müssen aber Tunnelquerschnitte mit bis zu 13 m Durchmesser aufgefahren werden. In diesen Dimensionen fehlt die praktische Erfahrung. Das kritische Hinterfragen wesentlicher Annahmen vor der Ausführung, wie z.B. zum Einschiebevorgang und zur angenommenen Traglast der Stahleinbaubögen war deshalb angezeigt.

Die ATG entschied sich deshalb, den Unternehmer werkvertraglich zu verpflichten, eine Eignungsprüfung des vorgesehenen Systems durchzuführen. Die von der ATG ausgesetzten Versuche wurden schliesslich im Massstab 1:1 auf der Baustelle durchgeführt. Das Versuchskonzept basiert auf einem Vorschlag des Experten Herr Prof. Dr. Kovári und wurde im Detail vom Unternehmer und von der Ingenieurgemeinschaft Gotthard Basistunnel Süd umgesetzt. Die durchgeführten Versuche können als einmalig für den Tunnelbau bezeichnet werden.

Bild12: Stahleinbauversuche, Kleinversuch Nr. 3, Oktober 2003



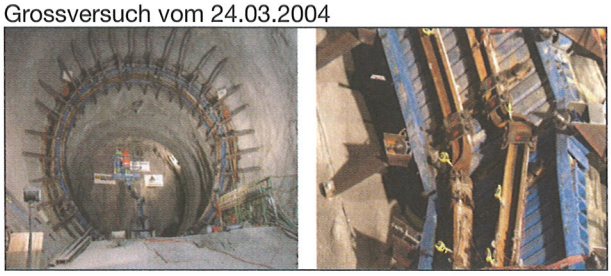
Das Prinzip der Versuche besteht darin, dass der Gebirgsdruck mittels aufpumpbaren Gummikissen simuliert wird. Solche Kissen sind aus der Hebetechnik, zum Heben schwerer Lasten bekannt.

Um mit dem System besser vertraut zu werden, wurde deshalb eine grosse Zahl an Kleinversuchen an einem Bogensegment gefahren. Dies erlaubte es den Beteiligten, die notwendigen Systemanpassungen mit kleinem Aufwand zu testen.

In einem abschliessenden Grossversuch wurden zwei vollständige Stahlringe mit 12.4 m Durchmesser bis zum Versagen belastet. Mit einem Einschubweg von 60 cm konnten die im Kleinversuch ermittelten Erkenntnisse in Bezug auf das Einschubverhalten und die Traglast bestätigt werden.

Die Versuche liefen ab dem Herbst 2003 und wurden im Frühjahr 2004 abgeschlossen.

Bild 13: Stahleinbauversuche, Grossversuch vom 24.03.2004



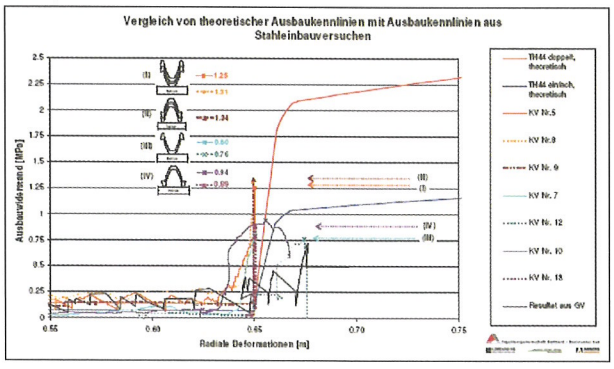
Aus den Versuchergebnissen kann geschlossen werden, dass die theoretischen Überlegungen im Rahmen der Prognosegenauigkeit bestätigt wurden. Das gewählte Konzept kann als geeignet beurteilt werden. Die Versuche zeigten aber auch, wo mögliche Grenzen des Systems liegen.

Gleichzeitig wurde auch ein gewisser Handlungsspielraum für den Fall unerwarteter Verhältnisse und für mögliches Optimierungspotential ersichtlich. Es zeigte sich z.B., dass die Einbaurichtung der Bögen nur einen minimalen Einfluss auf die Traglast des Systems hat. In der Praxis wird vor allem das System Einzelbogen mit engerem Bogenabstand weiter zu optimieren sein, da sich das Resttragvermögen des Doppelbogens nicht signifikant von denjenigem des Einzelbogens unterscheidet (vgl. Bild 14).

Alle am Projekt Beteiligten sind sich bewusst, dass trotz sorgfältigster Vorbereitung weitere Systemoptimierungen getätigt werden müssen. Zu diesem Zweck wurde eine permanente Arbeitsgruppe mit Vertretern des Unternehmers, des Projektingenieurs, der örtlichen Bauleitung, des Bauherrn und Fachexperten gegründet, um rasch reagieren zu können.

Es war sicher richtig, die Versuche nicht unter Laborbedingungen, sondern auf der Baustelle durchzuführen. Damit konnten sich die Vortriebsmannschaften bereits ein erstes Mal mit der anzuwendenden Technik und den enormen wirkenden Kräften, vertraut machen. Dieser Aspekt darf in keiner Art und Weise unterschätzt werden, schieben die Stahleinbaubögen doch mit lauten, im Tunnelbau unüblichen Geräuschen ein.

Bild 14: Auswertung der Stahleinbauversuche mittels Ausbaukennlinien (KV = Kleinversuch, GV = Grossversuch)



5. Stand der Arbeiten und Ausblick

Seit der Vertragsunterzeichnung im April 2002 wurde von der Arbeitsgemeinschaft Transco ein grosses Arbeitspensum bewältigt. Umfangreiche Installationsarbeiten übertag und untertag mussten zuerst getätigt werden, damit ein geregelter Baubetrieb überhaupt ermöglicht werden konnte. Parallel dazu wurde der Schacht 2 abgeteuft, mit einer brandfesten Spritzbetonauskleidung versehen und somit im Sommer 2003 als erstes untertägiges Objekt im Teilabschnitt Sedrun im Rohbau fertig gestellt.

Seit dem November 2003 laufen die Vortriebe auf Tunnelniveau an bis zu neun Arbeitsstellen praktisch unbehindert von den Installationstätigkeiten. In den Monaten Februar und März 2004 wurden jeweils mehr als 500 m, im Mai 2004 sogar beinahe 700 m Tunnelsystem in mehr als 1.5 km Tiefe unter dem Berg Tgom erstellt.

Mitte Mai 2004 wurde im Nordvortrieb die Übergangszone zum druckhaften Gebirge erreicht. In wenigen Wochen sollten erste Erfahrungen mit dem gewählten System vorliegen.

Jeder m^3 Ausbruchmaterial aus dem Berg und jeder Liter Bergwasser aus den Vortrieben müssen über eine Höhendifferenz von 800 m nach oben auf den Installationsplatz «Las Rueras» transportiert werden, während alles Baumaterial wie Zement, Zuschlagstoffe, Anker und Stahleinbaubögen sowie alle Betriebsmittel den umgekehrten Weg nach unten machen.

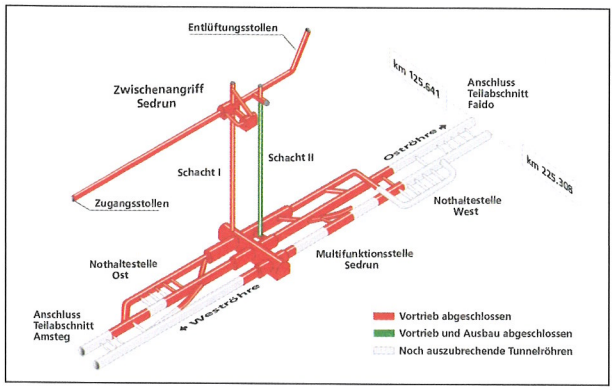
Das gewählte Installationskonzept mit im Bergbau erprobten Systemen (Schachtfördereinrichtung, Leitungssysteme) hat sich bisher bewährt.

Die Vortriebsleistungen sind stark von den Baugrundverhältnissen anhängig. Während in günstiger Geologie Leistungen von mehr als 7 m Tunnelausbruch pro Arbeitstag und Röhre möglich sind, reduziert sich diese Leistung in den druckhaften Zonen auf weniger als 1.0 m pro Arbeitstag.

Diese Fakten führen zu folgenden Eckdaten im Bauprogramm des Loses 360:

Baubeginn:	April 2002
Schacht II abgeteuft:	Ende Mai 2003
Vortriebsbeginn Nord:	01. Juli 2003
Vortriebsbeginn Süd:	01. August 2003
Beginn Vortrieb druckhafte Zonen:	ca. Juli 2004
Durchschlag nach Norden:	Juli 2008
Durchschlag nach Süden:	Oktober 2008

Bild 15: Stand der Arbeiten im Teilabschnitt Sedrun per Ende Mai 2004



6. Schlussbemerkung

Nebst den druckhaften Zonen gäbe es im Teilabschnitt Sedrun noch viele andere Themen, welche ebenso vertieft zu behandeln wären. Als Stichworte seien genannt:

- Die Erschliessung über 800 m tiefe Schächte
- Die Logistik zur Gewährleistung sicherer und leistungsfähiger Vortriebe ab dem Schachtfuss, mit bis zu 9 Vortriebsstellen und diversen rückwärtigen Arbeitsstellen
- Die Fragen der Arbeitssicherheit insbesondere bei den gefangenen, fallenden Vortrieben
- Der Tunnelbau im Bereich der Talsperren der KVR

Viel Neuland muss auch bei diesen Themen beschritten werden, damit das Ziel bis Ende 2008 im Teilabschnitt Sedrun die Durchschläge zu erzielen, erreicht werden kann.

Allen am Projekt Beteiligten ergibt sich daraus aber die Chance zum Gewinn einmaliger Erfahrungen und Erkenntnisse.

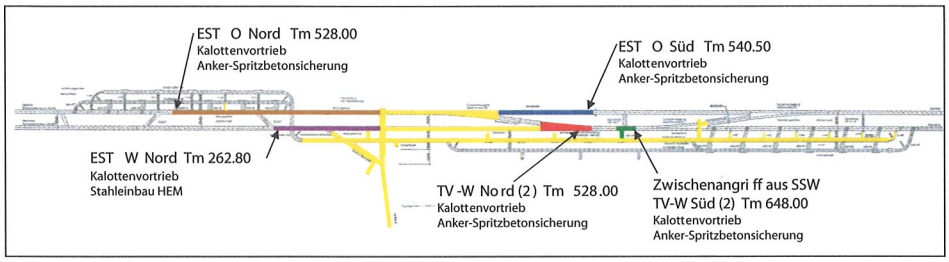
Baulos Faido, Multifunktionsstelle
Besondere geologische Verhältnisse – Besondere Massnahmen

Franz Pacher, Dipl. Ing. Dr. techn.
Consorzio TAT, Baulos 452, Faido

1. Einführung «Geschichtsschreibung MFS»

Durch die neue Situierung in Verbindung mit den zusätzlichen Bauwerken für das neue Abluftsystem ergibt sich von der MFS Werkvertrag bis heute ein neues Bild der Gesamtarbeiten. Für die Ausführung des neuen Abluftsystems und für die Verlegung der MFS Richtung Süden infolge der unerwarteten Geologie wurden im Rahmen der Task-Force gemeinsam mit dem PI, der BL und der Unternehmung neue Ausbausicherungsmassnahmen und Bauabläufe festgelegt.

Bild 1: Stand der Arbeiten



2. Stand der Vortriebe und Situation der MFS

Die Verlegung der MFS, vor allem jener der grossen Querschnitte in den Tunnelverzweigungen Richtung Süden, wurde im Juni 2003 vom Bauherrn beschlossen und zur Ausführung freigegeben. Gleichzeitig wurde parallel zum Beginn der Arbeiten vom Projektingenieur ein neues Leistungsverzeichnis ausgearbeitet und dieses von der Unternehmung als Nachtragsofferte angeboten. Die Unternehmung wurde zudem damit beauftragt, die Vortriebsgruppen von drei auf fünf Angriffstellen zu erhöhen. Dies geschah mit der Installation des vierten Vortriebes im April 2003 und mit dem Start des fünften im Juni 2003. Weiterhin wurden und werden innerhalb der Vortriebe umfangreiche Vorauserkundungen in Form von Kernbohrungen, Schlagbohrungen und seismischen Messungen ausgeführt. Die daraus gewonnenen Ergebnisse haben sich in der Ausführung bisher im Wesentlichen bestätigt. Die Vorauserkundungen dienten vor allem dazu, die Geologie wie sie im Seitenstollen West angetroffen wurde, für die parallel dazu verlaufenden Einspurtunnel mit den Kavernen der Spurwechsel zu bestätigen. Nachdem dem Beschluss der Verlegung der Spurwechselkavernen südlich der Querkaverne, wurden als erste Massnahme die Vortriebe Richtung Norden saniert und stabilisiert. Dies hat vor allem die bereits teilweise aufgefahrene Tunnelverzweigung West Nord betroffen, welche durch den nachträglichen Einbau eines Stahlverbaus in Verbindung mit einer umfangreichen Systemankerung saniert wurde.

3. Die neuen Ausbruchssicherungstypen

Im Folgenden wurden die neuen Ausbruchssicherungstypen gemeinsam mit dem Projektingenieur und der Bauleitung zusammen mit der Task-Force erarbeitet:

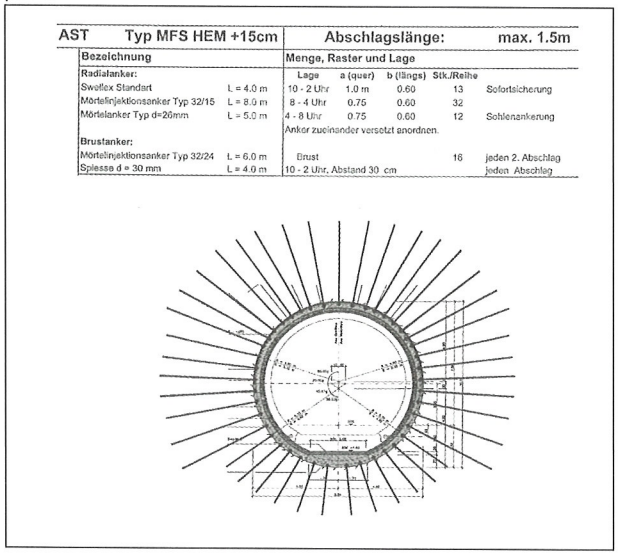
3.1 Einspurtunnel West Nord

Durch den Beschluss der Task Force und nach dem Rückbau und der Sanierung der ehemaligen Tunnelverzweigung West Nord wurde die Ausbruchsicherung auf einen starren Ausbau mit HEM 180 Bögen umgestellt. Der weitere Ausbruch erfolgte im Vollprofil. Der Bogenabstand beträgt 1.00m. Es wird mit einem oder zwei Abschlägen soweit ausgebrochen, dass zwei Bögen gestellt werden

Bild 2: Sicherung mit Stahlbogen HEM 180

können. Nach dem Stellen der Bögen werden diese mit Bernoldblechen belegt und der Freiraum zwischen den Bögen und dem Ausbruchrand mit Beton hinterfüllt. Zur Profilhaltigkeit und zur Sicherung vor Niederbrüchen werden in der Kalotte von 10:00 bis 14:00 Uhr Spiesse gesetzt. Die Sicherung der Ortsbrust erfolgt mit Anker und Spritzbeton. Für das Versetzen der schweren Bögen kamen dafür konstruierte Bogenversetzzangen zum Ein-

Bild 3: Ausbruchsicherung mit 800 m Radialankerung pro lfm Tunnel

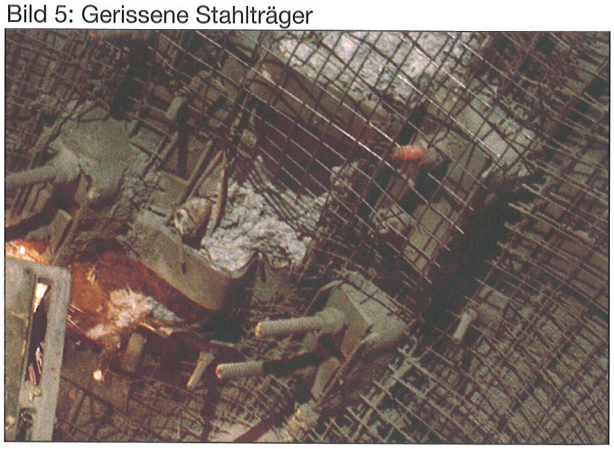


AST	Typ MFS HEM +15cm		Abschlagslänge:				max. 1.5m
Bezeichnung			Menge, Raster und Lage				
Radialanker:			Lage	a (quer)	b (längs)	Stk./Reihe	
Swellex Standart		L = 4.0 m	10 - 2 Uhr	1.0 m	0.60	13	Sofortsicherung
Mörtelinjektionsanker Typ 32/15		L = 8.0 m	8 - 4 Uhr	0.75	0.60	32	
Mörtelanker Typ d=26mm		L = 5.0 m	4 - 8 Uhr	0.75	0.60	12	Sohlenankerung
			Anker zueinander versetzt anordnen.				
Brustanker:							
Mörtelinjektionsanker Typ 32/24		L = 6.0 m	Brust			16	jeden 2. Abschlag
Spiesse d = 30 mm		L = 4.0 m	10 - 2 Uhr, Abstand 30 cm				jeden Abschlag

satz. Diese hat die Baustelle selbst entwickelt und sie werden an den Hydraulikbaggern montiert. Trotz dieser Massnahmen blieben die Einflüsse aus der hier vorhandenen Störung voll wirksam. Die Radialankerungen wurden nach und nach erhöht und verstärkt. Im Extremfall betrugen sie 800m pro Laufmeter Tunnel. Ein Abklingen der Konvergenzen war trotz dieser Massnahmen nicht erreichbar. Vor allem in der Firste kommt es zu massiven Deformationen. Es traten als erstes massive Verformungen der Stahlbögen bis zur plastischen Verformung und bis zum Bruch einzelner Bögen auf. Als weitere Massnahmen wurden die Bögen mittels UNP-Profilen miteinander ver-

Bild 4: Verformungen der Ausbruchsicherung

Bild 5: Gerissene Stahlträger



bunden. Diese Nachsicherung erwies sich als nicht ausreichend. Schlussendlich wurde eine umfangreiche Nachankerung mit bis zu 12m langen 60to Anker vorgenommen. Als Vergrösserung der Ankerköpfe kamen UNP 320 Profile zum Einsatz. Allerdings konnten dadurch die Verformungen auch nicht zum Stillstand gebracht werden. Die nächsten Schritte waren Injektionsversuche mit verschiedenen Zementen und Kunstharzen. Die Versuche zeigten im ersten Ansatz eine mögliche Erfolgschance. Eine daraufhin durchgeführte grössere Injektionskampagne brachte allerdings ein ernüchterndes Resultat. Die in das Gebirge eingebrachte Injektionsmenge war sehr gering. Auf Grund dieser Ergebnisse wurden die Injektionen abgebrochen. Schlussendlich müssen die Bereiche im Unterprofil überfirstet werden um die notwendigen freien Querschnitte zu bekommen. Der Zeitpunkt dazu wurde bisher noch nicht festgelegt. Die einzig Erfolg versprechende Konsequenz blieb in einer Vergrösserung des Querschnittes um genügend Deformationsraum zu schaffen, da ein Abklingen der Deformationen sich noch nicht abzeichnet. Am 09.03.2004 ereignete sich zudem noch ein Niederbruch aus der der Ortsbrust und aus der Kalotte von rund 200m³. Der Niederbruch wurde gesichert, ausgeräumt und vollständig mit Beton verfüllt. Als Konsequenz daraus wurde umgehend auf Kalotten- und Strossenvortrieb umgestellt um die Ortsbrust zu verkleinern und dadurch das eingesetzte Personal und Gerät nicht zu gefährden. In Zukunft wird nach dem Bereich der Überquerung des Seitenstollen Ost über die Einspurtunnel auf einen nachgiebigen Verbau mit TH-Bögen im Kalotten- und Strossenvortrieb umgestellt.

3.2 Einspurtunnel Ost Nord

Ab der Querkaverne wurde mit starrem Anker und Spritzbetonausbau begonnen. Wegen zu starker Deformationen musste dieser allerdings eingestellt werden. Es folgte ein Wechsel zu nachgiebigem Ausbau mit Anker und

Spritzbeton. Nach einem Niederbruch bei Tm 83.50 wurde auf Stahleinbau mit TH-36 Bögen umgestellt. Die er-

Bild 6: Nachgiebiger Ausbau mit Anker und Spritzbeton

sten Bögen wurden frei in das Profil gestellt, eingespritzt und hinterbetoniert. Trotz des Stahleinbaus kam es auch hier zu erheblichen Deformationen vor allem im Bereich der Sohle. Schlussendlich wurde beschlossen, Kalottenvortrieb mit nachlaufender Strosse und Sohle mit nachgiebigem Stahleinbau auszuführen. Die offenen Schlitze an den Bogenstössen betragen bis zu 50 cm. Nach dem Abklingen der Erstdeformationen 100 – 200 m hinter der Ortsbrust werden die Schlitze geöffnet, gereinigt und mit Spritzbeton verfüllt. Die Radialverformungen betragen zwischen 15 – 40 cm, die aber im Normalfall über die Verschiebungen der Schlösser an den Bogenstössen aufgenommen werden konnten. Bis auf einige Bereiche haben sich in den vollständig gesicherten Abschnitten keine nennenswerten zusätzlichen Verformungen gezeigt und diese Tunnelbereiche sind im Wesentlichen stabil. Zusätzliche Massnahmen sind Nachankerungen mit Injektionsbohrankern und Spiesse in der Firste zu Erreichung der Profilhaltigkeit. Zur Stabilisierung der Ortsbrust werden Brustanker und Spritzbeton mit Stahlfasern verwendet. Von Tm 200 bis 270 kam es zu Firstsetzungen mit plastischen Verformungen der Tunnelbögen. Diese Bereiche werden in der Firste ausgebaut, überfirstet und neu gesichert. In diesem Vortrieb traten immer wieder kleinere und

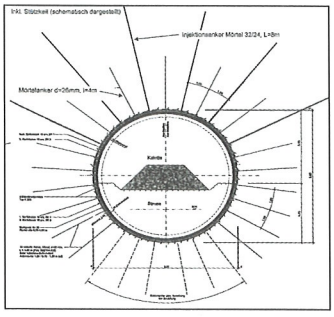


Bild 7: Ausbruchsicherung mit «Stützkeil» an der Ortsbrunst

grössere Bergschlag- oder Entspannungsschlagerscheinungen mit Materialablösungen auf. Der Kalottenvortrieb konnte diese Erscheinungen zwar nicht verhindern, bewirkt aber eine wesentlich höhere Arbeitssicherheit als der Ausbruch im Vollquerschnitt. Um die Gefährdung des Personals bei den auftretenden Entspannungsschlägen zu reduzieren wird das Haufwerk nur teilweise ausgeschuttert und als «Stützkeil» an der Ortsbrust belassen. Dadurch wird das Personal daran gehindert sich unmittelbar in den Gefahrenbereich der Ortsbrust aufzuhalten. Die Bergschläge selbst können dadurch nicht verhindert werden. Ab Tm 400.00 wurde vom nachgiebigen Stahleinbau auf Anker- und Spritzbetonsicherung gewechselt. Weiterhin wird im geteilten Ausbruchverfahren mit Kalotte und Strosse gearbeitet. Die Bergschlag- und Entspannungsschlagerscheinungen haben mit fortschreitendem Vortrieb weiter zugenommen. Sie treten ohne Vorwarnung nach einer bis drei Stunden und mehr nach dem Abschlag auf. Aus den aus der Ortsbrust bei ca. Tm 500 gemachten Erkundungsbohrungen wird der Wechsel zwischen Leventina- und Lucomagnogneis in ca. 30 – 50 m bei Tm 550 vermutet. Daraus könnten sich auch die häufigeren Entspannungsschläge erklären lassen, da man vermutet, dass man sich zurzeit in einem

Bild 8: Bergschlagereignis während des Stossenvortriebs

Tunnelabschnitt befindet, der keilförmig zwischen dem Gesteinswechsel und der oben angesprochenen Störzone befindet. Zudem sind im rückwärtigen Bereich ab Tm 200 zunehmend Einflüsse aus dem Vortrieb der Einspurröhre West Nord bemerkbar. Diese äussern sich durch eine Zunahme der Konvergenzen und Deformationen der Ausbruchsicherung. Am 10.05.2004 und am 11.05.2004 ereigneten sich die bisher stärksten Entspannungsschläge, da sie vor allem den rückwärtigen Bereich 30 bis 300m hinter der Ortsbrust betrafen. Die Entspannungsschläge führen dazu, dass Ankerköpfe abreissen und die Spritzbetonschale der Ausbruchsicherung aufbrechen. Bei dem Bergschlagereignis vom 11.05.2004 kam es zudem zu einem massiven Materialeinbruch im Bereich des linken oberen Paramentes. Als erste Massnahme wird der

Ankerraster verdoppelt. Man hat entschieden zukünftig auf stärkere Anker mit einer Tragkraft von 46to zu wechseln. Man bleibt aber bei Mörtelanker, da diese um einiges duktiler als die Injektionsbohranker sind und deswegen die Schläge besser auffangen können.

3.3 Einspurtunnel West Süd

Wegen der hier besseren Geologie wurde in diesem Vortrieb von Beginn an mit Spritzbeton- und Ankerausbau im Vollprofilausbruch begonnen. Anfangs konnte dabei auch ohne Deformationsschlitze in der Ausbruchsicherung gearbeitet werden. Als sich grössere Deformationen aus Konvergenzen einstellten, die zu Abplatzungen der Ausbruchsicherung führten, hat man zur Spritzbetonschale mit Deformationsschlitzen gewechselt und damit den gewünschten positiven Effekt erreicht. Vor dem Wechsel des Einspurtunnels in die Tunnelverzweigung West Nord wurde zur Sicherung der plötzlichen Querschnittsänderung auf Stahlbogeneinbau im Kalotten- und Strossenvortrieb mit Konvergenzschlitzen gewechselt.

3.4 Tunnelverzweigung West Nord

Die Tunnelverzweigung West Nord wurde verkehrt aufgefahren, das heisst vom grossen Querschnitt auf den kleinen. Der grosse Querschnitt beträgt dabei rund 270 m².

Dieser verjüngt sich auf die Querschnittsfläche des Einspurtunnels mit rund 75 m².

Der Vortrieb erfolgt im Kalottenquerschnitt. Die Kalotte ist dabei etwas grösser als die normale Kalotte in den Einspurtunnel. Der Ausbruch erfolgte bis Tm 435.00 und anschliessend rückschreitend auf den Verbindungstunnel zu, bis die vollständige Kalottenbreite erreicht war. Die

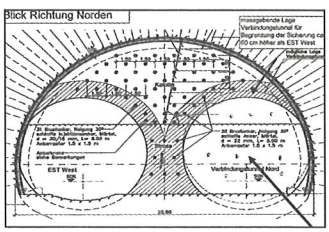


Bild 9: Sicherung der Brillenwand am Ende der Tunnelverzweigung

letzten Bereiche wurden mit dem Abbauhammer gemeisselt um den Einspurtunnel West nicht zu stark zu stören. Die Sicherung der sogenannten Brillenwand erfolgt überwiegend mit Spritzbeton und Ankern, wobei der Bereich über den beiden abgehenden Tunneln verstärkt ausgeführt wird. Auf der rechten Seite in Vortriebsrichtung wurde eine Störzone angetroffen, welche Nachsicherungen

Bild 10: Nachankerung in der Kalotte

mit langen Ankern erforderlich machte. Zusätzlich waren über die gesamte Kalotte Nachsicherungen mit Injektionsbohrankern erforderlich, da es zu nicht unbedeutenden Konvergenzen gekommen ist. Diese Nachsicherungen wurden vor dem Ausbruch der Strosse vorgenommen. Bevor man zum Strossenabbau übergegangen ist, hat man die grossen Querschnittbereiche beruhigen lassen und ist zwischenzeitlich mit dem Vortrieb weiter Richtung Süden gefahren. Die Strosse und Sohle war in weiten Bereichen bereits so aufgelockert, dass abgesehen von einigen zusätzlichen Auflockerungssprengungen der Ausbruch mit dem Tunnelbagger erfolgen konnte.

3.5 Einspurtunnel Ost Süd

Beginnend ab der Querkaverne wurde in diesem Vortrieb im Vollausbruch mit TH-Bögen gearbeitet. Der Bogenabstand betrug für diese Bereiche 50cm. Unmittelbar nach dem Anschlag der Tunnelröhre wurde wie vorhergesehen die Störzone aus der Querkaverne angetroffen. Der Bogenabstand betrug auch für diese Bereiche weiterhin 50cm. Damit konnte diese Störzone, die von ihrem Verhalten her von der Querkaverne bekannt war, sicher

Bild 11: Setzen der Stahlbögen TH44 im Vollprofil

durchfahren werden. Anschliessend erfolgte die Umstellung auf nachgiebigen Ausbau mit TH-Bögen im Vollprofilausbruch. Bis zum Beginn der Tunnelverzweigung wurde weiterhin mit Stahlausbau gearbeitet. Anschliessend erfolgte für den Übergang auf die Tunnelverzweigung die Umstellung auf Spritzbeton- und Ankersicherung und die Unterteilung des Querschnittes in Kalotte und Strosse. Die Bereiche nach der Tunnelverzweigung wurden ebenfalls vor allem zur Pfeilersicherung zwischen Tunnelverzweigung und Verbindungstunnel mit nachgiebigen Stahlausbau gesichert. Insgesamt stellt sich dieser Vortrieb bis zur Tunnelverzweigung als einer der problemlosesten dar und es konnte auf die ersten Tunnelmeter nach dem Schliessen der Schlitze auch der Abdichtungsträger gespritzt werden. Dieser Umstand hat sich allerdings in den letzten Abschnitten geändert zumal auch hier erstmals Bergschlagerscheinungen auftraten und es zu Konvergenzen in der Firste kam, welche Überfirsten und Nachsicherungen erforderlich machten.

3.6 Tunnelverzweigung Ost Nord

Für die Tunnelverzweigung Ost Nord wurde am Ende des Querschnittes mit einer Fläche von 120 m² auf Kalottenvortrieb umgestellt. Zur Aufnahme der Deformationen erfolgte während des Vortriebes eine Anpassung der Schlitze. Zur Bewältigung des grössten Querschnittes bis zu 260 m² wurde zudem noch die Kalotte unterteilt. Dieser Vorgehensweise hat sich bewährt und es kam während des Ausbruches zu keinen nennenswerten Behinderungen durch geologische Einflüsse. Dies traf auch auf den nachfolgenden Strossenausbruch zu.

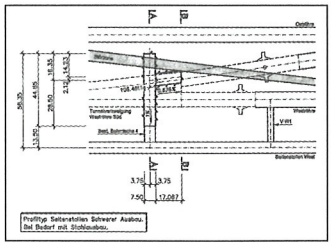
Trotzdem traten nach Abschluss der Ausbrucharbeiten Risse, vor allem in der Firste, auf.

In diesen Bereichen waren einzelne Nachsicherungen erforderlich. Auch am linken Parament kam es zu Schäden durch Konvergenzen, die aber auch erfolgreich saniert werden konnten.

3.7 Seitenstollen West

Der gesamte Vortrieb des Seitenstollens West wurde im Vollprofil mit Anker- und Spritzbetonsicherung hergestellt. Es kam dabei bis auf einzelne Bereiche mit grösseren Überprofilen zu keinen Behinderungen. Trotz allem waren auch hier Nachsicherungen in Form von zusätzlichen Ankern, Spritzbeton und Ersatz von Spritzbeton notwendig.

Bild 12: Erkundungsstollen vom SSW aus in die TV West S d 2

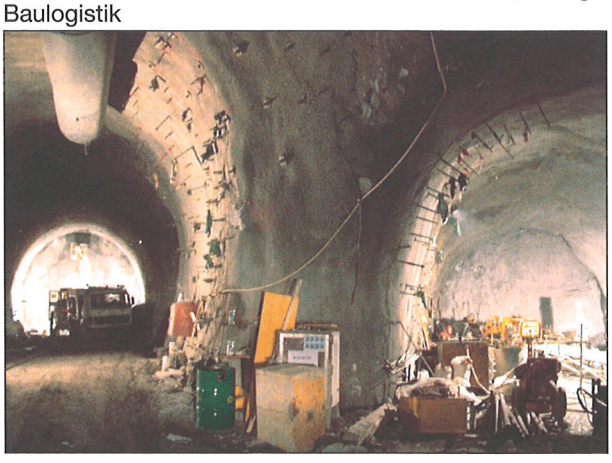


Aus dem Seitenstollen West wurde insgesamt vier Bohrnischen aufgefahren, aus denen die Erkundigungen der EST Richtung Süden mittels Kernbohrungen ausgeführt wurden. Zudem erfolgte von Bohrnische vier aus die Herstellung eines Erkundungsstollen in die Tunnelverzweigung West Süd, da in diesem Bereich aus den Aufschlüssen über die Kernbohrungen eine grössere Störzone vermutet wurde. Dies hat sich auch bestätigt. Heute leidet der Seitenstollen West besonders unter den Einflüssen aus Umlagerungen von Spannungen und zusätzlichen Belastungen aus dem Vortrieb des Einspurtunnel West Süd und der Tunnelverzweigung West Nord. Dadurch wird es erforderlich werden weite Bereiche des Seitenstollens zu sanieren und die Ausbruchsicherung mit Spritzbeton und Anker zu erneuern, bevor der Verkleidungsspritzbeton aufgebracht werden kann.

3.8 Seitenstollen Ost

Der Vortrieb im Seitenstollen Ost ist zurzeit eingestellt, da wegen der Behinderungen im Einspurtunnel West Nord die Querung über die Einspurtunnel noch nicht in Angriff genommen werden konnte. Das Kreuzgewölbe aus Seitenstollen Ost/Verbindung Baulogistik erwies sich anfangs als ausgesprochen problematisch. Nur durch umfangreiche Nachankerungen konnte die geforderte

Bild 13: Pfeiler zwischen dem SSO und der Verbindung Baulogistik



Stabilität erreicht werden. Die Einflüsse aus dem Kreuzgewölbe Seitenstollen Ost/Verbindung Baulogistik wurden durch die Nachsicherung des Pfeilerbereiches mit

Kunstharzinjektionen unter Kontrolle gebracht. Des Weiteren befindet sich dieser Tunnelabschnitt auch im unmittelbaren Einflussbereich der Störung die sich von der Querkaverne über die Weströhre in den Seitenstollen weiterzieht. Diese Störung bedingte schon umfangreiche Nacharbeiten und Sanierungen der bisher relativ kurz aufgefahren Tunnelstrecke. Die Sanierung erfolgte über den Einbau von zusätzlichen HEB-Bögen von Tm 128.00 bis Tm 142.00. Nach der Sanierung konnte der Vortrieb vorerst bis zum Scheitel der Querung über die Einspurtunnel mit Kalotten und Strossenvortrieb und dem Einbau von TH-Bögen als nachgiebiger Ausbau wieder aufgenommen werden. Durch den Niederbruch im Einspurtunnel West Nord vom 09.03.2004 kam es dann zur vorerst endgültigen Stilllegung diese Vortriebes bis der Einspurtunnel West weit genug von der geplanten Querung entfernt ist.

3.9 Zwischenangriff vom Seitenstollen West aus in die Einspurröhre West Süd

Nachdem die Arbeiten am Seitenstollen Ost eingestellt werden mussten, kam man gemeinsam mit der Bauleitung zum Entschluss vom Seitenstollen West aus durch die Vergrösserung der Bohrnische 3 einen Zwischenangriff der Weströhre in Richtung Süden aufzunehmen.

Der Vortrieb erfolgt hier in Richtung Süden mit Anker und Spritzbetonausbau im Kalottenquerschnitt. Zur Verbesserung des baubetrieblichen Anlaufes wurden zusätzlich 10m in Richtung Norden ausgebrochen. Auch hier hat sich gezeigt, dass Verstärkungen der Ausbruchsicherung vor allem in Bereichen von Kreuzungen einzelner Tunnelröhren immer wieder notwendig sind und sich nicht vermeiden lassen, da sich zuerst immer die Anfangssetzungen einstellen müssen. Dieser Vortrieb wird solange weitergeführt bis die Querung des Seitenstollens Ost wieder aufgenommen werden kann oder bis der Durchschlag der Einspurröhre West mit dem Zwischenangriff erfolgt ist. Weitere Optimierungen im Bauablauf werden dazu laufend mit der Bauleitung besprochen um die fünf Vortriebe so effizient wie möglich einzusetzen.

4. Weitere Massnahmen

Als erste Schritte werden zur Zeit die Strecken, welche erheblich durch Bergschläge belastet wurden, saniert und anschliessend die Vortriebe weitergeführt. Als Frühwarnsystem vor Bergschlägen wird der Versuch gestartet mit Erschütterungsmessungen die Ankündigung von Bergschlägen zu erfassen, vor allem in jenen Tunnelabschnitten, wo diese bisher noch nicht aufgetreten sind. Für die Zukunft sind als weitere Massnahmen vor allem die Vergrösserung der Abstände zwischen Einspurtunnel, Seitenstollen und Abluftstollen und in allen Vortrieben die Umstellung auf nachgiebigen Verbau angedacht. Die Installationen sind grossteils so umgeplant und zusätzlich beschafft worden, dass eine möglichst flexible Gestaltung der Bauabläufe vorhanden ist. Oberstes Ziel für alle Projektbeteiligten ist vor allem die Gewährung der Arbeitssicherheit in den einzelnen Vortrieben und die Gefährdung von Personal und Gerät zu minimieren, was vor allem in den Bergschlagbereichen eine grosse Herausforderung darstellt.

5. Schlussfolgerungen

Die angetroffenen geologischen Verhältnisse in der MFS Faido mit den auftretenden Konvergenzen führen zwangsläufig dazu, dass die Ausbruchquerschnitte so weit zu vergrössern sind, dass die Deformationen innerhalb der erforderlichen Mindestquerschnitte aufgenommen werden können. Es muss konsequent eine nachgiebige Ausbauform der Sicherung mit genügend starken Massnahmen zur Brustsicherung, in der Radialankerung und genügend Verformungswegen vorgesehen werden. Bergschläge können und werden auch zukünftig nicht vorhersehbar sein. Es muss daher in allen Vortrieben so gearbeitet werden und die Massnahmen derart geplant werden, dass jederzeit mit dem Auftreten von Bergschlägen gerechnet werden muss. Für alle Projektbeteiligten muss es oberstes Ziel sein, die Sicherheit der Mannschaften zu gewährleisten.

Baulos Bodio
Erfahrungen mit den mechanischen Vortrieben im Leventinagneis

Matthias Neuenschwander, Dipl. Bauing. ETH/SIA
Ingenieurgemeinschaft Gotthard-Basistunnel-Süd, Minusio

Zu Beginn der Baustelle Bodio waren umfangreiche Vorarbeiten auszuführen, bevor die maschinellen Vortriebe Richtung Faido überhaupt in Angriff genommen werden konnten. Hier eine kurze Zusammenfassung der wichtigsten Etappen seit dem Baubeginn:

1. Vorleistungen

Am 27. Juni 2000 wurde im Los 505, Tagbautunnel, durch die Firma Mancini-Marti SA die erste Bodenplatte und damit der erste Beton des Gotthard-Basistunnel gegossen (der Tagbautunnel, 400 m lang, dient der Überwerfung der bestehenden Bahnlinie und der bestehenden Kantonsstrasse über die Hochgeschwindigkeitsbahn in diesem engen Tal).

Bild 1: 18.4.2001: Schutterstollen, Durchschlag Seite Loderio

Am 18. April 2001 fand der erste Durchschlag in Bodio statt: die TBM der Arge CCT (bestehend aus den Firmen LGV, Infra 2000 und Pagani) vollendete nach 3,12 km Vortrieb den Schutterstollen, der nun dem Transport von Ausbruchmaterial von der Baustelle zum Endlager dient (eine ökologische Massnahme zur Vermeidung umfangreicher Lastwagentransporte).

Bild 2: Bergsturz «Ganna di Bodio»

Am 25. November 2002 konnten wir den ersten Durchschlag am Gotthard-Basistunnel feiern: die Arge Matro (Pizzarotti-Muttoni-Ferrari) vollendete den Kalottenvortrieb West in der Lockergesteinsstrecke und schlug in die von Norden her vorgetriebene Tunnelröhre im Fels durch. Die Durchörterung des Bergsturzes «Ganna di Bodio» (im vorgesehenen Kostenrahmen und mit einigen Monaten Vorsprung auf das Bauprogramm), ein Rohrschirmvortrieb von zweimal rund 400 m, stellt sicher einen Höhepunkt am Südportal des Basistunnels dar.

Am 13.06.2002 wurde schliesslich die erste Montagekaverne im Fels durch die Arge Los 552 (Batigroup, Frutiger, Bilfinger&Berger) an den Folgeunternehmer Arge TAT übergeben.

Hier der Teilabschnitt Bodio bisher in einigen Zahlen:

Tabelle 1: Bisherige Hauptarbeiten im TA Bodio

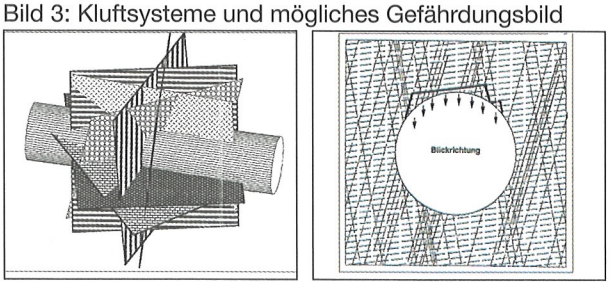
Bodio, Stand 17.6.04

Objekt	Ausbruch		Beton m³		Investition in 1'000 CHF
	Meter	m³	Spritzbeton	Ortbeton	
Tunnelwasserbehandlung					5'351
Schutterstollen	3'160	63'000	1'600	2'500	19'407
Umgehungsstollen	1'200	60'000	2'400	3'000	11'999
Tagbaustrecke	800			16'000	19'477
Lockergesteinsstrecke	800	64'000	8'800	8'800	53'165
GBT konventionell	2'500	150'000	7'500	10'500	22'284
GBT mechanisiert	8'100	486'000	12'150	32'800	256'361
Total	**16'560**	**823'000**	**32'450**	**73'600**	**388'044**

Bisher konnten die Arbeiten ohne sehr schwere Unfälle abgewickelt werden. Dafür gebührt allen Beteiligten ein Dank und die Aufforderung, auch weiterhin der Arbeitssicherheit höchstes Gewicht beizumessen.

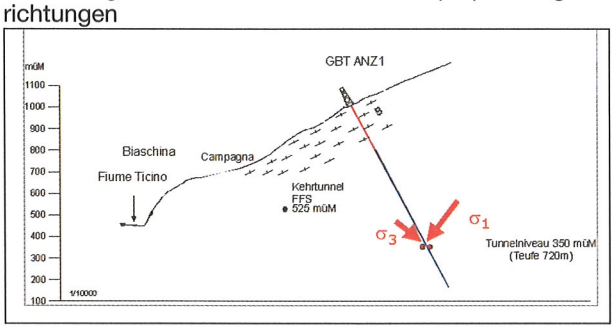
2. TBM-Vortriebe, Vertragsgrundlagen

Bild 3: Kluftsysteme und mögliches Gefährdungsbild



Der Leventinagneis, der bis Faido durchfahren werden muss, ist ein leicht bis mässig geschieferter, quarz- und glimmerreicher Gneis mit Klüften in Abständen von mehreren cm bis einigen dm und Druckfestigkeiten in der Grössenordnung > 200 MPa. Die Schieferung liegt flach und gegenüber der Vortriebsachse leicht fallend, und die Hauptkluftschar steil und subparallel zur Vortriebsachse. Es ist daher in erster Linie mit Prismen- oder Pyramidenförmigen Kluftkörpern zu rechnen, die sich hinter dem Schneidrad oder weiter hinten lösen.

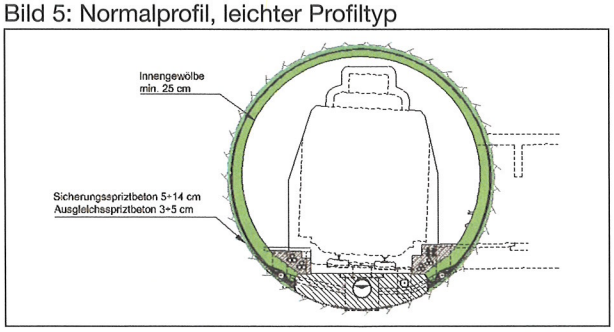
Bild 4: Lage Tunnel zu Talflanke und Hauptspannungsrichtungen



Aus der Überlagerung von rund 850 m und der Lage des Tunnels zur Talflanke ergeben sich Entspannungen, welche je nach Gesteinseigenschaften zu mehr oder weniger ausgeprägten schalenförmigen Ablösungen am Ausbruchrand führen. Sollten sich (insbesondere in Störzonen) starke Konvergenzen aus echtem Gebirgsdruck zeigen, so müsste mit Überschnitt ein um bis zu 30 cm grösserer Durchmesser gebohrt werden.

Die Gefährdungsbilder zur Dimensionierung sowohl der Ausbruchsicherung als auch der Innenschale sind insbesondere Kluftkörper unterschiedlicher Anordnung und unterschiedlichen Ausmasses; die Ausbruchsicherung hat zudem spannungsbedingten Ablösungen (bergschlagähnlichen Erscheinungen) Rechnung zu tragen.

Bild 5: Normalprofil, leichter Profiltyp

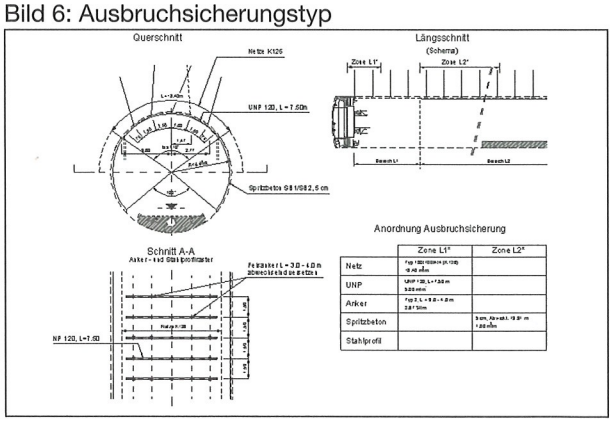


Das Projekt sieht für die Innenschale verschiedene Stärken und Konfigurationen vor; die Mindeststärke beträgt in der Firste 25 cm, respektive bei besonderen Verhältnissen 30 cm. Das Gewölbe ist in der Regel nicht bewehrt, bei besonderen Verhältnissen ist eine Bewehrung vorgesehen, so zum Beispiel bei den Querschlägen oder in Störzonen.

Für den Vortrieb sah das Projekt zwei unterschiedliche Systeme vor: in der vorlaufenden Oströhre einen Schildvortrieb mit vorgefertigten Elementen zur Sicherung, und in der Weströhre eine offene TBM mit konventioneller Sicherung. Dabei sollte das geschlossene System in der Oströhre etwas höhere Leistungen und damit einen rascheren Durchschlag in Faido ermöglichen.

Die Unternehmervariante «Loskombination», die schliesslich den Zuschlag erhielt, beruht auf zwei baugleichen offenen Tunnelbohrmaschinen mit konventioneller Sicherung, welche nach dem Durchschlag in Faido für die Weiterfahrt Richtung Sedrun umgebaut werden sollen. Es interessiert in diesem Zusammenhang für den Vortrieb hauptsächlich die Ausbruchsicherung: jedem Gefährdungsbild kann je nach Ausbildung und entsprechenden Nebenerscheinungen – wie zum Beispiel Wasserzutritten – mit verschiedenen Ausbruchsicherungstypen begegnet werden.

Bild 6: Ausbruchsicherungstyp

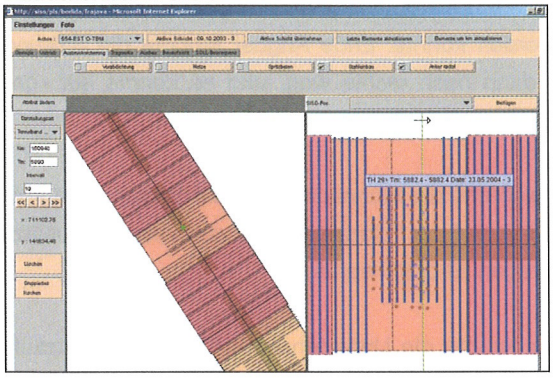


Diese sind im Projekt in der jeweiligen «Grundversion» beschrieben und werden in der Ausführung flexibel gehandhabt. Die «Grundversionen» der verschiedenen Ausbruchsicherungstypen wurden zur Abschätzung der Vorausmasse im Werkvertrag verwendet.

Der tatsächliche Bedarf an Sicherungsmitteln wird aufgrund der durch den Baustellengeologen ermittelten Gefährdungsbilder durch die für den Vortrieb Verantwortlichen der Unternehmung und der Bauleitung gemeinsam bestimmt, vereinbart und in sogenannten «Festlegeblättern» dokumentiert.

Die Vortriebsmannschaft hat in der Folge die Kompetenz, bei Bedarf zusätzliche Sicherungsmittel einzubauen, nicht aber, weniger als durch das Festlegeblatt vorgeschrieben. Die Anzahl tatsächlich eingebauter Sicherungsmittel ergibt die Zuordnung zu einer entsprechenden Ausbruchklasse.

Bild 7: Darstellung der Ausbruchklassen aus der Baudatenbank SISO



Für die Offertstellung und für die spätere Abrechnung wird zudem die Bohrbarkeit und die Abrasivität des Gebirges berücksichtigt: die Bohrbarkeit wird in Bohrklassen beschrieben, welche sich aufgrund der jeweils erreichbaren Penetration (gemessen in mm je Umdrehung des Schneidrades) ergeben. Die Abrasivität wird mit Cercher-Versuchen bestimmt und gibt je nach Wert Anlass zu einer zusätzlichen Vergütung an die Unternehmung.

Der Tunnelausbruch wird in CHF/m aufgrund der jeweils vorliegenden Kombination von Bohr- und Ausbruchklasse vergütet (dazu kommen die Einheitspreise für die verwendeten Sicherungsmittel); die vertragliche Leistung für die verschiedenen Kombinationen von Bohr- und Ausbruchklassen ist in der Sollbauzeittabelle enthalten, aufgrund welcher sich die vertraglich relevanten Termine für die Durschläge in beiden Röhren in Faido ergeben. Die Abrechnungsbauzeit wird anschliessend monatlich mit den Bohr- und Ausbruchklassen sowie ggfs. Störungen unter Betrieb bestimmt, die der Unternehmer nicht zu vertreten hat (Bohrungen, Wasserzutritt, Besucher usw.).

3. TBM-Vortriebe, Maschine

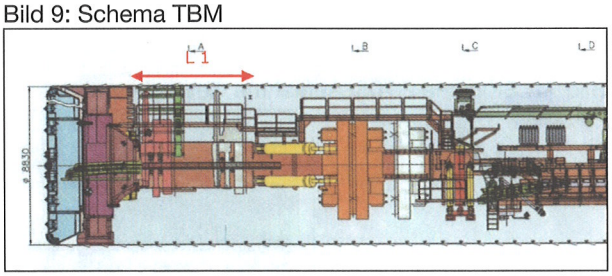
Bild 8: TBM von vorne bei Wartung

Die Maschine, ein Fabrikat der Firma Herrenknecht, ist eine offene Gripper-TBM mit einer Verspannebene, Sohlschuh und gelenkigem Kopfschild. Das Schneidrad von 8.80 m Durchmesser ist mit 58 Stück 17"-Rollenmeisseln bestückt, deren Anordnung (soweit als möglich in «Speichen») die Meisselwechsel beschleunigen soll. Die Bauherrschaft hatte in der Ausschreibung verschiedene Eigenschaften ausdrücklich gefordert, unter anderem

- eine maximale Anpresskraft von mindestens 20'000 kN
- eine maximale Verspannkraft von mindestens 70'000 kN
- ein Drehmoment von mindestens 6'000 kNm
- ein Losbrechmoment von mindestens 9'000 kNm

Alle Anforderungen werden durch die Maschine erfüllt oder übertroffen.

Bild 9: Schema TBM



Der Arbeitsbereich L1, durch die Herstellerfirma in Zusammenarbeit mit der Arge gestaltet, ist ähnlich ausgerüstet wie derjenige der Vorgängermaschinen in Steg und Raron, und gekennzeichnet durch die beiden Ankerbohrlafetten, den Roboter für Nassspritzbeton und ein Bogen- und Netzversetzgerät. Dazu kommt ein Sondierbohrgerät für zerstörende Vorausbohrungen (über Kopf ausgeführt) auf der TBM. Der gegenüber den Projekten in Steg-Raron und in Amsteg etwas geringere Durchmesser des Ausbruches hat dabei engere Platzverhältnisse zur Folge, welches höhere Anforderungen an die Ausrüstung stellt.

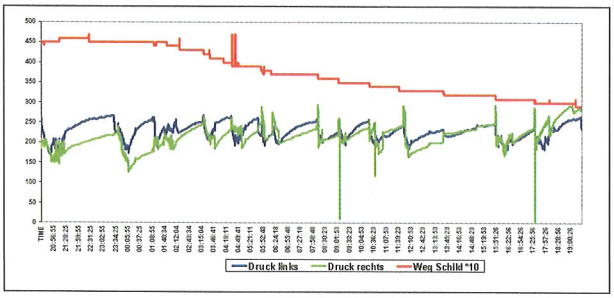
Die rund 400 m lange Nachlaufkonstruktion, ebenfalls aus dem Hause Herrenknecht, umfasst insbesondere die rund 90m lange Baustelle für den Sohlbeton und den 200 m langen Verladebahnhof für das Ausbruchmaterial (die Schutterung erfolgt per Gleisbetrieb).

4. TBM-Vortriebe, erste Erfahrungen

Die Störzone 2'705

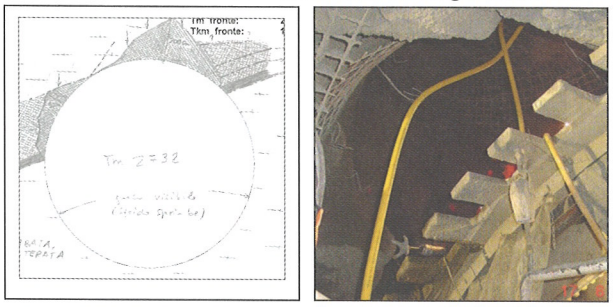
Am 7. Januar 2003, etwas über ein Jahr nach der Unterzeichnung des Werkvertrages, nahm die erste Tunnelbohrmaschine der Arge TAT den Vortrieb aus der Montagekaverne Ost in Angriff.

Bild 10: Entwicklung der Drücke am Firstschild am 19.2.2003



Kurz darauf, am 19.2.2003, wurden massive Auflastzunahmen auf den Kopfschild und sogar dessen Zusammenfahren auf die Minimalposition festgestellt: wir hatten unerwartet die in der Folge als «Störung 2'705» (bei Tunnelmeter 2'705) bekannt und «berüchtigt» gewordene Störzone angefahren, die uns auf rund 500 m in der Oströhre, und auf knapp 100 m in der Weströhre begleiten und erhebliches Kopfzerbrechen verursachen sollte.

Bild 11: Störzone 2'705: Aufnahme Geologie und Foto



Es handelt sich dabei um eine «sandwichartig» im Leventinagneis eingepackte, einige dm bis mehrere m starke Schicht aus Kataklasiten und Kakiriten, also stark zerscherten und hochbeanspruchten Gesteinen ohne inneren Zusammenhalt, die durch die Beanspruchungen des Vortriebes noch über dem Kopfschild niederbrachen und zu teilweise beträchtlichen Überprofilen führten (siehe auch FGU-Tagung 2003, Beitrag von B. Gugelmann). Dabei blieb die Ortsbrust immer stabil. Um künftig beim Innenausbau allzu grosse Unterschiede in der Betonstärke zu vermeiden, wurden die Überprofile in der Regel im Bereich L1 verfüllt (meist mit Spritzbeton, in gewissen Fällen mit Hinterfüllung von Stahlblechen). Die Vortriebsleistungen waren dementsprechend sehr gering, zu Stillständen kam es jedoch nicht.

Die Störung war unter anderem deshalb besonders unangenehm, weil sie die Beteiligten zu Beginn des Vortriebes, am Anfang der eigentlichen Anlernphase überraschte, so dass Mannschaften und Kader während längerer Zeit nicht «üben» konnten, sondern sich auf die Lösung von Sonderproblemen konzentrieren mussten. Der Kompetenz und der Umsicht der Verantwortlichen ist es zu verdanken, dass diese schwierige Phase zwar mit geringen Vortriebsleistungen, jedoch unbeschadet überwunden werden konnte. Ende August tauchte die Störung 2'705 dann nach rechts weg, und es konnte auf «gewöhnlichen» Vortrieb umgestellt werden.

Noch während die Mannschaft mit der Störung «kämpfte», galt es auf der Führungsebene verschiedene zusätzliche Fragen zu beantworten:

- wie konnte die Unternehmung für ihren Zusatzaufwand gerecht entschädigt werden?
- sind künftig weitere derartige Störungen zu erwarten?
- welche Vorkehrungen können getroffen werden, um solche Erscheinungen rechtzeitig zu erkennen?
- was kann an der Einrichtung verbessert werden, um diesen besser zu begegnen?

In der Rekordzeit von einem Monat nach dem Abtauchen der Störzone hatten sich Unternehmung und Bauherrschaft innerhalb des bestehenden Vertragswerkes über die Entschädigung der Leistungen in Geld und Bauzeit geeinigt. Dabei wurde der Störung des Baublaufes, den Mehrmengen und der ausgefallenen Anlernphase gebührend Rechnung getragen.

Um zusätzliche Auskunft über die geologischen Verhältnisse bis zur Losgrenze Faido zu gewinnen, wurden eine geophysikalische Erkundung an der Oberfläche entlang der Tunnelachse durchgeführt und eine Sondierbohrung von der Oberfläche bis 200 m unter Tunnelniveau niedergebracht. Die Ergebnisse der Seismik wurden durch die-

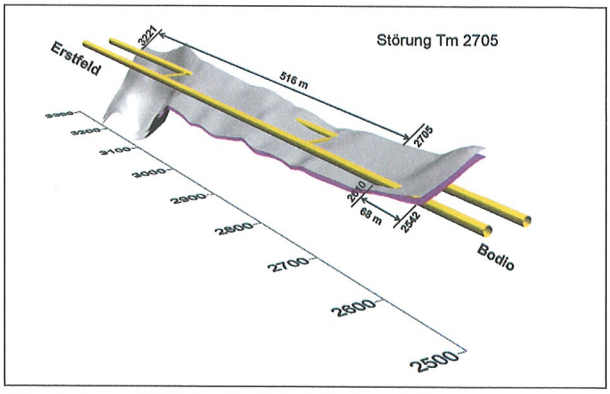


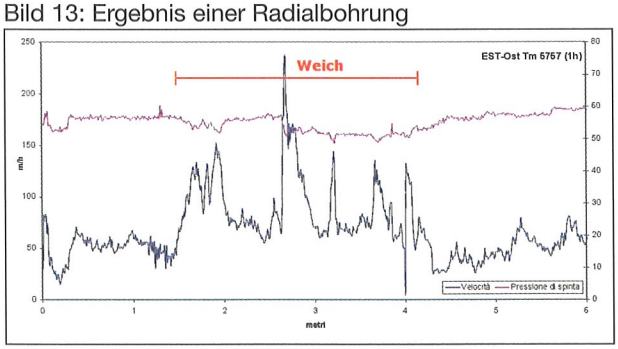
Bild 12: Entwicklung der Störzone

jenigen der Sondierbohrung wesentlich ergänzt, indem nun erstmals ein Aufschluss über den Aufbau der Leventinagneise in diesem Tunnelabschnitt und im Bereich der Tunnelachse vorliegt.

Im Vortrieb hat sich nach mehreren Versuchen gezeigt, dass die Zusammenhänge zwischen den Ergebnissen geophysikalischer Messungen (insbesondere Seismik) aus dem Tunnel und dem bautechnisch relevanten Verhalten des Leventinagneises keine für die Bestimmung der Sicherungsmittel oder für die Steuerung des (schnellen) Vortriebes notwendigen Aussagen zulassen. Dabei sind für den Tunnelbauer im Leventinagneis von Bodio zwei Informationen von besonderem Interesse:

Erstens möchten wir rechtzeitig wissen, wenn eine sehr «weiche» Zone vor uns liegt, in welcher die TBM entweder eingeklemmt werden oder eintauchen könnte. In der Regel erkennt der TBM-Fahrer die meisten derartigen Schwierigkeiten aufgrund der Maschinendaten längst bevor die Situation ausser Kontrolle gerät: Bei sehr hoher Geschwindigkeit, oder bei extrem weichem Material, welches über oder in den Bohrkopf ausgequetscht werden kann, ist die Gefahr eingeklemmt zu werden allerdings hoch. Es wurde deshalb die Vorauserkundung mittels zerstörender Sondierbohrung über Kopf in Vortriebsrichtung etwas verdichtet: zur Zeit wird in der voreilenden Röhre eine Bohrung ca. alle 70 m unter Aufnahme der Bohrdaten (Geschwindigkeit, Vorschubkraft und Drehmoment) vorgenommen.

Bild 13: Ergebnis einer Radialbohrung



Ausserdem muss in der leicht fallenden, flach liegenden Schieferung laufend eine Aussage über die Sicherheit der verwendeten Anker und damit der notwendigen Ankerlänge (oder ggfs. Umstellen der Sicherung auf Stahlausbau) gemacht werden können. Dazu werden täglich in beiden Röhren mit den jeweiligen Ankerbohrgeräten zwei radiale Sondierbohrungen von 9 – 12 m Länge durchgeführt (ca. bei 12 und bei 15 Uhr). Die aufgenommenen Bohrparameter zeigen uns dabei weiche Schichten an, die entweder eine Verlängerung der Anker oder aber ein Umstellen auf TH-Bögen erfordern.

Bild 14: Sohlbaustelle

Verschiedene Anpassungen sind bisher auch an der Maschine vorgenommen worden; hier eine Auswahl der wesentlichen Verbesserungen:

- Auswechselung der Sohlschalung durch eine einfacher zu handhabende und schneller versetzbare Einrichtung, sowie Umstellung auf Pumpbeton (mit Erfolg)
- Einbau eines Kettenförderers zum Bogentransport in den Bereich L1
- Geringfügige Anpassungen an den Ankerbohrgeräten
- Anpassung der Geometrie der Arbeitsbühnen und Einbau von Schiebebühnen.

Weitere Anpassungen sind zur Zeit bei der Unternehmung in Planung.

5. Weitere Erfahrungen

Spannungsbedingte Abschalungen und Auspressen weicherer Formationen

Bild 15: Abschalungen

Die Überlagerung von etwa 850 m führt je nach Klüftigkeit und Schieferung wie erwartet zu schalenförmigen Ablösungen am Ausbruchrand (entsprechend den Hauptspannungsrichtungen typischerweise bei Position 10–11 Uhr und bei 16–17 Uhr). Insbesondere die Aufwölbungen bei 16–17 Uhr müssen je nach Grösse entfernt werden, damit die Sohlschalung unbehindert gesetzt werden kann.

Bild 16: Ausquetschen

Dasselbe gilt in Fällen von inhomogenen Ortsbrustverhältnissen (wenn z.Bsp. weichere, schiefrigere Gesteine durch härtere begleitet werden): das weichere Gestein hat die Tendenz, auszuweichen und zu Unterprofilen in der Grössenordnung von mehreren cm zu führen. Auch in diesen Fällen kann ein Spitzen notwendig werden, dass in der Regel mit der Sohlreinigung vor dem Setzen der Schalung erfolgt.

6. Die Versorgung der Baustellen

Dass die Ver- und Entsorgung aller Linienbaustellen, in der Folge Vortrieb, Sicherung, Betonsohle, Querschläge, Innengewölbe) von grösster Bedeutung ist, war von Anfang an allen bekannt; die Unternehmung hat dieser Tatsache auch mit konsequent zweigleisiger Ausrüstung und einem ausgeklügelten Zugsteuersystem Rechnung getragen. Die Systematisierung des Gleis- und Leitungsunterhaltes und die Einführung von Dispo-Bauleitern, welche Versorgungsprioritäten festlegen und die direkten Ansprechpartner der Produktionsbauführer sind (die ja mittlerweile über 6 km nach dem Nadelöhr des Tunnelportals operieren), haben zu einer Erhöhung der Versorgungssicherheit geführt. Regelmässiger Unterhalt der Maschinen vermindert die Ausfälle und die Einführung von Schleppweichen im Bereich der Baustellen (zusätzlich zu den bereits vorhandenen Weichenstationen) erhöht bei Bedarf die Flexibilität.

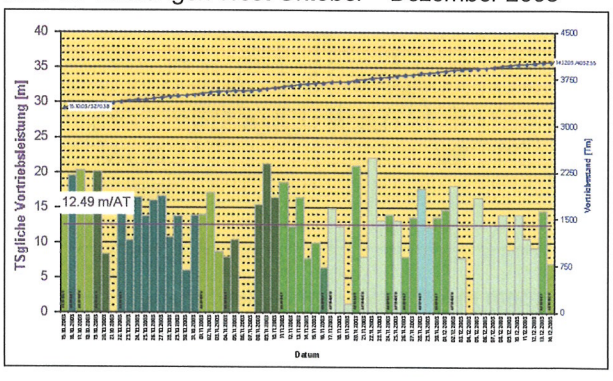
7. Ausblick

Im Mai 2004 hat in der Weströhre die Ausführung des Innengewölbes begonnen.

Bild 17: Wurm

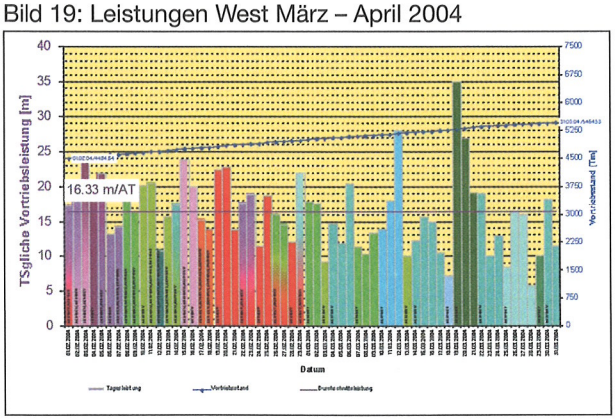
Die Einrichtung «Wurm» wurde durch TAT konzipiert, um die Arbeiten am Innengewölbe konsequent von den Bewegungen auf den Gleisen zu trennen. In der Regel befinden sich sämtliche Mannschaften ausserhalb des Portalrahmens. Die gesamte Baustelle, vom Entfernen der Leitungen aus dem gesicherten Gewölbe bis zu deren Wiederaufbringen auf die Verkleidung, ist rund 600 m lang und dient auch dem Verlegen der Gewölbefussdrainage, dem Nachbessern des Abdichtungsuntergrundes und dem Aufbringen der Abdichtung. Mit den zwei Schalungen sollen regelmässig 24 m pro Tag betoniert werden können. Die Aufnahme der Innengewölbearbeiten ist gestaffelt – auch im Einspurtunnel Ost – im Herbst 2004 vorgesehen.

Bild 18: Leistungen West Oktober – Dezember 2003



Im Vortrieb haben sich die Produktionen im letzten halben Jahr wesentlich verbessert (von rund 12.5 m/Tag im Mittel Oktober – Dezember 2003 auf rund 16 m/Tag im Mittel Februar – März 2004, bezogen auf die Weströhre).

Bild 19: Leistungen West März – April 2004



Aufgrund der laufenden Anpassungen an der Einrichtung können wir in diesem Jahr weitere Verbesserungen erwarten. Für die bis zur Losgrenze noch zu bewältigenden rund 9 km geht an Mannschaften und Kader der Wunsch «Glückauf!»

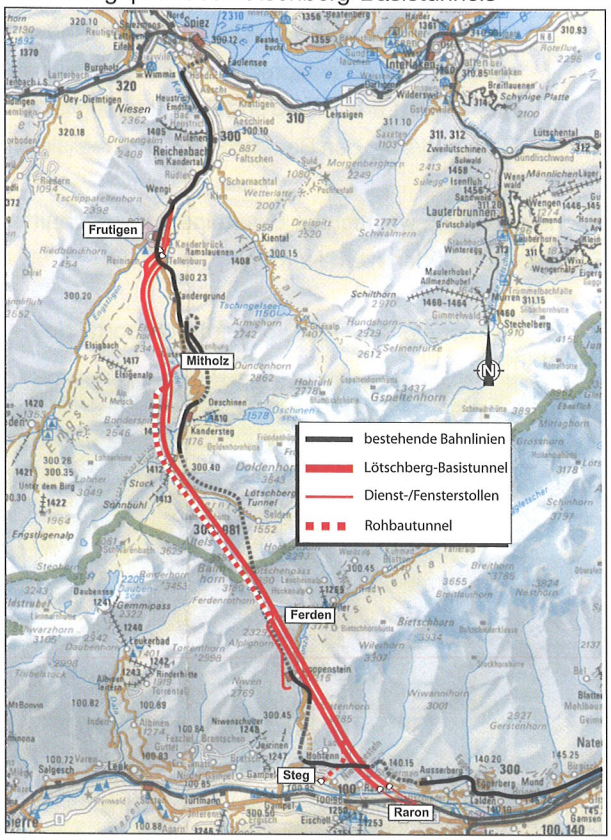
LÖTSCHBERGACHSE

Stand Projekt

Peter Teuscher, Dipl. Bauing. HTL/SIA
BLS AlpTransit AG, Thun

Das Projekt ist auf Kurs. Bereits 94,5 % des gesamten Tunnelsystems sind ausgebrochen. Der Hauptdurchschlag erfolgt im Frühjahr 2005. Nebst den Arbeiten für den Innenausbau hat die Fabrikation der Anlagen für die bahntechnische Ausrüstung begonnen. Gesamthaft arbeiten ca. 2'700 Personen am Projekt. Der Übergabetermin an den Betreiber ist auf Mai 2007 terminiert.

Bild 1: Lageplan des Lötschberg-Basistunnels

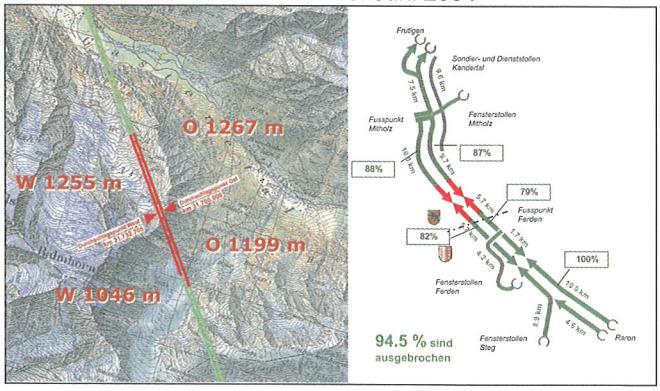


Der Lötschberg-Basistunnel führt von Frutigen im Kandertal nach Raron im Wallis (Bild 1). Der Tunnel hat eine Länge von 34'577m und ist als zweiröhriger Eisenbahntunnel konzipiert. Die Bauhauptarbeiten an den Basistunnelröhren wurden im Herbst 1999 aufgenommen und laufen seitdem im Durchlaufbetrieb an 340 Tagen im Jahr. Der Vortrieb erfolgt von 5 Baustellen aus: Frutigen, Mitholz, Ferden, Steg und Raron. Die Ausbrucharbeiten sind zu 94,5 % und der Innenausbau zu 50 % fertig gestellt. Die grösste logistische Herausforderung steht jedoch noch bevor: Gleichzeitig zu den Fertigstellungsarbeiten des Rohbaus (Rohbau 1) beginnen die Ausbauten für die Wasserversorgung, Schlosserarbeiten, Malerarbeiten (Rohbau 2) und ab Ende 2004 starten die Arbeiten für die bahntechnische Ausrüstung wie Fahrbahn, Fahrleitung, Kabel usw. Dies alles erfolgt nur über die Zugänge beim Nord- und Südportal. Ab Sommer 2006 beginnen die Test- und Probefahrten mit dem Signalisationssystem ETCS Level 2 im Tunnelabschnitt von Ferden – Richtung Visp. Ab Dezember 2006 läuft der Versuchsbetrieb bis Mai 2007. Zu diesem Zeitpunkt wird das Werk vom Ersteller an den Betreiber übergeben. Ab Mai 2007 läuft ein kommerzieller Betrieb mit einem reduzierten Fahrplan. Die volle Inbetriebnahme findet ab Fahrplanwechsel im Dezember 2007 statt.

1. Allgemeiner Stand

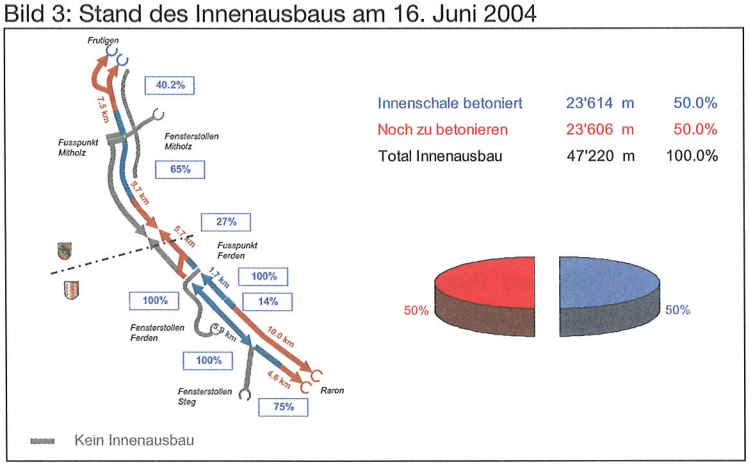
94,5 % des Lötschberg-Basistunnels sind ausgebrochen, 8 der insgesamt 12 Vortriebe sind bereits abgeschlossen (Bild 2). Der Durchschlag zwischen Mitholz und Ferden war ursprünglich im Dezember 2004 geplant. Infolge der überraschenden geologischen Verhältnisse im Abschnitt Mitholz Richtung Süden, wo der Vortrieb anstatt im Gastern-Granit des Aarmassives in Sedimentgesteinen verläuft (vgl. hierzu den Beitrag von Herr Dr. H.J. Ziegler in diesem Band), verschiebt sich der Durchschlagstermin nun auf das Frühjahr 2005.

Bild 2: Stand der Vortriebe am 16. Juni 2004



Die Betriebsröhren werden mit einer Innenschale versehen. Eine Abdichtungsfolie wird dort eingebaut, wo es bezüglich Gebirgswasservorkommen oder dessen Chemismus erforderlich ist. In Abschnitten, wo keine Wasserzutritte vorkommen und aus hydrogeologischen Gründen auch nicht zu erwarten sind, wird auf eine Folie verzichtet und nur eine Drainageschicht eingebaut. Über den Stand der Innenausbauarbeiten gibt Bild 3 Auskunft.

Bild 3: Stand des Innenausbaus am 16. Juni 2004



Im Gegensatz zum Bau des Basistunnels erfolgen die Bauarbeiten des Abschnitts Frutigen durchgehend im Siedlungsgebiet der ansässigen Bevölkerung. Das bedeutet, dass neben den Kernauflagen für den eigentlichen Bahnbetrieb zahlreiche flankierende Bauwerke und ausgleichende Massnahmen realisiert werden müssen. So müssen beispielsweise die Verkehrs- und Flurwege der Gemeinden Frutigen und Reichenbach angepasst sowie Brücken und Unterführungen neu erstellt werden. Gleiches gilt für die Versorgungsnetze Strom, Wasser, Abwasser, Telekommunikation etc. Im Bauzustand sind provisorische Verbindungen und Zufahrten zu schaffen, Schulwege zu sichern, Baupisten für die umfangreichen Materialtransporte zu erstellen und in den Kreuzungspunkten mit dem privaten Verkehr abzusichern.

Der Bau tangiert Wohn- und Gewerbebauten, Sport- und Erholungsanlagen sowie die Landwirtschaft. Hier sind entsprechende Schutzmassnahmen gegen Lärm, Staub und Erschütterung für den Bau- und/oder den Betriebszustand zu realisieren.

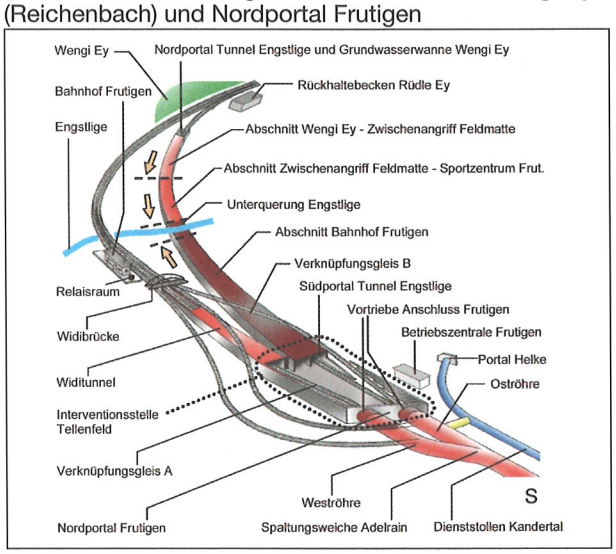
2. Zufahrt Nord – Das Projekt Frutigen / Reichenbach

Das Teilprojekt «Anschluss Frutigen» umfasst die Anbindung des Basistunnels Nord an die Stammlinie der BLS AG im Raume Frutigen.

Überblick (Bild 4)

Der Bau des Anschlusses Frutigen erstreckt sich über eine Gesamtlänge von rund 4,4 km zwischen dem Nordportal des Basistunnels und der Verknüpfung des Transitgleises mit der Stammstrecke der BLS beim Flugplatz Reichenbach.

Bild 4: Anschluss Frutigen, Bereich zwischen Wengi-Ey (Reichenbach) und Nordportal Frutigen



Nachstehend die wichtigsten Bausteine des Abschnittes Frutigen (von Süden nach Norden):

Bild 5: Die Interventionsstelle vor dem Nordportal des Basistunnels

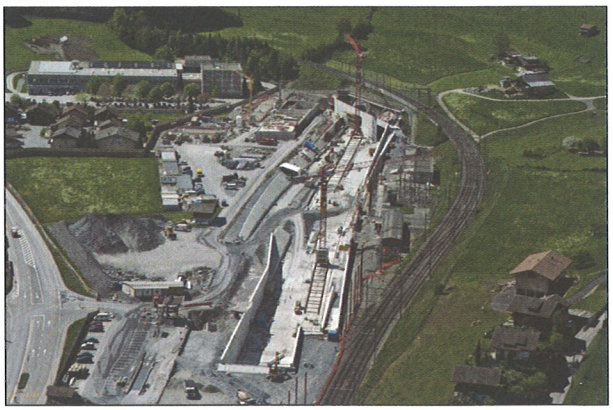


Bild 6: Seitliche Fluchttreppen der Interventionsstelle

Die Interventionsstelle im Tellenfeld (Bild 5 + 6)
Die den beiden Nordportalen vorgelagerte sogenannte Interventionsstelle besteht aus einem 360 m langen, tiefen Einschnitt ins bestehende Terrain. Die Betonkonstruktion sieht optisch einem riesigen Schiffsrumpf ähnlich, welcher auf einer Fläche von ca. 15'000 m² ins Grundwasser abtaucht.

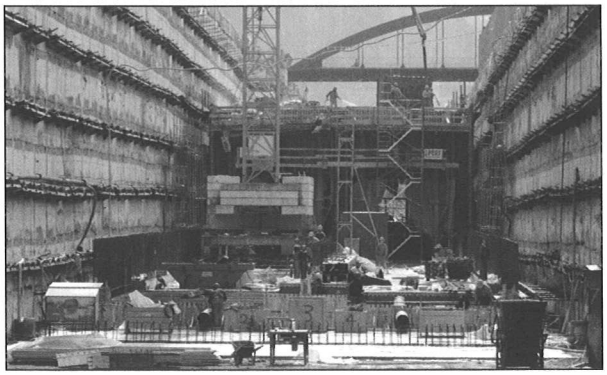
Technisch erfolgt hier der Anschluss der beiden Verbindungsgleise mit dem Bahnhof Frutigen, gleichzeitig bildet die Interventionsöffnung die Verbindung der durchlaufenden Transitstrecke zwischen der Oströhre des Basistunnels und der Oströhre des Tunnels Engstlige (Tagbautunnel der Umfahrung Frutigen). Betrieblich dient die Interventionsstelle als Zugriff auf allenfalls havarierte Reisezüge aus dem Basis- resp. dem Engstligetunnel. Hier besteht die Möglichkeit zur Selbstrettung der Zugspassagiere über die breite Treppenrampe auf der Ostseite als Fluchtweg. Für die Rettungsmannschaften sind beidseitig Zufahrtsmöglichkeiten geschaffen.

Der Widitunnel
Dieser 215 m lange Tunnel führt das Verbindungsgleis aus der Weströhre des Basistunnels unter der bestehenden Bergstrecke der BLS AG hindurch in den Bahnhof Frutigen und schliesst dort an das bestehende Briger-Gleis der BLS-Stammstrecke an.

Der Tunnel Engstlige
Derselbe bildet mit 2'600 m Länge das Hauptwerk im Abschnitt Frutigen. Ab dem nördlichen Ende der Interventionsstelle verläuft dieser zwischen dem östlichen Rand der Gleisanlagen Bahnhof Frutigen und Parallelstrasse bis zur Engstlige, welche er auf Höhe der Schwandistrasse unterquert.

Nördlich der Engstlige wird das Sport- und Erholungszentrum Frutigen sowie das anschliessende Landwirtschaftsgebiet der Feldmatte unterfahren. Nach Unterquerung des Heitibaches führt der Tunnel Engstlige ca. 70 m weiter nördlich in der Wengi-Ey wieder ans Tageslicht.

Bild 7: Rückverankerte Pfahlwände im Bahnhofbereich



Der Tunnel besteht aus einem doppelröhrigen Rechteck-Querschnitt in Eisenbeton, wobei die beiden Fahrbahnen durch eine Mittelwand getrennt sind.

Der Tunnelscheitel liegt jeweils nur wenige Meter unter der Terrainoberfläche in lockerem, losen Gesteinsmaterial, er kann deshalb nicht – wie der Basistunnel – unterirdisch vorgetrieben werden: Zuerst wird eine im Bahnhofareal Frutigen bis 20 m tiefe Baugrube (Bild 7) ausgehoben und diese beidseitig mit verankerten Pfahlwänden gesichert. In dieser Grube wird anschliessend der Tunnelquerschnitt elementweise geschalt, armiert und betoniert. Dem erstellten Tunnel nachlaufend erfolgt abschliessend die Einschüttung und Überschüttung des Tunnels mit Bodenmaterial. Die Unterquerung der Engstlige erfolgt mittels der Deckelbauweise (Bild 8+9), wobei die Engstlige in Etappen halbseitig umgeleitet wird.

Bild 8: Die halbseitig umgeleitete Engstlige

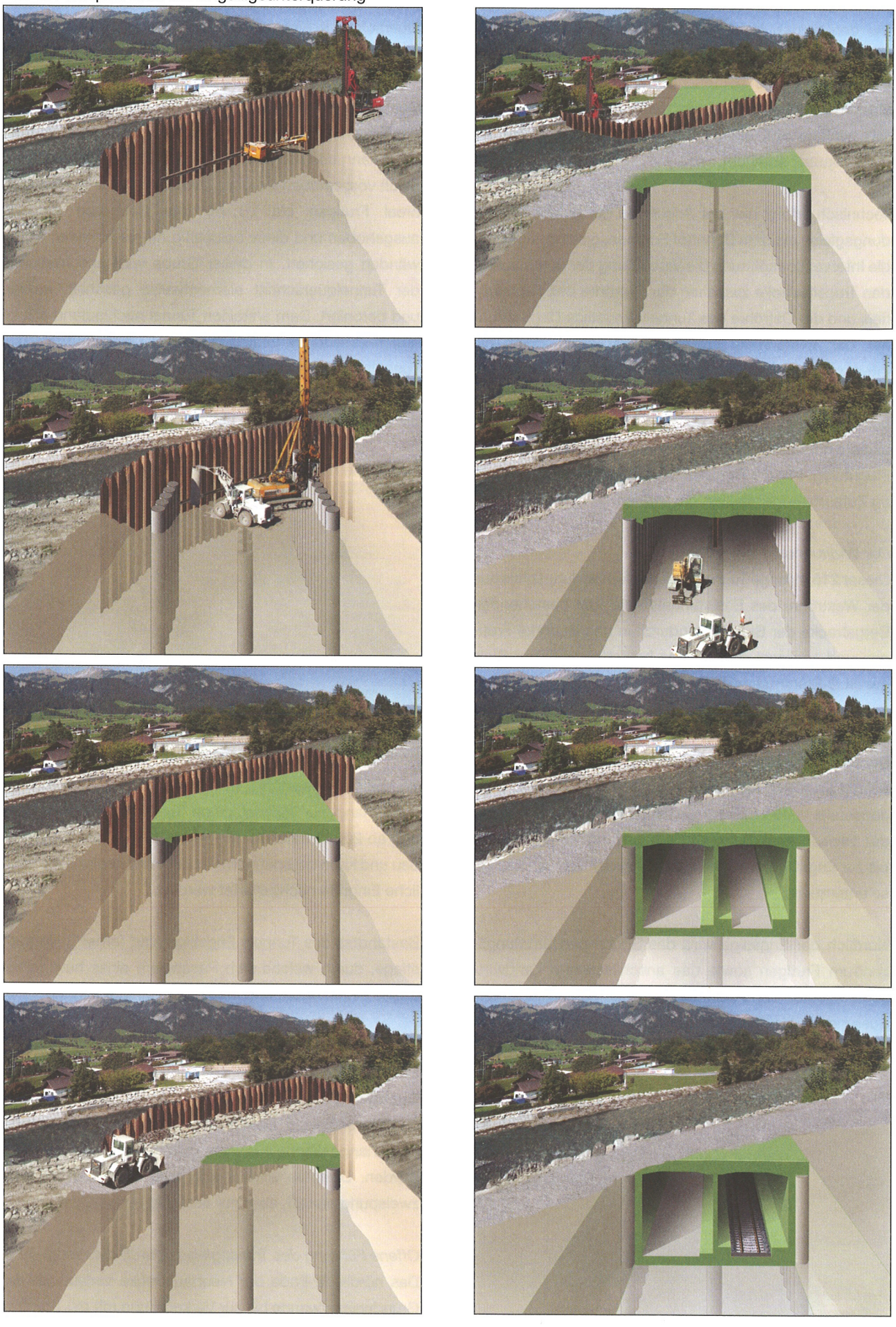
Wie bereits ausgeführt, wird im Sinne einer Etappierung vorderhand nur die ostseitige Tunnelröhre ausgerüstet und ab 2007 betrieben. Die Weströhre verbleibt im Rohbau und kann bei späterem Bedarf ohne nochmalige bauliche Eingriffe nachgerüstet werden.

Bestandteil des Tunnels Engstlige sind ferner 3 Notausstiege, durch welche sich Passagiere eines havarierten Zuges selbst retten und ins Freie gelangen können.

Die Grundwasserwanne Wengi-Ey
Beim nordseitigen Portal des Tunnels Engstlige liegt der Grundwasserspiegel ca. 2 m über Schienenoberkante des Transitgleises. Dem Tunnel muss deshalb eine rund 250 m lange Wanne aus wasserdichtem Beton angehängt werden. Dieselbe wird analog zum Tunnel im Rohbau zweispurig erstellt, aber nur ostseitig ausgerüstet.

Offene Führung des Transitgleises durch die Wengi-Ey
Das nördliche Ende der Neubaustrecke verläuft ab der Grundwasserwanne bis zur Verknüpfung mit der Stamm-

Bild 9: Prinzipschema der Engstligeunterquerung



strecke der BLS AG beim Flugplatz Reudlen in offener Linienführung parallel zur bestehenden Staatsstrasse Spiez – Frutigen.

Auffüllung Wengi-Ey
Die Idee einer Auffüllung der Geländekammer in der Wengi-Ey entstand zum einen aus der Möglichkeit, damit ca. 700'000 m³ Aushubmaterial des Abschnittes Frutigen innerhalb des Projektperimeters wiederzuverwenden und andererseits aus der damit verbundenen Chance, die bestehende Stammstrecke der BLS AG aus dem Siedlungsgebiet hinaus zu verlegen.

Die damit erreichte Bündelung der 3 Verkehrsträger BLS Stammstrecke / Transitgleis NEAT und Staatsstrasse Spiez – Frutigen führt ohne Mehrkosten zu einer bedeutenden Aufwertung des Siedlungsgebietes. Die bestehende Trennung von Wohn- und Arbeitsort der dortigen Landwirte wird aufgehoben.

Flankierende Teilprojekte
Neben den vorgestellten Kernanlagen des Bahnbetriebes müssen im Abschnitt Frutigen über 50 flankierende Teilprojekte realisiert werden. Dieselben reichen von Verkehrsanlagen über betriebliche Infrastrukturbauten sowie ökologische Ausgleichs- und Ersatzmassnahmen bis zur Wiederherstellung eines Minigolf-Parcours.

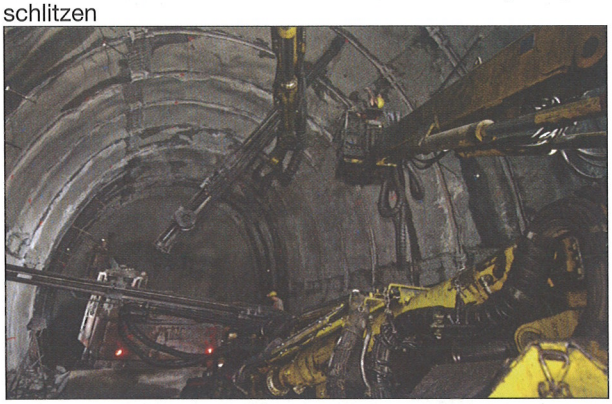
3. Nordvortrieb von Frutigen

Die beiden Rohrschirmvortriebe für die Ost- und die Weströhre von rund 125 m im Locker- und Festgestein mit Unterquerung der Bergstrecke der BLS Lötschbergbahn wurden am 14. Mai 2003 (Weströhre) und 12. Dezember 2003 (Oströhre) termingerecht abgeschlossen. Während der Querung der Bergstrecke mit der Oströhre ereignete sich ein plötzlicher Niederbruch von Lockergestein durch den Rohrschirm, verbunden mit einem Tagbruch im Randbereich des einen Gleises. Dank der im Rahmen der Risikoanalyse als notwendig erachteten Zugstoppanlage konnte der Zugverkehr auf der Bergstrecke innerhalb von Minuten gestoppt werden. Der Tagbruch wurde kurzfristig mit Beton verfüllt und das betroffene Gleis manuell gestopft, so dass es möglich war, den Zugverkehr bereits zwei Stunden nach dem Ereignis wieder aufzunehmen. Ursache für den Niederbruch war eine rund 20 cm mächtige Lehmschicht zwischen zwei Rohren des Rohrschirms, welche durch die Zementinjektionen nicht verfestigt wurde und sich bei den Abbauarbeiten löste. Unmittelbar über der Lehmschicht stand Lockermaterial des Bahndammes an, welches sich durch die schmale Lücke zwischen den beiden Rohren des Rohrschirms in den Tunnel ergoss. Die Alarmorganisation hat sich bei dem Ereignis voll bewährt. Die weiteren Ausbrucharbeiten verliefen ohne Zwischenfälle.

4. Vortriebe ab Mitholz

Die Querung des Autochthon-Nord mit den zwei Tunnelröhren von Mitholz Richtung Ferden erfolgte im Zeitraum April bis September 2003. Erwartungsgemäss wurden anschliessend der Basissandstein und das Kristallin des Aarmassivs angefahren. Nach einer Distanz von 720 m kamen im Dezember 2003 völlig überraschend erneut der Basissandstein und anschliessend vermutlich Sedimente eines Karbontroges zum Vorschein. Diese Sedimente bestehen aus einer Wechsellagerung von Sand- und Siltsteinen mit Anthrazitflözen bis zu 1 m Mächtigkeit (Bild 10). Die Gebirgstemperaturen erreichen mit der wachsenden Überdeckung inzwischen rd. 35 °C. Zur Einhaltung der arbeitshygienisch zulässigen Maximaltemperatur muss die Luft der Bewetterung künstlich gekühlt werden. Die entsprechende Wärmeenergie wird mit Bergwasser abgeführt.

Bild 10: Massiver Stützmitteleinbau mit Konvergenzschlitzen



In der Oströhre ab Fusspunkt Mitholz, Richtung Süden, sind inzwischen 5,1 km Innenschale betoniert. Bei einer Blocklänge der Innenschale von 12,5 m werden pro Monat bis zu 380 m erstellt. Im Dezember 2003 wurde auch der Ausbau der Innenschale von Mitholz Richtung Frutigen aufgenommen. Bis April 2004 wurden 1,3 km fertig gestellt. Es kommen zwei Schalungen im Pilgerschritt zum Einsatz.

5. Vortriebe ab Ferden

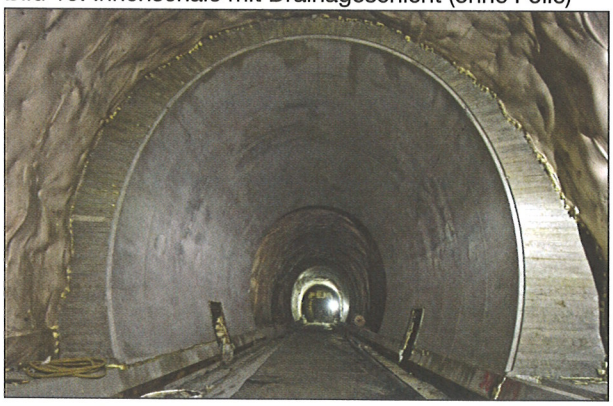
Im Hauptlos Ferden stehen Vortriebs- und Sicherungsarbeiten sowie der Beginn des Innenausbaus im Mittelpunkt. Im Tunnel West wurden Richtung Nord etwa 2,1 km

Vortrieb absolviert, im gleichen Zeitraum wurde der Tunnel Ost Richtung Nord etwa 2,3 km vorangetrieben. Beide Vortriebe befinden sich im Kristallin. Für den Hauptdurchschlag zwischen Nord- und Südseite fehlen nun nur noch etwa 1'400 m. Die beiden Durchschläge in südlicher Richtung zum Hauptlos Steg/Raron erfolgten bereits in der zweiten Jahreshälfte 2003. Auch der Ausbruch des Fusspunkt-Bereiches ist mittlerweile abgeschlossen. Insgesamt sind annähernd 2 km der Innenschale in diesem Hauptlos betoniert (Bilder 11, 12, 13). Auch die Herstellung der Bankette im späteren Bahntunnel schreitet termingerecht voran. Auf allen Baustellen zusammen werden pro Woche ca. 900 m – 1'100 m Innenschale betoniert.

Bild 11: Sohlenausbau

Bild 12: Einbau der Abdichtungsfolie wo erforderlich

Bild 13: Innenschale mit Drainageschicht (ohne Folie)



6. Vortriebe ab Steg / Raron

Die beiden Tunnelbohrmaschinen der Fa. Herrenknecht AG haben ihre Vortriebsstrecken erfolgreich und termingerecht abgeschlossen. Beide Maschinen sind demontiert und werden für neue Einsätze vorbereitet. Bezüglich Innenausbau ist das Los Steg / Raron, was die Logistik anbetrifft, das anforderungsreichste Baulos.

Wir verweisen dazu auf den Bericht von Herr François Bertholet in diesem Band.

7. Bahntechnische Ausrüstung

Praktisch zeitgleich mit dem letzten Tunneldurchschlag zwischen Ferden und Mitholz anfangs 2005 beginnt Ende 2004 vor Ort der Einbau der komplexen und anspruchsvollen bahntechnischen Ausrüstung. In den zwei darauf folgenden Jahren erhält die Lötschberg-Basislinie Gleise, Fahrleitungen, Hoch- und Niederspannungsanlagen, Lüftungs- und Klimaanlagen, Sicherheits- und Kommunikationseinrichtungen, Leit- und Zugbeeinflussungssysteme sowie mechanische Ausrüstungen im Wert von über 700 Mio. CHF.

Vorbereitung der Ausführung – Versuchsstrecke Mitholz
Die BLS AlpTransit AG hat für die Ausrüstung der Lötschberg-Basislinie in zweierlei Hinsicht Neuland betreten. Zum Ersten werden auf einer Versuchsstrecke alle sich wiederholenden Bauteile vom Rohbau bis zur Bahntechnik eingebaut, ausgetestet, geprüft und konstruktiv optimiert. So können wertvolle Erfahrungen bezüglich Konstruktionsdetails, Materialwahl, Montage sowie Betrieb und Unterhalt gewonnen werden. Die zukünftigen Betreiber erhalten zudem in situ eine Instruktions- und Schulungsmöglichkeit.

Die Versuchsstrecke befindet sich beim Fusspunkt Mitholz im Tunnel und ist somit von aussen leicht zugänglich. Sie bildet nach der Fertigstellung auf einer Länge von rd. 50 m die fertigen Tunnels aus dem Spreng- und aus dem TBM-Vortrieb im Massstab 1:1 ab. Es lässt sich jetzt schon sagen, dass sich diese Investition mehr als ausbezahlt hat (Bild 14).

Bild 14: Versuchsstrecke Mitholz

Containerhalle

Zum Zweiten werden die meisten Steuereinrichtungen für die 17 Betriebs- und Lüftungszentralen sowie Leitstellen in 20-Fuss-Container eingebaut. Die 134 Edelstahl-Container werden in einer leer stehenden Fabrikhalle in Bern so aufgestellt wie später in den Zentralen im Tunnel und vollständig ausgerüstet (Bild 15, 16). Damit können einerseits erkleckliche Zeitgewinne beim Einbau der bahntechnischen Ausrüstung erzielt werden. Andererseits erlaubt dieses Vorgehen ein intensives Austesten der komplexen Einrichtungen mit kurzen Interventionswegen. Die Container bleiben bis zum Einbau in der Montagehalle und werden von dort mit der Bahn oder mit Lastwagen möglichst direkt zum definitiven Standort im Tunnel transportiert, dort abgeladen und wieder zusammengebaut. Neben der raschen Installation im Tunnel versprechen sich die Beteiligten als zweiten wesentlichen Vorteil eine höhere Betriebssicherheit schon bei der Abnahme.

Bild 15: Containerhalle

Bild 16: Klima Container in der Ausrüstungsphase

Einbau und Montage der bahntechnischen Ausrüstung

Das Einbaukonzept beruht auf folgenden Vorgaben und Annahmen:

- Die bahntechnische Ausrüstung der einzelnen Tunnelabschnitte wird möglichst vollständig von den Rohbauarbeiten getrennt.
- Die Einbauarbeiten beginnen so früh wie möglich und gestaffelt.
- In den Einbauabschnitten arbeiten gleichzeitig mehrere Ausrüster.
- Die Versorgung der Baustellen erfolgt mehrheitlich schienengebunden über die fertigen Gleise der bereits fertig gestellten Abschnitte.
- Die Einbauarbeiten basieren auf gut ausgerüsteten, zentralen Installationsplätzen bei den Tunnelportalen in Raron (Bild 17) und Frutigen.
- Ein Tunnelabschnitt (Tunnel Ost Raron – Ferden) wird rd. ein Jahr vor Inbetriebnahme für Versuchs- und Testfahrten freigegeben.

Bild 17: Verbindungsgleis vom Installationsplatz Raron über die neue Rhonebrücke zum Südportal Raron

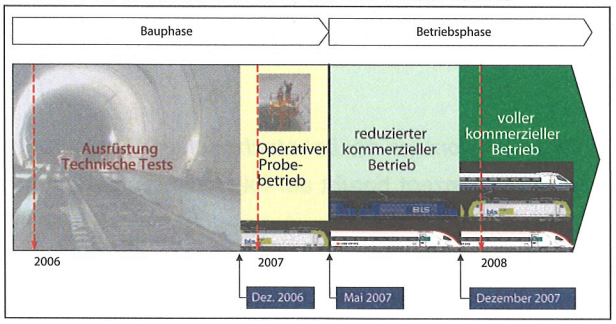
Abnahme und Inbetriebnahme

Das Abnahmekonzept sieht eine gestaffelte Abnahme der einzelnen Tunnelabschnitte vor. Dies wird jedoch nur dann möglich sein, wenn alle darin vorkommenden und von-

einander abhängigen Gewerke fertig gestellt und betriebsbereit sind. Entsprechend sensibel würde das Terminprogramm auf Verspätungen einzelner Arbeiten reagieren.

Ein erster Meilenstein ist für den Frühsommer 2006 geplant. Ab dann sollen auf dem Ostgleis zwischen Raron und Ferden ab dem noch zu bauenden dritten Gleis der SBB-Stammlinie Visp – St. German vorgezogene Testfahrten stattfinden (Bild 18).

Bild 18: Grobablaufschema der Inbetriebnahme

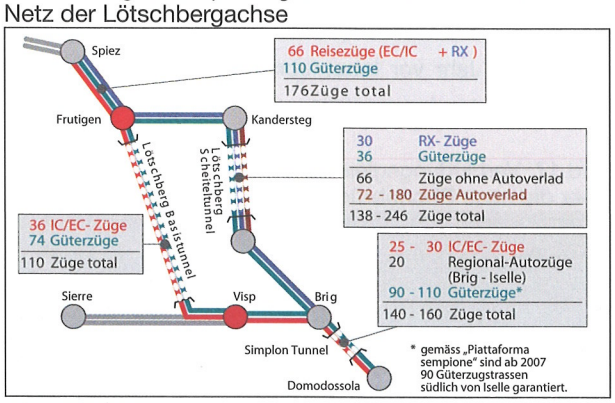


8. Zulaufstrecken Nord und Süd

Zugzahlen

Auf der Lötschbergachse bilden der Basis- und der Scheiteltunnel ein Gesamtsystem. Ein Teil der Güterzüge (vor allem die leichten von Süden nach Norden) wird nach wie vor über die Scheitelstrecke geführt. Bild 19 gibt Auskunft, welche Zugzahlen auf welcher Strecke dem Konzept zugrunde liegen.

Bild 19: Zugzahlen pro Tag ab Dezember 2007 auf dem Netz der Lötschbergachse

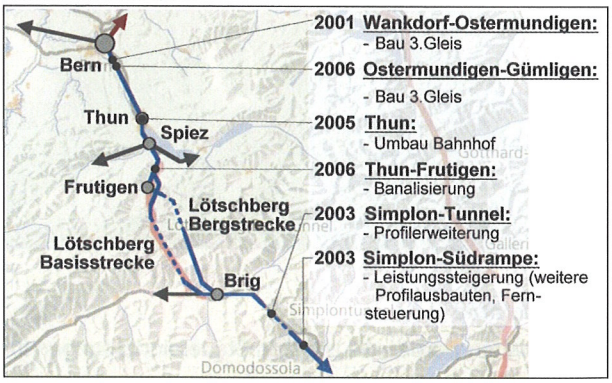


Zulaufstrecke Nord

Im Norden sind sehr viele Projekte bereits abgeschlossen oder im Bau, damit diese rechtzeitig auf die Inbetriebnahme der Lötschberg-Basislinie zur Verfügung stehen (Bild 20). Zu erwähnen sind dabei die Neubaustreck Mattstetten – Rothrist (2004), Bau des 3. Gleises Wankdorf – Gümligen (2001, 2006), Umbau Bahnhof Thun (2005), Banalisierung Thun – Frutigen (2006), Umbau Bahnhof Frutigen sowie Bau eines Erhaltungs- und Interventionszentrum in Frutigen. Sämtliche Ausbauten laufen gemäss Programm.

Bild 20: Ausbauten auf der Zulaufstrecke Nord

Zulaufstrecke Süd

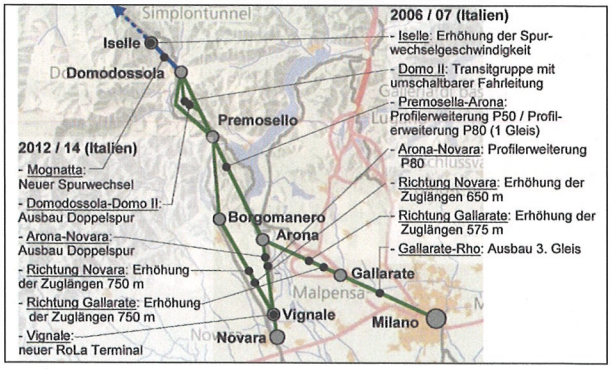


Südlich des Basistunnels ist der Anschluss an die Rhonetallinie über die beiden Rhonebrücken zu bauen, das 3. + 4. Gleis zwischen St. German und Visp bis 2006 / 2007 und der Umbau des Bahnhofes Visp sowie die Stellwerkanlage (u.a. wegen ETCS Level 2).

Die Profilerweiterungen im Simplontunnel und auf der Südrampe inkl. Massnahmen für die Leistungssteigerung wurden 2003 abgeschossen.

Ab Iselle Richtung Novara / Milano erfolgen die Anpassungen in 2 Etappen. Bis 2006 / 2007 laufen eine Vielzahl von Baustellen, um die Leistung der Strecke zu ertüchtigen, die Lichtraumprofile sowie die bahntechnische Ausrüstung zu verbessern (Bild 21).

Bild 21: Ausbauten auf der Zulaufstrecke Süd



Diese Ausbauarbeiten werden durch das BAV begleitet und gemäss dieser Stelle sind diese Ausbauten im Programm.

Vergleich Prognose/Befund und Erkenntnisse

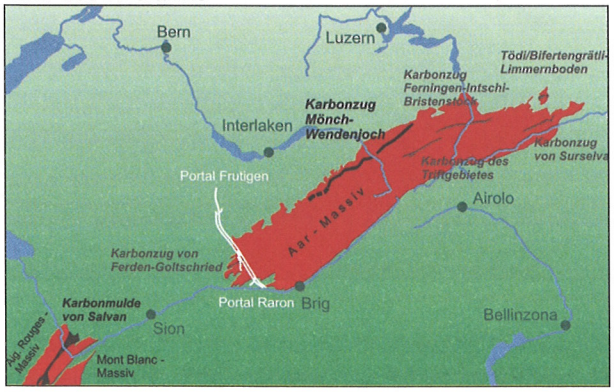
Hans-Jakob Ziegler, Dr. phil. nat. Geologe
Geologengemeinschaft Lötschberg-Basistunnel, Bern

1. Einleitung

Anfangs 2004 wurden im Lötschberg-Basistunnel mit den Vortrieben ab Mitholz in Richtung S nach dem Ausbruch einer rund 800 m langen Strecke im prognostizierten Granit völlig unerwartet erneut Sedimentgesteine angefahren. Dabei handelte es sich zuerst um Gesteine der Trias (Basissandstein, dolomitische und anhydritführende Phyllite, Sand- und Siltsteinen sowie Tonschiefer). Zur Zeit verläuft der Vortrieb in Gesteinen, die dem Karbon zugeordnet werden können.

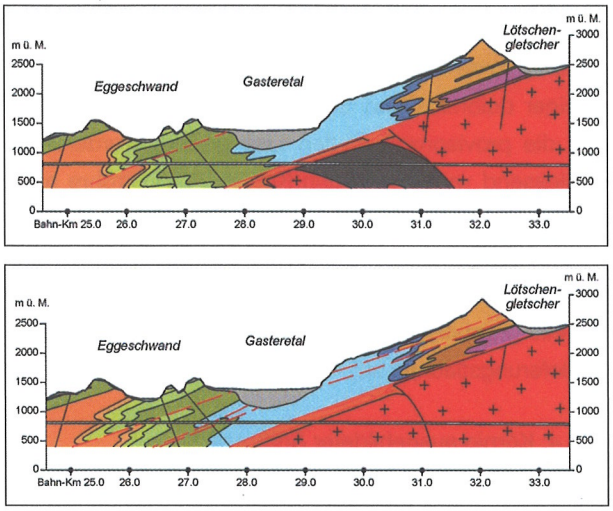
Im Feinvariantenvergleich für den Lötschberg-Basistunnel wurde anfangs 90er-Jahre mit einer optimistischen und einer pessimistischen geologischen Prognose gearbeitet. Dabei bezog sich das Wort pessimistisch auf das möglichst lange Auftreten von bautechnisch ungünstigen Gesteinen wie Mergel und Schiefer. Da in vergleichbarer tektonischer Position sowohl östlich als auch westlich des Lötschbergs Karbonvorkommen bekannt sind (der Karbonzug Mönch – Wendenjoch im Osten und die Karbonmulde von Salvan im Westen, Bild 1), wurde in der pessimistischen Prognose ein Karbontrog im Gastern-Granit postuliert (Bild 2).

Bild 1: Kartenskizze mit Karbonaufschlüssen am Nordrand des Kristallins



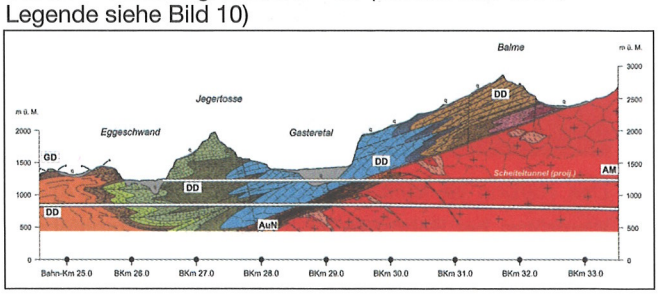
Diese Hypothese wurde aufgestellt, da das tatsächliche Vorhandensein eines durchziehenden Karbontroges – obwohl im nördlichen Lötschberggebiet kein solches Karbonvorkommen bekannt war – nicht mit völliger Sicherheit ausgeschlossen werden konnte.

Bild 2: Feinvariantenvergleich 1992 mit pessimistischer (oben) und optimistischer (unten) geologischer Prognose (die damalige Linienführung entspricht nicht ganz der aktuellen)



Die im Gasterntal abgeteuften Sondierbohrungen ergaben keine Hinweise auf das Auftreten von Karbon an der Nordabdachung des Gastern-Granits. Dies stand im Einklang mit den detaillierten Aufnahmen des Scheiteltunnels, in dem ebenfalls kein Karbon angetroffen wurde. Zudem wiesen auch die mit der Aufsicht betrauten Experten daraufhin, dass ein solches Karbonvorkommen unwahrscheinlich sei. Deshalb wurde für die weitere Prognose das Karbon weggelassen (Bild 3).

Bild 3: Geologisches Prognoseprofil des Abschnittes Mitholz – Kantonsgrenze BE – VS (Submission 1998, Legende siehe Bild 10)

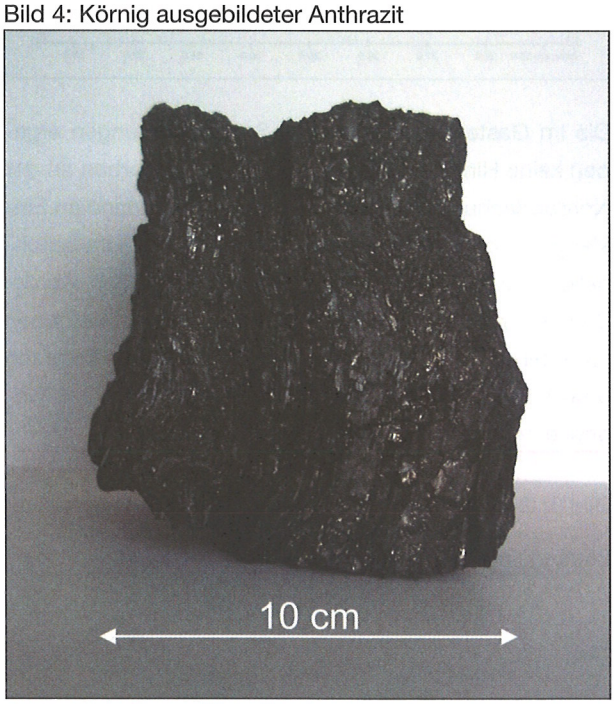


2. Aktueller Befund

Nach der Querung des Autochthons Nord kam der Vortrieb von Mitholz Richtung Süd im Sommer 2003 wie erwartet in den Granit. Dabei handelte es sich um einen sedimentären Übergang vom Basissandstein der Trias zum Granit. Nachdem über rund 800 m Granit durchörtert wurde, trat der Vortrieb Ende 2003 mit einem genau gleichen sedimentären Kontakt erneut in den Basissandstein ein.

Nach Querung der Trias (inkl. fraglichem Rhät auf einer Strecke von rund 140 m), die eindeutig weniger tektonisch beansprucht worden war als jene auf der N-Seite des Kristallins, wurde eine Strecke von rund 220 m in mehr oder weniger dolomitischen Sand- und Siltsteinen aufgefahren, die provisorisch in den Lias gestellt wurden. Anschliessend wurde ab Bahn-Km 30.242 Oströhre resp. 30.275 Weströhre Karbon angetroffen. Dieses Karbon wird vorwiegend von Siltsteinen und Sandsteinen mit Anthrazitlagen aufgebaut (Bild 4). Daneben treten Schiefer mit graphitischen und entsprechend glattpolierten Schieferungsflächen auf.

Bild 4: Körnig ausgebildeter Anthrazit



Das Karbon ist leicht erdgasführend. So wurde in der Weströhre bei Bahn-Km 30'405 ein Bläser angefahren, aus dem am Anfang Gas mit einer Temperatur von fast 60° austrat. Gasanalysen ergaben zu Beginn ein Gasgemisch aus 50 % Methan und 50 % Stickstoff und zeigten, dass es sich um ein an Ort und Stelle gebildetes Gas handelt. Nach einigen Tagen kam dieser Bläser zum erliegen. Zudem ergaben von der Deutschen Montan Technologie GmbH (DMT) durchgeführte Spezialuntersuchungen Hinweise auf eine ungewöhnlich hohe Inkohlung der angefahrenen Anthrazite bis Meta-Anthrazite.

Der Vortrieb im Karbon ist bis auf vereinzelte Tropfwasserstellen trocken.

Vor allem in den Siltsteinen wurden Pflanzenreste gefunden (Bild 5).

Bild 5: Schachtelhalme (oben) und Farne (unten, Fotos Naturhistorisches Museum Bern)

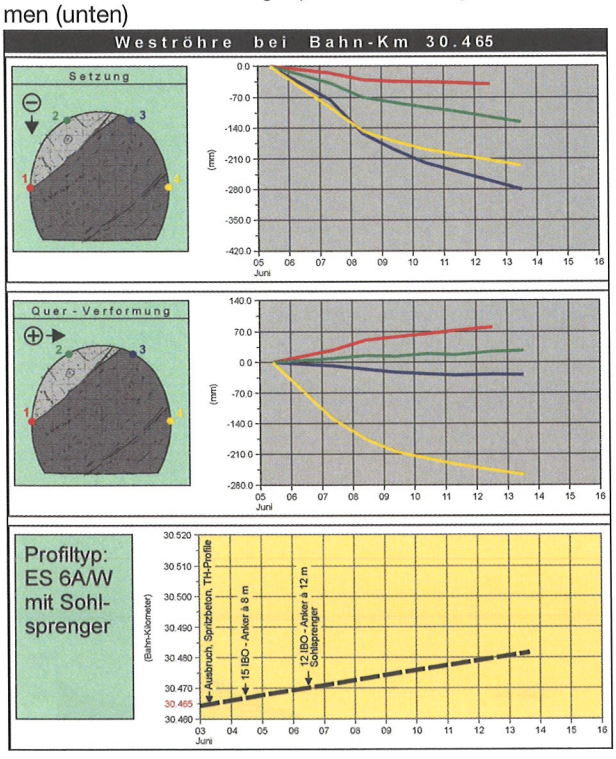
Mit diesen Pflanzenfunden konnte vom Naturhistorischen Museum Bern in Zusammenarbeit mit Prof. Hantke das vorliegende Gestein auf Oberkarbon (Grenze Westphalien/Stephanien) mit einem Alter von gut 300 Mio Jahren datiert werden. Tierische Fossilien wurden bisher keine gefunden. Da es sich nicht um marine Ablagerungen handelt, könnten allenfalls – wie andere vergleichbare Loka-

litäten zeigen – höchstens Insekten auftreten (grosse Termiten, Gespensterheuschrecken, Kakerlaken, Grillen und Käfer).

Der Gastern-Granit, wie er im Moment von Ferden her aufgefahren wird, ist nur wenig jünger.

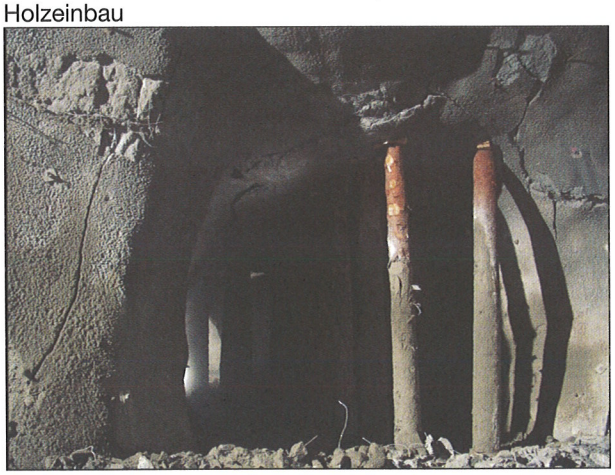
Als Folge der grossen Überlagerung treten in diesen bautechnisch wenigstens teilweise ungünstigen Gesteine erhebliche Konvergenzen auf (Bild 6). Dabei handelt es sich vermutlich nicht um eine homogene plastische Deformation sondern wohl eher um Deformationen als Folge eines Kollapses der Anthrazitlagen, die zu anschliessenden Blockverschiebungen längs den teilweise sehr glatten Schieferungsflächen führen. Zudem zeigt sich in Bild 6 klar die grosse Abhängigkeit der Deformationen von den lokalen geologischen Verhältnissen.

Bild 6: Beispiel für die gemessenen Deformationen mit geologischer Brustaufnahme (hell: Sandsteine; dunkel: Siltsteine mit Anthrazitlagen) und Sicherungsmassnahmen (unten)



Nach dem letzten Abschlag in der Querverbindung 48 traten grosse Schäden in der Spritzbetonschale auf, die sich in beiden Röhren bis zur rund 30 m entfernten Brust fortpflanzten (Bild 7). Als erste Sofortmassnahme zur Stützung des Gebirges wurden von der Unternehmung Baumstämme eingebaut, da diese am schnellsten zur Verfügung standen und sehr einfach eingepasst werden konnten.

Bild 7: QV 48 mit Schäden in der Spritzbetonschale und Holzeinbau

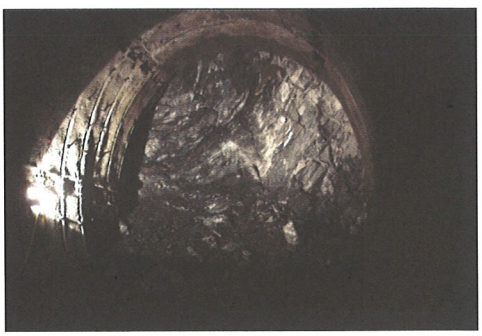


Seit diesem Ereignis, das dazu führte, dass der Vortrieb wegen den erforderlichen Nachsicherungen für längere Zeit unterbrochen werden musste, haben sich die Schwierigkeiten beim Vortrieb deutlich verschärft. Dies dürfte unter anderem sicher auch auf die seither wegen den zusätzlichen Sicherungsmassnahmen wesentlich langsamere Vortriebsgeschwindigkeit zurückzuführen sein. Hinzu kommt noch, dass in letzter Zeit vermehrt Scherzonen mit Phylliten und Kakiriten auftreten. All dies führte dazu, dass die Vortriebsleistungen anstelle der erwarteten gut 9 m/Tag im Granit auf rund 1.5 m/Tag zurückgegangen sind.

3. Schlussfolgerungen und Ausblick

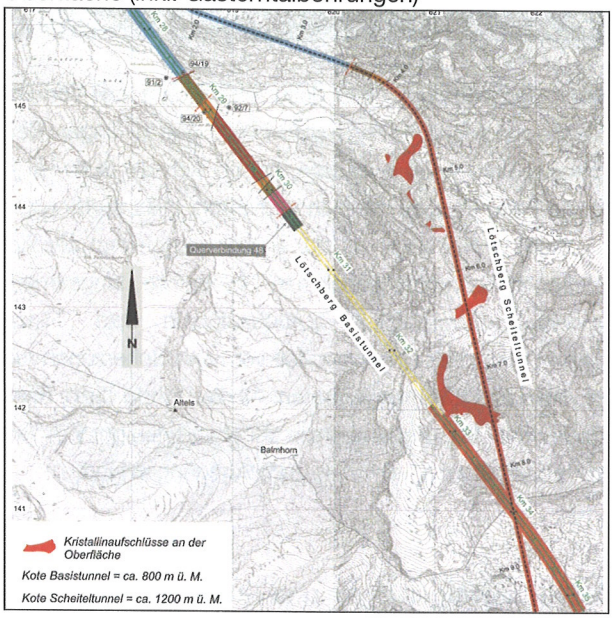
Wegen dem überraschend angetroffenen Karbon ergeben sich für den Basistunnel zwei unerwartete Schwierigkeiten: Einerseits fällt kein Ausbruchmaterial an, das zu Betonzuschlagstoffen verarbeitet werden kann. Aus diesem Grund wird zur Zeit Ausbruchmaterial von Ferden nach Mitholz transportiert und dort verarbeitet. Andererseits ist natürlich der Vortrieb wegen den stark wechselnden Verhältnissen (Sandsteine, Siltsteine und Anthrazit) nicht so schnell wie im Granit. Dazu kommt, dass diese wenigstens teilweise bautechnisch ungünstigen Gesteine einen wesentlich grösseren Sicherungsaufwand bedingen (Bild 8) als der erwartete Granit. Beides zusammen führt zu einer erheblichen Verlangsamung des Ausbruchs.

Bild 8: Sicherung im Karbon mit TH – Stahlbögen und Konvergenzschlitzen



Die momentan brennenste Frage ist natürlich, wo die Südgrenze dieser Sedimente resp. der Übergang in den Gastern-Granit liegt. Aufgrund der Aufschlussverhältnisse und der Kenntnisse aus dem Scheiteltunnel sowie jenen aus den bisherigen Vortrieben in Mitholz und Ferden (Bild 9) können aber keine belastbaren Schlüsse gezogen werden. Deshalb ist eine Prognose der Karbonmächtigkeit zur Zeit nicht möglich, sie wäre reine Spekulation.

Bild 9: Horizontalschnitt des Lötschberg-Basistunnels mit Scheiteltunnel und Kristallinaufschlüssen an der Oberfläche (inkl. Gasterntalbohrungen)



In Bild 10 dargestellt ist eine mögliche Interpretation des Karbonvorkommens im Kristallin. Genauere Aussagen werden aber erst möglich sein, wenn der Basistunnel wieder den Granit erreicht hat, da die Art und Ausbildung dieser Grenze sehr wichtig für eine vernünftige Interpretation ist. Aufgrund der bisherigen Altersbestimmung könnte es sich durchaus auch um einen Intrusivkontakt handeln, der während der alpinen Gebirgsbildung zerschert und über mindestens einen Kilometer nach Norden überschoben worden ist.

Die Ereignisse in Mitholz zeigen einmal mehr, dass es im Untertagebau immer wieder zu Überraschungen kommen kann, selbst wenn solche wie im vorliegenden Fall wegen den Daten des nahegelegenen Scheiteltunnels für unwahrscheinlich gehalten werden.

In der im August 2004 durchgeführten, rund 475 m langen, horizontalen Erkundungsbohrung wurde die Grenze zum Kristallin bei Bahn-km 30.550 (Oströhre) resp. 30.590 (Weströhre) erbohrt. Damit ist die Karbonstrecke im Lötschberg-Basistunnel gut 300 m lang.

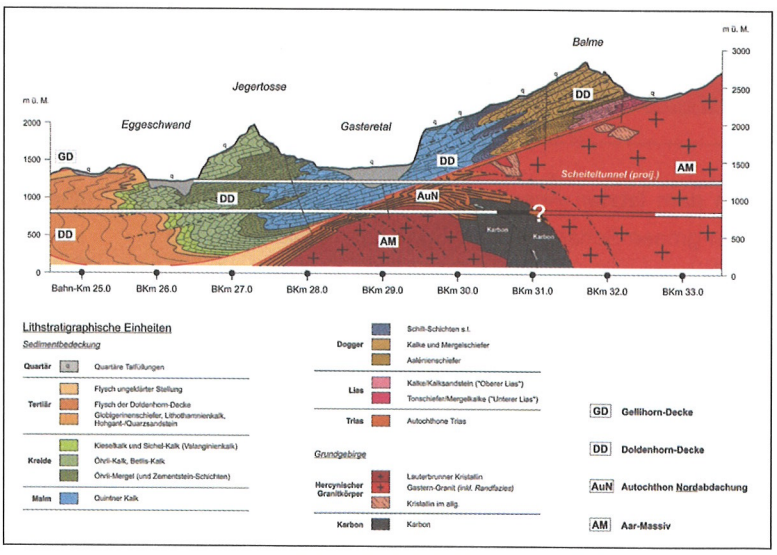


Bild 10: Geologisches Befundprofil (Stand: Ende Juni 2004)

Baulos Mitholz
Klimabedingungen beim Vortrieb und Innenausbau

Wolfgang Lehner, Dipl. Ing.
Arbeitsgemeinschaft Satco, Mitholz

Beim Bau der beiden NEAT-Alpentransversalen werden Gebirgsstöcke der Schweizer Zentralalpen mit teilweise sehr grossen Überlagerungen durchfahren. Dabei tritt neben den herkömmlichen Risiken des Tunnelbaues auch das spezielle Phänomen der Temperaturzunahme des Gebirges infolge der Tiefenlage der Tunnelröhren in Erscheinung. Am Beispiel des Bauloses Mitholz soll die Bewältigung der Klimaproblematik in den Vortriebsbereichen erläutert werden.

1. Einleitung

Die beiden Einspurröhren des Lötschberg-Basistunnels sind nunmehr seit etwa vier Jahren aktiv im Bau und schreiten zügig ihrer Vollendung entgegen, zumindest was die Ausbruchsarbeiten betrifft.

Je tiefer die Vortriebe in die Gebirgsstöcke um die Balmhorngruppe eindringen, umso deutlicher treten die Begleiterscheinungen der grösser werdenden Überlagerungen hervor. Bei maximalen Überlagerungshöhen von bis nahezu 2000 m wird neben den riesigen Gebirgsspannungen, welche sich in Bergschlagerscheinungen niederschlagen auch die Tiefenwärme zum Problem für die Vortriebsmannschaften.

Am Beispiel des Bauloses Mitholz, welches den gesamten Nordabschnitt des Basistunnels umfasst soll die technische Bewältigung der Klimatisierung der Arbeitsstellen und deren Auswirkungen auf die Logistik der Arbeiten dargestellt werden.

2. Projektbeschreibung Baulos Mitholz

Der Nordabschnitt des Lötschbergbasistunnels wird vom Hauptangriffspunkt am Ende des 1,6 km langen Zugangstunnels in Mitholz im Kandertal aufgefahren.

Der sogenannte Fusspunkt besteht im wesentlichen aus zwei grossen Kavernen, welche später als Betriebszentralen für den Bahnbetrieb genutzt werden, während der Bauausführung aber zur Unterbringung der Betonzentrale und der untertägigen Werkstätte genutzt werden.

Daneben befinden sich hier Aufweitungsstrecken, Nothaltestellen, verschiedene Logistiktunnel und -schächte, welche zur Materialförderung und Versorgung der einzelnen Baustellen dienen.

Für die Entwicklung und Erprobung späterer Ausrüstungsteile wurde eine Versuchstrecke angelegt.

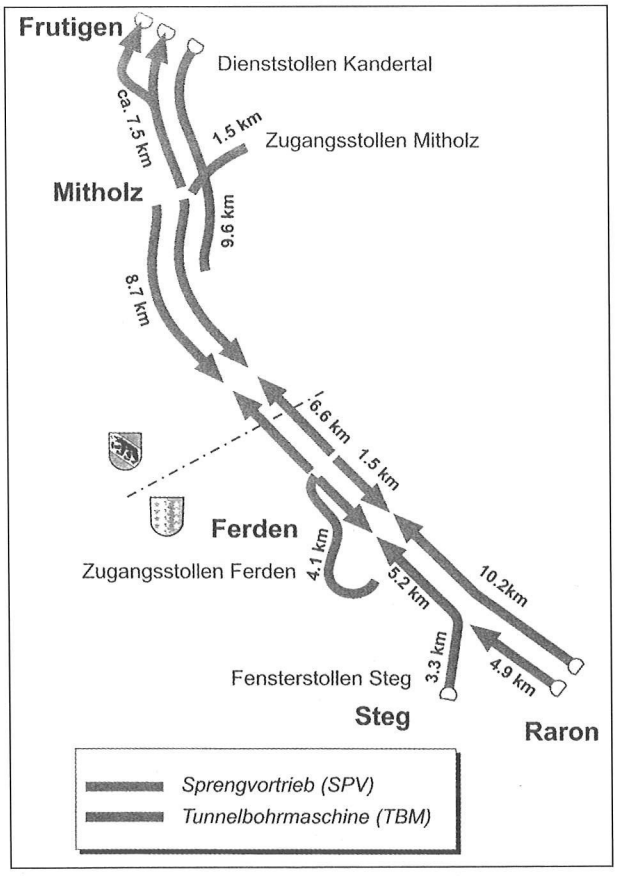


Bild 1: Lötschberg Basistunnel – Baulosübersicht

Vom Fusspunkt ausgehend führt eine Einspurröhre nach Norden zum Portal Frutigen. Etwa 900 m vor diesem Nordportal befindet sich eine Abzweigungskaverne mit bis zu 280 m² Ausbruchsquerschnitt, von wo aus wieder zwei Röhren zum Portal und zur anschliessenden Interventionsöffnung zwischen Portal und Bahnhof Frutigen führen.

Richtung Süden sind zwei Einspurtunnel bis zur Baulosgrenze herzustellen, wo mit den Vortrieben vom Abschnitt Ferden der Hauptdurchschlag erfolgen wird.

Kurz vor Erreichen der Baulosgrenze bei Baukilometer 31+700 sind zwei weitere Kavernen für ausrüstungstechnische Zwecke mit jeweils ca. 7000 m³ Ausbruch herzustellen. Die Parallelröhren sind im Abstand von 330 m miteinander verbunden. Nebenbauwerke wie Lüftungszentralen, Schächte für Energiezuführung und der gleichen werden im einzelnen hier nicht erwähnt.

3. Stand der Arbeiten (Juni 2004)

Nach etwa vier Jahren Bauzeit wurden von insgesamt über 26 km herzustellenden Einspurröhren mehr als 23 km vorgetrieben. Das entspricht einem Ausbruchsvolumen von ca. 1,65 Mio m³.

Der Ast vom Fusspunkt Richtung Frutigen wurde bereits im August 2003 fertig gestellt. In diesem Abschnitt ist der Innenausbau über eine Länge von 3 km abgeschlossen.

Im südlichen Abschnitt Richtung Wallis sind mittlerweile mehr als 8 km je Röhre aufgefahren worden. Derzeit wird eine Störzone aus Sedimentgestein mit Carboneinlagerungen durchfahren.

Parallel dazu ist die Betonauskleidung in der östlichen Röhre auf eine Länge von über 6 km fertig gestellt.

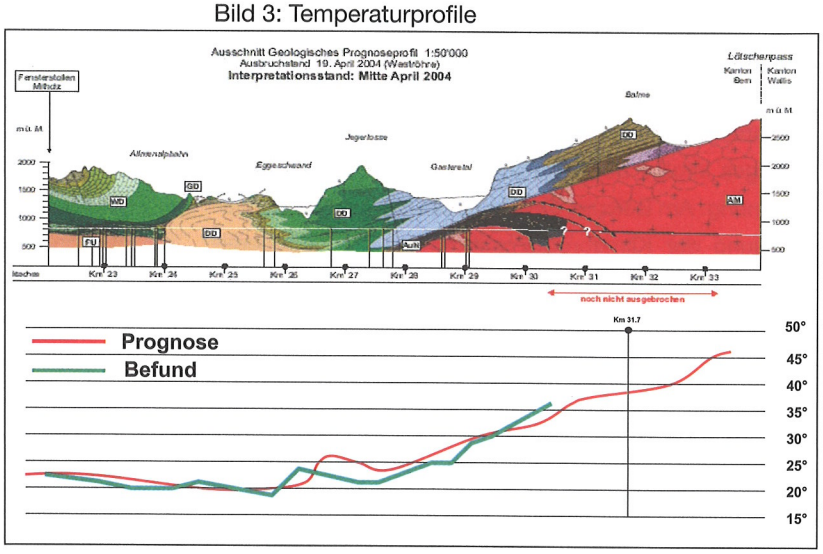
Bild 2: Stahlbogenausbau im Bereich der Karbonstrecke

4. Geologische und geothermische Prognose

Mit dem Basistunnel werden die gesamten Berner Alpen auf Niveau des Rhonetales durchfahren.

Von Norden beginnend durchquert der Tunnel zuerst eine Abfolge verschiedener Kalkformationen der helvetischen Decken auf einer Länge von 14,5 km. Hier werden auch zu Verkarstung neigende Kalkschichten durchquert.

Bild 3: Temperaturprofile



Am Übergang von den Kalken der Doldenhorndecke zum Altkristallin des Aaremassives wird das sogenannte Autochton Nord durchfahren, welches tunnelbautechnisch zu den Hauptrisiken des gesamten Projektes zählte.

Der anschliessende Granitstock des Aaremassives bringt dann infolge der bis auf fast 2000 m ansteigenden Überlagerung Bergschlaggefahren und eine Zunahme der Gebirgstemperatur bis weit über 40°C.

Für die Prognostizierung der Temperaturentwicklung als Grundlage für das Ausschreibungsprojekt konnten im Bereich des Sondierstollens Kandertal die genauen Temperaturwerte aus diesem Vortrieb verwendet werden.

Südlich davon konnten nur die in den Tiefbohrungen aus dem geologischen Erkundungsprogramm festgestellten Werte herangezogen werden. Unterstützend wurde noch die Temperaturgradiente aus dem Bau des Scheiteltunnels verwendet.

Die Einflüsse von Taleinschnitten und Strömungsverhältnisse im Bergwasserkörper konnten nur abgeschätzt werden und bedingten einen Streubereich um einige Grade.

5. Gestaltung der Submissionsunterlagen

Auf die zuvor erläuterten Erkenntnisse der Geologen musste in den Ausschreibungsbedingungen natürlich eingegangen werden. Die Schwierigkeit war aber die Einschätzung der notwendigen Kühlleistung, da diese von einer Vielzahl von Parametern abhängig ist – nicht zuletzt von den eingesetzten Maschinenleistungen im Vortrieb. Darüber hinaus hat auch die Qualität des Bewetterungssystemes einen Einfluss auf die Klimaentwicklung vor Ort.

Daher wurden Klimavorausberechnungen angestellt, um Grössenordnungen der auszuschreibenden Wetterkühlleistung abzuschätzen.

Um den grossen Streubereichen der Kühlanforderung trotzdem begegnen zu können, hat der Projektverfasser zwei verschiedene Grundprinzipien der Kühlmöglichkeiten ausgeschrieben und weiters diese modulartig erweiterbar gestaltet.

Wetterkühlmaschinen mit Verdichter und Verdampfer:
Hier wird am Ende der Frischluftlutte in den Wetterstrom eine Verdampfungseinheit eingebaut, über welche die zu kühlende Frischluft strömt. Die zur Wärmeabfuhr erforderliche Wassermenge ist relativ gering, da auf das Abwasser entsprechend höherer Temperaturen übertragen werden können. Entscheidend für die Wirksamkeit dieses Systems ist der Temperaturunterschied zwischen Zu- und Ablauf des Kühlwassers.

Wärmetauscher:
Bei diesem System wird entsprechend kaltes Wasser in grosser Menge zu einem am Luttenende angebrachten Wärmetauscher geführt. Die dabei entstehend Temperaturdifferenz ist wesentlich geringer, die Zulauftemperatur ist für die Wirksamkeit von zentraler Bedeutung. Das heisst, die benötigte Wassermenge muss in isolierten Rohren in den Tunnel geleitet werden um eine vorzeitige Erwärmung zu verhindern.

6. Auswahl des Klimatisierungsverfahrens

Nachdem die Klimatisierung der Arbeitsbereiche des Vortriebes erst nach einer Strecke von ca. 5 – 6 km zu erwarten war, konnte zu Baubeginn auf die Installation der Kälteeinrichtungen noch verzichtet werden.

Es musste jedoch bei der Gestaltung der hoch mechanisierten Einrichtung der Sprengvortriebe bereits auf die Integration dieser Maschinen Bedacht genommen werden. Im Klartext heisst das, der Platzbedarf und die Energiezufuhr für die Anlagen auf den vorgesehenen Hängebühnen war von Anfang an einzuplanen. Das bedeutet weiters, der Entscheid über das einzusetzende System hatte bei Beginn der Arbeitsvorbereitung für die Vortriebsinstallationen getroffen zu werden.

Die Wahl fiel auf Wetterkühlmaschinen, nachdem bei dieser Variante der Wasserbedarf kleiner ist und vor allem die Vorlauftemperatur für die Effektivität der Anlage von untergeordneter Bedeutung ist.

Die zur Verfügung stehende Wassermenge war von Baubeginn an begrenzt, daher würde sich keine Erweiterungsmöglichkeit im Fall der Alternative Wärmetauscher ergeben. Darüber hinaus müssten grosse Wassermengen über mehr als 10 km in isolierten Rohrleitungen unter Tage geführt werden.

Bild 4: Kühlanlage 500kW vormontiert mit Werk

Bild 5: Verdichtereinheit bei Probemontage

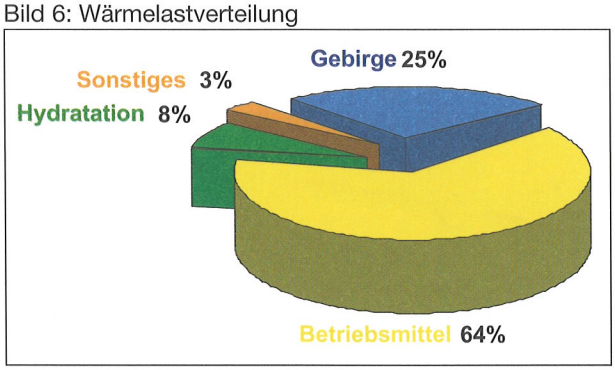
7. Wärmequellen und ihr Einfluss auf den Gesamtkühlbedarf

Der Wärmeeintrag durch die unterschiedlichen Wärmequellen in die Arbeitsatmosphäre ist zum allergrössten Teil dem Grunde nach bekannt, ihr Anteil an der Gesamtwärme ist jedoch schwer einschätzbar.

Die Hauptwärmelasten wurden für das Baulos Mitholz für Endlänge bei BauKm 31+700 wie folgt ermittelt:

- Gebirge inkl. Bergwasser: ca. 25 %
- Betriebsmittel – Geräteeinsatz : ca. 64 %
  Es wurde der Betriebszustand Schuttern zu Grunde gelegt, da hier die grösste Maschinenleistung in Betrieb ist.
- Hydradationswärme durch Zement im Beton: ca. 8 %
- Sonstige Einflüsse: zusätzlich ca. 3 %

Bild 6: Wärmelastverteilung



Einen weiteren, wichtigen Einfluss auf den Kühlbedarf stellt das System der Frischluftzufuhr dar. Wird Frischluft über den freien Querschnitt angesaugt und die Abluft über Lutten abgeführt, ergibt sich natürlich über die gesamte Länge des Vortriebes ein Wärmeeintrag, der dann schlussendlich in den Arbeitsbereichen wiederum Kühlbedarf erzeugt.

Wird die Frischluft über einen Luttenstrang zugeführt, entsteht der Wärmeeintrag in den Tunnel im Abluftstrom. Hier kann im Normalfall die Wärme über Tag geführt werden, ohne Arbeitsbereiche zu passieren.

Das heisst, ist bei untertägigen Bauwerken mit Klimatisierungsbedarf zu rechnen sollte möglichst eine blasende Bewetterung angestrebt werden.

Die Form der Schutterung spielt ebenfalls eine Rolle bei der Abschätzung des Kühlbedarfes. Wird das Ausbruchsmaterial wie im Fall Mitholz über Förderbänder abgeführt, entsteht durch die verhältnismässig grosse Oberfläche mehr Wärmeabgabe als bei Schutterung in Bunkerzügen.

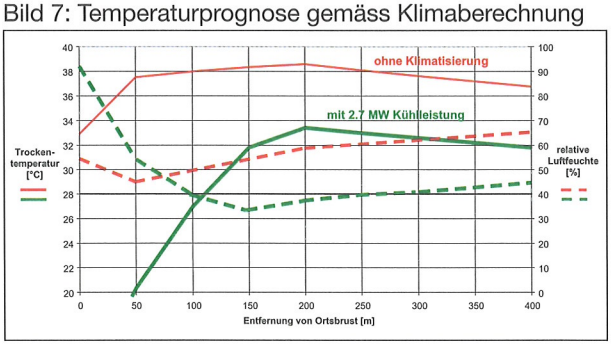
8. Installation der Kühlanlagen

Die oben erwähnten Vortriebseinrichtungen wurden so konzipiert, dass die in der Ausschreibung vorgesehenen zwei Anlagen mit je 300 kW Kühlleistung bei Bedarf aufgenommen werden konnten.

Etwa beim Baukilometer 28,5 wurde die erste, wenig später bei Km 28,9 die zweite Anlage in Betrieb genommen. Hier herrschten Gebirgstemperaturen von 28 – 29 °C.

Beim Anstieg auf 30 °C erkannte man, dass die angenommene Kühlleistung nicht ausreichen wird. Es wurde eine Simulationsrechnung mit den Erfahrungswerten aus dem bisherigen Vortrieb bei der Firma Deutsche Montan Technologie (DMT) in Auftrag gegeben. Das Ergebnis unter Einbeziehung der tatsächlich installierten Maschinenleistungen und der eingebrachten Betonmengen ergab für die prognostizierten und auch tatsächlich auftretenden Gebirgstemperaturen einen Kühlbedarf um Faktor vier höher als ursprünglich angenommen.

Bild 7: Temperaturprognose gemäss Klimaberechnung



Eine umfangreiche Nachinstallation wurde notwendig. Die neu erforderlichen 2,7 MW Gesamtkühlbedarf überstiegen nicht nur den vorhandene Installationsraum auf den Nachläufern, sondern überforderten auch die Energiezufuhr. Darüber hinaus konnte die benötigte Kühlwassermenge zur Wärmeabführung von über Tage nicht mehr zur Verfügung gestellt werden. Es musste zusätzlich der grösste Teil des zuströmenden Bergwassers aus der Doldenhorndecke zur Energieabfuhr verwendet werden.

Die Wahl der Wetterkühlmaschinen hatte sich damit bestätigt. Die Erweiterung war gegenüber dem Wärmetauscherprinzip mit weniger Wasserbedarf verbunden und die Kühlwassertemperatur spielte, wie schon erwähnt, keine so grosse Rolle. Das verwendete Bergwasser hatte bereits eine Temperatur von ca. 20°C.

Die endgültige Kühlanlage umfasste schliesslich pro Vortrieb vier Wetterkühlmaschinen a 300 kW und drei mit je

500 kW Kühlleistung mit einem Stromanschlusswert von insgesamt 850 kW. Der Wasserbedarf zur Wärmeableitung stieg auf ca. 50l/sec, was eine zusätzliche Zu- und Abwasserleitung erforderte.

9. Schlussbemerkung

Die Erfahrung hat gezeigt, dass der von der SUVA vorgegebene Grenzwert für die maximale Arbeitsplatztemperatur von 28°C bei den tiefliegenden Tunnelvortieben, wie sie bei den beiden NEAT-Bauwerken auftreten, sehr schnell zu einer äusserst anspruchsvollen Vorgabe wird. Der Einfluss von Wärmeentwicklung der eingesetzten Hochleistungsmaschinen, der Abbindewärme des Zementes in den Sicherungsspritzbetonen aber auch die teilweise schwierigen Bewetterungssituationen dürfen bei der Planung und Ausschreibung der Installationen nicht unterschätzt werden.

Als weitere, wichtige Erkenntnis sei hier angeführt, die Grenzwertfestlegung der maximalen Arbeitsplatztemperatur sollte in Abhängigkeit der Luftfeuchtigkeit variabel gestaltet sein. Für das subjektive Temperaturempfinden ist die Luftfeuchtigkeit von grosser Bedeutung. Bei 28°C und annähernd 100°Luftfeuchte kann der Körper sehr wenig Wärme abgeben, da der Verdunstungsgrad auf der Hautoberfläche sehr klein wird. Wird hingegen die Luftfeuchte gesenkt, kann gleichzeitig die Temperatur ansteigen, ohne die arbeitsphysiologischen Bedingungen zu verschlechtern.

In Mitholz ist es gelungen, in enger Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber, SUVA, beigezogenen Spezialisten der DMT und dem Auftragnehmer ein den Anforderungen entsprechendes Kühlkonzept zu entwickeln und auch umzusetzen. Einem erfolgreichen Abschluss der Vortriebsarbeiten steht nun zumindest aus arbeitsmedizinischer Sicht nichts mehr im Wege, ob dies auch aus geologischer Sicht so sein wird, wird die Zukunft zeigen.

Baulos Ferden
Aktive Massnahmen zur Gewährleistung einer hohen Arbeitssicherheit

Martin Hutter, dipl. Baumeister
Arbeitsgemeinschaft Ferden

1. Projektbeschreibung
1.1 ARGE Ferden

Die Arbeitsgemeinschaft ARGE Ferden besteht aus sieben Unternehmungen:

–	Bouygues SA, Saint-Quentin-Yvelines	F	38 %
–	Losinger Sion SA, Sion	CH	19 %
–	Prader AG Tunnelbau, Zürich	CH	19 %
–	Evequoz SA, Conthey	CH	6 %
–	Dénériaz SA, Sion	CH	6 %
–	Imboden AG, Visp	CH	6 %
–	Theler AG, Raron	CH	6 %

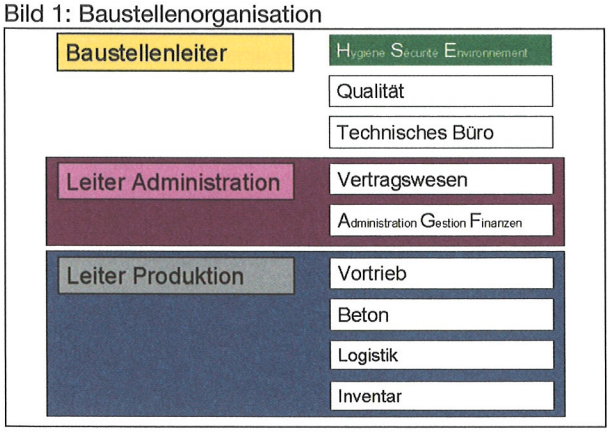
Seit dem Februar 2004 tritt die Unternehmung Losinger Sion SA unter dem Namen PraderLosinger SA auf.

Prader AG Tunnelbau wie auch PraderLosinger SA gehören zum international tätigen Konzern Bouygues.

Aus dieser Konstellation heraus ergibt sich eine eindeutige Mehrheit, die sich nicht nur sprachlich innerhalb der ARGE ausdrückt.

Die Abteilungen Vortrieb, Beton, Logistik und Inventar bilden den gewerblichen Rahmen und die Abteilungen Vertragswesen sowie Administration, Gestion und Finanzen (AGF) den kaufmännischen Rahmen. Das Bild wird ergänzt durch die Abteilungen Technisches Büro, Qualität und die Abteilung Hygiène, Sécurité und Environnement, kurz HSE genannt. Diese ist für den Gesundheitsschutz und die Arbeitssicherheit verantwortlich.

Bild 1: Baustellenorganisation

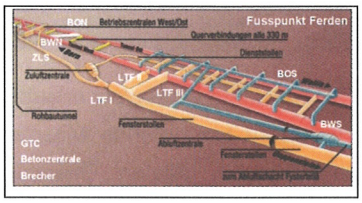


Innerhalb der Abteilung sind die Pflichten und Aufgaben klar verteilt. Die Abteilung HSE ist direkt dem Baustellenleiter unterstellt. Sie hat alle nötigen Kompetenzen, Freiheiten und Unabhängigkeiten. Ein absolutes Muss für ein speditives und wirksames Arbeiten.

Auf unserer Baustelle sind zur Zeit 550 Mitarbeiter beschäftigt, welche 23 verschiedenen Nationen angehören. 72 % der Mitarbeiter kommen aus der Schweiz, Frankreich, Portugal und Italien. Der Rest verteilt sich auf die verschiedensten Länder.

1.2 Die Baustelle

Bild 2: Röhrenmodell Fusspunkt Ferden



Unsere Baustelle bildet das Herzstück des Lötschberg-Basistunnels. Nicht nur geografisch gesehen, sondern weil

- die Zufahrt zur Baustelle durch einen 4 km langen Stollen mit 12 % Gefälle erfolgt.
- der Ausbruch gleichzeitig an fünf Vortriebsfronten erfolgte.
- der Ausbruch des Abluftstollens (ASS) ein Stockwerk d.h. 16 m höher erfolgte.
- die Arbeiten in den beiden Kantonen Wallis und Bern erfolgen.
- die Baustelle aus einem weitverzweigten Röhrensystem (Labyrint) besteht.
- enge und beschränkte Platzverhältnisse bestehen.

Bis Heute sind ~80 % der Ausbruchs- und ~40 % der Betonarbeiten beendet. Der Durchschlag des Lötschberg-Basistunnels zwischen der ARGE Ferden und der ARGE SATCO ist auf Ende des Jahres 2004 geplant. Aufgrund der aktuellen Situation im Norden (Geologie) könnte sich der Durchschlag jedoch verzögern. Anfangs des nächsten Jahres wird der Totalunternehmer mit dem Einbau

der Bahnausrüstung beginnen. Der beauftragte Unternehmer wird die gleiche Baustellenzufahrt, sprich den Fensterstollen wie wir benützen. Diese Schnittstelle gilt es klar zu definieren, um nicht grössere Störungen des Bauablaufes zu provozieren.

1.2.1 Installationsplatz

Der Installationsplatz befindet sich gegenüber dem Autoverlad der Bern-Lötschberg-Simplon Bahn (BLS) auf 1200 m ü.M. in Goppenstein. Auf dem Installationsplatz befinden sich die Büroräumlichkeiten, die Kantine die Werkstatt sowie das Magazin und die Umkleideräume für das Personal untertage. Im Weiteren wurde für die Abteilung HSE eine Erste Hilfe Station und einen Helikopterlandeplatz eingerichtet.

Bild 3: Installationsplatz inklusive Verladehalle

Der Helikopterlandeplatz erlaubt es, verletzte oder medizinisch zu versorgende Mitarbeiter, z.B. bei grösseren Verletzungen, akuten Gesundheitsgefährdungen, wie Herzkreislaufproblemen direkt in die Notfallaufnahmestation des Spitals nach Visp oder nach Siders zu fliegen.

Im Weiteren liegt der Installationsplatz im Bereich der Lawinenzone. So musste dieses Jahr die Arbeit auf der Baustelle aufgrund Lawinengefahr am 13. und am 20. Januar für 48 Stunden respektive 8,5 Stunden unterbrochen werden.

1.2.2 Fensterstollen Ferden

Die Zufahrt zur Baustelle untertag sowie der Materialtransport, d. h. die Lieferung der Zuschlagstoffe und der Abtransport des Ausbruchmaterials erfolgen über den Fensterstollen Ferden (FST). Dieser wurde zwischen 1999 und 2001 durch die ARGE Tunnel Ferden (ATF) gebaut. Der Materialtransport erfolgt über ein doppelstöckiges Förderband, welches am Gewölbe mittels Ketten aufgehängt ist.

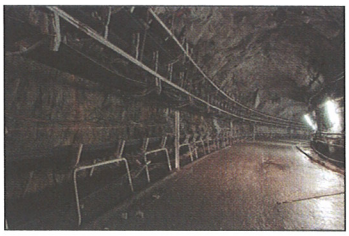


Bild 4: Fensterstollen Ferden mit Förderbandanlagen

Damit die Zufahrt zur Baustelle nicht zur Rennstrecke wird, wurde die Fahrgeschwindigkeit für Personenwagen (PW) auf 30 km/h und für Lastwagen (LKW) auf 25 km/h festgelegt. Regelmässig werden Geschwindigkeitskontrollen durch den TCS durchgeführt.

Die Auswertungen zeigen, dass sich ~80 % der Fahrer an die Geschwindigkeitsbegrenzung halten. Ausreisser nach oben gibt es jedoch immer wieder. Bei der Suche nach Gründen und Entschuldigungen sind der Fantasie der Temposünder keine Grenzen gesetzt.

Durch diese Kontrollen kann zusätzlich festgestellt werden, wie viele Fahrzeuge im FST verkehren, weil die Frischluft durch den Fensterstollen nach untertag angesaugt wird, könnte, wenn die Schadstoffbelastung zu gross würde, die Verkehrsbewegungen im Fensterstollen eingeschränkt respektive reduziert werden. Die Aussagekraft solcher Messungen und Kontrollen wird jedoch erst über einen längeren Zeitraum wirksam.

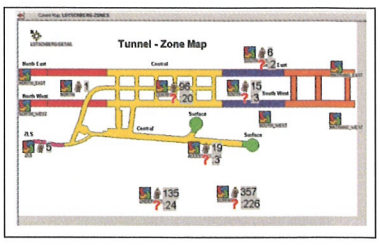
2. Massnahmen
2.1 Technische Massnahmen
2.1.1 Elektronische Zutrittskontrolle

Seit 2001 haben wir auf unserer Baustellle ein Zutrittskontrollsystem installiert. Das Zutrittskontrollsystem «Becker Mining System» ermöglicht den Einsatzkräften, bei einem Ereignis auf einen Blick zu sehen, wie viele Mitarbeiter sich in der Gefahrenzone aufhalten, um so eine sofortige Situationsanalyse vorzunehmen. Das System bildet die Grundlage für die Rettungskräfte die nötigen Entscheide schnell und eindeutig treffen zu können.

Damit das Zutrittskontrollsystem funktioniert, wird auf dem Schutzhelm ein Transponder (Tag), der mit einer persönlichen Identifikationsnummer (ID-Nummer) versehen ist, aufgebracht.

Das System erfasst alle Mitarbeiter, welche den Fensterstollen betreten und zeigt dem Betrachter jeweils an, in welcher Zone sich der Mitarbeiter gerade befindet.

Bild 5: Übersichtsplan elektronische Zutrittskontrolle



Die Baustelle Ferden wurde in die folgenden Zonen eingeteilt:

–	Rot	Basistunnel (BON, BWN)	Zone Nord
–	Rosa	Zufahrts- und Lüftungsstollen	Zone ZLS
–	Gelb	Nothaltestelle (NHF), Fensterstollen (FST)	Zone Mitte
–	Violett	Basistunnel (BOS, BWS)	Zone Süd

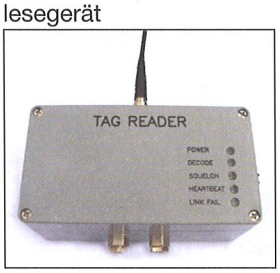
In den verschiedenen Tunnelbereichen sind mehrere elektronische Leser montiert. Die Tags senden ihre ID-Nummer und weitere Informationen zu den Lesegeräten, welche beim Betreten der Zone den betreffenden Chip registrieren. Somit kann der einzelne Mitarbeiter eindeutig der entsprechenden Zone zugeordnet werden.

Die verschiedenen Leseeinrichtungen sind untereinander mit einer Kupferleitung verbunden.

Im Weiteren wird die gesamte Anlage über einen Arbeitsplatz, der sich übertag auf dem Installationsplatz befindet, gesteuert, überwacht und periodisch aktualisiert. Ein zweiter Arbeitsplatz ist im Kommandoposten (KP) für die Einsatzkräfte installiert.

Bild 6: Transponder für Personen (Tag)

Bild 7: Transponderlesegerät



Der ARGE Ferden stehen 1000 Personen-Tag's zur Verfügung. Davon wurden 150 Stück an die NEAT-Feuerwehr verteilt und 100 Stück werden als Reserve zurückbehalten.

Dieses elektronische Zutrittskontrollsystem wird auf unserer Baustelle zum ersten Mal in der Schweiz eingesetzt. Dabei zeigten sich, wie bei jedem neuen System, Anfangsschwierigkeiten einerseits beim Lieferanten, andererseits beim Käufer. Die Unzulänglichkeiten konnten in der Zwischenzeit in Zusammenarbeit mit allen am Bau Beteiligten gelöst werden. Jedes System kann nur funktionieren, wenn sich jeder Mitspieler an die Spielregeln, respektive Anweisungen hält. Da der Chip auf dem Helm montiert ist, kann das System nicht wissen, dass sich der Mitarbeiter übertag befindet, wenn er den Helm untertag liegen gelassen hat. MITDENKEN und MITARBEIT der Betroffenen wird hier grossgeschrieben.

Durch den eventuell geplanten Ausbau des Systems wird es in naher Zukunft zusätzlich möglich sein, den einzelnen Mitarbeiter jeweils eindeutig der Tunnelröhre (Ost oder West) und dem Tunnelabschnitt (zwischen den einzelnen Baulosen) zuordnen zu können. Dies ist gegenwärtig nur in der betreffenden Zone möglich. Die Chance der Mitarbeiter wird dadurch weiter erhöht, bei einem Ereignis rasch und sicher evakuiert und gerettet werden zu können.

2.1.2 Kommunikation

Damit eine interne sowie externe Kommunikation sichergestellt werden kann, besitzt jeder Mitarbeiter bis hinunter auf die Stufe Vorarbeiter ein Mobiltelefon. Dies erlaubt dem Mitarbeiter direkt mit den zuständigen Personen Kontakt aufzunehmen, um so seine Bestellungen, Informationen und Aufträge an den Mann respektive an die Frau zu bringen. Zu diesem Zweck sind im gesamten Tunnelsystem Sender installiert, die untereinander mit einem Glasfaserkabel verbunden sind. Das System wird regelmässig durch eine Elektrounternehmung gewartet und überprüft. Dies ist eine absolute Notwendigkeit, um ein einwandfreies Funktionieren der Mobiltelefone sicherzustellen und zu gewährleisten.

2.2 Organisatorische Massnahmen

2.2.1 Integraler Sicherheitsplan

Der Bauherr hat für die Ausschreibungsphase in Zusammenarbeit mit dem Projektverfasser und den Vertretern der SUVA einen Integralen Sicherheitsplan (ISP), auf Stufe Planung ausgearbeitet. Auf dieser Basis musste der Unternehmer einen ISP auf der Stufe Ausführung erarbeiten und diesen entsprechend umsetzen. In diesem sind die Gefahrenbereiche, die Massnahmen sowie die Verantwortlichkeiten und Kontrollen festgelegt.

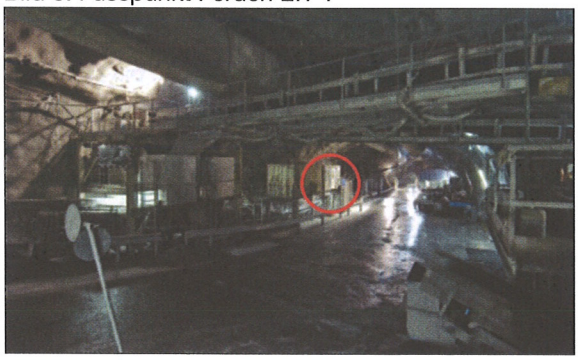
2.2.2 Leitstelle GTC

Am Fusspunkt angekommen befinden sich drei Kavernen in unmittelbarer Nähe. In der ersten Kaverne (LTF I) befindet sich die Leitstelle, GTC, was auf französisch Gestion

Technique Central, heisst. Die Leitstelle bildet ein wichtiges Standbein für unsere Abteilung HSE.

Von dieser Leitstelle aus werden die Ventilatoren in den Vortriebsbereichen, bei den Wetterwänden (Losgrenze ARGE Ferden / ARGE MaTrans) sowie die beiden Ventilatoren (630kVA) in der Abluftzentrale (ASS) ferngesteuert und überwacht.

Bild 8: Fusspunkt Ferden LTF I



Dies ist vor allem bei einem Brandereignis von entscheidender Bedeutung, da bei einem Brandausbruch als erste Massnahme sämtliche Ventilatoren abgeschaltet werden. Die Lüftungssteuerung wird erst nach dem Eintreffen der Feuerwehr durch deren Einsatzleiter übernommen und wenn notwendig geändert. Ebenso werden die gesamten Förderbänder, die für den Ab- und Antransport von Material eingesetzt werden, durch die GTC bedient und gesteuert. Diese erstrecken sich vom Vortriebsbereich zum Fusspunkt, bis hin zur Verladeanlage. Die Verladeanlage befindet sich auf dem Installationsplatz Insgesamt sind 65 Förderbänder mit einer Gesamtlänge von ~ 17'000 m installiert.

Bild 9: Leitstelle (GTC)

Zusätzlich wird das Kühlsystem, bestehend aus Pumpen, Dreikammerrohraufgeber, Wärmetauscher usw, welches zur Einhaltung des Temperaturgrenzwertes von 28°C dient, von der GTC aus überwacht und gesteuert. Eine der wichtigsten Aufgaben ist jedoch die Alarmierung und Koordination der Einsatzkräfte bei einem Ereignis. Direkt oder über das Mobiltelefon wird die GTC bei einem Unfall und/oder Brand alarmiert. Diese verständigt über die Rufnummer 112 die Notfallzentrale und meldet das entsprechende Ereignis. Die Notrufzentrale koordiniert die externen Rettungskräfte wie Sanität, Feuerwehr und Polizei. Anschliessend werden die internen Stellen durch die GTC alarmiert und informiert. Die GTC ist das ganze Jahr 24h/Tg, 7 Tage die Woche im Einsatz.

Bild 10 – 13: Impressionen des Kühlungssystems

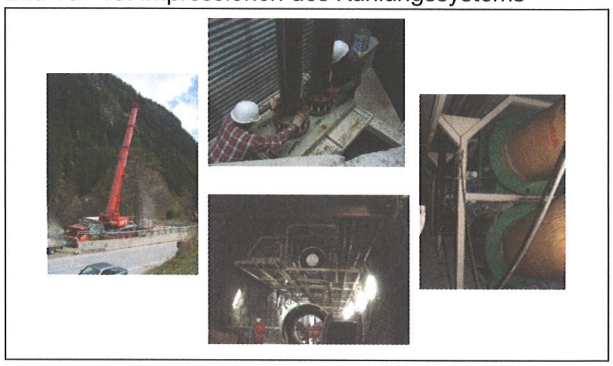


Bild 14: Betonzentrale Silos Zuschlagsstoffe

Bild 15: Betonzentrale Aufgabestelle

In der zweiten Kaverne (LTF II) befindet sich die Betonzentrale mit zwei getrennten Freifallmischern (Kapazität je 30m³/h), welche zum Beispiel eine gleichzeitige Herstellung von Spritzbeton für die Vortriebssicherung und Gewölbebeton für den Betoninnenring ermöglicht.

Bild 16: Förderband- und Abwasserreinigungsanlage

Bild 17: stationärer Brecher (LTFIII)

Der stationäre Brecher sowie die Abwasserreinigungsanlage (ARA) befinden sich in der dritten Kaverne (LTF III).

2.2.3 Sanitätsposten

Im Fusspunkt befindet sich die Nothaltstelle Ferden (NHF). Diese erstreckt sich auf 473 m Länge und beinhaltet die beiden Basistunnelröhren Ost und West sowie einen Fluchtstollen in der Mitte der beiden Tunnels. Die Ost- und Weströhre sind im Bereich der NHF untereinander alle 60 m mit Querschlägen verbunden. Dies um in der Betriebsphase bei einem Ereignis die Fahrgäste über den Fluchtstollen in Sicherheit zu bringen. Gegenwärtig wird der Fluchtstollen als Sprengstoffdepot, Warenlager, Büroräumlichkeit, Aufenthaltsraum und als Sanitätsposten (SanPost) genutzt.

Zwischen dem Fussgängerquerschlag (FQS 2) und dem FQS 3 ist die Infirmerie eingerichtet. Diese besteht aus einem Doppelcontainer als Sanitätsposten (SanPost) und einem Doppelcontainer als Büro mit einer anschliessenden Cafeteria, wo sich die Mitarbeiter mit warmen und kalten Getränken sowie kleinen Snacks aus dem Automaten bedienen können.

Bild 18: Sanitätsposten untertage (Infirmerie)

Der Sanitätsposten (SanPost) ist mit allen notwendigen Geräten ausgestattet, um bei einem Unfall die ersten Sofortmassnahmen durchzuführen. Neben einem Krankenzimmer besteht ein Vorratsraum für Verbandsmaterial. Für die sofortige Erstversorgung befindet sich in jedem Poliercontainer zudem ein Erste-Hilfe-Koffer.

Im Weiteren befindet sich ein Krankenwagen bei der Infirmerie. Dieser wird eingesetzt um verunfallte oder geschwächte Mitarbeiter übertage zu transportieren. Dadurch wird die Interventionszeit des Santitätsdienstes massiv reduziert. Der Transport untertage bis zum Installationsplatz erfolgt in den meisten Fällen durch den ARGE-eigenen Krankenwagen. Die Sanität benötigt nach dem Eingang des Alarms vom nächstgelegenen Spital bis zur Baustelle ungefähr 30 Minuten. Der Krankenwagen ist mit der entsprechenden Infrastruktur (z.B. Sauerstoffatemgerät, Vakuumschiene, etc.) und dem Material für die lebensrettenden Sofortmassnahmen sowie dem notwendigen Verbandsmaterial ausgestattet. Das Ambulanzfahrzeug wird durch uns periodisch überprüft. Nach jedem Einsatz wird das benötigte Inventar gereinigt, verbrauchtes Material entsorgt und ergänzt, was eine Selbstverständlichkeit darstellt.

2.2.4 Arbeitsmedizinische Vorsorge

Alle Arbeitnehmer werden beim Eintritt und in regelmässigen Intervallen im Rahmen der arbeitsmedizinischen Vorsorge untersucht. Die Untersuchungen werden nach den Programmen der SUVA, Quarzstaub und feuchtwarmes Klima, durchgeführt.

Die Untersuchung umfasst unter anderem

- eine Lungenfunktionsprüfung
- ein Röntgenbild von Lunge und Herz
- eine Herzkurve (EKG)
- eine Belastungsprüfung (Ergometrie) sowie Laboruntersuchungen

Für die ARGE Ferden wird diese Untersuchung durch einen Arbeitsmediziner vor Ort vorgenommen. Die Abteilung Arbeitsmedizin der SUVA beurteilt anschliessend die

Eignung der Arbeitnehmer. Bei rund 600 Untersuchungen mussten in 53 Fällen weitere Abklärungen bei einem Facharzt vorgenommen werden, in rund der Hälfte der Fälle im Zusammenhang mit der Lunge, in der anderen Hälfte im Zusammenhang mit Herz-Kreislauf-Problemen.

In 10 Fällen erliess die SUVA anschliessend eine Nichteignungsverfügung. Die anderen 43 Arbeitnehmer konnten trotz bestimmter medizinischer Probleme ihre Arbeit weiterführen, ohne dass bisher Komplikationen auftraten.

2.2.5 Ziele/Statistiken/Auswertungen

Die Unfälle werden durch die Abteilung HSE erfasst, grafisch dargestellt und entsprechend ausgewertet. Durch die Analyse lassen sich Tendenzen und Gesetzmässigkeiten feststellen, die wiederum Anwendung in der täglichen Arbeit finden.

Im Weiteren werden die Jahresziele durch die Abteilung HSE bezüglich der Unfallhäufigkeit und Unfallschwere festgelegt und trimesterweise überprüft und analysiert.

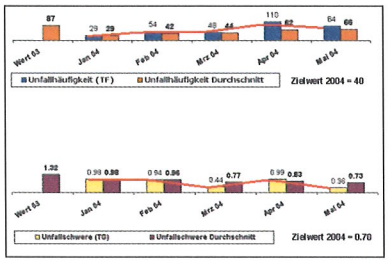


Bild 19: Auswertung TF und TG

Dabei zeigt sich, ob wir auf Zielkurs sind bzw. falls Abweichungen vorliegen, auf welche Ursachen und Verhaltensweisen diese zurückzuführen sind. Denn eines ist sicher, Voraussetzung für eine gelebte Arbeitssicherheit ist es, dass alle miteinander am gleichen Strick und vor allem in die gleiche Richtung ziehen.

2.3 Personelle Massnahmen

2.3.1 Ausbildung

Zu unseren Aufgaben gehören neben der Information und Instruktion sowie Kontrolle der Mitarbeiter auch deren Ausbildung. Insbesondere was die Maschinisten und Samariter betrifft. Auf der Baustelle sind nicht nur die verschiedensten Grossgeräte im Einsatz, die Mitarbeiter weisen auch unterschiedliche Erfahrungen und Kenntnisse auf.

Bild 20: Bestätigung Baustelle (Fahrausweis)

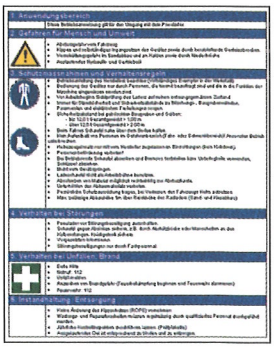
In Zusammenarbeit mit dem Walliser Baumeisterverband (WBV) und der SUVA wurde ein entsprechendes Ausbildungsprogramm für Fahrer ausgearbeitet, welches neben einer theoretischen auch eine fachliche Ausbildung beinhaltet. Dabei werden nur Mitarbeiter zugelassen, welche eine ausreichende Erfahrung sowie maschinenspezifische Kenntnisse vorweisen können. Nach dem Besuch der theoretischen Ausbildung sowie dem Vorliegen der notwendigen Stundenzahl, absolviert der Mitarbeiter eine praktische Prüfung, welche durch den Werkstattleiter abgenommen wird.

Nach erfolgreich verlaufener Prüfung erhält der Mitarbeiter einen ARGE-eigenen Fahrausweis. Zusätzlich erhält er die Betriebsanweisungen für die gebräuchlichsten Maschinen in Kurzform. Dabei werden die folgenden Punkte behandelt:

1. Anwendungsbereich
2. Verhalten bei Störungen
3. Gefahren für Mensch und Umwelt
4. Verhalten bei Unfällen, Erste Hilfe
5. Schutzmassnahmen und Verhaltensregeln
6. Instandhaltung, Entsorgung

Die Unterlagen stehen in deutscher, französischer und italienischer Sprache zur Verfügung.

Bild 21: Betriebsanweisung Pneulader



Die Ausbildung der Samariter wird übernommen durch die Fondation Xavier Bagnoud (FXB) in Sitten, welche das entsprechende Wissen, die Erfahrung und auch die Möglichkeit hat, die entsprechende Schulungen durchzuführen. Ziel ist es, in jeder Arbeitsequipe einen ausgebildeten Samariter zu haben.

2.3.2 Weitere Massnahmen

Zu den vorher beschriebenen aktiven Massnahmen zur Gewährleistung einer hohen Arbeitssicherheit kommen weitere Glanzlichter dazu:

- Einführung neuer Mitarbeiter
- 1/4 h Sécurité, eine 1/4 h für die Sicherheit
- Kampagne Sicherheit mit System (SMS)
- Einsatz von Fluchtcontainern und Sauerstoffselbstrettern (SSR)
- Monatliche Sicherheitsbegehung mit der OBL und öBL
- Periodische Übungen mit den Rettungskräften
- SiKo-Sitzungen alle 4 Monate
- umgesetzte Mitwirkung Commission Hygiène Sécurité Environnement (CHSE)
- Kontakt zu den Vertretern der PK-UT und den Sozialpartnern

3. Schwarzer Tag

Am 6. November 2003 ereignete sich im Bereich des Zwischenlagers des Ausbruchmaterials im Basistunnel West ein folgenschwerer Unfall. Beim Rückwärtsfahren des Pneuladers, welcher Ausbruchmaterial zur Aufgabestelle des stationären Brechers im LTF III transportierte, wurde ein Mitarbeiter angefahren. Dieser verstarb noch auf der Unfallstelle.

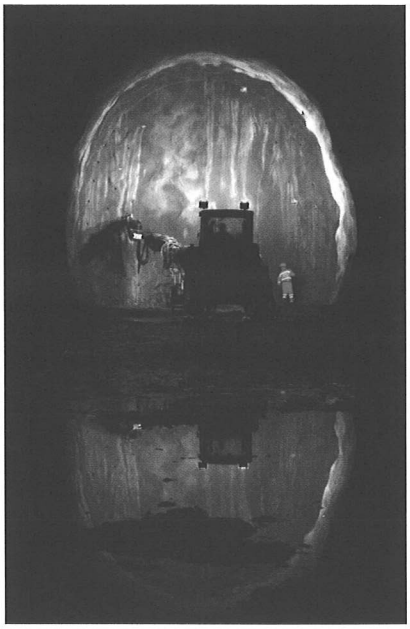
Aufgrund dieses Ereignisses wurden umgehend die folgenden Verbesserungsmassnahmen in die Wege geleitet und umgesetzt:

- verbesserte Beleuchtung im Kreuzungsbereich mittels Halogenscheinwerfern
- Installation einer Ampelanlage (rot/grün) für die Durchfahrtsregelung der Fahrzeuge; diese kann vom Fahrer des Pneuladers aus ferngesteuert bedient werden
- Erstellung eines höherliegenden Gehsteigs im Bereich des Zwischenlagers
- Erneute Information und Instruktion der Mitarbeiter

4. Zusammenfassung

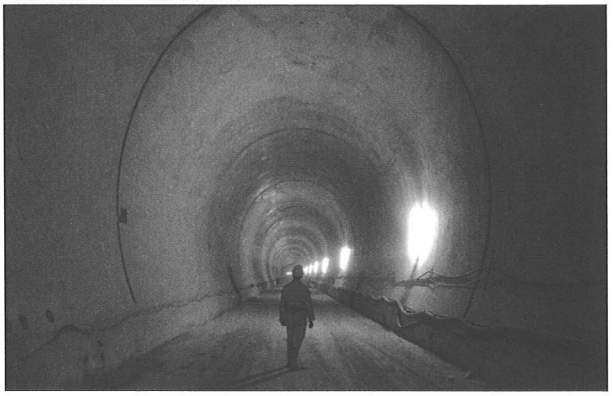
Die Baustelle Ferden ist eine äusserst komplexe und interessante Baustelle. Sie erfordert den maximalen Einsatz von Mensch, Maschine und Material, um die Realisierung dieses Jahrhundertbauwerkes innerhalb des Terminplans, der Qualitätsanforderungen und der Kosten zu realisieren.

Bild 22: Vortriebsarbeiten



Die sehr beschränkten Platzverhältnisse sowie die Baustellenlogistik stellen eine weitere Herausforderung dar. Die tägliche Arbeit mit den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern sowie der Gewinn an Erfahrung runden das Bild ab.

Bild 23: Betonarbeiten



Es kann zum Schluss festgehalten werden, dass alle Beteiligten innerhalb dieses Projektes mit maximalem Engagement arbeiten und mitwirken. Ich bedanke mich bei allen, die uns unterstützen und mithelfen, der Arbeitssicherheit den notwendigen Raum und die entsprechenden finanziellen Mittel zu geben, die notwendig sind, um die Arbeitsbedingungen weiter zu optimieren.

Baulos Steg/Raron
Logistische Herausforderungen bei hohen Innenausbauleistungen

François Bertholet, Bauingenieur HTL
ARGE MaTrans Steg/Raron

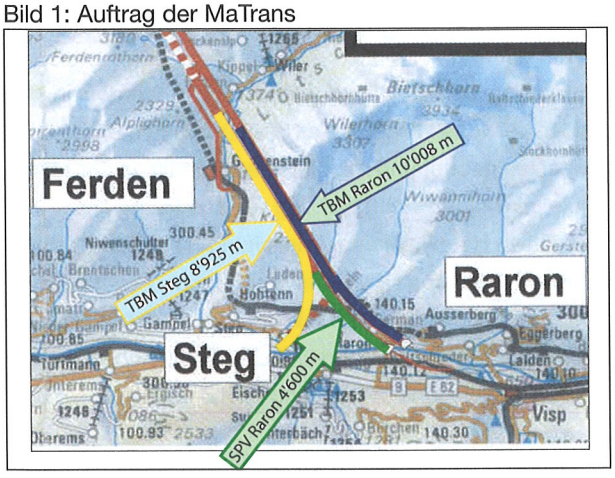
1. Auftrag der Arge MaTrans

Der Auftrag der Arge MaTrans am Lötschberg-Basistunnel beinhaltet drei Vortriebsabschnitte:

Der Vortrieb Steg vom Portal Niedergesteln aus, als ein Vortrieb mit Tunnelbohrmaschine über 8'925 Tunnelmeter über die Verknüpfung Lötschen bis zur Losgrenze Ferden.

Der Vortrieb Raron Ost vom Portal Raron aus als ein TBM Vortrieb von insgesamt 10'008 m bis zur Losgrenze Ferden, sowie der Vortrieb Raron West vom Portal Raron aus als ein Sprengvortrieb von 4'600 m bis zur Verknüpfung Lötschen.

Bild 1: Auftrag der MaTrans

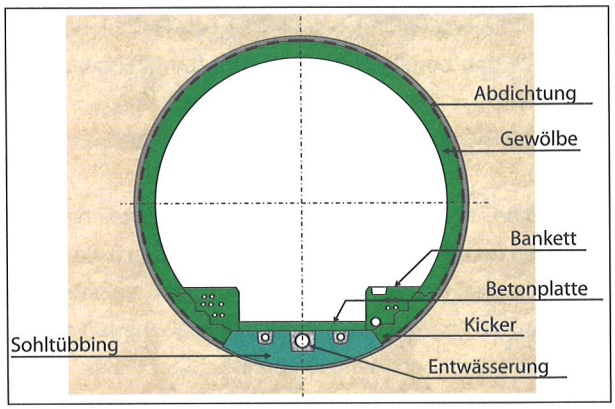


2. Ablauf der Innenausbauarbeiten

Der folgende Bericht zeigt die laufenden Innenausbauarbeiten am Lötschberg Basistunnel des Baulos Steg/Raron näher auf. Dabei wird exemplarisch die Erläuterung anhand des TBM-Profils vorgenommen. Das Ausbruchprofil der TBM ist ein Kreisprofil mit 9,4 m Durchmesser und besitzt einen Ausbruchquerschnitt von ca. 70 m². Während dem Vortrieb wird über den Umfang Spritzbeton aufgebracht und im Sohlbereich ein Tübbing versetzt. Nach Abschluss der Vortriebsarbeiten und Rückbau der TBM beginnen in einem separatem Arbeitsgang die Innenausbauarbeiten.

Die Innenausbauarbeiten umfassen:

Bild 2: Bauvorgang Innenausbau



2.1 Herstellung der Drainage und Abdichtung

Zwischen der Spritzbetonsicherung und dem Verkleidungsbeton wird eine ca. 15 mm dicke vollflächige Drainageschicht mit einer Enkadrainmatte inkl. Vliesabdeckung hergestellt. Diese Drainagematte soll das anfallende Bergwasser auf der Aussenseite des Verkleidungsbetons aufnehmen und in die im Fussbereich befindliche Sickerleitung ableiten. Diese Drainageschicht wird über die gesamte Tunnellänge ausgeführt. In den Portalzonen der beiden Basistunnelröhren auf ca. 3 km Länge wird die Drainageschicht mit einer 2 mm starken Abdichtungsfolie Sikaplan 14.6 NEAT ergänzt. Die Abdichtungsfolie und die Drainage bilden zusammen das zugelassene Abdichtungssystem Nr. 212 der BLS Alp Transit AG.

2.2 Betonierung der Kicker

Für die Verlegung einer zusätzlichen Fahrschiene für die Gewölbeschalungen wird im Fussbereich des Gewölbes vorgängig ein Schalungsanschlag, ein sogenannter Kikker, betoniert, der sich aus 2 Treppen zusammensetzt. Die untere Treppe wird für die Verlegung eines zusätzlichen Geleises verwendet, auf welchem sämtliche nachfolgenden Gerüste und Gewölbeschalungen verfahren werden können.

2.3 Ausführung der Gewölbebetonverkleidung

Nach der Herstellung des Kickers wird auf der untersten Treppe ein zusätzliches Geleise verlegt. Mit den nachfolgenden 6 Gewölbeschalungen wird die Verkleidung betoniert. Hierbei wird mit 3 Vorläuferschalungen gearbeitet, welche jeweils jeden 2. Block betonieren. Dabei springt jede Schalung vom letzten Betonierstandort 6 Gewölbeblöcke vor auf die neue Betonierposition. Die Vorläuferschalungen besitzen auf beiden Seiten eine Stirnschalung.

Die Nachläuferschalungen schliessen die Betonierlücken zwischen den bereits hergestellten Betonierabschnitten. Hierbei rücken die einzelnen Gewölbeschalungen ebenfalls um 6 Blöcke auf die nächste Betonierposition vor.

Zur Versorgung der 6 Gewölbeschalungen befindet sich zwischen den 3 Vorläuferschalungen und den 3 Nachläuferschalungen ein Versorgungswagen, auf welchem die Trafostation, Kompressor, Kabeltrommel, Rettungscontainer, Magazincontainer usw. untergebracht sind.

Der Einsatz von 6 Gewölbeschalungen ist aufgrund einer Ausschalfrist von 24 Stunden und einer notwendigen Wochenleistung von 210 m pro Woche notwendig. Dadurch müssen pro Tag im Minimum 3 Gewölbeblöcke betoniert werden. Die bisherige Spitzenleistung bei der Gewölbeherstellung im TBM-Bereich nach ca. 8`000 m hergestellter Tunnelverkleidung konnte im März 2004 mit einer Monatsleistung von 1`250 m bzw. einer max. Wochenleistung von 325 m erbracht werden.

2.4 Herstellung der Bankette und den zugehörigen Werkleitungen

Auf dem Kicker werden nach Herstellung der Gewölbeinnenschale die Tunnelabwasserleitung und die Rohrhalterungen der Kabelleerrohre versetzt und die Kabelleerrohre eingebaut. Alle 84 m wird die Tunnelabwasserleitung durch vorgefertigte Polymerbeton-Tunnelabwasserschächte unterbrochen, welche in die Bankette eingebunden sind.

Nach dem Anordnen der notwendigen Einbauteile, Kabelrohre, etc. wird die Bankettschalung in Position gefahren und eingerichtet. Die Bankettschalungen werden auf den beiden äusseren Schienen der Stollenbahn verfahren. Daher ist die Andienung des Bankettbetons nur über das verbleibende Mittelgeleise möglich. Gleichzeitig können ab der Bankettbaustelle die dahinterliegenden Bereiche der Entwässerungsarbeiten und des Füllbetons nur noch über diese Mittelgeleise versorgt werden.

Bild 3: Einbringen Beton der Bankette

2.5 Entwässerungsarbeiten

Im Bereich der Entwässerungsbaustelle werden in den beiden seitlichen Rigolen des Sohltübbings die Sickerleitungen eingebaut und mit Filterkies umhüllt. In der Mittelrigole wird eine Sammelleitung für das Bergwasser verlegt. Diese Bergwassersammelleitung ist alle 84 m durch einen Bergwassersammelschacht aus Polymerbeton unterbrochen, welche das Wasser aus den seitlichen Sickerleitungen aufnehmen und das Wasser über die zentrale Sammelleitung in Richtung Portal ableiten.

2.6 Herstellung der Sohlauffüllung

Nach Herstellung der Entwässerung wird eine ca. 20 cm dicke Betonschutzschicht auf den Tübbing über den Entwässerungsleitungen aufgebracht. Auf dieser Sohlauffüllung wird später durch den Ausrüster die Gleistragplatte erstellt.

2.7 Parallele Herstellung des Innenausbau im Sprengvortrieb-Tunnel West

Aufgrund der notwendigen Übergabe des Tunnel West bis Ende des Jahres 2004 ergeben sich neben dem oben be-

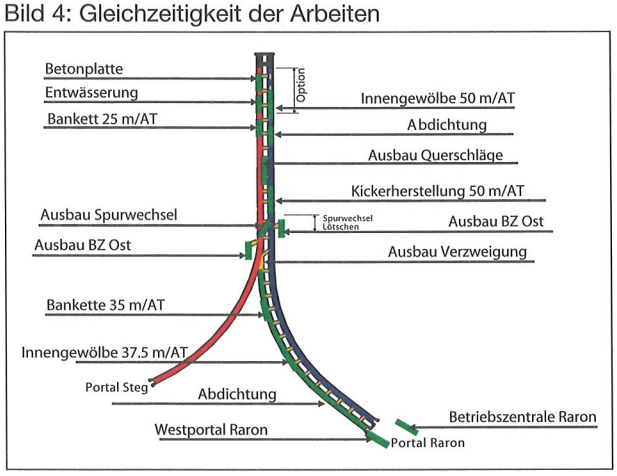
schriebenen Ablauf der Innenausbauarbeiten des TBM-Tunnelbereiches zusätzliche Aufwendungen und Parallelitäten. Für den im Sprengvortrieb aufgefahrenen Tunnel West ab dem Portal Raron bis zum Bereich Lötschen welcher eine Gesamtlänge von 4`600 m besitzt, sind ebenfalls 6 Gewölbeschalungen im Einsatz. Die Anzahl der Schalungen ist aufgrund der geringen Bauzeit notwendig, da für die Ausführung der Verkleidungsarbeiten eine gleich hohe Tagesleistung wie im TBM-Tunnel notwendig wird.

Der SPV-Bereich wird im Gegensatz zum TBM-Tunnel mit Pneufahrzeugen versorgt. Aus dem Grund der grösseren Durchfahrtshöhe der Betonfahrmischer unter den Schalungen und der Problematik der hydrostatischen Belastung der Gewölbeschalungen werden im Sohlbereich Horizontalaussteifungen notwendig, welche zum Überfahren Überfahrbrücken notwendig machen. Aufgrund dieser Situation ist es im Bereich SPV nicht möglich gewesen, sämtliche Arbeiten als hintereinanderlaufende Linienbaustellen auszuführen.

3. Logistik

Im Bild 4 ist eine Zusammenstellung aller gleichzeitig auszuführenden Arbeiten aufgeführt, welche als Einzelbaustellen gleichzeitig «versorgt» werden müssen. Für die Logistik ergeben sich hieraus erhebliche Anforderungen bezüglich Bedienung der Einzelbaustellen. Dabei ist besonders zu betonen, dass die Versorgung vieler Einzelbaustellen nur durch mehrere andere Arbeitsgruppen hindurch möglich ist. Dadurch ergeben sich wechselseitige Beeinflussungen der Einzelbaustellen. Zur Entflechtung der vorhandenen Abhängigkeiten erfolgt die Versorgung der Baustellen sowohl vom Portal Raron, als auch von Steg aus.

Bild 4: Gleichzeitigkeit der Arbeiten



3.1 Betonproduktion

Für die Erbringung der notwendigen Tagesleistungen sind leistungsfähige Baustelleneinrichtungen notwendig. Der Schwerpunkt der logistischen Herausforderung stellt die Betonversorgung der Baustelle dar. Die täglich einzubauende Betonmenge liegt bei über 1'000 m³. Zur Bewältigung dieser Betonmassen wird eine Aufteilung auf zwei Betonanlagen in Steg und Raron vorgenommen, wobei die Hauptkubaturen auf der Anlage in Raron produziert werden müssen. Zusätzlich wird temporär zur Abdeckung der Bedarfspitzen eine weitere Anlage von einem lokalen Unternehmen vor Ort eingebunden. Dieses Werk wird gleichzeitig als Ersatzmischanlage für den Notfall verwendet.

Für die Bewältigung der Betonversorgung ist eine Betonanlage am Portal Raron mit einer theoretischen Leistung von bis zu 100 m³/h als Hauptlieferwerk im Einsatz. Diese Anlage besitzt einen 3 m³-Mischer mit je einem Vor- und Nachsilo. Die tatsächliche mittlere Mischerleistung liegt bei ca. 60 m³/h. Der Anlagenbetrieb wird über 24 Stunden wahrgenommen.

Bild 5: Betonproduktion Betonanlage Raron

Für die Gewährleistung der reibungslosen Betonierarbeiten sind die Zulieferungen von Zement, Flugasche und Zuschlagsstoffen arbeitstäglich genau zu terminieren und es ist auf externe Einflüsse, wie allfällige Wartungsarbeiten an den Einrichtungen, zu reagieren. Bei der Betonproduktion sind verschiedene Betonrezepturen und unterschiedliche Ansprüche an die Betoneigenschaften für die Verarbeitbarkeit bereitzustellen.

An die Betonrezeptur werden durch den Bauherrn verschiedene Anforderungen gestellt. Dabei spielen vorwiegend die Betoneigenschaften wie Festigkeit, Dauerhaftigkeit, Oberflächenstruktur, Wassereindringtiefe und

AAR-Beständigkeit eine wesentliche Rolle. Um der AAR-Problematik der Zuschlagstoffe Rechnung zu tragen, schreibt der Bauherr ein Mischungsverhältnis zwischen Zement und Flugasche im Verhältnis 70 zu 30 zwingend vor. Darüber hinaus wird der Einsatz von Zuschlagstoffen verlangt, welche aus dem Ausbruchmaterial des Vortriebs hergestellt werden.

Neben den Anforderungen des Bauherrn an die Betoneigenschaften ergeben sich weitere Anforderungen der Unternehmung, welche die Betonrezeptur erfüllen muss. Der Unternehmer legt dabei einen besonders hohen Stellenwert an die Transportfähigkeit und die Verarbeitbarkeit des Frischbetons. Speziell das Pumpen und das Vibrieren des Betons spielen dabei eine wichtige Rolle. Aufgrund der langen Transportentfernungen von bis zu 10 km sind lange Offenzeiten der Betonrezeptur zu berücksichtigen. Aus diesen vielseitigen Anforderungen wurde eine Betonrezeptur entwickelt, welche alle gewünschten Anforderungen erfüllen kann.

3.2 Transporteinrichtungen

Die Transporteinrichtungen haben die Aufgabe den Transport der Baumaterialien vom Lager an den Einbauort zu gewährleisten. Bei den Materiallieferungen an den Einbauort ist die Bereitstellung «just in time» unabdingbar, um hierdurch unnötige Wartezeiten oder zusätzliche Materialumschläge und Zwischenlagerungen zu vermeiden. Ein besonderer Spezialfall stellt dabei der Beton dar. Aus Sicht der Verwender des Betons ist das genaue Eintreffen des Betons wichtig, nicht zu früh und nicht zu spät. Dies erfordert einerseits ein exaktes Bestellen und anderseits eine genaue Lieferung. Die Anforderungen an die Transporteinrichtungen sind durch eine hohe Verfügbarkeit, Zuverlässigkeit, durch hohe Ladekapazitäten und durch Flexibilität definiert. Bei optimaler Erfüllung dieser Anforderungen ergibt sich eine kostengünstige Erfüllung der Transportaufgabe.

Die Transporteinrichtungen in den beiden Vortriebsbereichen TBM und SPV sind unterschiedlich ausgerichtet.

Für den Transport des Betons in den TBM-Tunnel-Bereich, welcher mit Gleisbetrieb ausgestattet ist, erfolgt der Transport mit gleisgebundenen Trommelfahrmischern. Jeder Mischer hat dabei ein Fassungsvermögen von 9 bzw. 11 m³. Eine Zugeinheit besteht aus 3 Mischern, welche von einer Stollenbahnlok an den Einbauort transportiert wird. Im Tunnel stehen hierfür 2 Gleise zur Verfügung, welche bereits zur Versorgung der TBM im Einsatz waren. An der Einbaustelle wird der Beton an der Zugspitze in die dort stationierte Betonpumpe entleert. Der Beton gelangt über Betonleitungen und den Betonverteiler an den jeweiligen Einbauort. Für den Betontransport sind ständig 6 Zuggarnituren für die unterschiedlichen Einbaustellen im Einsatz.

Neben den zu befördernden grossen Betonkubaturen müssen Drainagematten, Abdichtungsfolien, Kabelleerrohre, Tunnelabwasserleitungen, Sickerleitungen, Bergwassersammelleitungen, Filterkies, Tunnelabwasserschächte und Bergwasserschächte in den Tunnel zum jeweiligen Einbauort transportiert werden. Nicht zu vergessen ist das Personal der jeweiligen Einzelbaustellen, welches zum Schichtbeginn hinein und am Schichtende aus dem Tunnel heraus befördert werden muss. Hierfür stehen 3 Materialzüge, 2 Rettungszüge und 1 Unterhaltszug zur Verfügung.

Bild 6: Stollenlok mit Trommelmischer im Portalbereich

Für alle Zuggarnituren sind 15 Loks, 21 Trommelmischer und 18 Flachwagen auf der Baustelle im Einsatz.

Im Gleisbetrieb sind detaillierte Fahrplanstudien und eine genaue, aufwendige und exakte Organisation notwendig. Der Unterhalt und allfällige Reservegeräte sind mit in die Planung einzubeziehen.

Im Gegensatz zum gleisgebundenen TBM-Bereich kommen im SPV-Bereich Pneufahrzeuge zum Einsatz. Bei der Versorgung mit Pneubetrieb stellt der einspurige Bahntunnel ein entscheidendes Problem dar. Der Tunnelquerschnitt lässt nur unter grossen Schwierigkeiten das Kreuzen und das Wenden von Fahrzeugen zu. Zum Bewerkstelligen des Wendens wird im SPV-Tunnel eine Drehscheibe verwendet. Für die Betonversorgung kommen Fahrmischer mit 6 m³ zum Einsatz. Grössere Fahrmischer sind aufgrund der beengten Platzverhältnisse beim Wendevorgang nicht mehr einsatzfähig. Im SPV-Tunnel sind zur Zeit 8 Fahrmischer im Einsatz.

Im Südabschnitt des Lötschberg-Basisitunnel werden beide Tunnelabschnitte West- und Oströhre für den späteren Bahnbetrieb ausgebaut. Aus diesem Grund ergeben sich hieraus erheblich grössere logistische Abhängigkeiten gegenüber den beiden nördlichen Losen, da eine Versorgung über die Nachbarröhre nicht möglich ist. Die Versorgung der Einzelbaustellen erfolgt jeweils immer durch die vorauslaufenden Baustellen hindurch.

4. Anforderungen an die Gewölbeschalungen

Für die Erbringung hoher Leistungen bei der Herstellung der Gewölbeinnenschale stellt die Gewölbeschalung selbst das eigentliche Schlüsselgerät dar. Aus diesem Grund muss der Konzeption und der Fertigung der Gewölbeschalung ein besonderes Augenmerk gewidmet werden. Die vielseitigen Anforderungen, welche an die Gewölbeschalungen gestellt werden, lassen sich wie folgt beschreiben:

Bild 7: Montage der Gewölbeschalungen in Steg

Die Gewölbeschalungen werden alle auf dem Monateplatz in Steg montiert und mit den notwendigen Einrichtungen komplett für den Einsatz ausgestattet. Für den ersten Einsatz im Tunnel müssen die Schalungen von Steg aus bis an die Losgrenze Ferden ca. 9 km in den Tunnel transportiert werden. Nach der Herstellung der Gewölbeinnenschale im Tunnel West erfolgt die Umstellung der Schalungen in die Oströhre. Für diese Transporte werden spezielle Transporteinrichtungen konzipiert und gebaut, welche einen raschen und beschädigungsfreien Transport der Schalungen gewährleisten.

Bild 8: Gewölbeschalungen bereit für den Transport

Eine weitere Anforderung an die Gewölbeschalung besteht in der doppelspurigen Durchfahrt unter der Schalung hindurch. Zur Erfüllung dieser Anforderung wurde speziell ein zusätzlicher Kicker als Schalungsanschlag auf Initiative der ARGE MaTrans ins Leben gerufen. Auf der unteren Treppe des Kickers erfolgt eine separate Schienenverlegung für die Gewölbeschalungen und auf der oberen Treppe wird die vertikale Abstützung der Schalung in der Betonierstellung vorgenommen. Dadurch können die Gewölbeschalungen unabhängig von den Stollenbahngeleisen umgestellt werden. Die beiden Stollenbahngeleise bleiben damit für die Betonpumpe und die Anlieferung des Betons einerseits und für die Durchfahrt zu den dahinterliegenden Baustellen der Bankette, Entwässerung und Sohlplatte zur Verfügung. Diese Konstruktion des zusätzlichen Kickers stellt zwar einen zusätzlichen Arbeitsaufwand dar, erhöht aber die Flexibilität in extremer Weise. Ohne diese Lösung würde im Bereich der Schalungen und Gerüste die Durchfahrt nur auf einem Geleise möglich sein, wodurch die Versorgung der dahinterliegenden Baustellen stark eingeschränkt wäre. Nur durch diese Massnahme ist es überhaupt möglich eine parallele Ausführung der nachfolgenden Entwässerungs- und Füllbetonarbeiten zu gewährleisten, ohne eine massive Behinderung der vorauslaufenden Baustellen zu verursachen.

Bild 9: Gewölbeschalungen: doppelspurige Durchfahrt

Die Gewölbeschalung muss einen schnellen Umsetzvorgang der Schalung von einem Betonierabschnitt zum nächsten gewährleisten. Zur Minimierung der Umsetzzeiten wurde die Lösung mit integrierten Transportwagen gewählt. Das Mehrgewicht dieser zusätzlichen Transportwagen wird dabei billigend in Kauf genommen.

Besondere Beachtung wird der Bedienungsfreundlichkeit der Gewölbeschalungen geschenkt. In diesem Zusammenhang wird der guten Zugänglichkeit zu den Arbeitsplätzen, wie z. B. zu den Podesten, und der Funk-

tionstüchtigkeit der Schalung höchste Aufmerksamkeit gewidmet. Dabei spielt die Rüttleranordnung, der Standort der Rüttlerbedieneinrichtungen, der Einsatz des Betonverteilers, die Anordnung der Pumpleitungen, die Lage der Betonierfenster und deren Zugänglichkeit usw. eine entscheidende Rolle.

Für die Erbringung der hohen Leistungen bei der Herstellung der Gewölbeinnenschale spielt der Betoniervorgang und die Betoniergeschwindigkeit eine massgebliche Rolle. Aus diesem Grund wurde bei der Dimensionierung der Gewölbeschalungen eine Auslegung auf den vollen hydrostatischen Druck berücksichtigt. Hierdurch lassen sich hohe Betonierleistungen problemlos realisieren, ohne eine Beschädigung der Schalung befürchten zu müssen. Die Notwendigkeit dieser Massnahme ergibt sich einerseits aus der Betonrezeptur, welche der langen Offenzeit des Betons aufgrund der Transportdistanz von bis zu 10 km einerseits, und dem Ansteifverhalten des Betons, aufgrund der hohen Menge an Flugasche wegen der AAR-Problematik andererseits, Rechnung trägt. Diese durch die ARGE MaTrans getroffene Entscheidung der statischen Auslegung auf den vollen hydrostatischen Druck hat sich als richtig erwiesen.

Die Stirnabschalung der Gewölbeschalung spielt für einen schnellen Umsetzvorgang eine zeitbestimmende Rolle. Aufgrund der variablen Spritzbetonoberfläche lässt sich eine vorgefertigte Stahlstirnschalung nicht sinnvoll einsetzen. Die Erfahrung hat gezeigt, dass die konventionelle Stirnabschalung aus Holz immer noch die schnellste und günstigste Lösung darstellt. Aufgebrachte Fixierungen auf der Gewölbeschalung verbessern dabei den Einbau. Im Zuge der bisher ausgeführten Gewölbeherstellung wurden weitere Optimierungen an den Stirnabschalungen vorgenommen.

Bild 10: Gewölbeschalungen im Einsatz

5. Organisation

Für eine Baustelle der vorliegenden Grössenordnung am Lötschberg-Basistunnel und den dabei geforderten extrem hohen Tagesleistungen ist eine gut funktionierende Organisation eminent wichtig und entscheidend. Dafür ist eine einfache und klare Organisationsstruktur mit klar definierten und zugeordneten Verantwortungen notwendig. Die Schnittstellen müssen dabei exakt definiert sein und es müssen Konfliktstellen und Grauzonen vermieden werden. Aus diesen Gründen heraus wurde eine Organisationsstruktur gewählt, welche eine klare Trennung von Logistik, Ausführung der Arbeiten und Unterhalt der Geräte vorsieht. Diese Trennung in der Organisationsstruktur muss eine klare Trennung sowohl in Verantwortung und als auch in den Personen aufweisen.

Für die Erbringung der hohen Leistungen stellt die Mannschaft das wichtigste Instrument dar. Dabei ist die Motivation, die vorhandene Lernbereitschaft und die Teamfähigkeit eines jeden Einzelnen wichtige Voraussetzung. Zur Erreichung der Mitarbeitermotivation bildet die Erfolgsbeteiligung und die Mitarbeiterschulung ein wichtiges Instrument.

6. Zusammenfassung

Um hohe Leistungen zu erreichen ist in mehreren Schritten vorzugehen. Zuerst muss eine funktionierende Organisation und leistungsfähige Struktur realisiert und umgesetzt werden. Danach ist die Umsetzung von Qualität bei der Ausführung anzustreben. Erst nach Erreichung dieser ersten beiden Punkte ist es möglich schrittweise auf eine hohe Leistung hinzuarbeiten.

Für die Erbringung der hohen Tagesleistungen bei der Ausführung der Innenausbauarbeiten sind aufwendige und leistungsfähige Baustelleninstallationen notwendig. Der Materialeinsatz an Schalungen, Fahrmischern, Stollenbahnen, Betonpumpen usw. ist enorm. Zu den hohen Materialaufwendungen kommt der Aufwand an logistischer Koordination hinzu, damit immer zur richtigen Zeit, das richtige Material, in der richtigen Menge, am richtigen Ort zur Verfügung steht. Dadurch bedingt ergibt sich ein hoher Personaleinsatz bei den Mannschaften, und beim Aufsichtspersonal der Baustelle. Neben den ganzen logistischen und materiellen Aufwendungen darf die Ausführungsqualität der Arbeiten nicht ausser acht gelassen werden. Neben der Arbeitssicherheit muss die hohe Qualität der Ausführung immer oberstes Ziel bleiben.

Asbest im Vortrieb – eine hohe Herausforderung an alle Beteiligte

Markus Aeschbach, Dipl. Bauing. ETH/SIA; Ingenieurgemeinschaft Westschweiz, Brig
Gérard Seingre, Dipl. Bauing. ETH/SIA; Ingenieurgemeinschaft Westschweiz, Brig

1. Einleitung

Asbest im Vortrieb – Asbest ist einer dieser Begriffe, welcher bei jedem von uns sofort Assoziationen auslöst. Meistens werden dabei mit dem Wort Asbest negative Bilder verknüpft. Vergessen wir aber nicht, dass häufig die Dinge bedrohlich wirken, über die wir keine oder nur unvollständige sachliche Informationen besitzen. Weiter gilt es zu beachten, dass die negativen Erfahrungen mit Asbest vorwiegend bei der Anwendung oder der Sanierungen von industriellen und gewerblichen Werkstoffen/Produkten mit Asbestfasern entstanden sind.

In Anbetracht der heute bekannten wirksamen Schutzmassnahmen, dem fundierten Wissen über die Einwirkungen von Asbest und den strengen Vorschriften müssen einige unserer Vorurteile gegenüber Asbest sicherlich revidiert werden.

Beim Lötschberg-Basistunnel wurde nach einer umfassenden Problemerkennung, einer raschen Lösungsfindung mit Einbezug von Experten, einer offenen Information und der konsequenten Umsetzung der definierten Massnahmen die unverhoffte Situation «Amiant (Asbest) im Vortrieb» erfolgreich gemeistert. Anhand des Sprengvortriebes in Ferden wird die Ausgangslage, d.h. die angetroffenen Zonen mit Amiant, eine Beschreibung des Minerals Amiant, die gesundheitlichen Auswirkungen von Asbest, die Schutzmassnahmen gegen Amiant, die gesetzlichen Grundlagen und die Messmethoden des Amiantgehaltes aufgezeigt. Es wird anschliessend auf das Schutzkonzept mit seiner Umsetzung in der Praxis eingegangen.

Im vorliegenden Artikel wurde eine sprachliche Differenzierung eingebracht: Handelt es sich um natürliche faserartige Mineralien, welche im Untertagbau als Einschluss in Gesteinen angetroffen wird, so wird von Amiant gesprochen. Mit der Bezeichnung Asbest oder Asbestfasern werden hingegen alle gesundheitsgefährdenden anorganischen Fasern bezeichnet, unabhängig ob diese nun im Sektor Industrie/Gewerbe oder im Untertagebau angetroffen werden.

2. Ausgangslage

Zonen im Basistunnel mit Amiant

Durch die Mineure des Los Steg wurde Mitte März 2002 im Bereich des KM 41'910 an den Tunnelwandungen des TBM-Vortriebes faserartige Materialen entdeckt. Nach Begutachtung durch den Projektgeologen wurde am 19. März 2002 die SUVA informiert. Anhand der durchgeführten Analysen der SUVA konnte bestätigt werden, dass es sich bei den Materialien um Amiant handelt. Am 05. April 2002 wurden die Arbeiten im TBM-Vortrieb in der Röhre Steg eingestellt, um die Gesundheit der Tunnelbauer nicht zu gefährden. In mehreren Arbeitssitzungen mit der SUVA wurden durch die Oberbauleitung, dem Projektgeologen und dem Bauherrn die notwendigen Massnahmen für die Wiederaufnahme des Vortriebes definiert und umgesetzt. Am 13. April 2002 konnte der TBM-Vortrieb mit Einsatz von Schutzmassnahmen wieder aufgenommen werden. In der Folge wurde zwischen den KM 41'910 und KM 40'740 regelmässig Amiant angetroffen. Nach einer amiantfreien Strecke wurden zwischen dem KM 40'060 bis zum KM 39'760 wiederum sporadisch Amiant angetroffen. Bis zum Durchstich mit dem Los Ferden bei KM 38'646 wurden keine Amiantvorkommen mehr entdeckt.

Im Los Ferden wurde anhand der Erfahrungen im Los Steg/Raron frühzeitig die Schutzmassnahmen gegen Amiant vorbereitet. Als wahrscheinliche Grenze für den Übertritt in Streckenabschnitte mit Amiantvorkommen wurde die Störzone Dornbach bestimmt. Das erste Mal wurde in Ferden am 06. Oktober 2002 im Basistunnel Ost bei KM 38'326 durch die örtliche Bauleitung eine Zerrkluft mit Amiant entdeckt. Im Basistunnel West wurde am 25. Oktober 2002 mit Vortriebsstand bei KM 38'578 das erste Mal in einer Luftmessung Amiant festgestellt. Bis zum Erreichen der Losgrenzen, d.h. den Durchstichspunkten mit dem TBM-Vortrieben von Steg bei KM 38'646 am 09. Dezember 2002 und Raron bei KM 39'083 am 02. April 2003 wurden sporadisch Amiantvorkommen entdeckt, resp. gemessen.

Insgesamt wurde also auf einer Strecke von ca. 3.5 km entweder regelmässig oder dann sporadisch Amiant angetroffen.

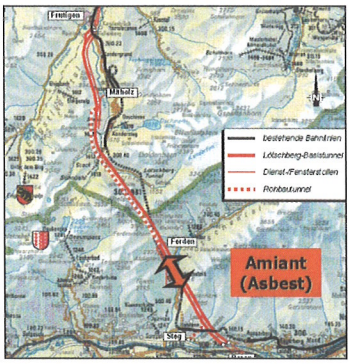


Bild 1: Zone Lötschberg-Basistunnel mit Amiantvorkommen

Beschreibung des Minerals Amiant

Der häufig anstelle von Amiant verwendete Begriff Asbest stammt vom griechischen Wort «asbestos» und bedeutet unzerstörbar. Diese Wortherleitung ist in Anbetracht der physisch-chemischen Eigenschaften der Asbestmineralien, wie Unbrennbarkeit, Unempfindlichkeit bezüglich hoher Temperaturen, hohe Zugfestigkeit, chemische und elektrische Widerstandsfähigkeit sowie Elastizität nachvollziehbar. Jahrzehntelang galt der Asbest als das Mineral der tausend Möglichkeiten, da er wie keine andere Faser für viele technische Produkte optimale Eigenschaften besitzt. Als der Asbest vermehrt als gesundheits- und umweltgefährdender Stoff anerkannt wurde, erfolgte 1990 zum Schutz der Öffentlichkeit in der Schweiz ein generelles Anwendungsverbot.

Der Begriff Amiant wird für die faserartigen Silikat-Mineralien der Amphibol- und der Serpentingruppe verwendet. In der Amphibolgruppe werden u.a. folgende Arten von Amiant unterschieden: Aktinolith, Krokydolith (auch Blauasbest genannt), Amosit (auch Braunasbest genannt) und Tremolit. Zu den Serpentinamianten gehört das Mineral Chrysotil.

Beim Lötschberg-Basistunnel wurde das natürliche Mineral Aktinolith angetroffen. Aktinolith ist in alpinen Klüften kalkamphibolführender Gesteine zu finden, d.h. in Amphiboliten, Hornblendefelsen, kristallinen Schiefern und schiefrigen bis massigen amphibolführenden Gneisen. In offenen, normalen Zerrklüften bilden die Aktinolithe stets die Erstausscheidung, meist in Form von senkrecht stehenden, feinsten, rasenartig auftretenden Fasern, welche Amiant oder Byssolit genannt werden. Viele der später ausgeschiedenen Mineralien enthalten deshalb Amiant als Einschluss. Liegender, asbestförmiger Aktinolith wird ebenfalls als Bergleder oder Bergkork bezeichnet.

Bild 2: Amiantausscheidung auf Amphibol (Photo: A. Henzen, Mineralienaufseher)

Die Farbe von Aktinolith ist hell- bis leuchtendgrün und graugrün und kann einen Glasglanz aufweisen. Die Härte liegt zwischen 5.5 bis 6, die Dichte bei ca. 3 t/m^3.

Nebst den mineralogischen Kriterien werden häufig ebenfalls morphologische Kriterien für die Identifikation von Amiant, resp. Asbestfasern herbeigezogen. So liegt z.B. für die Asbestfasern das Verhältnis zwischen Länge zu Durchmesser L/D normalerweise zwischen einem Intervall von 20:1 bis 100:1. Weiter sind extrem feine Fasern mit einem Durchmesser kleiner als 0.5 µm, mehrere zu einem Strahl zusammengefasste, parallele Fasern sowie ausfransende Fibrillen am Ende der Fasern zusätzliche Kennzeichen für Amiant, resp. Asbestfasern.

Bild 3: Aktinolith (Photo: A. Henzen, Mineralienaufseher)

Gesundheitliche Auswirkungen von Asbest, resp. Amiant

Feine Fasern können über die Atemwege bis in den untersten Lungenbereich gelangen und sich dort in den Lungenzellen verankern. Die Lungenzellen werden dadurch gereizt oder sogar geändert und es kann eine tumorerzeugende Wirkung entstehen.

Gemäss SUVA wird die Gesundheitsgefährdung von Asbest, resp. Amiant durch folgende Merkmale beeinflusst:

a) die Fasergeometrie (dicke, nicht lungengängige Fasern oder dünne, lungengängige Fasern),
b) die Biobeständigkeit (hohe Löslichkeit in den Körperflüssigkeiten oder lange Verweilzeiten),

c) die Oberflächenbeschaffenheit (Möglichkeit von chemisch-physikalischen Vorgängen an der Faseroberfläche) und
d) das Verstaubungsverhalten (Emittieren von Fasern in Abhängigkeit der Feinheit der Fasern und der Möglichkeit einer Längsspaltung).

Als besonders gefährlich werden dabei vor allem die Minerale Krokydolith (Blauasbest) und Amosit (Braunasbest) eingestuft. Weiter sind die Amiante Aktinolith, Anthophyllit, Chrysotil und Tremolit als gesundheitsgefährdend zu betrachten.

Die eindeutig auf Asbestfasern zurückzuführende Erkrankung ist einerseits die Asbestose (Asbest-Staublunge) mit einer Latenzzeit von in der Regel 10-15 Jahren und mehr, welche durch hohe und langjährige Faserexposition hervorgerufen wird und zu einer zunehmenden Atemnot, Lungenfunktionseinschränkung und in schweren Fällen zu Ateminvalidität führen kann. Andererseits kann durch Asbest das maligne Mesotheliom (Bösartiger Tumor, Krebs in Brust- oder Bauchfell) mit einer Latenzzeit von 20 bis 40 oder mehr Jahren und bei geringeren Expositionen als bei der Asbestose hervorgerufen werden. Diese Krankheit verläuft praktisch immer tödlich. Asbestfasern können weiter Auslöser von Lungenkrebs und gutartigen Brustfellveränderungen sein. Rauchen erhöht die Gefährdung für Lungenkrebs durch Asbest deutlich. Bei den in der Schweiz als Berufskrankheit anerkannten bösartigen Tumoren sind 85 % auf Asbest zurückzuführen (Statistik SSUV, 1991-2000, n=477).

Schutzmassnahmen gegen Amianteinwirkungen
Da die Asbest-, resp. Amiantfasern über die Luft aufgenommen werden, sind in erster Linie die Atemorgane zu schützen. In Wasser gebundenes Amiant stellt keine Gefährdung dar. Die möglichen Schutzmassnahmen bei Amiant im Untertagebau wurden von den Schutzmassnahmen bei Asbest in Industrie und Gewerbe abgeleitet und bestehen aus:

a) der persönlichen Schutzausrüstung mit spezieller Atemschutzmaske der Klasse FFP3 und täglich gereinigter Schutzkleidung,
b) Reinigung der exponierten Körperteile mit Wasser,
c) Wassereinsatz im Arbeitsbereich zum Binden der Fasern (Wassernebel-Bogen und Wasserbedüsung Ausbruchmaterial),
d) Apparate zum Reinigen von Fahrzeugen (Wasser, Industriestaubsauger mit FFP3-Filtern, Nassstaubsauger),
e) Entsorgung der mit Amiant belasteten Masken.

Gesetzliche Grundlagen, Grenzwerte
Die Konzentration von Amiantfasern ist möglichst tief zu halten, so dass bei einer langjährigen Exposition keine Gesundheitsgefährdung entsteht. Als Mass für die zulässige Konzentration wird durch die SUVA ein sogenannter MAK-Wert definiert. Der Maximale Arbeitsplatz-Konzentrations-Wert (MAK-Wert) ist die höchstzulässige Durchschnittskonzentration eines Arbeitsstoffes in der Luft, die nach derzeitiger Kenntnis in der Regel bei Einwirkung während einer Arbeitszeit von 8 Stunden täglich und bis 42 Stunden pro Woche auch über längere Perioden bei der ganz stark überwiegenden Zahl der gesunden, am Arbeitsplatz Beschäftigten die Gesundheit nicht gefährdet. Bei faserigen Materialien, aus denen lungengängige Fasern freigesetzt werden können und die als gesundheitsgefährdend eingestuft sind, werden die MAK-Werte als Anzahl lungengängiger Fasern pro Volumeneinheit Luft definiert. Für lungengängige Fasern mit einer Länge $L \geq 5$ µm, einem Durchmesser $D \leq 3$ µm, und dem Verhältnis L:D > 3:1 gelten gemäss den seit 2003 gültigen SUVA-Vorschriften folgende Grenzwerte:

Asbest: 0.01 LAF/ml, bzw. 10'000 LAF/m³ (Lungengängige Asbestfasern)

Fasern generell: 0.25 LF/ml, bzw. 250'000 LF/m³ (Lungengängige Fasern)

Der Grenzwert 0.01 lungengängiger Asbestfasern/ml gilt für Sanierungsarbeiten und zwar hinter der Atemschutzmaske. Bei nur kurzdauernder Exposition wird die kumulative Dosis (Faserjahre) unter Berücksichtigung der Asbestfasertypen zur Beurteilung herangezogen. Dies ist Grundlage für die Bestimmung des Richtwertes von 0.05 LAF/ml (50'000 LAF/m³), welcher als Grenze für die Einführung von besonderen Massnahmen (Tragen von Schutzmasken FFP3) im Untertagebau mit nicht lebenslanger, sondern verhältnismässig kurzzeitiger Exposition herbeigezogen werden kann.

Die Festlegung des Schweizer MAK-Wertes durch die SUVA für lungengängige Asbestfasern auf 0.01 LAF/ml (im Vergleich MAK EU = 0.1 LAF/ml) ist auf folgende Gründe zurückzuführen:

a) Das Erscheinen von verschiedenen Metaanalysen (ca. 20 langfristige Untersuchungen) gab die Möglichkeit, Rückschlüsse auf die Dosis-Wirkungs-Beziehungen zwischen Asbestexposition und dem Auf-

treten von Asbest-Krankheiten durchzuführen. Dabei zeigte sich, dass vor allem der Brustfellkrebs (Mesotheliom) im Vergleich zur Staublunge oder zum Lungenkrebs die geringste kritische Toxizität besitzt, d.h. dass bei bereits geringer Dosis ein erhöhtes Risiko für diese Krankheit besteht,

b) Somit war das Ziel vorgegeben, mit dem definierten MAK-Wert nicht nur vor der Krankheit Staublunge zu schützen, sondern vor allem das Mesotheliom als momentan häufigste Tumor-Berufskrankheit zu verhindern,

c) Als weiteres Ziel wurde angestrebt, das Krebs-Risiko durch Asbesteinwirkung nicht höher als das Krebsrisiko durch Umwelteinflüsse zuzulassen. Die Bestrebungen der SUVA zur Einführung des MAK-Wertes von 0.01 LAF/ml wurden durch Untersuchungen der internationalen SCOEL-Gruppe, welche das Zusatzrisiko bei einer Exposition während ca. 40 Jahren ermittelt hat, unterstützt.

Messmethoden Amiantgehalt in der Luft, Messgrenzen im Untertagebau

Für die Bestimmung der Anzahl Fasern in der Luft wird im Atembereich der Beschäftigten ein definiertes Luftvolumen mit Hilfe einer Pumpe durch einen Partikelfilter gesaugt. Für die Auszählung der auf dem Filter abgeschiedenen Fasern kamen beim Lötschberg-Basistunnel zwei Methoden zum Einsatz:

a) Einsatz von PCM-Filtern (Papierfilter). Die Auszählung erfolgt mit dem Phasenkontrast-Lichtmikroskop. Aus dem ca. 2.5 cm breiten runden Filter wird ein Viertel-Stück herausgeschnitten. Auf diesem Viertel werden 100 Felder mit je einem Durchmesser von 100 µm (entspricht 0.1 mm) analysiert. Dabei werden bei 400-500facher Vergrösserung nur jene Fasern gezählt, die der Definition der Lungengängigkeit (Länge $L \geq 5$ µm, Durchmesser $D \leq 3$ µm, Verhältnis $L:D > 3:1$) entsprechen. Mit dem PCM-Filter wird der LF-Wert (Lungengängige Fasern) bestimmt. Bei den lungengängigen Fasern handelt es sich um alle in der Luft messbaren Fasern, ohne Unterscheidung des Anteils der Asbest-Fasern. Die ungefähren Analyse-Kosten der PCM-Filter belaufen sich auf ca. 60 sFr./Stück.

b) Einsatz von VDI-Filtern (Vergoldete Filter). Die Analyse unter dem Rasterelektronenmikroskop (REM) erlaubt es, jede Einzelfaser bei der Auszählung zu identifizieren und nur die Fasern des gesuchten Fasertyps zu zählen. Bei dieser Auswertung kann deshalb der LAF-Wert (Lungengängig Asbestfasern) bestimmt werden. Die ungefähren Analyse-Kosten der VDI-Filter betragen ca. 850 sFr./Stück. Die Messungen und Auswertungen wurden beim Lötschberg-Basistunnel durch das IST, Institut universitaire romand de Santé au Travail in Lausanne durchgeführt.

Die obengenannten Messmethoden weisen für den Untertagebau gewisse Grenzen auf. Für eine aussagekräftige Analyse und Aussage sollte während ca. 8 Stunden mit einem Fluss von ca. 2 l/min insgesamt 1 m^3 Luft angesaugt werden. Es hat sich nun aber gezeigt, dass im Untertage-Bereich die Filter infolge der manchmal sehr hohen Anzahl Fasern nach einer relativ kurzen Zeit verstopft werden. Die Messzeit wurde deshalb in verschiedenen Versuchen optimiert und lag schlussendlich bei ca. 0.5-1 Stunde. Als Konsequenz aus den beschränkten Messzeiten und der dementsprechend verminderten Aussagekraft der Analysen im Untertagebau wurden beim Lötschberg-Basistunnel die anzuwendenden Grenzen für die Einführung von Schutzmassnahmen gegen Amiantfasern entsprechend vorsichtig angesetzt.

3. Schutzkonzept

Um bei Amiant-Vorkommen die notwendigen Schutzmassnahmen zeitig zur Verfügung zu stellen und den Vortrieb unter Berücksichtigung des Gesundheitsschutzes der Mineure weiterführen zu können, wurde durch die Oberbauleitung in enger Zusammenarbeit mit der SUVA, der Unternehmung und dem Projektgeologen ein Konzept für das Verhalten bei Amiant im Vortrieb erstellt. Das Konzept umfasst die Definition von Gefährdungsstufen mit den jeweils zu treffenden Schutzmassnahmen, die Bestimmung der Voraussetzungen für eine Rückstufung der Gefährdungsstufen, das Festlegen der Messungen und Überwachungen im Untertage sowie das Garantieren einer raschen und umfangreichen Information an alle Beteiligte.

Bestimmung von Gefährdungsstufen

Die Schutzmassnahmen und die Kontrollmessungen sowie die Überwachung im Vortrieb wurden stufenweise auf die geologische Situation angepasst. Mit dem Projektgeologen wurden insgesamt 4 Gefährdungsstufen (GS) definiert:

a) GS 0: Keine Amiantgefährdung. Es sind keine Gesteine vorhanden, in denen Amiant auftreten kann.

b) GS 1: Amiantgefährdung klein. Das Vorkommen von Gesteinen, in denen Amiant auftreten kann, ist möglich.

c) GS 2: Amiantgefährdung gross. Gesteine, in denen

Amiant auftreten kann, wurden angetroffen oder prognostiziert

d) GS 3: Amiant nachgewiesen, Arbeiten unter Schutzmassnahmen. Amiant wurde nachgewiesen, resp. durch VDI-Messungen nachgewiesen.

Die Kompetenz für die Änderung der Gefährdungsstufen wurde bei der Oberbauleitung angesiedelt. Bei Unklarheiten wurden die SUVA, der Projektgeologe und der Bauherr BLS AT in den Entscheidungsprozess einbezogen.

Bei der Gefährdungsstufe 0 sind keine Schutzmassnahmen, keine speziellen Messungen und keine Überwachung im Vortrieb notwendig.

Für die Gefährdungsstufe 1 müssen die notwendigen Schutzmassnahmen gegen Amiant innerhalb max. 2 Tagen einsatzbereit sein. Weiter müssen die Atemschutzmasken der Klasse FFP3 in genügender Anzahl (mindestens für 3 Tage ausreichend) im Vortrieb vorgehalten werden. Die Luft an der Vortriebsfront und bei den Brechern wird mindestens einmal pro Monat mit VDI-Filtern auf Amiantfasern geprüft. Die Vortriebsfront wird nach jedem Abschlag visuell auf Amiantvorkommen überprüft.

Bei Bestimmung der Gefährdungsstufe 2 sind die Schutzmassnahmen gegen Amiant für den sofortigen Einsatz vorzuhalten. Die Anzahl der im Vortrieb bereitzustellenden Atemschutzmasken muss für mindestens 7 Tage ausgelegt sein. Die Kadenz der Luftmessungen mit VDI-Filtern an der Front und beim Brecher wird auf 1 Mal pro Woche erhöht. Die Überwachung der Vortriebsfront muss durch ein Amiantkontroll-Protokoll des Geologen dokumentiert sein.

Die Gefährdungsstufe 3 wird bei einer visuellen Entdekkung von Amiant im Vortriebsbereich oder durch einen Nachweis von Amiant in den VDI-Messungen ausgelöst. In Anbetracht der bereits erwähnten Grenzen der Messmethoden im Untertagebau wurde beim Lötschberg-Basistunnel die Gefährdungsstufe 3 unabhängig von der gemessenen Menge LAF/m³ Luft, also bereits schon beim Vorhandensein kleinster Mengen Amiantfasern im Partikelfilter ausgelöst. Als Schutzmassnahmen bei der Gefährdungsstufe 3 müssen alle Arbeiten im gefährdeten Bereich mit der Atemschutzmaske Klasse FFP3 und einer täglich zu wechselnden Arbeitskleidung durchgeführt werden. Die Amiantfasern werden mit verschiedenen Wasserbedüsungen gebunden und angetroffene Klüfte sofort mit Mörtel versiegelt. Das Ausbruchmaterial wird beim Sprengvortrieb nicht mehr gebrochen und bei der Ablagerung des Ausbruchmaterials im Freien sind Spezialmassnahmen erforderlich. Die Luftmessungen mit VDI-Filtern werden wöchentlich im durch Wassernebelvorhänge abgeschotteten Vortriebsbereich durchgeführt und mit täglichen PCM-Filter-Messungen ergänzt. Ausserhalb der Vortriebsbereiche, z.B. bei den Ablagerungsstandorten, werden Messungen je nach Bedarf durchgeführt. Die Überwachung im Vortriebsbereich enthält neben dem Erstellen des Amiantkontroll-Protokolls ebenfalls die Dokumentation der Amiantvorkommen (Aufnahme Tunnelmeter und Fotodokumentation).

Die Rückstufung der einzelne Gefährdungsstufen erfolgt auf schriftliche Anweisung der Oberbauleitung und berücksichtigt folgende Parameter:

Gefährdungsstufe 3 auf 2: In den letzten drei Tagen wurde visuell kein Amiant im Tunnel aufgefunden. Die VDI-Messungen zeigen auf, dass kein Amiant vorhanden ist, resp. die VDI-Messungen zeigen auf, dass sehr wenig Amiantfasern in der Luft sind und die PCM-Messungen der letzten 3 Tage weisen jeweils einen Wert unter 60'000 LF/m³ Luft auf.

Gefährdungsstufe 2 auf 1: In den letzten 14 Tagen wurde kein Amiant im Tunnel angetroffen. Die VDI-Messungen zeigen auf, dass kein Amiant vorhanden ist und es treten keine Gesteine auf, in denen Amiant vorhanden sein kann.

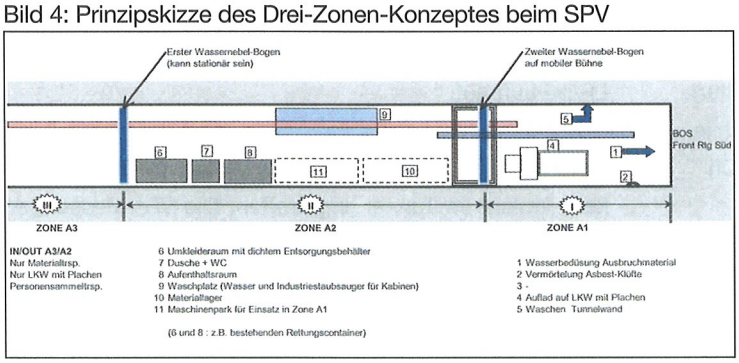
Gefährdungsstufe 1 auf 0: Es ist auszuschliessen, dass Gesteine, in denen Amiant auftreten kann, vorhanden sein könnten.

Massnahmen im Vortrieb bei Amiantvorkommen

Beim Sprengvortrieb galt es, die mit Amiantfasern belastete Luft möglichst nur auf den Vortriebsbereich zu reduzieren. Dabei war das in Ferden eingesetzte Lüftungskonzept mit Frischlufteinblasung über den freien Querschnitt zur Front und Absaugung der Abluft im Vortriebsbereich über Lutten von grossem Vorteil. Die Lutten wurden direkt in die vom restlichen Tunnelsystem abgeschlossenen Abluftgalerien eingeführt und die Abluft von dort in den Lüftungsschacht Fystertellä in das Freie abgegeben. Der Einbau von Filtern oder Wassernebel-Bedüsungen in die absaugende Lüftung an der Front war technisch nicht möglich. Es zeigte sich aber nach einer umfangreichen Messkampagne, dass die Lüftungsgalerien und die Umgebung beim Schachtkopf im Freien praktisch unbelastet von Amiantfasern waren und der mit dem BUWAL vereinbarte Grenzwert für Aussenbereiche von 500 LAF/m³ Luft deutlich unterschritten wurde.

Im Untertage wurde mit der Positionierung zweier Wassernebel-Bogen ein Drei-Zonen-Konzept erarbeitet. Der erste Wassernebelbogen wurde an die mobile Arbeitsbühne im Vortriebsbereich angeordnet und bestimmte somit die Zone A1 zwischen Vortriebsbrust und Wassernebelbogen. Im rückwärtigen Bereich wurde ein zweiter Wassernebelbogen angeordnet, welcher stationär war und die Grenze zwischen der Zone A2 (zwischen 1. und 2. Wassernebelbogen) und der Zone A3 markierte. Bei Eintreten der Gefährdungsstufe 3 wurden jeweils alle Wassernebelbogen eingeschaltet. Bei den Wassernebel-Bogen handelt es sich um Dustex-Vernebelungssysteme, welche mit Druckluft das Wasser via Düsen in feinste Tröpfchen verwandeln. Die Amiantfasern in der Luft werden durch das Wasser gebunden. Der Druckluftbedarf pro Düse liegt bei ca. 7 Nm³/h bei 2 bar Hinterdruck und der Wasserverbrauch pro Düse bei ca. 25 l/h bei 0.5 bar Hinterdruck. Insgesamt kamen ca. 20 Düsen zum Einsatz.

Bild 4: Prinzipskizze des Drei-Zonen-Konzeptes beim SPV



In der Zone A1 ist die grösste Belastung mit Amiant zu erwarten. Dort muss bei Gefährdungsstufe 3 mit der Atemschutzmaske Klasse FFP3 und Schutzkleidung gearbeitet werden. Das Ausbruchmaterial ist vor und während dem Schuttern mit Wassernebel zu bedüsen. Die angetroffenen Amiantklüfte sind aufzunehmen (Tunnelmeter und Photo) und sofort mit Mörtel oder Spritzbeton zu verschliessen. Vor dem Weiterziehen des mobilen Wassernebel-Bogens ist die Tunnelwand zu waschen. Um eine zusätzliche Belastung mit Amiantfasern zu verhindern, durfte das Ausbruchmaterial während der Gefährdungsstufe 3 nicht zum Brecher am Fusspunkt des Zugangsstollens Ferden geführt werden, sondern musste direkt auf LKW's geladen werden. Für den Transport über den Zugangsstollen ins Freie auf den Ablagerungsstandort Bubichopf wurden die Ladeflächen mit Plachen zugedeckt.

Die Zone A2 zwischen erstem und zweitem Wassernebelbogen dient in erster Linie als Pufferzone und zusätzliche Abschottung der Amiantbelastung an der Front zum restlichen Tunnelsystem. Bei sehr grosser Amiantbelastung konnte diese Zone für die Umrüstung der Mineure und der Maschinen für die Arbeiten in der Zone A1 sowie die Vorbereitungs- und Säuberungsmassnahmen für den Eintritt in die Zone A3 benutzt werden. Entsprechende Installationen, wie z.B. Waschplatz zum Reinigen von Maschinen oder luftdicht verschliessbare Behälter für die Aufnahme der belasteten Atemschutzmasken waren eingerichtet.

Die Zone A3 galt als unbelasteter Raum, was jeweils auch durch VDI-Filter-Messungen nachgewiesen wurde.

Die aktuelle Gefahrenstufe wurde jeweils sichtbar am Anfang der Zonen A1 und A2 mit Grossplakaten bekannt gegeben.

Für den Einbau des mit Amiant belasteten Ausbruchmaterials bei den Ablagerungsstandorten wurden folgende Massnahmen umgesetzt: Das abgekippte Material wurde sofort eingebracht, verdichtet und bei längeren Arbeitsunterbrüchen mit unbelastetem Ausbruchmaterial überdeckt. Es wurde eine genaue Kontrolle über Einbaumenge und Einbauort des amianthaltigen Ausbruchmaterials geführt. Es wurde vermieden, amianthaltiges Ausbruchmaterial in die Böschungen einzubauen. Es wurden in unmittelbare Nähe der Einbauorte ebenfalls VDI-Filter-Messungen durchgeführt. Der mit dem BUWAL vereinbarte Grenzwert von 500 LAF/m³ Luft wurde nie überschritten.

Der Informationsfluss

Fast ebenso wichtig wie die getroffenen Schutzmassnahmen war die stufengerechte Information über die Amiantsituation.

Als sehr wichtiger Punkt wurde dabei die Vorinformation der Tunnelarbeiter angesehen. So wurde jeder im Gefahrenbereich arbeitende Mineur durch einen SUVA Arbeitsarzt über die Gefahren, die Krankheitsbilder und die möglichen Schutzmassnahmen informiert. Zusätzlich wurde in Ferden im Rahmen der Sicherheits-Ausbildung eine spezielle Information an alle Mineure weitergegeben.

Als Drehscheibe für das Sammeln, Verarbeiten und Weiterleiten aller Informationen wurde die Oberbauleitung bestimmt. Es galt, die Informationen aus dem Vortrieb von der örtlichen Bauleitung, der Unternehmung und des Projektgeologen sowie die Analyseresultate der Messfilter durch das Institut universitaire romand de Santé au Travail zu sammeln, die sich daraus ergebenden Resultate zu analysieren und dementsprechend die notwendige Ge-

fährdungsstufe zu bestimmen und zeitgerecht alle Beteiligten über die zu treffenden Massnahmen zu informieren. Durch die genaue Bestimmung der erforderlichen Informationsflüsse konnten jeweils schnell und umfangreich alle Beteiligte auf dem aktuellsten Stand gehalten werden. Als sehr hilfreich zeigte sich dabei das von der Oberbauleitung verfasste Rundschreiben «Info-Asbest», welches bei jeder Änderung der Gefahrenstufe die Ausgangslage (Stand des Vortriebes, Datum und Zeit der Entdeckung von Amiant, Messresultate, Angabe der bisherigen Sitzungsprotokolle, etc.), die aktuelle Gefährdungsstufe, die auszuführenden Massnahmen sowie spezielle Anordnungen beschrieb. Auf Wunsch des Bauherren wurde dieses Rundschreiben im Sinne einer offenen, transparenten Information jeweils nach einem festgelegten Verteiler recht breit gestreut.

4. Umsetzung in der Praxis

Erfahrungen im Sprengvortrieb
Die Amiantsituation in den beiden Basistunnelröhren West und Ost war sehr unterschiedlich.

Im Basistunnel West wurde am 06. Oktober 2002 gleichzeitig mit dem Antreffen vom Amiant im Basistunnel Ost die Gefährdungsstufe auf 2 gesetzt. In der 63 Tage dauernden Periode bis zum Erreichen des Durchschlagpunktes wurde visuell nie Amiant entdeckt. Einzig die VDI-Messungen zeigten kurzzeitig einen erhöhten Amiantgehalt auf. Dies führte dazu, dass während 11 % der Zeit (ca. 7 Tage) die Gefährdungsstufe 3, während 72 % die Gefährdungsstufe 2 und während 17 % die Gefährdungsstufe 1 in Kraft waren.

Im Basistunnel Ost, welcher in südlicher Richtung ca. 450 m weiter als der Basistunnel West ausgebrochen wurde, waren vor allem die visuellen Entdeckungen von Amiant verantwortlich für die Erhöhung auf die Gefahrenstufe 3. Am 06. Oktober 2002 wurde zum ersten Mal mit der Entdeckung einer Zerrkluft mit Amiant die Gefahrenstufe direkt von 0 auf 3 erhöht. Die Amiantfaser-Messungen zeigten trotz Amiantfunde praktisch nie einen erhöhten Wert auf. In der 178 Tage dauernden Periode bis zum Erreichen der Losgrenze waren während 18 % der Zeit (32 Tage) die Gefahrenstufe 3, während 51 % die Gefahrenstufe 2 und während 31 % die Gefahrenstufe 1 in Kraft.

Als logistische Knacknuss erwies sich der Transport des ungebrochenen Ausbruchmaterials mit Amiant ab der Vortriebsfront über den 4.2 km langen, 12 % steilen Zugangsstollen bis zum Ablagerungsstandort. Insgesamt wurden 12 LKWs eingesetzt, welche mit Partikelfiltersystemen (PFS) ausgerüstet wurden und einen 24 Stunden- und 7 Tage-Betrieb sicherstellen mussten.

Das Arbeiten mit der Atemschutzmaske FPP3 stellte für die Mineure eine zusätzliche körperliche Belastung dar. Den Arbeitern wurde deshalb in Absprache mit den Gewerkschaften eine Sonderprämie von 5.-sFr./Stunde vergütet.

Die zeitliche Verzögerung zwischen den Luftmessungen mit den VDI-, resp. PCM-Filtern, deren Analyse und der Bekanntgabe der Resultate von max. 3 Tagen war vertretbar, da in den meisten Fällen die visuelle Entdeckung von Amiant für die Erhöhung der Gefahrenstufe verantwortlich war.

Ein besonderes Augenmerk musste auf den vom normalen Vortrieb räumlich getrennten, im rückwärtigen Bereich stattfindenden Sohlenaushub gerichtet werden. Durch die genaue Lokalisation der Zonen und mit Einsatz von grossen Bewässerungsmitteln konnten dieses Ausbrüche jedoch ohne bedeutende Freisetzung von Amiantfasern durchgeführt werden.

Bild 5: Wassernebelvorhang beim TBM-Vortrieb

Kosten und Anpassung der Sollbauzeiten
Die angetroffenen Amiantvorkommen und die daraus notwendigen Schutzmassnahmen hatten einen Einfluss auf die Kosten und die Bestimmung der Sollbauzeiten.

Beim Sprengvortrieb in Ferden entstanden Mehrkosten in der Grössenordnung von 2.26 Mio. sFr. Die Grobaufteilung der Mehrkosten beim Sprengvortrieb zeigt auf, dass ca. 6 % der Kosten auf die Amiant-Luftmessungen und deren Analysen zurückzuführen sind. Ca. 16 % der Kosten sind durch die installierten Schutzmassnahmen wie z.B. die Wassernebelbögen entstanden und ca. 19 % sind den

persönlichen Schutzmassnahmen wie Tragen der Atemschutzmasken inkl. Entsorgung und tägliches Waschen der Kleidung zuzuordnen. Ca. 21 % der Mehrkosten betreffen die Erschwernisse beim Vortrieb (erhöhte Schutterzeit, Erschwernisse durch nicht gebrochenes Material) und der Hauptteil, d.h. ca. 38 % ist der umständlichen Materialbewirtschaftung ab der Front bis zur Ablagerung zuzuschreiben (Abtransport des Ausbruchmaterials mit LKW's ab Front, Nachrüsten der LKW's mit Partikelfilter, Erschwerter Einbau auf der Ablagerung).

Die Sollbauzeit für den Vortrieb im Profiltyp ES1 unter Gefährdungsstufe 3 betrug ca. 58 % der normalen Sollbauzeit ohne Behinderungen durch Amiant.

5. Schlussfolgerungen

Amiant im Vortrieb – dieser plötzlich aufgetretenen, hohen Herausforderung wurde zeitgerecht, sachlich und kompetent begegnet. Somit konnten die Vortriebe unter Berücksichtigung des Gesundheitsschutzes der Tunnelarbeiter ohne nennenswerte Verzögerungen weitergeführt werden.

Dies war nur möglich, indem alle Beteiligte ihr fundiertes Fachwissen eingebracht und gemeinsam an der Erarbeitung der besten Lösung beigetragen haben.

Im Namen des Bauherren und der Oberbauleitung sei deshalb insbesondere der SUVA, dem Institut universitaire romand de Santé au Travail, dem Projektgeologen Lötschberg und dem Mineralienaufseher für die gute Zusammenarbeit und der Zurverfügungstellung von wertvollen Unterlagen für den vorliegenden Artikel gedankt.

Die gewissenhafte Umsetzung des Schutzkonzeptes auf Platz durch die örtliche Bauleitung und dem Sicherheitsverantwortlichen der Unternehmung war ebenfalls von grosser Bedeutung. Auch ihnen gilt der Dank.

Entwicklungen bei den Nachlaufkonstruktionen

Jürg Leuthold, Dipl. Masching. ETH
Rowa Tunneling Logistics, Wangen SZ

1. Einleitung

Der Wunsch, immer längere und grössere Tunnel in möglichst kurzer Bauzeit sicher und kostengünstig zu erstellen, hat zu einer gewaltigen Mechanisierung des Tunnelbaus und zur Entwicklung von Tunnelbohrmaschinen mit enormen Vorschubkräften und Drehmomenten geführt.

Die Leistungsfähigkeit dieser TBMs hat ein Mass erreicht, dass bei günstigen geologischen Verhältnissen nicht mehr die Abbaugeschwindigkeit der Ortsbrust, sondern die Leistung der Abförderung und der Arbeitsstellen wie Felssicherung, Spritzbetonauftrag und Sohleneinbau für die erzielbare Vortriebsleistung entscheidend sind.

Entsprechend hat sich der Bau von Nachläufern vom reinen Träger für Hilfsaggregate der TBM zu einem Hochleistungs-Ver- und Entsorgungssystem mit entscheidender Bedeutung für den Erfolg des Tunnelbauers entwickelt.

Worin besteht denn die Bedeutung der Tunnellogistik und damit des Nachläufers?

Die Öffentlichkeit richtet ihr Augenmerk hauptsächlich auf die TBM. Dasselbe gilt für die nicht speziell auf den Untertagbau ausgerichtete Fachwelt.

Die Logistik, d.h. die Beherrschung der integralen Ver- und Entsorgung sowie der Supportmassnahmen, ist für die Leistung und Qualität, die der Tunnelbauer zu erbringen hat, zentral und ebenso wichtig wie eine gute TBM. Denn oft gibt die Logistik und nicht die TBM die Grenze der erreichbaren Vortriebsleistung vor.

Nur wenn die Ver- und Entsorgungsleistungen des Nachläufers optimal abgestimmt und genügend hoch sind, kann auch das Potential der TBM voll ausgenutzt werden. Mit zunehmenden Loslängen wird die Logistik immer wichtiger und ist einer der Schlüsselfaktoren für eine hohe Produktivität, was gerade bei den Alptransitprojekten in eindrücklicher Weise spürbar geworden ist und noch werden wird.

Projekt, Bauweise, projektspezifische Qualitäts- und Sicherheitsansprüche sind von grosser Bedeutung für die Logistik. Die Konstruktion eines Hochleistungs- Nachläufers ist deshalb ein auf das Projekt abgestimmtes Unikat und kein Standardprodukt. Dabei ist es entscheidend, die Kundenbedürfnisse aus der Sicht des Tunnelbauers und nicht aus der Sicht des Maschinenbauers wahrzunehmen.

Eine zentrale Bedeutung kommt der Nachlaufinstallation in Bezug auf die Betriebskosten zu. Diese werden bei gegebenen Baumaterialkosten im Wesentlichen von den Lohnkosten, d.h. vom Mechanisierungsgrad im Nachläufer bestimmt. Mit einem geschätzten Anteil von etwa 30 % für den Nachläufer an den Investitionskosten sind somit ca. 80 % der Lohnkosten beeinflussbar.

Nach wie vor ist der Tunnelbau mit einem Gesundheits- und Unfallrisiko verbunden. Durch spezifische Schutzmassnahmen an jeder einzelnen Arbeitsstelle innerhalb des Nachläufers, durch definierte Fluchtwege sowie mit durchdachten und mechanisierten Arbeitsprozessen lassen sich Arbeitssicherheit und Komfort entscheidend erhöhen.

2. Die Hauptaufgaben eines Nachlaufsystems

Sämtliches Material, welches in oder aus dem Tunnel transportiert werden muss, ist mit geringst möglichem Aufwand, just in time, in der richtigen Menge an den richtigen Ort zu bringen.

Dabei gilt es, den richtigen Mix von just in time und Zwischenlagerung zu finden, immer mit dem Ziel, genügend Flexibilität zu erhalten, um Vortriebsunterbrüche zu vermeiden.

Im Einzelnen geht es um:

- Entsorgung des anfallenden Ausbruchmaterials
- Versorgung mit Baustoffen; Spritz- und Sohlbeton
- Versorgung mit Sicherungsmitteln wie Anker, Einbau-

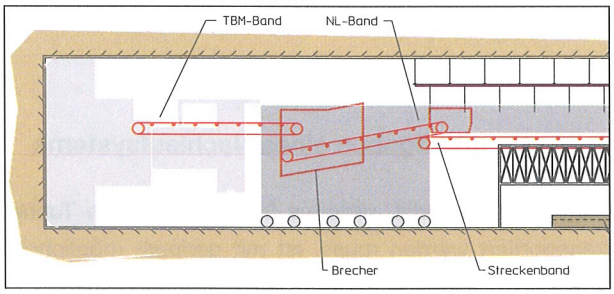
bögen, Netze
- Versorgung mit Unterhalts- und Verschleissmaterial für die TBM
- Versorgung mit Energie, Wasser und Luft.

Natürlich ist der Nachläufer nach wie vor Träger der Infrastruktur für die TBM, d.h. Energieversorgung, Hydraulik, und Steuerung. Er ist aber auch Arbeitsplattform für die Arbeitsstellen wie Einbau von Ankern, Netzen, Spritzbeton usw.

Die Anforderungen, die an ein Hochleistungsnachlaufsystem gestellt werden sind:

- Die Arbeitssicherheit und Arbeitshygiene müssen jederzeit gewährleistet sein.
- Eine hohe Verfügbarkeit nicht nur der einzelnen Aggregate und Maschinen sondern des gesamten Systems muss garantiert werden.
- Der Nachläufer darf die Vortriebsleistung innerhalb der Auslegungsdaten nicht einschränken, d.h. Geologie und TBM sollen die mögliche Vortriebsleistung bestimmen.
- Die Arbeitsprozesse der integrierten Arbeitsstellen müssen im Detail durchdacht und auf tiefe Personalkosten optimiert sein.
- Der Tunnelbauer darf und muss eine höhere Produktivität , d.h. einen Return on Investment über die Tunnelbauzeit erwarten.

Bild 1: Brecher im Nachläufer



3. Herausforderungen und Lösungen in Amsteg

Im folgenden Kapitel werden die Herausforderungen und Lösungen, welche Rowa Tunnelling Logistics zusammen mit der Arge AGN Strabag – Murer im Los Amsteg realisiert hat, gezeigt.

3.1 Entsorgung

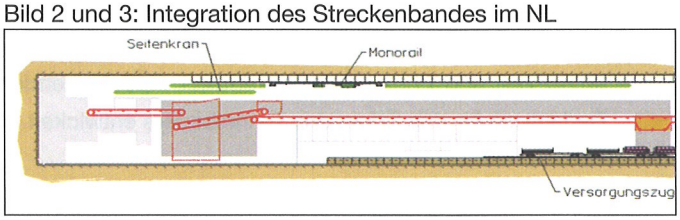
Nominal fallen ca. 800 t/h Ausbruchmaterial an. Bei Spitzenvortriebsleistungen kann die Menge um über 50 % steigen. Die Geologie im Abschnitt Amsteg lässt teilweise blockiges Ausbruchmaterial erwarten, und die TBM ist in der Lage, grosse Blöcke zu fördern. Diese Blöcke stellen ein Risiko für die vorgesehene Bandförderung dar.

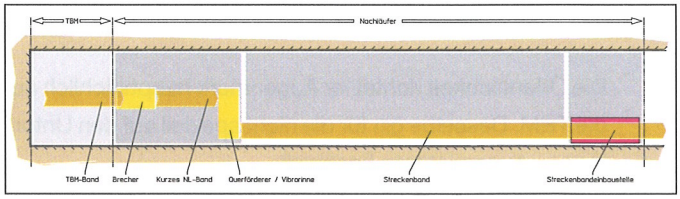
Es wurde deshalb ein Schlagwalzenbrecher für 100 % des anfallenden Ausbruchmaterials unmittelbar hinter die TBM platziert.

Es ergeben sich folgende Vorteile:

- 100 % des Ausbruchs ist bandgängig
- eine hohe Verfügbarkeit des NL- und des Streckenbandes
- Es ist keine Sonderbehandlung und Transport für die Blöcke nötig.
- Es fallen keine Systemmehrkosten an, da das Ausbruchmaterial vor dem Portal sowieso gebrochen werden muss.

Bild 2 und 3: Integration des Streckenbandes im NL





Im Weiteren wurde das Streckenband im NL so weit wie möglich nach vorne gezogen, dadurch ergibt sich:

- Ein Optimum an Platzeinsparung, da das Streckenband seitlich platziert ist.
- Ein kurzes kostengünstiges NL-Band.
- Die Einbaustelle der Streckenbandverlängerung ist logistisch optimal versorgt
- Es bleibt viel Platz für die Zwischenlagerung von Bandelementen und für den Bandeinbau zur Verfügung.

3.2 Arbeitsstellen

Bild 4: Viele verschiedene Baustellen

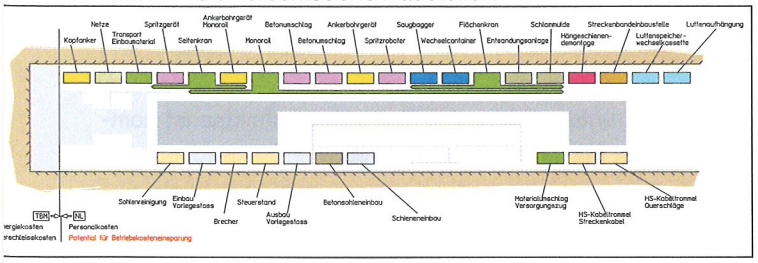
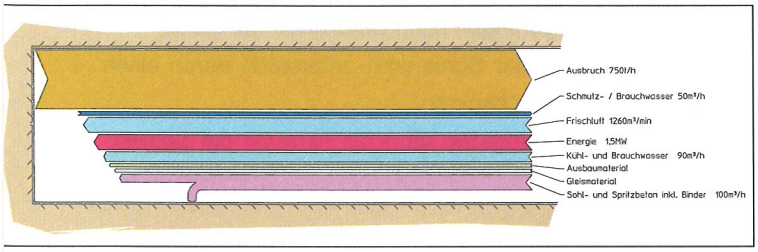


Bild 5: Grosse Materialflüsse



Alle Arbeitsstellen sind im Tunnel zwangsläufig in Linie, werden von grossen Materialflüssen passiert und müssen versorgt werden. Diese Materialflüsse dürfen von den einzelnen Baustellen nicht eingeschränkt werden, da dies sofort zu einer Vortriebsverminderung oder zu einem Vortriebsunterbruch führen könnte.

Die Arbeitsstellen sind im Einzelnen:

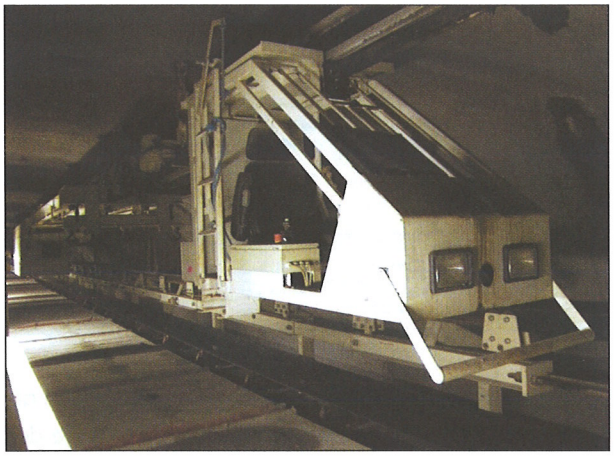
- Anker bohren
- Netze und Bogeneinbau
- Spritzbeton L1
- Systemankereinbau
- Spritzbetonauskleidung L2
- Sohlbeton Einbau

Dazu kommen Arbeitsstellen, die der Verschiebung der Infrastruktur dienen wie:

- Einbau der Anker und Schienen für die Einschienenhängebahn und den aufgehängten Nachläuferteil.
- Ein- und Ausbau der Vorlegestösse für die NL – Wagen.
- Schienen-Einbau
- Verlängerung der Infrastruktur für die Bewetterung, Wasser und Energie.

3.3 Versorgungssystem

Bild 6 und 7: Versorgung mit Zug und Monorail und Seitenkran



Die Arbeitsplätze werden in Amsteg bedient mit einem Versorgungssystem, bestehend aus

- einem Versorgungszug, der alle Materialien bis in den Bahnhofbereich in L3 transportiert
- einer Einschienenhängebahn oder Monorail für den Transport bis in den L2 – Bereich
- einem Seitenkran, der Sicherungsmittel bis zur TBM bringt

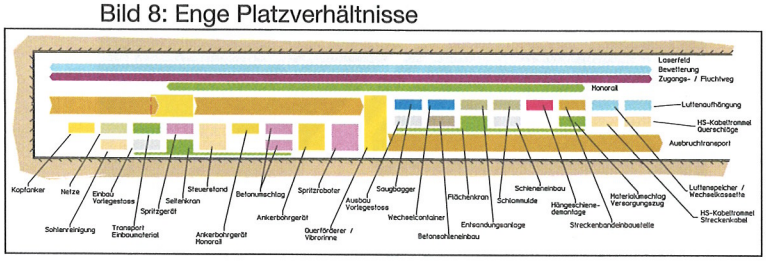
Dieses System hat folgende Vorteile:

- Der Versorgungszug hat Durchfahrt bis zur Sohleneinbaustelle – es ergeben sich kurze Betontransportwege.
- Der Spritzbeton wird vom Monorail ab dem Versorgungszug in Mischcontainern aufgenommen und bis unmittelbar über die Betonpumpen gebracht – es sind keine Transferpumpen nötig.
- Die Behinderung der verschiedenen Arbeitsstellen durch Transporte ist minimal, da das Monorail an der Firste aufgehängt ist und unabhängig von Arbeitsprozessen durchfahren kann.

– Die grossen Massen, d.h. Spritzbeton und Sohlbeton, müssen nur einmal umgeschlagen werden

3.4 Platzverhältnisse

Bild 8: Enge Platzverhältnisse

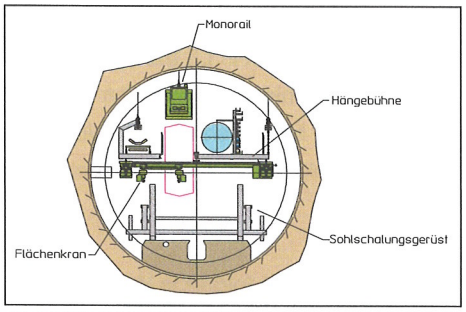


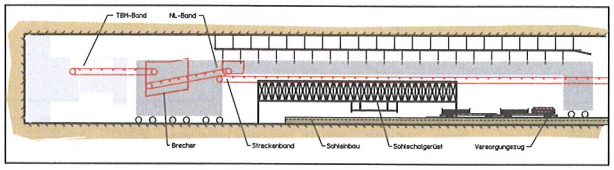
Selbst in einem Tunnel mit grossem Querschnitt sind die Platzverhältnisse immer eng. Auf der ganzen Länge des Nachläufers beanspruchen das Laserfeld, die Lutten für die Bewetterung, das Förderband des Ausbruchtransportes, der Versorgungszug und das Monorail und die Zugangs- und Fluchtwege ihren Platz. Dazu kommt der Platzbedarf der einzelnen Aggregate und Einrichtungen.

Wir haben auf diese Herausforderung konstruktiv reagiert: Der Nachläufer ist im vorderen Teil mit den schweren Lasten auf Vorlegestössen relativ kurz abgestützt. Es ergibt sich eine relativ leichte Konstruktion mit wenig Platzbedarf für die eigene Struktur und entsprechendem Gewinn an Zwischenlagermöglichkeit und einer Verbesserung der Arbeitssicherheit.

Im Bereich der Sohlenbaustelle ist der Nachläufer mit der gesamten Infrastruktur aufgehängt. Daraus ergeben sich folgende Vorteile:

Bild 9, 10 und 11: Sohleinbau

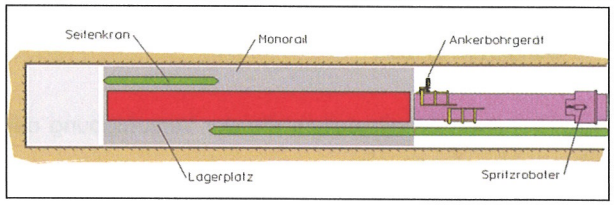




– Die untere Hälfte des Tunnelquerschnittes ist komplett frei für den Sohleneinbau.
– Die Länge der Sohleneinbaustelle ist nicht beschränkt durch den Nachläufer, der Sohlen-Einbau erfolgt weitgehend unabhängig vom Vortrieb.
– Der Vortrieb ist umgekehrt wenig sensitiv auf mögliche Verzögerungen beim Betonieren der Sohle.
– Der Einbau der Sohle wird unterstützt durch einen schweren Flächenkran.
– Der Versorgungszug fährt bis nahe an die Sohleinbaustelle.

3.5 Gewölbesicherung

Bild 12 und 13: Gewölbe-Sicherung



Besondere Aufmerksamkeit wurde insbesondere dem Zugang zur Firste und deren Sicherung geschenkt.

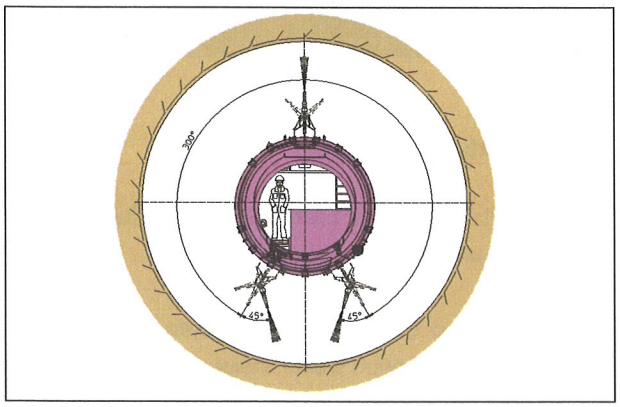
Die Sicherung kann angepasst an die Geologie in 2 Stufen erfolgen:

1. Sicherung direkt hinter der TBM. d.h. in L1
2. Sicherung vorne am NL, mittels mobilem Spritzgerät, im vordern Bereich von L2
   Der Spritzbetonausbau über den ganzen Querschnitt erfolgt in L2. Auf dem NL-Oberdeck steht zudem eine grosse Lagerfläche für die Lagerung verschiedener Sicherungsmaterialien zur Verfügung. Es ist also möglich, auf Veränderungen der Gebirgsbeschaffen-

heit kurzfristig und mit dem richtigen Sicherungsmaterial zu reagieren.

3.6 Spritzbeton und Systemankerung

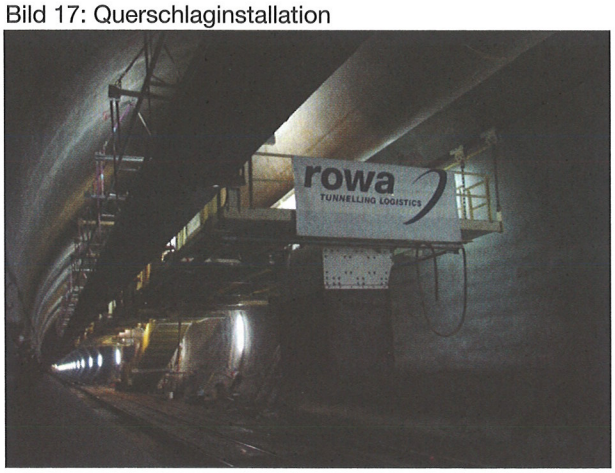
Bild 14, 15 und 16: Spritzbetonroboter und Systemankerung



Im Bereich L2 ist der Nachläufer als Rohr ausgebildet. Im Innern des Rohrs befindet sich die Infrastruktur mit dem Laufsteg, der Bandanlage, der Bewetterung sowie Wasser und Energie. An der Aussenseite des Rohrs sind 2 Systemankerbohrgeräte und ein Spritzroboter angebracht. Die Düse kann praktisch den ganzen Tunnelumfang bestreichen, und es gibt mit Ausnahme der Durchfahrt des Monorail keine Behinderung des Spritzbetonauftrages. Da der Roboter auch in der Tunnelachse beweglich ist, ergibt sich wieder eine grösstmögliche Unabhängigkeit vom Vortrieb. Durch die neuartige Konstruktion des Roboters wird ein Rückprall von Spritzbeton auf die Antriebs- und Verschleissteile verhindert.

3.7 Querschläge

Bild 17: Querschlaginstallation

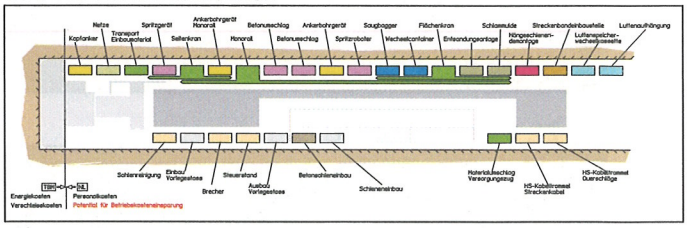


Die Erstellung der Querschläge ist weitgehend mechanisiert: Die gesamte Installation und Infrastruktur zur Erstellung der Querschläge sowie die Einrichtungen zur Sicherung des Streckenbandes, der Lutte und der Geleise des Hauptvortriebes, sind auf einer selbstfahrenden Hängebühne installiert

Damit folgt die Erstellung der Querschläge systematisch dem Hauptvortrieb in kurzem Abstand, der Uminstallations-Aufwand ist minimal, und es findet keine Behinderung des Hauptvortriebes statt.

3.8 Wirtschaftlichkeit

Bild 18: Wirtschaftlichkeit



Der Tunnelbauer investiert in eine hohe Mechanisierung und erwartet einen Return on Investment, d.h. eine hohe Leistung bei hoher Verfügbarkeit und kleinen Betriebs- und Lohnkosten.

Die Betriebskosten der TBM sind durch die physikalische Auslegung der Maschine, der resultierenden Leistungsdaten wie Anpressdruck, Drehzahl, Drehmoment und den entsprechenden Energiekosten sowie durch die Geologie und den daraus resultierenden Verschleisskosten bestimmt.

Die Betriebskosten des Nachlaufsystems werden weitestgehend durch die Kosten des benötigten Personals bestimmt. Leistungssteigerungen oder Kostensenkungen sind vor allem im Bereich der Arbeitsplätze der nachgeschalteten Arbeitsstellen im Nachläufer zu suchen. Hier liegt das Potential zu Kosteneinsparungen. Durch eine optimierte Mechanisierung der Arbeitsstellen im Nachläuferbereich können die meisten Kosten eingespart werden.

4. Konventionelle Vortriebe

Bild 19: Baustelle Mitholz

Bild 20: Baustelle Raron

Bild 21: Baustelle Sedrun

Lassen Sie mich noch zwei Worte zu den die Logistiksystemen von konventionellen Vortrieben verlieren. Die Bedeutung der Logistik ist bei diesen Vortriebsarten natürlich ebenso hoch wie bei einem TBM–Vortrieb, die Beispiele Mitholz und Raron zeigen, wie mit einem hochmechanisierten, durchdachten SPV-Nachläufer hohe Vortriebsleistungen über die ganze Bauzeit erreicht werden können.

In Sedrun sind die projektspezifischen Anforderungen speziell. Bedingt durch das druckhafte Gebirge steht der sichere Einbau der Stahlprofile und die Versorgung der Vortriebsbaustelle mit Einbaubögen und Spritzbeton im Vordergrund.

Wir haben auch hier, zusammen mit der ausführenden Arge Transco, ein System mit einer 2. Arbeitsebene gewählt, d.h. eine Hängebühne, die die Infrastruktur und ein Vortriebsgerät zum sicheren Einbau der Profile trägt und mit einem Schwerlastkran die Versorgung bis zur Brust gewährleistet.

Bild 22: Entwicklung

5. Entwicklung

Wohin führt die weitere Entwicklung von Nachlaufkonstruktionen und Logistiksystemen?

Um Bauzeit und Baukosten einzusparen, wird der Mechanisierungsgrad noch weiter steigen, und die nachgeschalteten Arbeitsstellen werden örtlich und zeitlich näher zur Tunnelbrust verschoben. Das Logistiksystem wird in Zukunft noch mehr Arbeitsstellen bis inklusive Abdichtung und Innenausbau und sogar Bahn- respektive Endnutzungstechnik einbeziehen.

Rowa Tunnelling Logistics AG bleibt am Ball und freut sich auf neue Herausforderungen.

Erschütterungsfragen im Bau und Betrieb

Peter Billeter, Dr. sc. techn. ETH
IUB Ingenieur-Unternehmung AG, Bern

Zusammenfassung

Während des Vortriebs des Lötschberg-Basistunnels (LBT) in den Portalbereichen Nord und Süd wurden die sprengbedingten Erschütterungen bei ausgewählten Gebäuden in St. German und in Frutigen Adelrain gemessen. Die Messungen dienten einerseits der Überwachung des Sprengausbruchs in Bezug auf Abschlagslängen und Lademengen, und sie erlaubten eine Kontrolle der Erschütterungsimmissionen auf Gebäude und Anwohner an der Oberfläche. Die Messdaten lieferten den Nachweis, dass ein Auftreten grösserer Schäden höchst unwahrscheinlich war.

Anderseits liess sich mit den Messdaten eine Immissionsprognose für den späteren Bahnbetrieb vornehmen. Dazu wurden die Sprengerschütterungen zusätzlich in möglichst geringem Abstand zur Ortsbrust im Tunnel erfasst. Aus den Messdaten der Schwinggeschwindigkeiten an den Immissionsorten und in Emissionsnähe wurde die Ausbreitung elastischer Körperschallwellen vom LBT über das Erdreich zu den Gebäuden quantifiziert. Auswertung und Analyse der Messdaten infolge der Ausbruchssprengungen ergaben physikalisch plausible und reproduzierbare Übertragungsfunktionen für das Erdreich. Mit diesen Übertragungsfunktionen wurde eine Prognose für die infolge des Zugverkehrs im LBT zu erwartenden Erschütterungen und den dadurch abgestrahlten Körperschall vorgenommen. Zwei unterschiedliche Berechnungswege erlaubten das Abstecken oberer und mittlerer Prognosewerte für die Immissionen.

Die Prognose der zugbedingten Immissionen sowie deren Beurteilung anhand der zur Zeit in der Schweiz rechtlich geltenden Bestimmungen führte zum Schluss, dass die heute gültigen Grenzwerte bezüglich Erschütterungen und abgestrahltem Körperschall in allen vorgesehenen Betriebsphasen des Lötschberg-Basistunnels eingehalten werden. In Ausnahmefällen kann die einzelne Zugdurchfahrt in den nächstliegenden Wohngebäuden in Abständen von ca. 60 – 80 m (Frutigen Adelrain) bzw. 120 m (St. German) in Ausnahmefällen von empfindlichen Personen wahrgenommen werden. Aufgrund der Prognoseresultate und deren Beurteilung werden weitergehende erschütterungsmindernde Massnahmen auf der Seite des Rohbaus wie auch bei der Fahrbahn des LBT im Abschnitt Frutigen-Adelrain als nicht notwendig erachtet.

1. Einleitung und Zielsetzungen

Im Herbst 2001 wurde das Dorf St. German mit der Weströhre im Strengvortrieb unterfahren. In der Periode vom Herbst 2002 bis in den Sommer 2003 wurde das Gebiet Frutigen Adelrain in Richtung Nordportal ebenfalls im Sprengvortrieb unterquert. Die minimalen Abstände der Wohngebäude von den Tunnelröhren des Lötschberg Basistunnel betragen in St. German rund 120 m, in Frutigen Adelrain nur ca. 60 m. Mit diesen Abständen stellten sich für Bau und Betrieb des Tunnels die folgenden Fragen:

1. Welche Erschütterungsimmissionen treten beim Bau mit Sprengvortrieb auf, treten unzumutbare Belästigungen und Bauschäden infolge der Sprengarbeiten auf, und wie sind die Immissionen mit baubetrieblichen Massnahmen zu mindern,
2. welche Erschütterungsimmissionen sind im späteren Betrieb des LBT zu erwarten und sind allenfalls Schutzmassnahmen im Tunnelbereich notwendig?

Diese Fragen wurde mit einer Erschütterungsüberwachung mit detaillierten Schwingungsmessungen an unterschiedlichen Gebäuden in den betroffenen Siedlungen beantwortet. Dabei wurde versucht, die Immissionskontrolle und Beweissicherung während des Baus sowie die Immissionsprognose für den Betrieb mit denselben Messungen vorzunehmen.

Beim Tunnelbau sind Messungen während des Ausbruchs die frühste Möglichkeit und die einfachste Lösung einer experimentell gestützten Immissionsprognose. Die Sprenganregung (eine transiente, impulsartige Anregung) hat den Vorteil, dass das Anregungsspektrum sehr breit und energiereich ist. Zeitverlauf und Amplituden entsprechen aber der späteren Anregung im Bahnbetrieb nicht.

Wird jedoch als Näherung angenommen, dass die Übertragung zwischen Emissions- und Immissonsort amplitudeninvariant ist, so ist die Verwendung von Sprengerschütterungen für die Immissionsprognose zulässig. Die plausiblen Resultate bestätigen diese Annahme.

Mit der Immissionsprognose sind die taktil wahrnehmbaren Erschütterungen sowie der von der vibrierenden Raumhülle abgestrahlte und akustisch wahrnehmbare Schall (abgestrahlter Körperschall oder sekundärer Luftschall) zu quantifizieren. Die Ausbreitung von Körperschallwellen ab der Fahrbahn bzw. den Gleisen via Tunnelsohle und Erdreich bis zu den Gebäuden und den Immissionsorten (z.B. Wohnräumen) ist insofern schwer zu prognostizieren, als dass sich das Übertragungsverhalten entlang des Ausbreitungswegs nicht immer gut bestimmen lässt .

Für die Ausbreitung von Körperschallwellen durch das Erdreich wird bei den meisten Berechnungsprogrammen eine einfache analytische Funktion angesetzt, in die mechanische Parameter des Erdreichs einfliessen. Für eine zuverlässige Prognose der im Betrieb des LBT zu erwartenden Erschütterungen sollte die Wellenausbreitung experimentell überprüft bzw. ermittelt werden, da die Immissionen massgeblich durch die Dämmung / Dämpfung der Körperschallwellen auf dem Ausbreitungsweg über mehrere Dekameter Erdreich beeinflusst werden. Der frühestmögliche Zeitpunkt, die dazu notwendigen Messungen durchzuführen, ist wie erwähnt der Tunnelausbruch: die durch den Bau (hier durch die Sprengungen) erzeugten Vibrationen werden so gemessen, dass sich daraus das Übertragungsverhalten des Erdreichs beschreiben lässt.

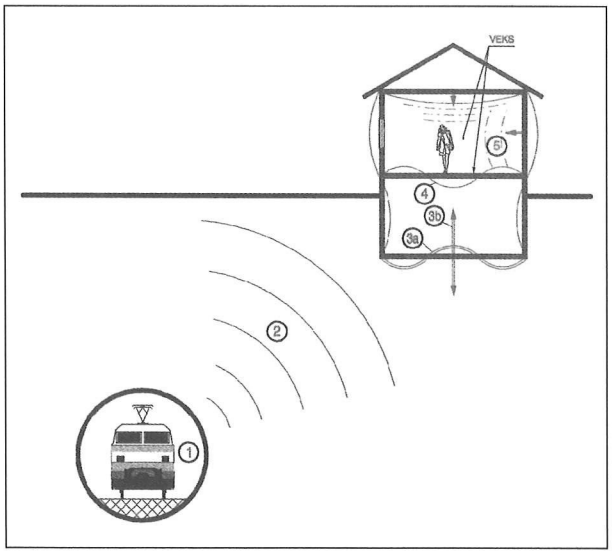


Bild 1: Situation und Problemstellung Erschütterungseinwirkung infolge des Bahnbetriebs: (1) Erschütterungsemission, (2) Ausbreitung von Körperschallwellen durch das Erdreich, (3) Einwirkung auf Gebäude mit (3a) Einkopplung von Biegewellen auf Bauteilen und (3b) Anregung von Gebäudeschwingungen, (4) Schwingungsübertragung innerhalb des Gebäudes auf die Hülle des Immissionsraums, (5) Körperschallabstrahlung. (4) und (5) werden durch die heutige BEKS und die zukünftige Verordnung (VEKS) geregelt.

2. Gesetzliche und technische Vorgaben von Erschütterungen

Bis heute sind Art. 13 und 15 des Bundesgesetzes über den Umweltschutz (USG) bezüglich der Erschütterungsimmissionen noch nicht in eine Verordnung umgesetzt worden. Die Beurteilung von Erschütterungsimmission ist deshalb im Prinzip direkt auf das Gesetz abzustützen. Es können jedoch Vollzugshilfen und Erfahrungen der Rechtsprechung beigezogen werden. Für Bahntunnel massgebend ist die Richtlinie zur Beurteilung von Erschütterungen und Körperschall bei Schienenverkehrsanlagen (BEKS), die 1999 gemeinsam vom BAV und vom BUWAL veröffentlicht wurde. Darin wird zur Beurteilung von Erschütterungen auf die DIN 4150-2 (1999) abgestellt. Zur Beurteilung von abgestrahltem Körperschall werden Richtwerte einer SBB-Weisung angesetzt.

Die DIN 4150-2 (1999) beurteilt Erschütterungen anhand der bewerteten Schwingstärke KBF (gleitendes Mittel des frequenzbewerteten Effektivwerts der Schwinggeschwindigkeiten) in Bodenmitte des Immissionsraums. Für den abgestrahlten Körperschall sind die Planungsrichtwerte der BEKS einzuhalten. Die Beurteilungsgrösse, die mit dem Richtwert zu vergleichen ist, wird als enegieäquivalenter, A-bewerteter Schalldruckpegel Leq (dBA) während der Beurteilungsperiode definiert. Für die Gebäude im Raum Frutigen Adelrain gelten die Planungswerte der Landwirtschaftszone, im Dorf St. German sind die Werte der Wohnzone anzusetzen.

Solange die Anforderungen an den Immissionsschutz von Menschen eingehalten sind, treten i.a. auch keine Bauschäden auf. Richtwerte von zulässigen Schwinggeschwindigkeiten sind in der Schweizer Norm SN 640'312a des VSS und in der DIN 4150-3 angegeben. Als summarische Richtgrösse kann in einem mittleren Frequenzbereich von ca. 10 bis 100 Hz davon ausgegangen werden, dass bei normal empfindlichen Gebäuden mit Schwinggeschwindigkeiten im Bereich von 6 mm/s bis 12 mm/s noch kaum oder nur oberflächliche Schäden auftreten.

3. Geologie

Im Raum Frutigen Adelrain verlaufen die beiden Röhren des LBT in den tertiären Se-

dimentdecken. Dabei wechseln sich Flysch in ungeklärter Stellung, bestehend aus sandigen oder siltigen Kalkmergelschiefern mit Sandsteineinlagen, mit der Taveyannaz-Serie (Taveyannaz Sandstein mit bis zu 60 % Dachschiefer) ab. Der Felsen reicht bis wenige Meter unter die Geländeoberfläche, die Überdeckung aus Lockergestein und Erde ist eher gering.

Das Dorf St. German liegt auf dem nach ihm benannten Bergsturz am Südhang des Rhonetals. Der Bergsturzkegel wird in Richtung Süd-Osten vom Maachi Graben begrenzt, an dessen Nordflanke das Altkristallin des Aare-Massivs bis an die Oberfläche tritt. Die Bergsturzdecke, die grösstenteils dicht gelagert ist, hat i.a. eine Mächtigkeit von mehreren Dekametern. In das Bergsturzmaterial sind oberflächennahe teilweise weiche Schichten mit organischen Resten und Torfbänder sowie im Fussbereich Moränenreste eingelagert. Unter dem Bergsturz folgt der Fels des Autochthons Gampel-Baltschieder, das in Richtung Raron aus den eher weichen Wechsellagerungen der Trias mit Quartenschiefer, Rauhwacke und Dolomit besteht und Richtung Norden in festere Kalke (Lias-Kalke und Lias-Schiefer) übergeht.

Bild 2: Situation Frutigen Adelrain; Messorte mit Horizontaldistanzen zum Tunnel Ost.

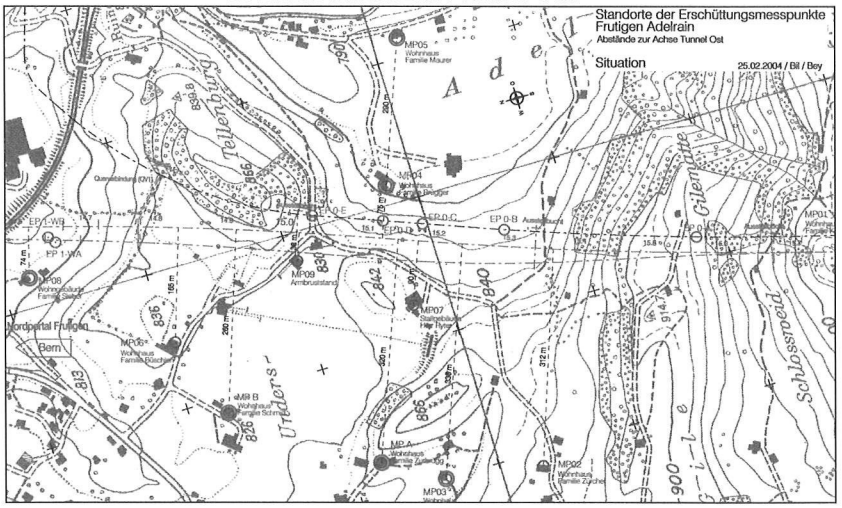
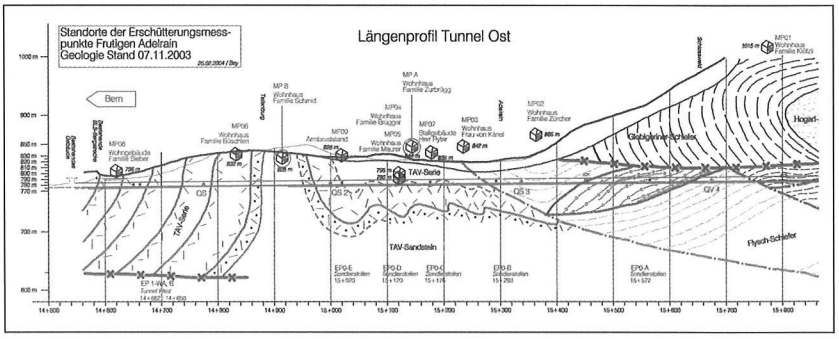


Bild 3: Längenprofil LBT Tunnel Ost im Raum Frutigen-Adelrain mit den Messorten



4. Vorgehen und Methode

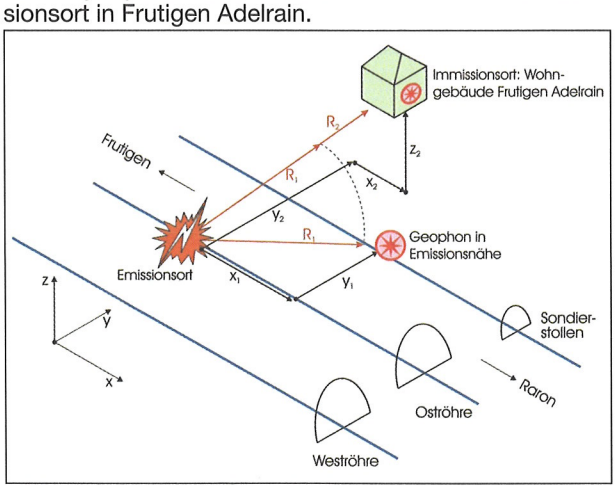
Die Überwachung und Beweissicherung verlangte eine Instrumentierung der gefährdeten Häuser in der Nähe des Tunnels. Für die Immissionsprognose wurden Messungen einerseits bei bewohnten Gebäuden (Immissionsort) und anderseits möglichst nahe beim Sprengort (Emissionsort) benötigt. Die Messorte, deren Lage und Abstände zur Tunnelachse der Oströhre sowie deren Höhenkote sind für das Beispiel Frutigen Adelrain in den Bildern 2 und 3 dargestellt. Die Verhältnisse in St. German waren vergleichbar, die minimalen Abstände aber etwas grösser.

Die Sensoren bei den Immissionsorten wurden jeweils kraftschlüssig im Fundamentbereich der Häuser in der Nähe von lastabtragenden Aussenmauern montiert (Bild 2 und 3, rote markierte Orte). Die Sensoren in Emissionsnähe wurden für den Vortrieb im Raum Frutigen-Adelrain auf der Sohle des Sondierstollens bzw. im Portalbereich (Vorlos) der Weströhre befestigt (in Bild 2 und 3, grün bezeichnet) und waren während des Vortriebs unter St. German in der Oströhre installiert.

Für die Schwinggeschwindigkeitsmessungen in Frutigen wurden Messgeräte vom Typ Syscom / Bartek MR2002 mit je einem triaxialen Schwinggeschwindigkeitssensor MS2003 verwendet, in St. German kamen Geräte des Typs Minimate+ von Instantel (ebenfalls mit triaxialem Schwinggeschwindigkeitssensor) zum Einsatz.

Wie einleitend erwähnt, liegt eine der Unsicherheiten bei der Prognose der Wellenausbreitung und Erschütterungseinwirkung bei der Modellierung des Übertragungsverhaltens des Erdreichs. Dieses Übertragungsverhalten kann mit der Auswertung von mehr oder weniger gleichzeitig registrierten Schwingungsmessdaten von Messpunkten in Emissionsnähe und am Immissionsort bestimmt werden. Bild 4 zeigt die Messkonfiguration für die Situation in Frutigen Adelrain. Wichtig ist, dass einerseits die Abstände R_1 und R_2 stark differieren ($R_2 > 2xR_1$) und anderseits R_1 nicht zu nahe am Emissionsort liegt (Nahfeldeffekte). Das Messgerät in Emissionsnähe muss deshalb von Zeit zu Zeit mit dem Sprengfortschritt verschoben werden.

Bild 4: Prinzipskizze zum Messkonzept für die Wellenübertragung vom Messort in Emissionsnähe zum Imissionsort in Frutigen Adelrain.



Das verwendete Messkonzept zielt darauf ab, aus den Messdaten bei den Immissionsorten mit den Abständen R_2 und den Daten in der Nähe des Emissionsorts mit den Abständen R_1 vom Emissionsort (Sprengort) experimentelle Übertragungsfunktionen $|H_{GH}(f)|$ der Wellenausbreitung zu ermitteln (siehe Prinzipskizze, Bild 4). Werden aus den gemessenen Erschütterungen die Leistungsspektren $S_{GG}(f)_{R1}$ und $S_{HH}(f)_{R2}$ der Schwinggeschwindigkeit im Tunnel bzw. bei den Gebäuden berechnet, so schreibt sich dann die frequenzabhängige Übertragungsfunktion $|H_{GH}(f)|$:

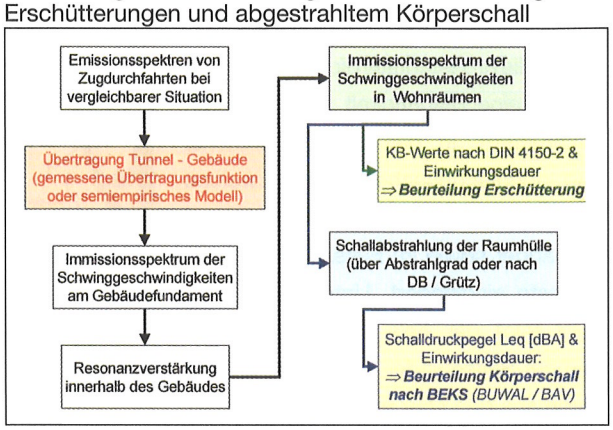
$$|H_{GH}(f)| = \sqrt{\frac{\overline{S_{HH}(f)_{R2}}}{\overline{S_{GG}(f)_{R1}}}} \quad \text{mit} \quad \overline{S_{GG}} = \overline{S_{gg,x}} + \overline{S_{gg,y}} + \overline{S_{gg,z}} \quad \text{und} \quad \overline{S_{HH}} = \overline{S_{hh,x}} + \overline{S_{hh,y}} + \overline{S_{hh,z}}$$

Die Auswertung basiert auf den Methoden der Analyse zufälliger Signale (Random data) (vgl. z.B. Bendat & Piersol, 1980, 1986). Verwendet werden die heute gängigen Instrumente der digitalen Signalanalyse mit der Verknüpfung des Zeit- und des Frequenzraums via die Fourier-Transformation. Zur Trennung von deterministischen und stochastischen Signalanteilen wird eine blockweise Signalbearbeitung und die anschliessende Mittelung eingesetzt (blockwise averaging).

Das eingesetzte Verfahren geht davon aus, dass zwischen den gemessenen Eingangs- und Ausgangsgrössen, – den Vibrationen im Tunnel, d.h. in Emissionsnähe, und den Erschütterungen an den Gebäuden in Frutigen – ein physikalischer Zusammenhang, die sogenannte Übertragungsfunktion existiert, die als linear (d.h. in diesem Fall amplitudeninvariant) angenommen wird. Näheres zum methodischen Vorgehen ist in Billeter & Berger (2001) zu finden.

Das weitere Vorgehen bei der Prognose der Erschütterungen und des abgestrahlten Körperschalls an den Immissionsorten, d.h. in bewohnten Räumen der Gebäude in Frutigen ist im untenstehenden Bild 5 dargestellt. Die Prognose basiert darauf, dass sich aus dem Emissionsspektrum der Schwinggeschwindigkeiten im Fahrbahnbereich durch sukzessive Multiplikation mit den einzelnen Übertragungsfunktionen der Wellenausbreitung und Schwingungsübertragung das Immissionsspektrum am Immissionsort berechnen lässt (vgl. Abschnitte 4.2 und 4.3 zur Berechnung der Übertragungsfunktion). Die einzelnen Phasen sind nachfolgend näher beschrieben.

Bild 5: Vorgehen bei der Prognose und Beurteilung von Erschütterungen und abgestrahltem Körperschall



I) Emission: Als Emissionsspektrum $v_E(f_{TB})$ für die Prognose wurde die Enveloppe der vorhandenen Schwinggeschwindigkeitsspektren im Bereich Tunnelbankett / Anschluss Tunnelgewölbe verwendet. Dazu wurde eine grosse Anzahl Messdaten von Zugsdurchfahrten bei unterschiedlichem Unter- und Oberbau ausgewertet. Die Varianz der Emission am Bankett betrug rund 0.3 mm/s mit den massgebenden Leistungen in den Terzbändern von 50 Hz bis 200 Hz. Nicht berücksichtigt werden bei der Prognose die Effekte der Tunnelbettung (d.h. der Einbettung des Tunnelgewölbes in das Erdreich) und der Wellenübertragung bzw. Wellenabstrahlung vom Tunnelgewölbe in das umgebende Erdreich. Im allgemeinen führen diese Effekte aufgrund von Impedanzänderungen zu einer Dämmung bzw. Dämpfung der Wellenausbreitung.

II) Wellenübertragung im Erdreich und Einkopplung in Gebäude am Immissionsort: Die messtechnisch ermittelten Übertragungsfunktionen für die Wellenausbreitung durch das Erdreich zwischen dem Tunnel und den Gebäuden können für die Prognose auf zwei Arten verwendet werden (siehe u.a. Melke, 1992):

A) Die gemessene Übertragungsfunktion $|H_{GH}(f)|$ wird direkt verwendet, wobei sie noch mit dem Verhältnis des Abstands der Messorte (Abstand $R_2 - R_1$ in Bild 4)

zum minimalen Abstand zwischen Tunnelgleisen und Immissionsort skaliert wird.

B) Wenn die gemessenen Übertragungsfunktionen mit der Frequenz zumindest stückweise mehr oder weniger stetig abnehmen, so kann die gemessene Übertragungsfunktion mit folgendem analytischen Ansatz angenähert werden:

$$\frac{v_H(f)}{v_G(f)} \Leftrightarrow |H_{GH}(f)| = \left(\frac{R_2}{R_1}\right)^n \cdot e^{-\alpha(R_2-R_1)} \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{2\pi \cdot f \cdot D}{c_S} \qquad (1)$$

Darin ist v_H die Schwinggeschwindigkeit am Imissionsort (Gebäude in Frutigen) mit dem Abstand R_2 vom Sprengort und v_G die Schwinggeschwindigkeit beim Geophon in Emissionsnähe im Abstand R_1 vom Sprengort. Der Exponent n repräsentiert die sogenannte geometrische Wellendämpfung und beträgt je nach Emissionsquelle und Wellenart zwischen -0.5 und -2. Der Exponent a berücksichtigt den mit der Frequenz zunehmenden Einfluss der Materialdämpfung über das Lehr'sche Dämpfungsmass D und die Scherwellengeschwindigkeit c_S.

Aus dem natürlichen Logarithmus der gemessenen Übertragungsfunktion in Abhängigkeit der Frequenz lassen sich dann über eine lineare Regression die für die jeweilige Ausbreitung geltenden Exponenten n und a ermitteln. Die Auswirkung der Welleneinkopplung aus dem Erdreich in die Gebäudesubstanz muss im vorliegenden Fall nicht berücksichtigt werden, da die Messstelle am Immissionsort bereits innerhalb des Gebäudes lag.

III) Wellenausbreitung und Schwingungsübertragung im Gebäude: Wellen, die im Fundamentbereich in das Gebäude eingekoppelt haben, bzw. Schwingungen, die den Fundamentbereich anregen, werden innerhalb des Gebäudes häufig durch die Anregung von Eigenmodi der Bauteile (Decken und Wände) in den oberen Geschossen verstärkt. Der Verstärkungsfaktor V_v von den Schwinggeschwindigkeiten v_H im Fundamentbereich zu den Schwinggeschwindigkeiten v_D der Decken (bzw. Wände) eines Immissionsraums über dem Fundament wurde als Verstärkungsfaktor eines Einmassenschwingers mit Eigenfrequenzen im Bereich von 20 Hz bis 40 Hz und Lehr'schen Dämpfungsmassen im Bereich von 2 % bis 5 % angenommen (typische Holzbalken- bzw. Betondecken).

Zur Überprüfung, ob die angenommenen Eckwerte für die Gebäudeübertragung korrekt gewählt worden sind, wurde in St. German das Übertragungsverhalten von ausgewählten Gebäuden experimentell bestimmt. Die Messungen haben die Eckwerte der Prognose weitgehend bestätigt.

IV) Erschütterungen im Immissionsraum: Entsprechend den Ausführungen in den Absätzen I) bis III) betragen nun die Prognosewerte der Terzband-Schwinggeschwindigkeiten $v_D(f_{TB})$ auf dem Boden eines Immissionsraums (d.h. eines Raums in dem sich Personen aufhalten):

$$v_D(f_{TB}) = v_E(f_{TB}) \times H_{GH}(f_{TB}) \times V_v(f_{TB})$$

Die Umrechnung von $v_D(f_{TB})$, dem energieäquivalenten Terzbandspektrum der Schwinggeschwindigkeiten am Immissionsort, auf die gemäss DIN 4150-2 zu beurteilende Schwingstärke KB_{Fmax} geschieht mit einem empirischen Faktor (es wurde ein konservativer Wert von 2.5 angesetzt).

V) Schallabstrahlung der Raumhülle: Der Terzband-Schalldruckpegel $L_p(f_{TB})$ des in einen geschlossenen Raum abgestrahlten Körperschalls infolge einer vibrierenden Raumhülle mit dem Schwinggeschwindigkeitspegel $L_v(f_{TB})$ kann über den sogenannten Abstrahlgrad $s(f_{TB})$ der Raumhülle (Decken und Wände) und die Hallraumeigenschaften bestimmt werden (Cremer & Heckl, 1996). Die Prognose des abgestrahlten Körperschalls wurde für typische Räume der Gebäude in St. German und in Frutigen Adelrain vorgenommen.

VI) Einwirkungszeiten und Verkehrszahlen: Für die Ermittlung der Beurteilungsgrössen werden beim abgestrahlten Körperschall immer und bei den Erschütterungen je nach Schwingstärke die Dauer und die Häufigkeit der Einzelimmissionen benötigt. Die Beurteilungsgrössen werden stark von den Verkehrszahlen beeinflusst. Im Lötschberg-Basistunnel fahren in der Phase 1 (Teilausbau) am Tag im Mittel 5 Züge/Std., in der Nacht sind es im Maximum 10 Züge/Std. Beim Vollausbau wären es 14 Züge/Std. im Tagesmittel und 12 Züge/ Std. im Nachtmaximum.

5. Resultate der Überwachung

Die an den Messorten in Frutigen Adelrein erfassten Schwinggeschwindigkeitsmaxima und die 95 %-Fraktilen sind in Bild 6 in Funktion der Abstände Sprengort bis Immissionsort aufgezeichnet (minimale Abstände bzw. Abstände beim Auftreten der Maximalwerte). Die maximalen Schwinggeschwindigkeiten lagen gerade im Bereich der möglichen Schadensgrenze.

Die wenige Schadenmeldung aus dem Raum Frutigen Adelrain bestätigen im wesentlichen diese Einschätzung: Im grossen Ganzen konnte der Sprengvortrieb unter dem

Gebiet Frutigen Adelrain ohne namhafte Schäden oder Auswirkungen an Bauwerken an der Oberfläche ausgeführt werden.

Bild 6: Gemessene Schwinggeschwindigkeitsmaxima und 95 %-Fraktile in Funktion des minimalen Abstand Sprengort – Messort. Werte sämtlicher Messorte, Regressionsfunktionen und Prognose nach Westine (1978).

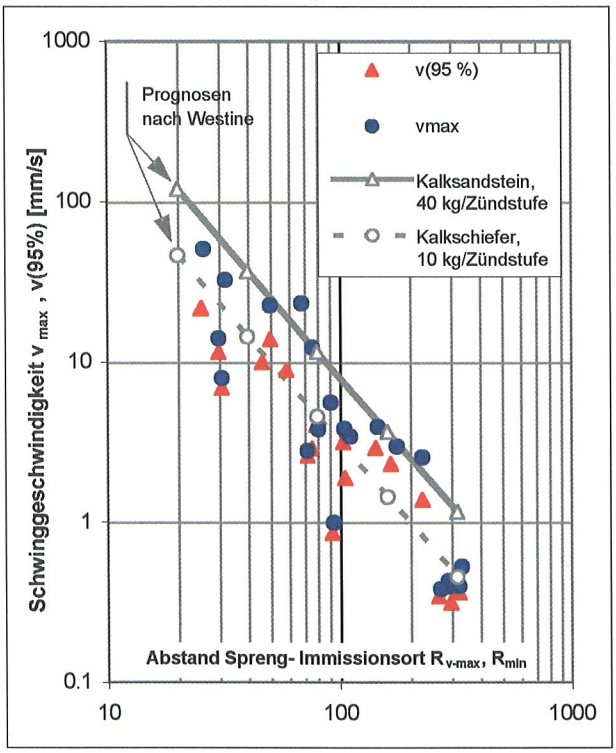
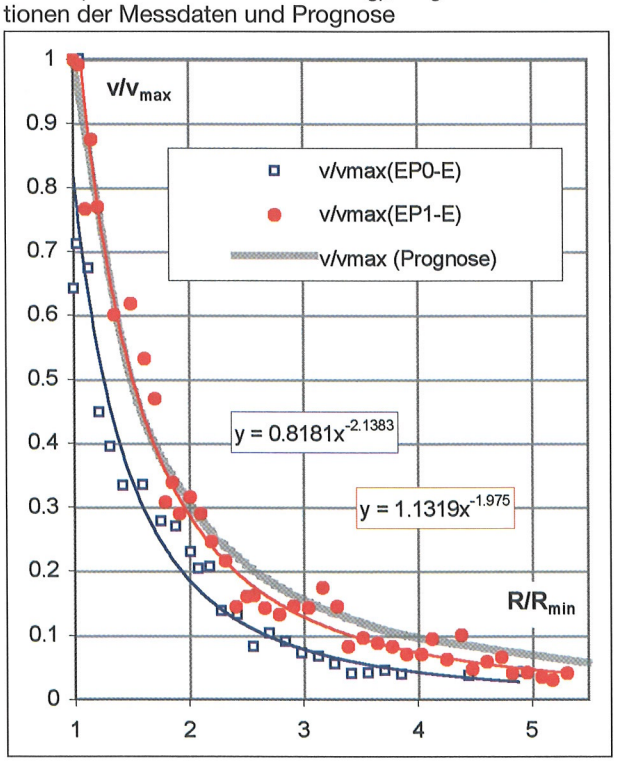


Bild 7: Abnahme der Schwinggeschwindigkeitsmaxima in Funktion der Distanz bei den emissionsnahen Messorten (dimensionslose Darstellung), Regressionsfunktionen der Messdaten und Prognose



Ebenfalls in Bild 6 eingezeichnet sind die anhand einer Prognose erwarteten Schwinggeschwindigkeiten infolge der Sprengarbeiten. Die Prognose wurde mit der Formel nach Westine (1978) erstellt, welche nebst der Lademenge und dem Abstand zum Sprengort auch noch die spezifische Sprengenergie des Sprengstoffes und die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit im Untergrund berücksichtigt. Wie dem Bild zu entnehmen ist, liegen die gemessenen Schwinggeschwindigkeitsmaxima und die 95 %-Fraktile in oder unterhalb eines Bereichs, der bei Sprengungen mit den Lademengen von 10 kg bis 40 kg pro Zündstufe in Kalkgesteinen zu erwarten ist. Wird berücksichtigt, dass die Schwinggeschwindigkeitsmaxima bei allen Messorten im Raum Frutigen Adelrain, d.h. an Orten mit unterschiedlichen Eigenschaften der Wellenausbreitung, zusammengestellt sind, so kann eine gute Übereinstimmung zwischen Prognose und Messwerten festgestellt werden.

Dies lässt sich mit Bild 7 bestätigen, in welchem in dimensionsloser Form die Abnahme der Geschwindigkeitsmaxima in Funktion des Abstands für die emissionsnahen Messorte im Sondierstollen bei Frutigen sowie im Protalbereich Nord dargestellt sind.

Für eine impulsartige und punktuelle Anregung (infolge z.B. Explosionen) und die Wellenausbreitung von Raumwellen (Scher- und Kompressionswellen) in homogenen Medien ist die Abnahme von der normierten (Partikel-)Geschwindigkeit v/v_{max} in Funktion des Abstands R/R_{min} eine Potentialfunktion mit einem theoretischen Exponenten n im Bereich von n = -1 bis n = -2, je nach dem ob die Geschwindigkeit an der Oberfläche oder im Raum gemessen wird (nur geometrische Amplitudenabnahme infolge räumlicher Wellenausbreitung, Materialdämpfung in erster Nähe vernachlässigt; vgl. z.B. Melke, 1992). Auch diese Übereinstimmung ist befriedigend.

6. Resultate der Übertragungsmessungen

In den nachfolgenden Bildern 8 und 9 sind als Beispiele die Messresultate der Schwinggeschwindigkeitsspektren in Emissionsnähe (im Sondierstollen unterhalb Frutigen bzw. im Tunnel Ost unterhalb St. German) und bei den beiden nächstliegenden Gebäuden (Abstände ca. 80 m und 120 m) sowie die daraus berechneten Übertragungsfunktionen dargestellt.

Bild 8a: Leistungsspektren der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten im Sondierstollen (blau) und beim Haus MP04 in Frutigen (rot). Die Mittelwerte der Leistungsspektren SGG(f) und SHH(f) sind fett hervorgehoben.

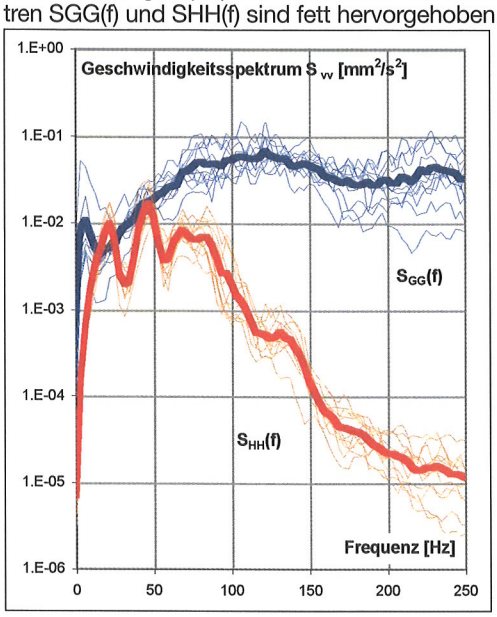
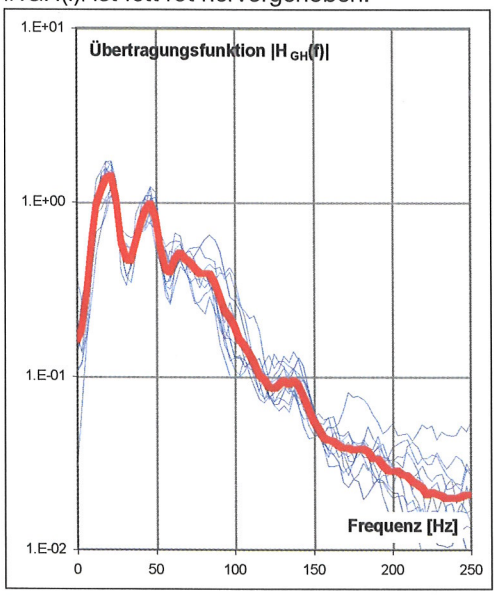


Bild 8b: Berechnete Übertragungsfunktionen |HGH(f)| zwischen dem Tunnel und dem Haus MP04 in Frutigen (DR ª 50 m). Der weiter verwendete Mittelwert von |HGH(f)| ist fett rot hervorgehoben.



Wie die Resultate der Einzelmessungen (feine Linien) und die Mittelung (fett ausgezogen) zeigen, sind die spektralen Eigenschaften der Wellenübertragungen trotz unterschiedlicher Sprengereignisse sehr gut reproduzierbar. Aus den Bildern können folgenden Folgerungen abgeleitet werden:

- Die maximale Wellenübertragung zwischen Tunnel und Gebäude findet im Bereich von 10 bis 50 Hz statt. Wellen mit dieser Frequenz werden durch die Ausbreitung teilweise nur wenig gedämpft oder es treten gar Resonanzeffekte in den bei der Wellenausbreitung durchlaufenen Schichten auf. Im Frequenzbereich über ca. 20 Hz bis 50 Hz (je nach Übertragungsort) nimmt die Schwinggeschwindigkeitsleistung bei den Gebäuden mit zunehmender Frequenz stetig ab.
- Im Bereich von einer unteren Grenze von ca. 20 Hz bis 50 Hz bis zu einer oberen Grenze von 150 Hz bis 200 Hz ist die Abnahme der Schwinggeschwindigkeiten bei den Gebäuden und die Abnahme der Übertragungsfunktionen in logarithmischer Darstellung näherungsweise linear. Der Einfluss der frequenzabhängigen Ausbreitungsdämpfung stimmt sehr gut mit dem theoretischen Modell IIB (Gl. 1) überein.

Bild 9a: Leistungsspektren der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten im Tunnel Ost (blau) und beim Haus Schmid in St. German (rot). Die Mittelwerte der Leistungsspektren SGG(f) und SHH(f) sind fett hervorgehoben.

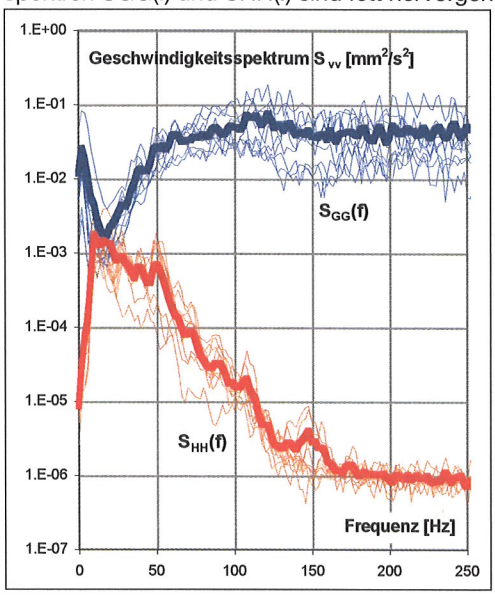
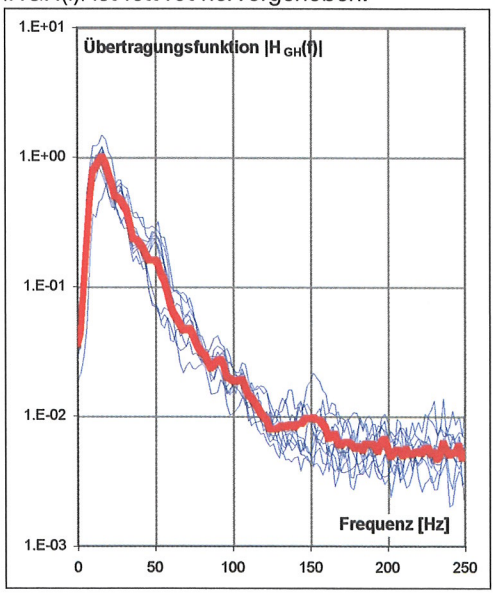


Bild 9b: Berechnete Übertragungsfunktionen |HGH(f)| zwischen dem Tunnel und dem Haus Schmid in St. German (DR ª 90 m). Der weiter verwendete Mittelwert von |HGH(f)| ist fett rot hervorgehoben.



Bei der Immissionsprognose wird die Wellenübertragung zwischen dem Tunnel und den Gebäuden in Frutigen Adelrain auf zwei Arten berechnet (Abschnitt 4). Nach der Methode IIA werden die messtechnisch erfassten und für die einzelnen Terzbänder gemittelten Übertragungsfunktionen nach der Skalierung mit den Distanzverhältnissen direkt verwendet. Die zur Prognose verwendeten Übertragungsfunktionen in den Terzbändern sind in Bild 9 dargestellt. Der meist stetige und in der logarithmischen Darstellung näherungsweise lineare Abfall der Übertragung mit zunehmender Frequenz ist wiederum deutlich erkennbar.

Bild 10a: Für die Immissionsprognose nach der Vorgehensart IIA verwendete Terzband-Übertragungsfunktionen |HGH(f)| zwischen dem Tunnel und den Gebäuden im Raum Frutigen Adelrain.

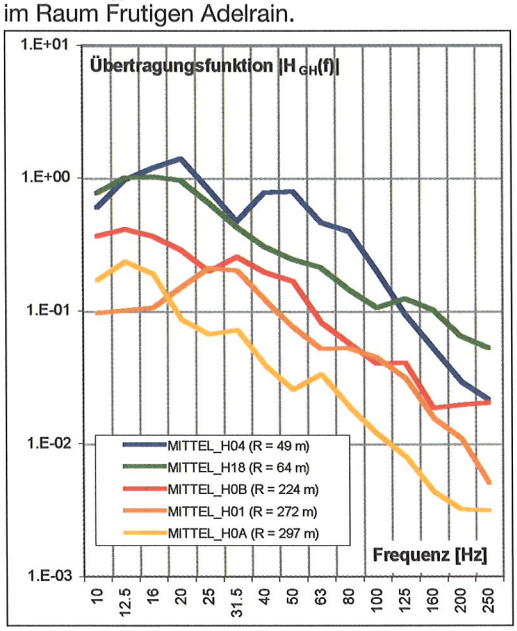
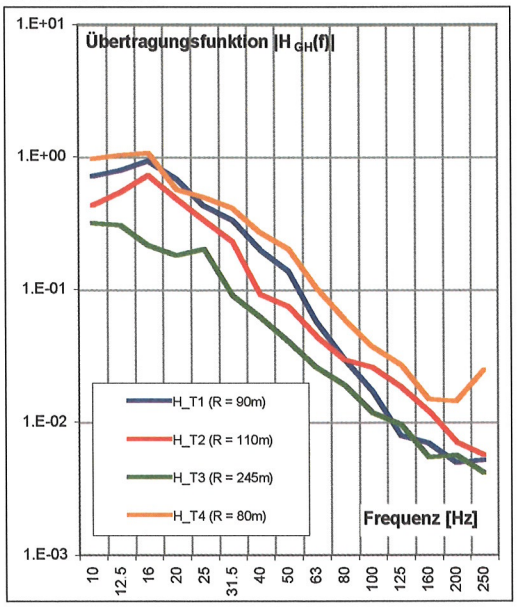


Bild 10b: Für die Immissionsprognose nach der Vorgehensart IIA verwendete Terzband-Übertragungsfunktionen |HGH(f)| zwischen dem Tunnel und den Gebäuden in St. German.



Da die gemessenen Übertragungsfunktionen recht gut mit dem theoretischen Modell einer mit zunehmender Frequenz abnehmenden Wellenübertragung gemäss Vorgehensart IIB bzw. Gleichung (1) übereinstimmen, wurden aus den gemessenen Übertragungsfunktionen der Parameter a und damit die Scherwellengeschwindigkeit cS und das Lehr'sche Dämpfungsmass D mittels linearer Regressionen der logarithmierten Übertragungsfunktionen im Frequenzbereich zwischen ca. 20 – 40 Hz und 120 – 200 Hz ermittelt (je nach Verlauf der jeweiligen Übertragungsfunktion). Es ergaben sich folgende Werte, die sehr gut mit Literaturangaben für die vorhandenen Gesteinsschichten übereinstimmen (teilweise stark tektonisierte Sedimente, Sandsteine, Kalk- und Tonschiefer, vgl. Abschnitt 3):

Frutigen-Adelrain:	St. German:
cs = 1'260 – 1'810 m/s,	cs = 1'050 – 1'560 m/s,
D = 0.015 – 0.03	D = 0.03 – 0.06

Die stabilen und gut reproduzierbaren Übertragungsfunktionen und deren gute Übereinstimmung mit dem theoretischen Verhalten gemäss Gleichung (1) deuten darauf hin, dass die hier eingesetzte Methode der Messung von Sprengvibrationen während des Tunnelvortriebs eine zuverlässige Erfassung der Wellenübertragung durch das Erdreich erlaubt.

7. Immissionsprognosen

Die Immissionsprognose für die Gebäude in Frutigen Adelrain und in St. German wurde, wie in Abschnitt 4 beschrieben, mit zwei Modellen vorgenommen. Die Resultate sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Wie daraus hervorgeht, treten die signifikanten Schwingstärken bei Holzbalkendecken auf, während die maximale Schallabstrahlung bei Betondecken geschieht, was eine Folge der unterschiedlichen Resonanz- und Abstrahleigenschaften der beiden Plattentypen sowie der A-Bewertung der Schalldruckpegel ist.

Tab. 1: Prognosewerte der Immissionen in den nächstliegenden Wohngebäuden infolge einer einzelnen Zugdurchfahrt durch die nähere der beiden Tunnelröhren.

Immissionsorte	RMS-Schwinggeschwindigkeit [mm/s]	Schwingstärke KB_{Fmax} [-]	Schalldruckpegel L_p [dBA]
Räume mit Betondecken; Eigenfrequenz f_0 = 40 Hz und Dämpfungsmass D = 0.05			
Frutigen-Adelrain	0.018 - 0.050	0.044 - 0.125	34.3 - 40.1
Distanzen 60 und 80 m	0.024 - 0.038	0.059 - 0.096	37.9 - 40.8
St. German	0.007 - 0.016	0.017 - 0.040	22.5 - 29.4
Distanz 120 m			
Räume mit Holzbalkendecken; Eigenfrequenz f_0 = 20 Hz und Dämpfungsmass D = 0.02			
Frutigen-Adelrain	0.016 - 0.068	0.041 - 0.170	26.6 - 31.4
Distanzen 60 und 80 m	0.021 - 0.092	0.052 - 0.230	30.4 - 33.6
St. German	0.015 - 0.053	0.036 - 0.133	13.1 - 22.2
Distanz 120 m			

Die Spannweite zwischen den unteren und oberen Prognosewerten resultiert aus den beiden verwendeten Modellen für die Wellenübertragung durch das Erdreich. Die Prognose mit der aus den Messungen ermittelten Übertragungsfunktion |HGH(f)| (Vorgehensart IIA) liefert eine obere Grenze der zu erwartenden Immissionen, da sie die reale Ausbreitung im Erdreich (mit allen Resonanzeffekten) berücksichtigt, aber den Nahbereich des Tunnel mit dem (i.a. dämpfenden) Übergang Fahrbahn–Tunnelschale–Erdreich gänzlich vernachlässigt.

Das analytisch-empirische Modell (Vorgehensart IIB) unterschätzt möglicherweise die Wellenübertragung in Frequenzbereichen, in denen der Wellendurchgang durch Resonanzphänomene (Gebäudeeinkopplung, Untergrund) begünstigt sein kann (so z.B. die gute Wellenübertragung bei ca. 15 – 50 Hz in Bild 8 bis 10). Mit den ermittelten Werten für die Scherwellengeschwindigkeit und die Lehr'sche Dämpfung sind aber noch immer realitätsnahe bis eher konservative Prognosen zu erwarten. Die mit der Vorgehensart IIB errechneten Immissionen entsprechen vermutlich mittleren Prognosewerten. Die Spannweite der Prognosewerte in der Tabelle 1 widerspiegelt gerade etwa die Unschärfe von ca. ±3 – 5 dBA für eine empirisch abgestützte Prognose.

Bezüglich der Wahrnehmung der Immissionen infolge einer einzelnen Zugdurchfahrt im LBT kann für die nächstliegenden Gebäude in Frutigen Adelrain mit einem Abstand von weniger als 80 m folgendes festgestellt werden:

1. Schwingstärken KB_{Fmax} bei 0.1 liegen im Bereich der taktilen Wahrnehmungsschwelle, sie können je nach individueller Disposition gerade noch wahrgenommen werden. Bei den nächstliegenden Gebäuden erreichen die Erschütterungen Maximalwerte im Bereich von KB_{Fmax} = ca. 0.2, d.h. sie werden von empfindlichen Personen möglicherweise wahrgenommen.

2. Abgestrahlter Körperschall einer einzelnen Zugdurchfahrt mit Schalldruckpegel von 30 – 40 dBA ist in ruhigen Räumen mit wenigen Hintergrundgeräuschen von empfindlichen Personen vereinzelt wahrnehmbar. Wie aus der Tabelle 1 hervorgeht, bilden Schalldruckpegel in diesem Bereich bei guten Abstrahleigenschaften die obere Grenze der Prognosewerte.

Bei Gebäuden mit grösseren Abständen vom LBT sind die zu erwartenden Immissionen schon deutlich tiefer und auch im ungünstigsten Fall kaum mehr wahrnehmbar. Dies gilt auch für die Gebäude in St. German, wo nebst der Distanz zum LBT noch zusätzlich die relativ gute Dämpfung der Wellenausbreitung im Bergsturzmaterial die Immissionen mindert.

Die Prognosewerte für die einzelne Zugdurchfahrt wurden mit der Einwirkungszeit, d.h. der Zughäufigkeit bzw. den Verkehrszahlen während den Beurteilungsperioden Tag und Nacht auf die effektiven Beurteilungsgrössen hochgerechnet. Dazu werden nur noch die oberen Eckwerte der Prognose der Einzeldurchfahrt verwendet (vgl. Tab. 1). Die Resultate der Beurteilungsgrössen KBFTr für die Erschütterungen und Leq für den abgestrahlten Körperschall sind für die nächstliegenden Gebäude in Frutigen und in St. German in Tabelle 2 zusammengestellt und mit den Anhalts- bzw. Grenzwerten verglichen. Dabei wird die Beurteilung für den zukünftigen Vollausbau (durchgehend 2 Tunnelröhren) mit erhöhten Zugszahlen vorgenommen (Vollausbau 330 Züge/Tag gegenüber Phase 1 ab 2007 mit 110 Zügen / Tag).

Tab. 2: Beurteilungsgrössen für den Vollausbau und die nächstliegenden Gebäude in Frutigen und in St. German basierend auf den oberen Eckwerten der Prognose der Erschütterungen (Schwingstärke) und des abgestrahlten Körperschalls.

Phase 2, Vollausbau

Durchfahrtzeit [sec]	20	Anteil ost	Züge/h, Tag	14
Anzahl Züge Tag (16 h)	224	50%	Züge/h, Nacht	9.5
Anzahl Züge Nacht (8 h)	76		Max Züge/h Nacht	12

Tag					Pegel in [dBA]			
Ort	*KB_{Fmax} ost*	*KB_{Fmax} west*	*KB_{FTr}*	*A_u / A_r*	*KS-Pegel $L_{p,KS}$ ost*	*KS-Pegel $L_{p,KS}$ west*	*Beurteilungspegel L_{eq}*	*Planungswert Lr*
Frutigen MP4 Distanz 80 / 110m)	0.170	0.126	**0.042**	0.20 / **0.10**	40.1	37.5	**27.9**	40
Frutigen MP8 Distanz 60 / 80m)	0.172	0.230	**0.057**	0.20 / **0.10**	38.3	40.8	**28.6**	40
St. German, F Distanz 120m)	0.133	0.133	**0.037**	0.20 / **0.10**	29.4	29.4	**18.3**	40
Nacht								
Ort	*KB_{Fmax} ost*	*KB_{Fmax} west*	*KB_{FTr}*	*A_u / A_r*	*KS-Pegel $L_{p,KS}$ ost*	*KS-Pegel $L_{p,KS}$ west*	*Beurteilungspegel L_{eq}*	*Planungswert Lr*
Frutigen MP4 Distanz 80 / 110m)	0.170	0.126	**0.039**	0.15 / **0.07**	40.1	37.5	**27.2**	30
Frutigen MP8 Distanz 60 / 80m)	0.172	0.230	**0.052**	0.15 / **0.07**	38.3	40.8	**28.0**	30
St. German, F Distanz 120m)	0.133	0.133	**0.034**	0.15 / **0.07**	29.4	29.4	**17.6**	30
	Holzbalkendecke f_0=20 Hz, D=0.02				Betondecken / -wände f_0=40 Hz, D=0.05			

Die Prognosen mit den oberen Eckwerten der zu erwartenden Immissionen (konservative Annahme für Emission und Übertragung) können wie folgt zusammengefasst werden:

- Auch in den am nächsten zum LBT liegenden Gebäuden unterschreiten im Vollausbau die Beurteilungsschwingstärken der Erschütterungen den Anhaltswert um mindestens 30 %
- Die Beurteilungspegel des abgestrahlten Körperschalls in diesen Gebäuden liegen auch im Vollausbau um mindestens 2 – 3 dB unter den Planungswerten.

Die heute gültigen Grenzwerte bezüglich Erschütterungen und abgestrahltem Körperschall werden aber sowohl in der Betriebsphase 1, wie auch in der Betriebsphase 2 längst eingehalten. Die maximalen Prognosewerte unter Berücksichtigung von Prognoseunschärfen sind deutlich kleiner als die Grenzwerte. Damit werden weitergehende erschütterungsmindernde Massnahmen auf der Seite des Rohbaus oder bei der Fahrbahn des LBT im Abschnitt Frutigen-Adelrain als nicht notwendig erachtet.

Explosionsversuche am Entwässerungssystem

Frank Pochop, Dipl. Ing. HTL
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

1. Einleitung

Bei einer Freisetzung von flüssigem und brennbarem Gefahrengut im Tunnelraum (z.B. Benzin) können in der Tunnelentwässerungsleitung explosible Atmosphären entstehen. Um die Sicherheit der Entwässerungssysteme beider Basistunnel gegenüber einer Explosionsausbreitung aufzuzeigen, führten die BLS AlpTransit AG und AlpTransit Gotthard AG gemeinsam entsprechende Versuche durch.

Das Hauptziel der Versuche bestand darin, den Nachweis zu erbringen, dass die im Lötschberg-Basistunnel (LBT) und im Gotthard-Basistunnel (GBT) vorgesehene Siphonierung bei axialen Druckkräften von 15 – 20 bar soweit intakt bleiben, dass sie ihre Funktion als Gesamtsystem noch erfüllen kann. Die Funktion besteht dabei in einer Verhinderung der Ausbreitung der Explosion nach spätestens 1 – 2 Schachtabschnitten.

Als weitere Zielsetzung sollten allfälliges konstruktives Optimierungspotenzial der Tauchbogen und ihrer Verankerung hinsichtlich Sicherheit gegenüber den auftretenden Druckkräften und möglichem Trümmerwurf erkannt werden.

Das Mandat für die Durchführung der Explosionsversuche wurde im Frühjahr 2003 ausgeschrieben und an die Bietergemeinschaft Versuchsstollen Hagerbach AG / EXAM BBG Prüf- und Zertifizier GmbH Sargans / Dortmund vergeben. Die Versuche wurden im Oktober 2003 gestartet und im Februar 2004 abgeschlossen.

2. Entwässerungssysteme

Bei beiden Alpenbasistunneln Lötschberg und Gotthard werden das Tunnelabwasser (Fahrbahn-Entwässerung) und das Bergwasser separat gefasst und abgeleitet.

Die Fahrbahn-Entwässerungs-Systeme der beiden Basistunnel weisen folgende gemeinsame Merkmale auf:

1. Siphonierungen:
   - Quersiphonierungen (zur Vermeidung von Brand- und Explosionsausbreitungen vom Fahrraum in das Entwässerungssystem)
   - Längssiphonierungen (zur Verhinderung der Brand- und Explosionsausbreitung in Längsrichtung über mehrere Leitungsabschnitte)
2. Stetslauf von 4 bis 5 l/s
3. Schachtabstände von rund 100 m

Die beiden Entwässerungssysteme unterscheiden sich jedoch in Bezug auf:

- die Anordnung der Tauchbogen
- LBT: ein Tauchbogen in jedem vierten Schacht, alternierend angeordnet
- GBT: zwei Tauchbogen pro Schacht.
- die Schachtgeometrie
- den Schachtabschluss

Da die Resultate und Erkenntnisse der Explosionsversuche bei allen Schacht-Modellen übertragen werden können, wird hier auf eine detaillierte Beschreibung der Schacht-Konstruktionen LBT und GBT verzichtet.

3. Vorgehen Explosionsversuche

Der Nachweis der Funktionsfähigkeit der Entwässerungssysteme erfolgte an Schachtmodellen im Massstab 1:1 und mittels gezielter Messungen. Dazu wurden jeweils 7 Druckaufnehmer und 5 Flammenmelder an der Leitung zum Schacht, vom Schacht wegführenden Rohr, sowie im Schacht selbst angeordnet.

Vorgesehen waren ursprünglich folgende Versuchsreihen:

- Vorversuche
- Versuche am System Lötschberg-Nord
- Versuche am System Gotthard
- Versuche am System Lötschberg-Süd

Nach jeder Versuchsreihe wurden die Ergebnisse im Rahmen von Arbeitssitzungen präsentiert und diskutiert. Basierend auf den Erkenntnissen wurde jeweils das weitere Vorgehen festgelegt.

4. Explosionsversuche

4.1 Vorversuche

Die Hauptziele der Vorversuche waren, einerseits die erforderliche Konzentration der Explosions-Gasgemische ermitteln zu können und andererseits nachzuweisen, dass die geforderten Druckkräfte und die Dynamik der Druckwelle simuliert werden können. Dieser Nachweis erfolgte an einer trockenen Leitung, die nicht siphoniert war und somit den «Rohzustand» (= Ausgangszustand) des Entwässerungssystems darstellte.

Insgesamt wurden 6 Vorversuche durchgeführt. Das wesentlichste Resultat dieser Vorversuche war, dass mit Einsatz eines Methangas-/Luftgemisches (Methankonzentration 10.5 Vol.-%) axiale Druckwerte zwischen 14.4 und 18.6 bar erreicht werden konnten. Geringfügig niedrigere Methangehalte von 10.0 % (= näher am stöchiometrischen Optimum von 9 %) führen zu Druckwerten bis 40 bar.

Bild 1: Versuchsanlage

4.2 Erste Versuchsreihe: Schacht LBT-Nord

Im Rahmen der ersten Versuchsreihe wurden insgesamt 6 Versuche durchgeführt.

Versuchsaufbau:

- Rohrleitung:
- Durchmesser 300 mm
- Länge: 30 m (explosionsführender Leitungsstrang)
- Kein Wasser in der Leitung
- 1 Tauchbogen im Schacht. Es standen Tauchbogen mit Wandstärken von 3, 4, 5 mm zur Verfügung.
- Schachtabdeckung: Folie mit einer Dicke von 0,6 mm mit einem Druckwiderstand von 0,2 bar (was einem Druckwiderstand der Schachtabdeckungen LBT entspricht)
- Schacht bis unter die Rohrmündungen mit Wasser gefüllt

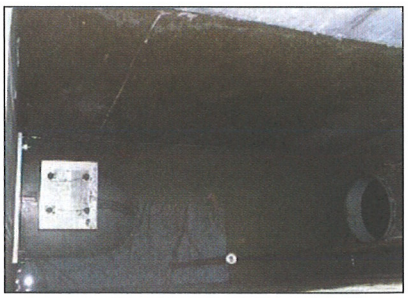
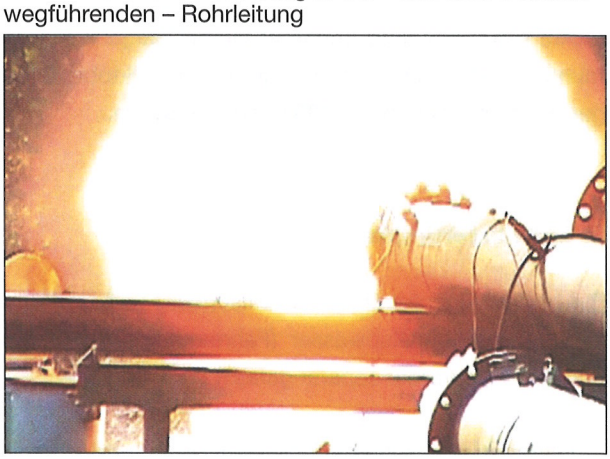


Bild 2: Schachtinneres LBT-Nord. Die Zündung erfolgte in der Rohrleitung ohne Tauchbogen

Die wesentlichen Resultate dieser Versuchsreihe waren:

- Im explosionsführenden Leitungsstrang wurden kurz vor dem Schacht axiale Druckwerte zwischen 7 und 14 bar gemessen.
- Die im Schacht gemessenen Druckwerte lagen zwischen 1 und 6 bar.
- Es konnten keinerlei Schäden an den Schächten, an den Tauchbogen oder deren Befestigung festgestellt werden.
- Die Folie, welche die Schachtabdeckung simulierte, wurde jeweils zerrissen.
- Ein Grossteil des Wassers wurde aus dem Schacht in die Leitungen und über die Schachtöffnung gedrückt.
- Die durch die Explosion erzeugte Druckwelle legte den Tauchbogen frei und hob die Siphonwirkung somit auf. Daraus resultierte jeweils ein Flammendurchschlag (Übertragung der Flamme vom explosionsführenden Leitungsstrang über den Schacht in das wegführende Rohr).

Bild 3: Flammendurchschlag in der – aus dem Schacht wegführenden – Rohrleitung



Die Haupterkenntnisse aus der ersten Versuchsreihe waren, dass einerseits:

- durch die Explosionsdrücke keine Schäden an der Infrastruktur entstanden sind und somit die hydraulische Funktion des Entwässerungssystems jederzeit gewährleistet war

andererseits jedoch:

- eine neuerliche Zündung im nächsten Leitungsabschnitt durch die Siphonierung nicht verhindert werden konnte.

4.3 Zweite Versuchsreihe: Schacht GBT

Im Rahmen dieser Versuchsreihe wurden insgesamt 5 Versuche durchgeführt. Dabei wurde die Wirkung zweier Massnahmen untersucht:

- Stetslauf (Simulation durch stehende Wasserlache in der Rohrleitung).
- Winkeleisen am Schachtboden zur Verhinderung einer Zündung im nächsten Leitungsabschnitt

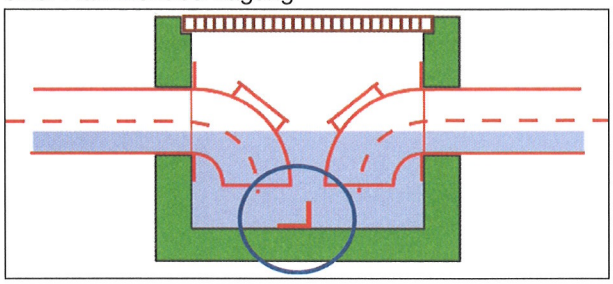
Versuchsaufbau:

- Rohrleitung:
- Durchmesser 300 mm
- Länge: 30 m (explosionsführender Leitungsstrang)
- Bei drei Versuchen: 70 mm Wasserstand als Simulation des Stetslaufes von 5 l/s
- 2 Tauchbogen im Schacht. Es standen Tauchbogen mit Wandstärken von 3, 4, 5 mm zur Verfügung. Aus Unterhaltsgründen und zur Entlastung von Explosionsereignissen verfügt jeder Tauchbogen über eine Öffnung mit einer Klappe
- Schachtabdeckung: Norm-Gitterrost

Bild 4: Schacht GBT mit Öffnung und Klappe auf dem Tauchbogen

Bei zwei Versuchen wurde auf dem Schachtboden ein Winkeleisen (50 x 50 mm) angebracht mit dem Ziel, eine Flammenübertragung zu verhindern.

Bild 5: Schacht GBT mit Winkeleisen zur Verhinderung einer Flammenübertragung



Die wesentlichen Resultate dieser Versuchsreihe waren:

- Die durch den Stetslauf im explosionsführenden Leitungsstrang vorhandene Wasserlache wurde durch die Druckwelle aufgewirbelt. Die Aufwirbelung führte zu einer Kühlung der Flammenfront, bzw. zu einer drastischen Minderung (Faktor 20) der auftretenden Druckwerte (< 1 bar).
- Die Klappe auf dem Tauchbogen (auf Seite des explosionsführenden Leitungsstranges) hatte sich geöffnet. Es konnten jedoch keinerlei Schäden an den Schächten, an den Tauchbogen oder deren Befestigung festgestellt werden.
- Bei jedem Versuch wurde ein Grossteil des Wassers aus dem Schacht in die wegführenden Leitungen und über die Schachtöffnung gedrückt. Die Schachtabdeckung wurde dabei weggeschleudert.
- Bei jedem Versuch wurde wiederum ein Flammendurchschlag festgestellt.
- Das eingesetzte Winkeleisen konnte eine Flammenübertragung nicht verhindern.

Die Haupterkenntnisse aus der zweiten Versuchsreihe waren, dass einerseits:

- der Stetslauf durch seine kühlende Wirkung auf die Flammenfront zu einer deutlichen Reduzierung der Druckwerte führte

dass andererseits jedoch:

- trotz Kühlung der Flammenfront und trotz eines Hindernisses im Schacht eine neuerliche Zündung im nächsten Leitungsabschnitt durch die Siphonierung nicht verhindert werden konnte.

4.4 Dritte Versuchsreihe: Schacht LBT-Nord

Aufgrund der vorliegenden Versuchsergebnisse wurde beschlossen, auf die Versuchsreihe Lötschberg-Süd zu verzichten und dafür eine Versuchsreihe an einem langen explosionsführenden Rohr (ca. 70 m) am Schachtsystem LBT-Nord durchzuführen, um die Entwicklung der Flammenfront bei kühlender Wirkung des Stetslaufes näher zu untersuchen. Insgesamt wurden 3 Versuche durchgeführt.

Versuchsaufbau:

- Rohrleitung:
- Durchmesser 300 mm
- Länge: 72,6 m (explosionsführender Leitungsstrang)
- 70 mm Wasserstand als Simulation des Steslaufes
- 1 Tauchbogen im Schacht. Die Wandstärke des Tauchbogens betrug 3 mm.

Aus den Versuchen ergaben sich folgende wesentlichen Ergebnisse:

- In allen Versuchen betrug der kurz vor dem Schacht gemessene axiale Druckwert weniger als 1 bar.
- Bei den Versuchen mit langem Rohr (> 70 m) konnte kein Flammenübertrag mehr festgestellt werden. Die Aufzeichnungen der Flammenmelder zeigten ein Verlöschen der Flamme ca. 10 – 20 m vor dem Schacht, d.h. nach einer Laufstrecke der Explosion von 50 bis 60 m wurde der Explosionsvorgang gestoppt.

Haupterkenntnis der letzten Versuchsreihe war, dass bei Rohrleitungen mit einer Länge von mehr als 70 m die Flamme bereits in der Rohrleitung erlosch und somit kein Flammenübertrag in den Schacht oder über diesen hinaus erfolgte.

5. Schlussfolgerungen

Aus den Ergebnissen aller Versuche können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die vorgesehenen Schächte und Tauchbogen halten Explosionsereignisse mit axialem Druck bis 14 bar stand.
- Der Stetslauf führt zu einer Kühlung des Explosionsereignisses. Dadurch werden die erwarteten axialen Druckwerte (15 – 20 bar), die auf die Siphonierung wirken, auf < 1 bar gesenkt. Damit kommt dem Stetslauf die entscheidende Bedeutung zur Begrenzung von Explosionsereignissen in den Entwässerungssystemen der beiden AlpTransit-Tunneln zu.
- Bei kurzen Anlaufstrecken (< 30 m) der Explosion muss mit einer Flammenübertragung in den nächsten Leitungsabschnitt gerechnet werden.
- Bei langen Leitungen (> 70 m) hingegen wird die Explosionsflamme durch starke Verwirbelungen des in der Rohrleitung befindlichen Wassers gelöscht. Die Explosion kommt dadurch zum Erliegen.

6. Zielerreichung und Fazit der Versuche

Die Ziele konnten aus Sicht BLS AlpTransit AG und AlpTransit Gotthard AG mit den durchgeführten Versuchen erreicht werden. Es sind klare Aussagen hinsichtlich der Explosionsausbreitung in den Entwässerungssystemen des LBT und des GBT im Falle eines «worst-cases» möglich:

- Es erfolgt keine Ausbreitung der Explosion in den nächsten Schachtabschnitt.
- Durch die Explosionsdrücke entstehen keine Schäden an der Infrastruktur. Die hydraulische Funktion des Entwässerungssystems ist auch unmittelbar nach einem Explosions-Ereignis gewährleistet.

Die Siphonierung leistet jedoch weder beim Entwässerungssystem LBT noch beim Entwässerungssystem GBT einen Beitrag zur Verhinderung der Explosionsausbreitung in Längsrichtung. Massgebend dafür ist der Stetslauf.

Dokumentationen/Documentations

Grundlagen / Bases

D 0101	1995	Innovationsleitfaden 95/96 – Gewinnung, Bewertung, Bearbeitung und Realisierung von Ideen
D 0101	1993	Guide de l'innovation 95/96 – Recherche, évaluation, traitement et réalisation d'idées
D 0102	1993	Système qualité et certification dans la construction
D 0108	1993	Quels transports urbains pour demain?
D 0121	1995	Vademecum für Arbeiten im Ausland
D 0121	1994	Vademecum pour les travaux à l'étranger
D 0124	1995	Vertragswesen im Untertagebau / Mode de mise en soumission pour les travaux souterrains
D 0165	2000	Kennzahlen im Immobilienmanagement
D 0165	2001	Indices pour le management de l'immobilier
D 0174	2003	Modelle der Zusammenarbeit: Erstellung und Bewirtschaftung eines Bauwerkes
D 0175	2002	Lohnerhebung 2002 / Enquête sur les salaires 2002
D 0178	2002	Ermittlung der Gemeinkosten und der Arbeitsstunden 2001 Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 2001
D 0205	2004	Lohnerhebung 2004 / Enquête sur les salaires 2004

Ingenieurbau / Génie civil

D 087	1992	Assurance de la qualité (AQ) des structures
D 095	1992	Inspektion und Instandsetzung von feuchtem und salzgeschädigtem Mauerwerk
D 098	1992	Mortier / Maçonnerie – Recherches de base – Rapport d'essais
D 099	1993	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse Maintenance des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0104	1993	Untertagbau – Einführung in die neue Norm SIA 198
D 0105	1993	Travaux souterrains – Introduction à la nouvelle norme SIA 198
D 0106	1993	Canalisations 4 – La nouvelle recommandation SIA V 190
D 0119	1994	Cleuson-Dixence
D 0128	1995	Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen
D 0129	1996	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse Conservation des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0130	1995	Neue Normen in der Geotechnik (CEN und SIA) Nouvelles normes en géotechnique (CEN et SIA)
D 0132	1996	Stahlbau-Bemessungbeispiele – Praxisgerechte Bemessung von Stahlkonstruktionen – Vergleichende Anwendung der Stahlbau-Normen SIA 161 und Eurocode 3 (ENV 1993-1-1) anhand von 17 Bemessungsbeispielen
D 0133	1997	Ermüdung von Betonbauten
D 0141	1997	Bauwerkserhaltung und Wirtschaftlichkeit – Perspektiven einer modernen Aufgabe Conservation des ouvrages et économie – perspectives d'un domaine d'activité moderne
D 0143	1997	AlpTransit: Das Bauprojekt – Schlüsselfragen und erste Erfahrungen
D 0144	1997	Erhaltung von Betontragwerken – Einführung in die Empfehlung SIA 162/5 Conservation des structures en béton – Introduction dans la recommandation SIA 162/5
D 0147	1999	Brückenabdichtungssysteme mit Polymerbitumen-Dichtungsbahnen – Untergrundvorbereitung, Haftvermittler, Dichtungsbahnen Systèmes d'étanchéité de ponts avec lés d'étanchéité à base de bitume polymère – Préparation des supports, enduits d'apprêt, lés d'étanchéité
D 0149	1998	Überwindung von geologisch bedingten kritischen Ereignissen im Tunnelbau Maîtrise d'accidents géologiques dans la construction de tunnels
D 0159	2000	Instandsetzung von Tunneln
D 0169	2001	Risiko-Management im Untertagbau. Tunnelvortriebe im Raum Zürich
D 0173	2002	Neues aus der Brückenforschung Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts
D 0177	2002	AlpTransit-Tagung 2002 – Fachtagung für Untertagbau (Band 1)
D 0181	2003	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Einführung in die Normen SIA 260 und 261
D 0181	2003	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261
D 0182	2003	Betonbau – Einführung in die Norm SIA 262
D 0182	2003	Construction en béton – Introduction à la norme SIA 262
D 0183	2003	Stahlbau – Einführung in die Norm SIA 263
D 0183	2003	Construction en acier – Introduction à la norme SIA 263
D 0184	2003	Stahl-Beton-Verbundbau – Einführung in die Norm SIA 264
D 0184	2003	Construction mixtes acier-béton – Introduction à la norme SIA 264
D 0185	2003	Holzbau – Einführung in die Norm SIA 265
D 0185	2003	Construction en bois – Introduction à la norme SIA 265
D 0186	2003	Mauerwerk – Einführung in die Norm SIA 266
D 0186	2003	Construction en maçonnerie – Introduction à la norme SIA 266
D 0187	2003	Geotechnik – Einführung in die Norm SIA 267
D 0187	2003	Géotechnique – Introduction à la norme SIA 267
D 0191	2004	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Bemessungsbeispiele zu den Normen SIA 260 und 261
D 0191	2004	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Exemples de dimensionnement selon les normes SIA 260 et 261
D 0192	2004	Betonbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262
D 0192	2004	Construction en béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 262
D 0193	2004	Stahlbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 263
D 0193	2004	Construction en acier – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 263
D 0194	2004	Stahl-Beton-Verbundbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 264
D 0194	2004	Construction mixte acier-béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 264
D 0195	2003	Holzbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 265
D 0195	2003	Construction en bois – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 265
D 0196	2004	Mauerwerk – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266

D 0197	2004	Geotechnik – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267
D 0197	2004	Géotechnique – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 267
D 0198	2003	Aktuelle Probleme der Brückendynamik
D 0201	2003	AlpTransit-Tagung 2003 – Fachtagung für Untertagbau (Band 2)
D 0202	2004	AlpTransit-Tagung 2004 – Fachtagung für Untertagbau (Band 3)

Architektur / Architecture

D 075	1991	Ganzheitliches Denken in der Hochbauplanung Approche globale dans la planification des bâtiments
D 077	1991	Bauen mit Lehm
D 0109	1993	Bauen für die chemische Industrie
D 0161	1999	Geschichte des Architekturwettbewerbs
D 0163	2000	Bauerneuerung – Projektieren mit Methode
D 0172	2002	Vers une architecture éphémère

Ökologie und Nachhaltigkeit / Écologie et développement durable

D 093	1997	Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493 – Erläuterung und Interpretation
D 093	2000	Déclaration des caractéristiques écologiques des matériaux de construction selon SIA 493 – Explication et interprétation
D 0118	1995	Ökologie in der Haustechnik – Eine Orientierungshilfe
D 0118	1996	L'écologie dans les installations techniques du bâtiment
D 0122	1995	Ökologische Aspekte des Bauens / Versuch einer gesamtheitlichen Betrachtung
D 0134	1996	Leben zwischen den Steinen – Sanierung historischer Mauern
D 0137	1996	Checklisten für energiegerechtes, ökologisches Planen und Bauen
D 0137	1996	Projeter et construire en assurant un développement durable: Catalogue de critères
D 0137	1997	Progettare e costruire con criteri garanti di uno sviluppo durevole: liste di controllo
D 0146	1998	Umweltaspekte von Beton
D 0146 f	2001	Béton et environnement. Eléments d'appréciation de l'impact sur l'environnement
D 0146 e	2001	Environmental Aspects of Concrete. Information on environmental compatibility
D 0151	1998	Meliorationen im Einklang mit Natur und Landschaft
D 0151	1998	Les améliorations foncières en harmonie avec la nature et le paysage
D 0152	1998	Instrumente für ökologisches Bauen im Vergleich – Ein Leitfaden für das Planungsteam
D 0164	2000	Kriterien für nachhaltige Bauten
D 0164	2000	Constructions: Critéres d'un développement durable
D 0167	2001	Landschaftsgerecht planen und bauen
D 0167	2001	Planifier et construire en respectant le paysage

Haustechnik und Energie / Installations techniques et énergie dans le bâtiment

D 088	1992	Kühlleistungsbedarf von Gebäuden
D 090	1992	Energiegerechte Schulbauten – Handbuch für Planer
D 090	1992	Constructions scolaires économes d'énergie – Manuel du concepteur
D 0115	1993	Integrale Planung II
D 0120	1994	Economie de marché et énergies renouvelables
D 0131	1996	Leitfaden für die Anwendung der Empfehlung SIA 380/4 «Elektrische Energie im Hochbau»
D 0131	1996	Guide d'utilisation de la recommandation SIA 380/4 «L'énergie électrique dans le bâtiment»
D 0135	1997	Handbuch für Kommunikationssysteme – Teil 2: Wegleitung für Bauherren und Architekten
D 0170	2001	Thermische Energie im Hochbau. Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 380/1
D 0170	2002	L'énergie thermique dans le bâtiment. Guide d'utilisation de la norme SIA 380/1:2001
D 0179	2003	Energie aus dem Untergrund – Erdreichspeicher für moderne Gebäudetechnik

Sicherheit und Schutz / Sécurité et protection

81	1984	Brandrisikobewertung. Berechnungsverfahren SIA/BVD/VKF Evaluation du risque d'incendie. Méthode de calcul SIA/SPI/AEAI
81	1998	Method for Fire Safety Evaluation
82	1985	Feuerwiderstand von Bauteilen aus Stahl La résistance au feu des parties de construction métallique
83	1997	Brandschutz im Holzbau
84	1998	Protection incendie dans la construction en bois
D 002	1997	Unfallsicherheit von Hochbauten am Beispiel Wohnungsbau Protection contre les accidents dans les bâtiments – exemple: construction d'habitations Protezione contro gli infortuni nelle costruzioni – esempio: case d'abitazione
D 017	1987	Brandhemmende Textilien
D 030	1988	Korrosion und Korrosionsschutz, 3. Teil: Einsatz von «nichtrostenden» Stählen im Bauwesen
D 031	1989	Korrosion und Korrosionsschutz, 4. Teil: Anker und Spannstähle
D 045	1989	Commentaire sur les prescriptions parasismiques de la norme SIA 160 «Actions sur les structures porteuses»
D 057	1990	Corrosion et protection contre la corrosion
D 065	1990	Korrosion und Korrosionsschutz, Teil 5: Elektrochemische Schutzverfahren für Stahlbetonbauwerke – kathodischer Korrosionsschutz, Dekontamination und Realkalisierung
D 097	1993	Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke
D 0110	1993	Symposium IDNDR – Prévention des catastrophes naturelles
D 0139	1996	Bauteildokumentation: Schallschutz im Hochbau
D 0140	1996	Brandschutz und Rettungswesen auf Tunnelbaustellen
D 0145	1997	Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik
D 0150	1998	Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz
D 0153	2000	Produktedokumentation: Lärmschutzwände, Lärmschutzdämme und Absorptionsverkleidungen
D 0158	2001	Geländer und Brüstungen – Aspekte zur Anwendung der Norm SIA 358
D 0158	2002	Garde-corps et allèges – A propos de l'application de la norme SIA 358
D 0162	2000	Erdbebenvorsorge in der Schweiz – Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken Prévention sismique en Suisse – Mesures parasismiques pour les constructions existantes et nouvelles
D 0166	2001	Wärme- und Feuchteschutz im Hochbau. Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 180
D 0171	2002	Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden
D 0176	2002	Gebäude mit hohem Glasanteil – Behaglichkeit und Energieeffizienz

ISBN 3-908483-86-7

FGU Fachgruppe für Untertagbau
GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains
GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo
STS Swiss Tunneling Society

Felsenstrasse 11, CH-5400 Baden
Tel. +41 (0)56 200 23 33, Fax +41 (0)56 200 23 34
E-Mail fgu@thomibraem.ch

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers
and architects