

Dokumentation
D 0201

s i a

Band 2

AlpTransit-Tagung 2003
Fachtagung für
Untertagbau

Gotthard-Basistunnel
Lötschberg-Basistunnel

12. Juni 2003 in Locarno



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

AlpTransit-Tagung 2003

Fachtagung für Untertagbau

Gotthard-Basistunnel
Lötschberg-Basistunnel

12. Juni 2003 in Locarno

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, 2003

Auflage: 1000 Exemplare

ISBN 3-908483-77-8

Dokumentation SIA D 0201

AlpTransit-Tagung 2003 – Fachtagung für Untertagbau

Copyright © 2003 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
Riccardo De Gottardi	Bedeutung AlpTransit Gotthard für den Kanton Tessin	7
Lötschbergachse		
Peter Teuscher	Stand Projekt	9
François Bertholet	Vergleich TBM-Vortrieb/Sprengvortrieb im Baulos Raron aus der Sicht des Unternehmers	13
Markus Aeschbach Gérard Seingre	Vergleich TBM-Vortrieb/Sprengvortrieb im Baulos Raron aus der Sicht des Projektgenieurs	21
Hans Jakob Ziegler	Erfahrungen mit der Vorauserkundung	27
Gebhard Lehmann Karin Bäppler	Entwicklungsschritte der Tunnelbohrmaschinen vom Lötschberg zum Gotthard	31
Peter Ritz	Abdichtung und Innenausbau	37
Hans-Ueli Riesen	Tunnelvermessung	45
Rolf Egli	Einbau-Logistik der Bahntechnik	51
Gotthardachse		
Peter Zbinden	Stand Projekt (inkl. Ceneri-Basistunnel)	63
Franz Keller	Stand der geologischen Erkenntnisse	69
Peter Theiler	Logistik und Bau des zweiten Schachtes in Sedrun	77
Antonio Arnold	Vortriebe im Abschnitt Amsteg	85
Michael Rehbock	Vortriebe in der Multifunktionsstelle Faido	91
Bruno Gugelmann	TBM-Vortriebe im Abschnitt Bodio	99
Andrea Muttoni	Sprengen mit Emulsionssprengstoff	105
Andreas Stäubli	Bewältigung von Abwasser und Schlamm	109
Kurt Aerni	Arbeitssicherheit, ein Thema für den Bauherrn	115
Martin Keller	Betonproduktion mit strengen Vorgaben	123

Verfasser

Aerni Kurt	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Aeschbach Markus	Ingenieurgesellschaft Westschweiz, Brig
Arnold Antonio	Gähler & Partner AG, Ennetbaden
Bäppler Karin	Herrenknecht AG, D-Schwanau
Bertholet François	Marti Tunnelbau AG, Bern
De Gottardi Riccardo	Dipartimento del Territorio, Bellinzona
Egli Rolf	Zschokke Locher AG, Aarau
Gugelmann Bruno	Consorzio TAT, Pollegio
Henke Andreas	Lombardi SA, Minusio
Keller Franz	Dr. M. Kobel + Partner AG, Sargans
Keller Martin	Holcim (Schweiz) AG, Zürich
Lehmann Gebhard	Herrenknecht AG, D-Schwanau
Muttoni Andrea	Explotec, Zug/Altdorf
Rehbock Michael	Amberg Engineering AG, Regensburg
Riesen Hans-Ueli	Riesen & Stettler AG, Urtenen-Schönbühl
Ritz Peter	Ingenieurgesellschaft Westschweiz, Brig
Seingre Gérard	Ingenieurgesellschaft Westschweiz, Brig
Stäubli Andreas	Electrowatt Infra AG, Zürich
Teuscher Peter	BLS AlpTransit AG, Thun
Theiler Peter	Batigroup AG Tunnelbau, Zürich
Zbinden Peter	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Ziegler Hans Jakob	Kellerhals + Haefeli AG, Bern

Vorwort

Das weiter wachsende Interesse an den Grossprojekten der beiden schweizerischen Bahn-Alpentransversalen am Lötschberg und am Gotthard haben die Organisatoren bestärkt, dass der im Jahr 2001 gefällte Beschluss, darüber jährlich eine Fachtagung durchzuführen, den Bedürfnissen breiter Kreise des Tunnelbaus entspricht.

Der vorliegende Tagungsband enthält die Referate der zweiten Alptransit Fachtagung, welche im Juni 2003 in Locarno stattgefunden hat. Die Unterstützung durch die beiden Partnerorganisationen, der Vereinigung der Schweizerischen Untertagebauunternehmer und der Vereinigung der Schweizerischen Tiefbauunternehmer hat viel zum Erfolg des Anlasses beigetragen.

Neben der Information über die Projekte und deren aktuellen Realisierungsstand sind es vor allem die Darstellung und die Diskussion der fachtechnischen Besonderheiten, welche den Gehalt der Tagung bereichert haben. Entsprechend dem teilweise schon weit fortgeschrittenen Stand der Bauarbeiten kamen auch vermehrt Erfahrungen aus den Vortriebsarbeiten zur Sprache. Durch die konkrete und offene Darlegung der Erkenntnisse – nicht nur der positiven – aus der Projektierung und der Ausführung, hat der Anlass das Prädikat einer echten und attraktiven Fachveranstaltung verdient. Die am zweiten Tag durchgeführten Exkursionen auf die Baustellen des Gotthard-Basistunnels haben es den Teilnehmern erlaubt, unter fachkundiger Führung die einzelnen Vortriebsstellen einzusehen.

Das Interesse, welches die AlpTransit Tagungen vermehrt auch ausserhalb unserer Landesgrenzen geweckt haben, beweist das hohe Ansehen des Schweizerischen Grosstunnelbaus. Die beiden im Bau befindlichen Basistunnel geniessen eine breite Zustimmung in der öffentlichen Meinung. Sie erinnern an die Tatsache, dass in der Schweiz die Verlegung des alpenquerenden Güterverkehrs von der Strasse auf die Schiene in eine greifbare Nähe rückt.

Fachgruppe für Untertagebau



Andreas Henke

Präsident der SIA-Fachgruppe für Untertagebau FGU

Bedeutung AlpTransit Gotthard für den Kanton Tessin

Dr. Riccardo De Gottardi
Dipartimento del Territorio, Bellinzona

Herr Vorsitzender, Geschätzte Damen und Herren,

Ich freue mich, dass ich Sie im Namen des Staatsrates des Kantons Tessin und im Namen von Staatsratspräsident Marco Borradori auf der Südseite der Alpen begrüßen darf.

Es ist für uns natürlich eine grosse Ehre, dass unser Kanton Gastgeber einer so vielbesuchten und kompetenten Fachtagung sein darf.

Zur Zeit wird in der Schweiz und vor allem im Tessin unter Tag gebaut. Auch hier bei uns waren die jüngsten grossen Bauwerke Tunnels, und zwar die Umfahrung von Locarno und die Verlegung der Centovalli-Bahn.

Der nächste Bau wird, so hoffen wir wenigstens, der Ceneri Basistunnel sein, im Rahmen des AlpTransit-Projektes. Hinzu kommt der Vedeggio-Cassarate Tunnel, der zum Verkehrsplan des Luganese gehört.

Inzwischen ist 1999 die Baustelle für den längsten Eisenbahntunnel der Welt am Gotthard eröffnet worden. Anfang April dieses Jahres wurde das Projekt für den Ceneri Basistunnel aufgelegt. Die eigentlichen Vorarbeiten sollten 2005 beginnen.

Dies allein genügt, um zu verstehen, wie wichtig die heutige Tagung ist, und wie entscheidend Ihr Engagement ist, um den raschen, wirtschaftlichen und sicheren Bau der Infrastrukturen, die für den Fortschritt unseres Landes dringend nötig sind, zu gewährleisten.

Die Geschichte und die Entwicklung unseres Kantons, dessen 200-jährige Mitgliedschaft in der Eidgenossenschaft gerade in diesem Jahr gefeiert wird, sind untrennbar mit den Verkehrswegen verbunden.

«Unsere Vorfahren, vor das Dilemma gestellt, ob sie zuerst Schulen oder Strassen bauen sollten, entschieden sich 1803 nach gründlicher Abwägung für die letzteren und erbauten unter Bezahlung unglaublicher Opfer als

Erstes die Kantons-Hauptstrasse von Chiasso bis Airole»
1). Die Anstrengung war damals gewaltig, da die Tilgungsrate und die Zinsquoten der öffentlichen Verschuldung in manchen Jahren die Hälfte der Gesamteinnahmen des Kantons aufbrauchten.

Auch in den Jahren 1870–1880 unterstützte die Kantonsregierung entschieden die Realisierung des Gotthardeisenbahntunnels. Der Kampf ging weiter, um die Hauptlinie über den Ceneri nach Lugano und Chiasso und nicht wie ursprünglich vorgesehen über Luino zu führen.

Damit war eine der Grundvoraussetzungen für die Eini-gung des Kantons gegeben, eines Kantons, der sich durch eine unebene Geografie und eine geschlossene und autarke Wirtschaft auszeichnete. Ohne rasche und sichere Verkehrswege hätte er seine innere Integration und seine wirtschaftliche und politische Einbindung in die Eidgenossenschaft nicht erreicht.

Ein Jahrhundert später, während der 60er Jahre, sah sich das Tessin erneut vor das gleiche Problem gestellt. Dies-mal ging es um den Bau des Nationalstrassen-Netzes. An dieser Stelle kommen wir nicht umhin, uns an die langen, schwierigen und bitteren Auseinandersetzungen über die Einfügung des Gotthard-Strassentunnels in dieses Netz, die anfangs nicht vorgesehen war, zu erinnern.

1) E. Poncetta, *Moti di libertà nelle terre ticinesi*, Bellin-zona 1918

Seit 1988/89 steht erneut die Eisenbahn im Zentrum der Aufmerksamkeit. Nach über 30 Jahren Debatten und ver-härteter Fronten zwischen Befürwortern und Gegnern einer neuen Eisenbahn-Alpentransversale, besonders aber zwischen verschiedenen Auffassungen über die beste Linienführung, setzte sich schliesslich nach zeitweiligen Stockungen, Erschütterungen und Stillständen der Kon-sens und der gemeinsame Wille durch, eine inzwischen hundertjährige Eisenbahn-Infrastruktur zu modernisieren.

Angesichts der zunehmenden Motorisierung und des

stark verästelten und effizienten Strassennetzes hat sich die Bahn in den letzten Jahrzehnten als immer weniger konkurrenzfähig erwiesen. Die Folgen kennen Sie: der Strassenverkehr hat immer stärker und der Lastwagenverkehr sogar explosionsartig zugenommen.

Heute verlaufen 85% des alpenquerenden Güterverkehrs durch die Schweiz auf der Gotthard-Route. Noch werden zwei von drei Tonnen mit der Bahn befördert, doch steigt der Anteil von Gütern, die auf der Strasse transportiert werden, seit rund 20 Jahren exponentiell an.

Vor dem tragischen Unfall im Gotthard-Autobahntunnel im Oktober 2001 durchquerten täglich fast 5000 Lastwagen den Tunnel; 1981 waren es 675. Langfristig ist eine solche Situation untragbar, sowohl für die Funktionalität der Strasse selbst, als auch für die Sicherheit und die Umwelt.

Auch im Personenverkehr spielt der Gotthard die unbestrittene Hauptrolle, da er rund 60% des schweizerischen alpenquerenden Verkehrs absorbiert.

Einer von fünf Reisenden auf der Gotthardachse benutzt die Bahn, um ins Tessin zu kommen oder nach Italien und Deutschland zu reisen und umgekehrt.

Der Gotthard war für das Tessin schon immer lebenswichtig. Ohne ihn hätte sich das Tessin wohl ganz anders entwickelt, wahrscheinlich eher wie jene heruntergekommenen Alpentäler, die abseits der Verkehrswege geblieben sind. Allerdings müssen wir uns auch vor allzu viel Verkehr schützen. Daher die Unterstützung, die Eisenbahn zu fördern, als Verkehrsmittel, das alles in allem effizient und umweltverträglicher sein kann.

Warum unterstützt das Tessin eine neue und moderne Eisenbahnlinie am Gotthard?

Vom AlpTransit Projekt verspricht sich das Tessin vieles:

1. beim Personenfernverkehr eine deutliche Annäherung an die Eidgenossenschaft und eine bessere Integration in das schweizerische Städtenetz;
2. beim regionalen Personenverkehr einen spürbaren Beitrag zur Befriedigung der steigenden Nachfrage nach Mobilität. Die um die Hälfte verkürzten Fahrzeiten werden aus dem Ceneri-Basistunnel das Herzstück einer eigentlichen «Metro» zwischen den Agglomerationen des Kantons und den Regionen beidseits der Grenze machen;
3. beim Güterverkehr einen entscheidenden Beitrag zur

Verlagerung des Schwerverkehrs von der Strasse auf die Schiene.

Es gibt leider noch viel zu tun, bevor das begonnene Werk am Gotthard programmgemäss fertiggestellt ist. Es gilt aber vorwärts zu gehen.

In dieser Hinsicht kommt dem Jahr 2003 eine grosse Bedeutung zu, weil wichtige Entscheidungen über die Vervollständigung der begonnenen Projekte gefällt werden müssen:

- der Bundesrat wird eine Botschaft über die Freigabe des nötigen Baukredits für den Monte Ceneri-Basistunnel prüfen und hoffentlich verabschieden. Dieser ist eine wesentliche Voraussetzung für die Entstehung einer Flachbahn von Basel nach Chiasso für den Güterverkehr.

Ausserdem schafft er eine effiziente Verbindung zwischen Lugano und den anderen Schweizer Städten.

- Der Bundesrat wird zudem über einen Planungskredit für die in den vergangenen Jahren zurückgestellten Streckenabschnitte zu entscheiden haben. Wir sind der Meinung, dass eine Neat 2 nötig ist, um das Potential der neuen Linie voll auszunutzen und die ehrgeizigen Ziele der schweizerischen Verkehrspolitik umzusetzen. In diesem Zusammenhang kann der Anschluss an das italienische Eisenbahnnetz südlich von Lugano also keinen weiteren Aufschub dulden. Mailand, die wirtschaftliche Hauptstadt Italiens, liegt 70 km südlich von Lugano entfernt. Heute beträgt die durchschnittliche Reisegeschwindigkeit mit einem IC/EC Zug 50 km/Std. Mit dem Velo könnte man fast schneller fahren. Der Südanchluss ist also ein ernst zu nehmendes Thema.

Der Bau von Tunnels steht nicht erst am Anfang, er ist eine dauernde Aufgabe geworden.

Wer sich mit Tunnels beschäftigt, hat somit eine interessante Zukunft vor sich ... sofern die Politiker und schliesslich die Bevölkerung die nötigen Finanzierungsmittel aufbringen können. Dafür wird sich der Kanton einsetzen. Ihnen steht die Aufgabe zu, rechtzeitig ans Ziel zu kommen, die Kosten möglichst niedrig zu halten, ohne dass die Sicherheit darunter leidet. Das ist alles andere als ein Pappenstiel.

Ich wünsche Ihnen, dass Sie in Locarno einen weiteren Schritt in diese Richtung tun können. Ich danke Ihnen.

LÖTSCHBERGACHSE

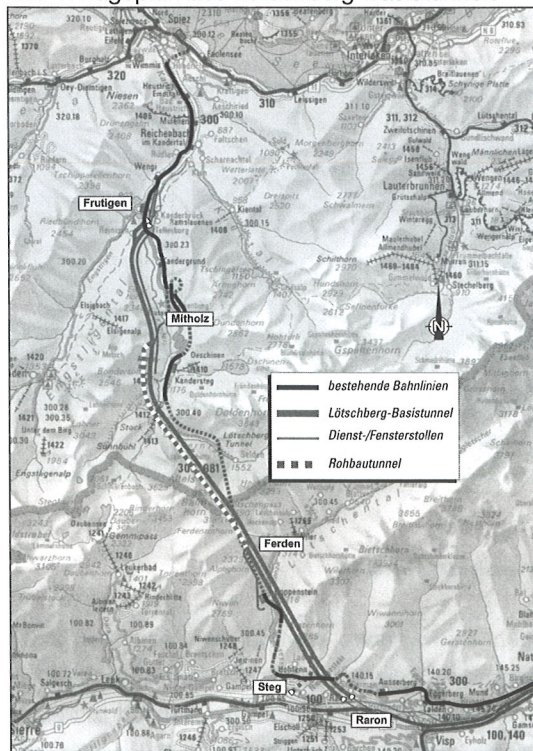
Stand Projekt

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

Das Projekt liegt voll im Fahrplan. Die ersten Durchschläge sind Geschichte. Auf den meisten Baustellen wird bereits an der Betoninnenschale gearbeitet. Die Bahntechnik-Unternehmen werden Ende dieses Jahres ihre Installationsplätze einrichten. Zur Zeit arbeiten 1'450 Personen auf den fünf Baustellen.

Der Lötschberg-Basistunnel führt von Frutigen im Kanton Bern nach Raron im Wallis (Bild 1). Er ist 34,6 km lang und als zweiröhriger Einspur-Eisenbahntunnel konzipiert. Die ersten Bauarbeiten erfolgten bereits im Jahre 1994 (Sondierstollen Kandertal), seit Herbst 1999 wird an den Basistunnel-Röhren gearbeitet. Der Tunnel wird von fünf Baustellen aus gebaut: neben den beiden Portalbau- stellen Raron und Frutigen sind dies die Zwischenangriffe Mitholz, Ferden (Goppenstein) und Steg/Niedergesteln. Der 2,6 km lange Tagbautunnel Engstlige in Frutigen/Reichenbach sowie die Rhonebrücke beim Südportal Raron stellen die wichtigsten Aussenbauwerke dar. Der Lötschberg-Basistunnel geht 2007 in Betrieb.

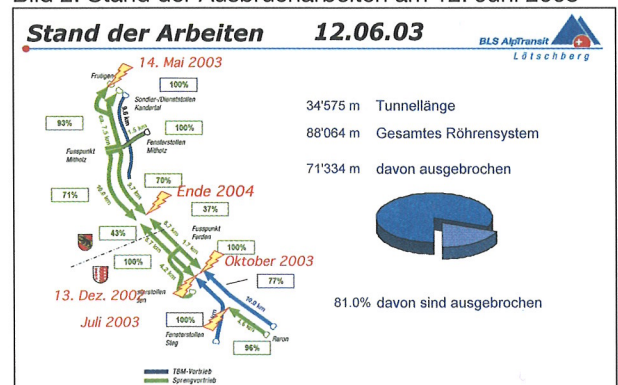
Bild 1: Lageplan des Lötschberg-Basistunnels



1. Allgemeiner Stand

Über 80 % des Lötschberg-Basistunnels sind ausgebrochen, fünf der insgesamt zwölf Vortriebe bereits beendet (Bild 2). Der Durchschlag zwischen Steg und der Weströhre ab Ferden erfolgte am 13. Dezember 2002, jener zwischen Mitholz und Frutigen (Weströhre) am 14. Mai 2003. Beendet ist auch der Vortrieb der Oströhre nach Süden ab Ferden. Die westliche Röhre ab Raron, die im Sprengvortrieb ausgebrochen wird, kann den Durchschlag in diesen Tagen feiern und die Oströhre, die mit einer TBM Hartgesteinsmaschine der Fa. Herrenknecht aufgeföhrt wird, soll das Ziel nach 10'005 m Fahrt diesen Herbst erreichen. Ende des Jahres 2003 arbeiten dann nur noch vier Vortriebsmannschaften, nämlich jene von Mitholz Richtung Ferden und jene von Ferden Richtung Mitholz.

Bild 2: Stand der Ausbrucharbeiten am 12. Juni 2003



2. Nordvortrieb von Frutigen

Von Frutigen aus entstehen die ersten 125 m Vortrieb im Lockergestein und im Fels. Eine besondere Herausforderung bildet dabei die Unterquerung im Schutze eines Rohrschirmes der in Betrieb stehenden BLS-Bergstrecke. Nur rund 5 m unter den Geleisen befindet sich der Scheitel der beiden Portalvortriebe (Bild 3).

Bild 3: Unterquerung der Bahnstrecke beim Nordportal



3. Vortrieb ab Mitholz

Die Tunnelbauer des Konsortiums SATCO haben insgesamt rund 25 km Basistunnelröhren zu erstellen. Der Vortrieb nach Norden (Richtung Frutigen) ist beendet. Insgesamt haben die Mineure der Arge SATCO hier in rund 2 1/2 Jahren 7 km Tunnel ausgebrochen. Der Vortrieb verlief hauptsächlich durch Flysch, Tavayannaz-Sandstein und -Schiefer. Etwa 900 m vor dem Nordportal Frutigen verzweigt sich die Einspur-Röhre wieder in zwei Röhren (Bild 4). An dieser Stelle entstand die Verzweigungskaverne Adelrain mit einem Querschnitt von 65 bis 220 m². Der Durchschlag der Weströhre nach Frutigen erfolgte am 14. Mai 2003. Nach dem Verschieben der Vortriebsinstallationen beginnt die Mannschaft das letzte, rund 750 m lange Stück der Oströhre bis zur Losgrenze, so dass dieser Durchschlag im Herbst dieses Jahres erfolgen kann.

Bild 4: Verzweigungskaverne Adelrain



Im Süden von Mitholz hat die ARGE bis jetzt etwas mehr als zwei Drittel ihres Weges zurückgelegt. Erfolgreich konnte die risikoreiche Karststrecke der Doldenhorn-

decke durchquert werden. Dieser geologische Risikobereich konnte schneller als erwartet bewältigt werden. Im Moment stehen die Vortriebsmannschaften in der letzten geologisch anspruchsvollen Zone des Lötschberg-Basistunnels: im Autochthon Nord. Sie enthält zwei Kakirit-Zonen, welche spezielle bauliche Massnahmen erfordern (Stahleinbau, Drainagen, Injektionen). Dazwischen liegt Gestein aus der Zeit Rät (Sandstein mit Schieferlagen). Der Hauptdurchschlag des Lötschberg-Basistunnels ist gegen Ende des Jahres 2004 geplant.

In der Oströhre ab Fusspunkt Mitholz, Richtung Süden, sind bereits mehr als 2,5 km Innenschale betoniert sowie Bankette erstellt (Bild 5). Im Fusspunkt Mitholz befindet sich auch ein Versuchstunnel, in welchem unter anderem Aufschlüsse zur Gestaltung des Innenausbaus des Tunnels gewonnen wurden. Im fertiggestellten Stück Tunnel lassen sich bereits montierte Geleise, Schiebetore, Handläufe, Muffenkammern etc. besichtigen (Bild 6).

Bild 5: Innenausbau der eingleisigen Betriebsröhre

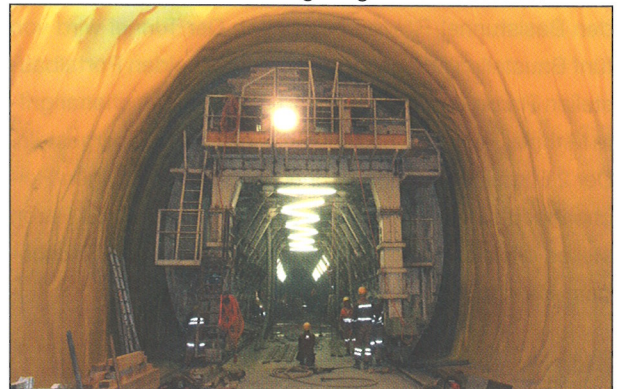


Bild 6: Der Versuchstunnel in Mitholz

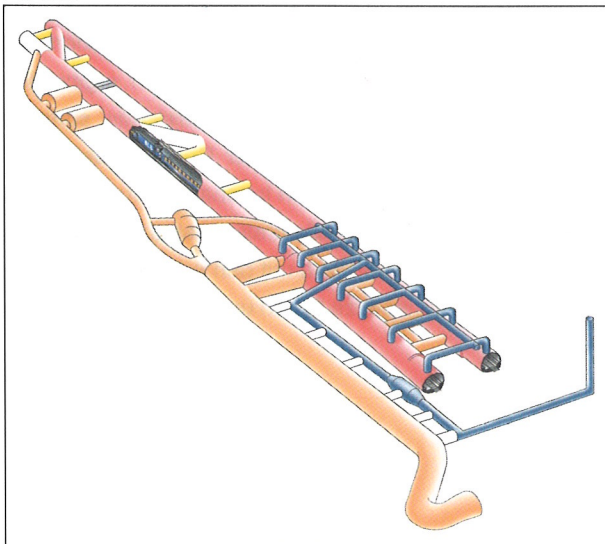


4. Vortriebe ab Ferden

Die beiden Südvortriebe wurden im Dezember 2002 (Weströhre) sowie Anfangs April 2003 (Oströhre) beendet. In diesen beiden Röhren laufen die Arbeiten für die Innenbeton-Schale. Der Verkleidungsbeton in beiden Röhren

sollte bis Herbst 2003 abgeschlossen sein. Anschliessend kann sich die ARGE Ferden voll auf die Nordvortriebe konzentrieren. Als Ergänzung zur bereits ausgebrochenen Nothaltestelle im Fusspunkt Ferden müssen noch ca. 800 m des 1,5 km langen Zufahrts- und Lüftungsstollens fertiggestellt und die Betriebskavernen ausgebrochen und gesichert werden. Im Norden läuft der Vortrieb im Gasterngranit normal, nachdem ja die heiklen Zonen um den Jungfrau keil bereits früher bewältigt worden waren. Regelmässig durchgeführte Vorausb Bohrungen ergeben detaillierte Aufschlüsse über die zu erwartenden geologischen und hydrologischen Verhältnisse. Die Felstemperaturen betragen zur Zeit 43 °C. Dank der Kühlsysteme und der guten Belüftung beträgt die Lufttemperatur in den Vortriebsbereichen im Schnitt zwischen 24 und 28 °C. Das Kühlwasser stammt dabei vom nahegelegenen Stausee Ferden, wobei es sich um ein geschlossenes System handelt. Die Baustelle Ferden ist wegen des 4 km langen Zugangsstollens (Gefälle 12 %) und dem weitverzweigten Stollensystem am Fusspunkt die komplexeste Baustelle des Lötschberg-Basistunnels (Bild 7). Sie weist zur Zeit den höchsten Personalbestand auf.

Bild 7: Das komplexe Tunnelsystem der Nothaltestelle Ferden

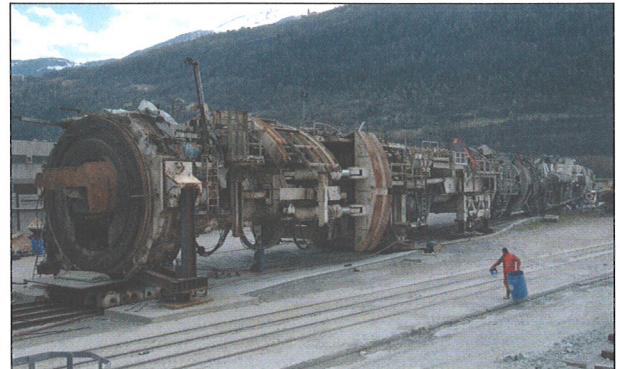


5. Vortrieb Steg

Die Hartgesteins-Tunnelbohrmaschine (TBM) ab Portal Niedergesteln hat in knapp zwei Jahren 8,8 km Stollen ge-fräst, und ist im Herbst 2002 ohne Demontagekaverne demontiert und anschliessend auf den Baugeleisen aus dem Tunnel rückwärtstransportiert worden. Zur Zeit steht die TBM mit demontiertem Bohrkopf auf dem Installationsplatz Steg (Bild 8). Die Arbeiter der ARGE MaTrans sind daran, Querschläge zur Oströhre zu sprengen und

haben mit den Innenbetonarbeiten begonnen. Sie starteten dabei in der Weströhre ab Losgrenze und werden bis zur Verzweigung Lötschen betonieren. Der Fensterstollen Steg verbleibt im Rohbau. Durch den Fensterstollen Steg und anschliessend durch den ganzen Tunnel führt in Zukunft eine 132 kV – Starkstromleitung. Am Kabelrohrblock, welcher das Unterwerk Gampel mit dem Portal Niedergesteln verbindet, wird gebaut.

Bild 8: Die TBM Steg nach erfolgreicher Auffahrung von 8,9 km Strecke im Hartgestein



6. Vortriebe ab Raron

Ende Juni/Anfang Juli 2003 soll der 4,9 km lange Sprengvortrieb ab Südportal Raron die Verzweigung Lötschen erreichen – dort, wo der Fensterstollen Steg in die Basistunnelröhre einmündet. Damit ist auch hier ein wichtiges Etappenziel erreicht. Gleich anschliessend erstellt die ARGE MaTrans in diesem Stück der Weströhre die Innenbeton-Schale, und zwar rückwärts, von der Verzweigung Lötschen zum Südportal Raron.

Die Tunnelbohrmaschine in der Oströhre hat die 7 km-Marke überschritten. Über Ostern wurde die stark geforderte Maschine einer planmässigen Revision unterzogen. Im Herbst dieses Jahres soll die TBM Raron dann in den von Ferden ausgesprengten Tunnel hineinfahren. Anschliessend beginnen auch hier die Innenbeton-Arbeiten, ebenfalls rückwärts gerichtet von der Losgrenze zum Südportal Raron. Ab Herbst 2003 sind damit am Lötschberg-Basistunnel keine Tunnelbohrmaschinen mehr am Werk.

7. Materialbewirtschaftung

Insgesamt fallen beim Bau des Lötschberg-Basistunnels rund 16 Mio. Tonnen Ausbruchmaterial an, welches in den beiden Materialbewirtschaftungszentren von Mitholz und Raron verwertet wird (Bild 9). Etwa 40 % des Ausbruch-

materials kann in Form von Betonzuschlagsstoffen und zum Bau der Installationsplätze sowie Dammschüttungen wiederverwertet werden. Damit kann sich der Lötschberg-Basistunnel vollständig mit eigenen Zuschlagstoffen versorgen. Bis Ende 2002 haben die beiden Materialbewirtschaftungszentren insgesamt 780'000 t Betonzuschlagsstoffe hergestellt. Ausbruchmaterial schlechterer Qualität gelangt hauptsächlich auf die nahegelegenen Enddeponien in Mitholz und im Raum Raron. Auf den Deponien Riedertal und Goler (Raron) sowie auf der Depo nie Bubichopf (bei Goppenstein) befasst man sich bereits mit der Endgestaltung, so dass die Förderbänder Ende 2003 bereits teilweise abgebrochen werden. Mit der sukzessiven Aufnahme der Beton-Arbeiten auf sämtlichen Baustellen wird die Betonkies-Produktion Ende 2003/Anfang 2004 ihren Höhepunkt erreichen.

Bild 9: Materialaufbereitung in Raron



8. Aussenbaustelle Raron: Rhonebrücke und Verknüpfung St. German

Wichtigstes Aussenbauwerk auf der Südseite des Basistunnels sind die beiden Rhonebrücken, welche das Südportal des Basistunnels mit der Walliser Simplonstrecke verbinden. Die 817 m lange Südbrücke ist bereits weit fortgeschritten, sechs Felder mit einer Spannweite von bis zu 65 m sind betoniert (Bild 10). Die Brücke hat einen begehbaren Hohlkasten-Querschnitt und wird mittels einem Vorschubgerüst gebaut. Die letzten Felder der Südbrücke, welche über die Simplonstrecke der SBB führen, erstellt die ARGE Rhonebrücken mit einem konventionellen Gerüst. Sämtliche Pfeiler der 554 m langen Nordbrücke sind erstellt und zur Zeit wird an den Widerlagern gearbeitet. Beide Brücken sollen im Jahre 2004 fertiggestellt sein. Die Dammschüttungsarbeiten zur Verknüpfung der neuen Basisstrecke mit der Simplonstrecke sind ebenfalls bereits ausgeführt.

Bild 10: Die Nordbrücke über die Rhone



9. Bahntechnische Ausrüstung

Mit Ausnahme der Sicherheitsanlagen, der Leitsysteme sowie der Schiebetore, Container und Schränke sind alle Aufträge im Bereich der bahntechnischen und mechanischen Ausrüstung des Tunnels an den Totalunternehmer ARGE Bahn Technik Lötschberg vergeben worden. Die Detailplanung läuft in allen Bahn Technikbereichen auf Hochtouren. Ein hoher Koordinationsbedarf ergibt sich nicht nur zwischen diesen einzelnen Bereichen, sondern auch zwischen den Aktivitäten der Rohbauarbeiten für den Tunnel (Rohbau 1) und den Innenausbauten (Rohbau 2) wie Wasserversorgung, Zentralenausbauten usw. des Tunnels. Im Herbst 2003 wird mit den Arbeiten der Bahn Technik-Installationsplätze Raron und Frutigen begonnen werden.

Vergleich TBM-Vortrieb/Sprengvortrieb im Baulos Raron aus der Sicht des Unternehmers

François Bertholet, Dipl. Bauing. HTL
Marti Tunnelbau AG, Bern

1. SPV versus TBM

Bei längeren Vortriebsstrecken stellt sich immer automatisch die Frage, welche Vortriebsmethode die geeignetere ist: Ein TBM-Vortrieb oder ein Sprengvortrieb. Welche Methode ist schneller, welche billiger, welche ist technisch sinnvoller, welche lässt sich auf Grund der geologischen Verhältnisse am besten ausführen? Fest steht: Beide Methoden haben ihre vorteilhaften und positiven Seiten.

Die nachfolgende Zusammenstellung möchte einen Vergleich der beiden Vortriebsmethoden TBM-Vortrieb und Sprengvortrieb anhand der parallel aufgefahrenen Tunnelabschnitte am Lötschberg-Basistunnel Abschnitt Süd ab Portal Raron aus der Sichtweise der Unternehmung vornehmen.

2. 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: Übersicht Vortriebe MaTrans



Der Stand der einzelnen Vortriebe zum Stichtag 12. Juni 2003 stellt sich wie folgt dar:

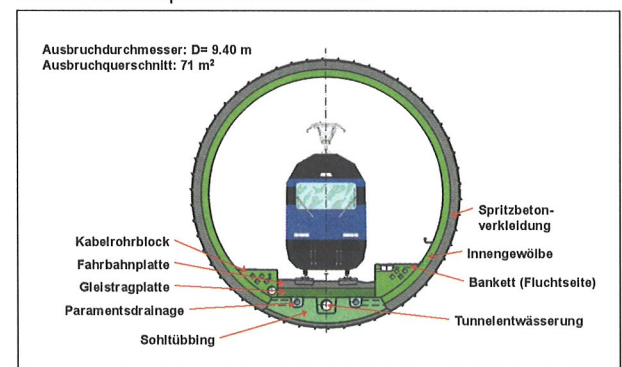
Die TBM Steg hat im September 2002 den TM 8'925 m erreicht und wurde anschliessend zum Portal zurückgefahren. Mit den Innenausbauarbeiten wurde in diesem Frühjahr begonnen.

Die TBM Raron steht derzeit bei TM 7'750. Der Durchschlag zum Los Ferden ist für Oktober 2003 geplant.

Der Sprengvortrieb Raron steht bei TM 4'390. Der Durchschlag bei TM 4'600 ist in den nächsten drei Wochen zu erwarten.

Mit den Ausbrucharbeiten für die Verzweigung und den Spurwechsel Lötschen wurde diesen Januar begonnen.

Bild 2: Normalprofil TBM-Vortrieb

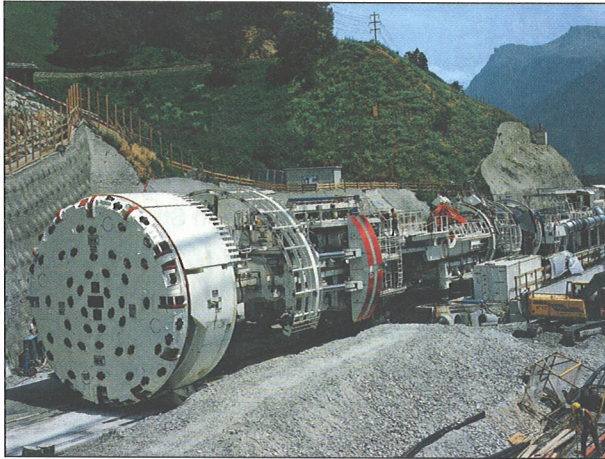


3. TBM-Vortrieb

Das Normalprofil im TBM-Vortrieb erfordert ein Ausbruchprofil mit einem Durchmesser von 9,40 m und einen Ausbruchquerschnitt von 71 m². Während des Vortriebs werden zur Felssicherung Anker, Bewehrungsnetze und Spritzbeton eingebaut. Im Sohlbereich wird ein vorgefertigter Sohlstützbügel versetzt. Nach Beendigung des Vortriebs erfolgt etappenweise in separaten Arbeitsgängen der Einbau der Gewölbeinnenschale, der Bankette mit den

Werkleitungen, der Tunnelentwässerung und der Fahrbahnplatte.

Bild 3: Hartgesteins-Tunnelbohrmaschine



Für die Ausbrucharbeiten wird eine offene Tunnelbohrmaschine verwendet, Fabrikat Herrenknecht. Der Bohrkopf bestückt mit 60 Rollenmeisseln spaltet den anstehenden Fels. Der drehende Bohrkopf nimmt das Material auf und übergibt es im Innern auf das Transportband.

Auf den Nachläufern befinden sich alle erforderlichen Logistik-Einrichtungen welche zum Einbau der Tübbinge, zum Aufbringen des Spritzbetons und zum Materialtransport benötigt werden. Die Einrichtungen der Ventilation, der Kühlung, sowie sämtliche hydraulische und elektrische Einrichtungen für den Antrieb befinden sich ebenfalls auf dem Nachlaufsystem. Zusammen ergibt sich eine Länge der TBM von 145 m und ein Gesamtgewicht von 1400 to.

Im anschliessenden Bereich hinter dem Bohrkopf erfolgt sofort der Einbau der Felssicherung bestehend aus Anker und Netzarmierung. Im Regelprofil erfolgt die Felssicherung systematisch nach Profiltypen. In guten Felsverhältnissen werden drei Meter lange Swellex-Anker 6 bis 8 Stück je Laufmeter Tunnel verwendet. Die Netzarmierung wird als Kopfschutz über ca. 220° Umfang eingebaut.

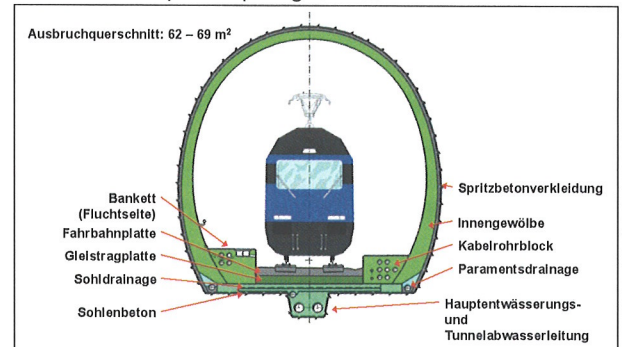
Im Nachläuferbereich wird der Spritzbeton in einer Stärke von 7 bis 10 cm appliziert.

30 m hinter dem Bohrkopf werden im Nachläuferbereich 1 die Sohlübbinge versetzt. Die Sohle ist somit befahrbar.

Die gesamte Versorgung des TBM-Vortriebs erfolgt im Gleisbetrieb mit jeweils 2 Gleisen im Tunnel. Einzig der Abtransport des Ausbruchmaterials wird mit einem Tun-

nelförderband, mit einer Kapazität von 1'000 to pro Stunde bewerkstelligt.

Bild 4: Normalprofil Sprengvortrieb



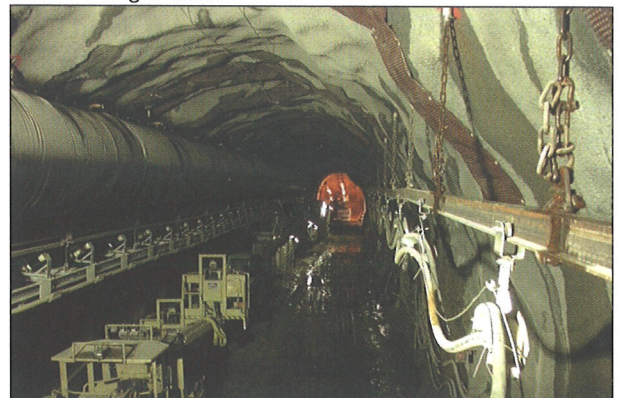
4. SPV-Vortrieb

Das Normalprofil im Sprengvortrieb erfordert ein Hufeisen-Ausbruchprofil mit einem Ausbruchquerschnitt von ca. 67 m². Während des Vortriebs werden zur Felssicherung Anker und Stahlfaser-Spritzbeton eingebaut. Nach Beendigung des Vortriebs erfolgt in weiteren separaten Arbeitsgängen, der Einbau der Tunnelentwässerung, die Gewölbeinnenschale, die Herstellung der Bankette mit den Werkleitungen und zuletzt die Fahrbahnplatte.

Für die Ausbrucharbeiten wird ein dreiarmer halbautomatischer Bohrjumbo mit Ladekorb verwendet, mit welchem die notwendigen Sprenglöcher und die Ankerbohrlöcher gebohrt werden.

Der Einsatz einer Hängebühne, welche sämtliche Installationen wie Rettungscontainer, Magazin, Luttenspeicher, Trafostation usw. aufnimmt, ermöglicht das gleichzeitige Nachziehen der Sohle.

Bild 5: Hängebühne



Die Hängebühne wird an vorher eingebauten Ankern aufgehängt und schrittweise mit dem laufenden Vortrieb mitgeführt.

Der Sprengvortrieb erfolgt nach dem bekannten Zyklus Bohren-Laden-Sprengen. Der Abschlag erfolgt im Parallelausbruch mit total 110 Bohrlöcher, davon 2 Zentrums-Grossloch-Bohrungen. Als Sprengstoff wird eine Sprengstoffemulsion angewendet. Die Abschlagslänge beträgt 4 m.

Das Ausbruchmaterial wird nach dem Sprengen mittels Pneulader, welche mit Seitenkippschaufeln ausgestattet sind, aufgenommen und in den Brecher gekippt. Dieser befindet sich ca. 50 m hinter der Ortsbrust. Im Brecher wird das Material in eine maximal zulässige Korngrösse von 200 mm gebrochen.

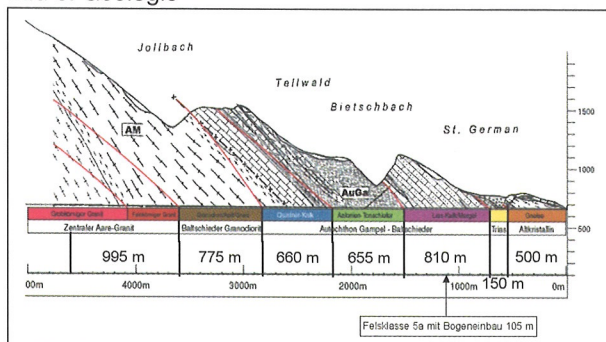
Anschliessend wird das Ausbruchmaterial, wie in der TBM-Röhre über ein Förderband zum Tunnelportal befördert und von dort über die Aussenbandanlage direkt der Materialaufbereitung zugeführt.

Unterhalb der Hängebühne erfolgt die Sohlreinigung und der Aushub des zentralen Mittelgrabens für die spätere Verlegung der Bergwasserleitung. Zur Versorgung des Vortriebsbereichs mit Beton wird eine Überfahrbrücke über die Sohlbaustelle verwendet. Die Sohle wird in Abschnitten von 10 m hergestellt. Dabei wird der notwendige Mittelgraben für die Bergwassersammelleitung ausgespart.

Die Versorgung des Sprengvortriebs erfolgt mit Pneufahrzeugen. Weil in der benachbarten TBM-Röhre ein Gleisbetrieb geführt wird, bestehen keine Umfahrungsmöglichkeiten. Damit ergibt sich eine klassische Linienbaustelle eines einspurigen Eisenbahntunnels mit nur einer Röhre.

5. Geologie

Bild 6: Geologie



Die Abbildung 6 ergibt einen Überblick der geologischen Formationen im Bereich der ersten 4'600 Tunnelmeter.

Der nachfolgende Vergleich basiert auf folgenden charakteristischen Felsabschnitten:

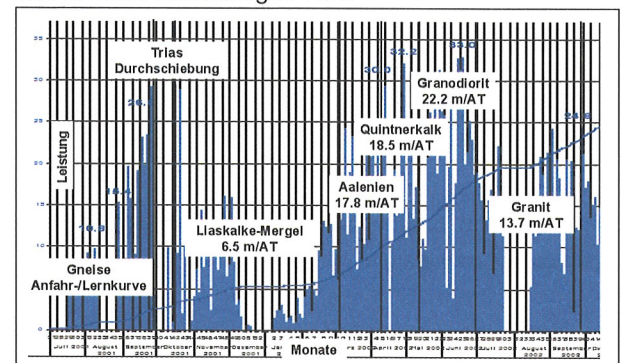
- Lias-Kalke und Mergel: gut bohrbar, jedoch schwierig durch die flach einfallende Schichtung.
- weiche Aalenien-Tonschiefer
- Quintnerkalk
- gneisige Granodiorit
- harter, abrasiver Aaregranit

Die Besonderheiten und Schwierigkeiten der geologischen Formationen werden im nachfolgenden Abschnitt zusammen mit den Vortriebsleistungen erläutert.

6. Vortriebsleistungen

Der vorliegende Vergleich stellt die Vortriebsleistungen der beiden Vortriebsmethoden gegenüber.

Bild 7: Vortriebsleistungen TBM



Die Abbildung 7 stellt die Aufzeichnung der TBM Vortriebsleistungen dar:

Im Weg-Zeit-Diagramm sind die Tagesleistungen als Säulen dargestellt. Die blaue Linie zeigt die kumuliert aufgefahrene Strecke.

Auffallend sind die sehr stark variierenden Einzeltagesleistungen. Die längeren Stillstände betreffen die beiden Ferienunterbrüche im Winter und Sommer.

Das Ein- und Anfahren der TBM erfolgte über die ersten 500 m in den Gneisen. Anschliessend wurde die TBM durch den Trias durchgeschoben.

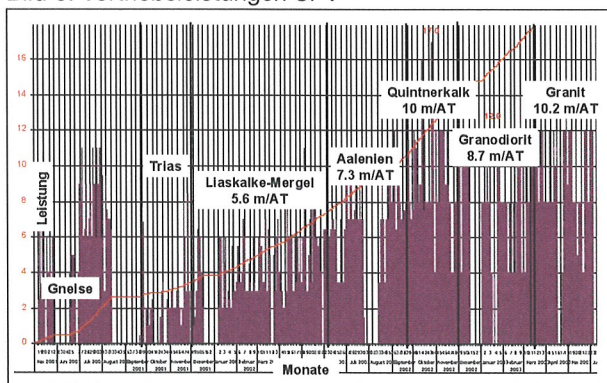
Der erste repräsentative Vortrieb erfolgte in den Lias-Kalke und Mergeln. In der Zone, wo die Schichtung sehr flach einfiel, wurden Leistungen von nur 3 bis 5 m/AT erreicht. Hier war ein Bogeneinbau erforderlich.

Eine Steigerung der Leistung konnte in den nachfolgenden drei Abschnitten erzielt werden.

Markant sanken die Vortriebsleistungen im Granit. Der Grund lag bei den bedeutend höheren Druckfestigkeiten und der grossen Abrasivität des angetroffenen Gesteins. Diese Felskennwerte spielen eine entscheidende Rolle auf Penetration, Anzahl Meisselwechsel, Zykluszeit und Verfügbarkeit der TBM.

Generell kann gesagt werden, dass die Vortriebsleistungen der TBM sehr variabel sind und stark von den Gesteinseigenschaften abhängen.

Bild 8: Vortriebsleistungen SPV



Die Abbildung 8 gibt die Vortriebsleistungen für den Sprengvortrieb wieder:

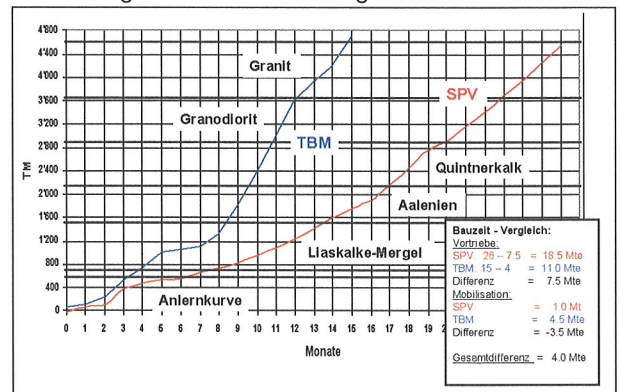
Ebenfalls nicht aussagekräftig für unseren Vergleich sind hier die ersten Abschnitte: Nach 500 m Vortrieb wurde die Hängebühne und die Logistik installiert. Anschliessend wurde der Trias aufgefahren.

In den folgenden drei Abschnitten konnte die Vortriebsleistung stetig gesteigert werden. Der Vortrieb in den Lias-Mergeln mit der Hängebühne stellte einen wichtigen Lernprozess dar. Das Einstellen der optimalen Abläufe, das Schaffen von Puffermöglichkeiten und das Kennenlernen der Arbeit mit der Hängebühne brauchte seine Zeit. In diesem Abschnitt wurde die Situation noch zusätzlich durch grösseren Bergwasseranfall und kürzere Abschlagslängen erschwert. Keine Probleme ergaben sich hingegen mit der flach einfallenden Schichtung.

Deutlich zu sehen ist, dass in den nachfolgenden geologischen Abschnitten die Vortriebsleistungen unabhängig der Felskennwerte erfolgt sind. Die Vortriebsleistungen im Sprengvortrieb hängen viel mehr von der Ausbruchsart und den möglichen Abschlagslängen ab.

Beim Sprengvortrieb konnte die ARGE MaTrans bisher folgende Spitzenleistungen erreichen: Maximale Tagesleistung am 26.10.2002 mit 17 Metern und maximale Monatsleistung im März 2003 mit 312 Metern.

Bild 9: Vergleich Vortriebsleistungen SPV/TBM



In der Abbildung 9 wird ein direkter Vergleich der beiden Vortriebe vorgenommen. Der Start der Vortriebe wurde auf den gleichen Zeitpunkt gesetzt. Die Neigungen der beiden Linien stellen die Vortriebsleistungen in den verschiedenen Felsabschnitten dar.

Die TBM benötigte für das Fräsen der gesamten Strecke von 4'600 m 15 Monate. Der SPV brauchte total 26 Monate.

Wird der Vergleich auf die Vergleichstrecke reduziert, so ergibt sich eine Vortriebszeit der TBM von 11 Monaten, und eine Vortriebszeit des SPV von 18,5 Monaten. Daraus ergibt sich ein zeitlicher Vorteil des TBM-Vortriebs von 7,5 Monaten gegenüber dem Sprengvortrieb.

Die Mobilisationszeit d. h. Evaluation, Kauf, Lieferzeit und Einrichten beträgt beim SPV ca. einen Monat. Bei der TBM wird aus Erfahrung eine Mobilisationszeit von ca. 9 Monaten angesetzt. Die Mobilisationszeit der TBM muss halbiert in der Betrachtung eingehen, weil sich der Einsatz einer solchen TBM nur über einer Strecke von mind. 8 km lohnt.

Aus der Gesamtbetrachtung ergibt sich ein Zeitvorteil von 4 Monaten zugunsten der TBM.

7. Kosten pro Laufmeter Tunnel

Ein Vergleich der entstanden Kosten pro aufgefahrener Laufmeter Tunnel wurde für die einzelnen geologischen Gesteinsabschnitte erstellt. Die untersuchten Werkkosten beinhalten den Vortrieb, resp. den Ausbruch, die Felssi-

cherung, das Überprofil und den Sohleneinbau sowie das Einrichten und Vorhalten der erforderlichen Baustelleneinrichtungen und stellen die reellen Herstellkosten des Unternehmers dar.

Drei qualitative Aussagen lassen sich hieraus ableiten:

1. Das Kostenbild der beiden Vortriebsmethoden sieht ähnlich aus wie ihre Vortriebsleistungen: Die Herstellungskosten für den Unternehmer sind massgebend abhängig von den erreichten Vortriebsleistungen, insbesondere bei der TBM.
2. Die Kosten beim Vortrieb TBM erhöhen sich schlagartig bei:
 - zusätzlichen, nicht systematischen Sicherungsmassnahmen, wie Bogeneinbau in den Liaskalken
 - hohem Meisselverschleiss und kleinen Penetrationen in stark abrasiven, harten Graniten.
3. Es gibt eindeutig keine preislich günstigste Vortriebsmethode.

8. Personaleinsatz

Der Vergleich des Personaleinsatzes ergibt folgendes Bild:

Im Sprengvortrieb werden 2 Vortriebsschichten mit jeweils 9 Mann und eine Wartungsschicht mit 8 Mann eingesetzt. Daneben existiert eine Sohlschicht mit 6 Mann und eine Schicht mit 3 Mann für die Bandwartung und -Unterhalt. Hieraus ergibt sich eine Personalstärke von 33 Mann pro Arbeitstag.

Dem gegenüber sind auf der TBM 2 Vortriebsschichten mit jeweils 16 Mann und eine Wartungsschicht mit 6 Mann im Einsatz. Daneben wird von einer Schicht mit 4 Mann die Bandanlage unterhalten. Die Gesamtpersonalstärke beträgt bei der TBM 44 Mann pro Arbeitstag.

Die TBM benötigt gegenüber dem Sprengvortrieb eine höhere Personalstärke.

9. Vortriebserschwerisse

In der Untersuchung der geeigneten Vortriebsmethode spielen geologische Störzonen eine wesentliche Rolle. Hierzu werden im folgenden zwei typische Beispiele angeführt:

Bild 10: Auswirkungen der Blockigkeit Ortsbrust im TBM und SPV



Blockigkeit:

Im massigen Granit haben sich während dem Vortrieb vermehrt grosse Blöcke aus der Ortsbrust gelöst. Die Grösse der Blöcke betrug bis zu 2,00 m Höhe, 1,50 m Breite und 80 cm Dicke.

Die einfallenden Felsblöcke stellten eine erhebliche Belastung für die TBM dar, da diese die Blöcke erst wie ein Brecher zerkleinern mussten, bevor sie durch die Räumern abgeführt werden konnten. Diese Belastungen führten zu Schäden an Meisseln, Räumern und Fördereinrichtungen. Durch den Schutz des Bohrkopfes führen die Ausbrüche aus der Ortsbrust infolge der Blockigkeit im TBM-Vortrieb zu keiner Gefährdung des Vortriebspersonals.

Im Sprengvortrieb wirkte sich die Blockigkeit im geringeren Umfang auf die Vortriebsleistungen aus. Die Blockigkeit stellte sich vielmehr als Sicherheitsproblem für Mannschaft und Geräte dar. Als Warnsignal für mögliche, einfallende Blöcke wurde die Ortsbrust eingespritzt. Sich öffnende Risse im Spritzbeton sollten einen Ausbruch ankündigen. Im Februar löste sich während den Bohrarbeiten ein 4 m³ Block und zerschlug eine Bohrlafette des Bohrjumbos. Vortriebsarbeiter wurden zum Glück nicht verletzt.

Einfallende Schichtung:

Ein interessanter Vergleich lässt sich bei den flach einfallenden Schichten in den Liaskalken darstellen.

Infolge einer Mobilisierung und Belastung von instabilen Schichtpaketen auf den Bohrkopf der TBM, musste ein Verklemmen des Verspannschildes befürchtet werden. Dank dem Ausfahren der Überschnittmeissel konnte dies jedoch verhindert werden. Das hinter dem Fingerschild in das Profil fallende Gesteinsmaterial verursachte Überprofil bis zu 1,50 m. Aus Sicherheits- und Stabilitätsgründen wurden in diesem Bereichen HEB Bögen eingebaut und anschliessend ausbetoniert.

Im Sprengvortrieb wurde der Einfluss der einfallenden Schichten kaum wahrgenommen. Dies konnte dank einer Anpassung des Bohrbildes nach Gespür und der geschickten Anordnung der Felsanker vor Ort erreicht werden. Zu erwähnen ist, dass auf diesem Abschnitt die Vortriebsleistung im SPV höher lag als mit der TBM.

Der Sprengvortrieb kann in solchen Situationen und Verhältnissen einfacher und schneller reagieren.

10. Arbeitssicherheit

Im Bezug auf Arbeitssicherheit ergibt der Vergleich zwischen TBM und SPV deutliche Unterschiede.

Die Bedingungen im Bezug auf Arbeitshygiene sind beim TBM-Vortrieb besser als beim Sprengvortrieb. Eine Gefährdung infolge Einbruch der Ortsbrust ist nicht vorhanden, es existieren konstante Lichtverhältnisse und die Zugänglichkeit zu den Aufenthaltsräumen, Toiletten und Waschmöglichkeiten sind besser als beim Sprengvortrieb. Dagegen sind die beengten Platzverhältnisse beim Meisselwechsel im Bohrkopf der TBM negativ zu beurteilen. Derartige beengte Platzverhältnisse sind im Sprengvortrieb eher nicht zu verzeichnen.

Die Betrachtung des Gesundheitsschutzes führt ebenfalls zu einer positiven Bewertung des TBM-Vortriebs. Durch fixe Installationen der TBM lassen sich vorhandene Luftbelastungen wie Staub beherrschen. Darüber hinaus sind die Luftbelastungen aus Deselemissionen unbedeutend und Luftbelastungen aus Sprengschwaden beim TBM-Vortrieb nicht vorhanden. Negativ müssen dagegen die Vibrationen der TBM im L1-Bereich und die hohen Arbeitsplatztemperaturen beim Meisselwechsel im Bohrkopf gewertet werden. Im Sprengvortrieb ist aufgrund des Brechereinsatzes eine hohe Staubbelastung in den Arbeitsbereichen vorhanden. Dagegen ist im Sprengvortrieb mit gleichmässigen Arbeitsplatztemperaturen zu rechnen. Negative Vibrationsbelastungen sind nicht vorhanden.

Die Unfallhäufigkeit im Sprengvortrieb fällt eher gering aus, kommt es aber dabei zu Unfällen, so handelt es sich hierbei um eher schwere Unfälle. Dagegen ist auf der TBM mit mehr Unfällen zu rechnen, welche aber in der Regel leichte Unfälle umfassen. Kommt es im Sprengvortrieb zu einem Unfall, so können die Rettungskräfte mit den Einsatzfahrzeugen bis vor Ort gelangen, dagegen beim TBM-Vortrieb ist die Zugänglichkeit nur über den Gleisbetrieb

mit den vorhandenen Stollenbahnen möglich.

11. Erfahrungen TBM

Der TBM Vortrieb ist ein mechanisierter, industrieller Vortrieb und muss entsprechend konzipiert sein. Die Auslegung der Einrichtungen muss auf die jeweilig grösstmögliche Bohrleistung erfolgen. Die Felssicherung soll nachlaufend direkt hinter dem Bohrkopf systematisch eingebaut werden können und keine vortriebsbestimmende Grösse darstellen. Der Sohleneinbau muss schnell und einfach erfolgen, vorfabrizierte Sohlübblinge sind vorzusehen. Ein rasches Befahren der vorderen Nachläuferbereiche mit den Bauzügen für Materialumschlag kann nur von Vorteil sein. Auf jede Arbeitsstelle der TBM gehört ein Spezialist, sei es der TBM-Fahrer, der Elektroniker oder der Bandverlängerer.

Damit hohe Vortriebsleistungen mit der TBM erreicht werden können, bedarf es neben der Vollmechanisierung klarer und einfacher Logistikabläufe. Die Anzahl von Schnittstellen ist zu minimieren. Besonders Grauzonen vor und nach den Schnittstellen sind klein zu halten. Die vom Gleisbetrieb unabhängige Förderband-Schutterung ist erforderlich und hat sich auch auf langen Distanzen bewährt. Eine systematische Wartung mit speziellen Unterhaltschichten ist ebenfalls Voraussetzung für eine hohe Vortriebsleistung. Die geologischen Verhältnisse stellen einen entscheidenden Faktor dar. Gleichbleibende, homogene gute Felsqualitäten über längere Strecken sind Bedingung.

Wird der geplante Sicherungsmiteleinbau nicht im vollen Umfange notwendig, so kann durch die Vergrösserung des Schalungsradius des Innengewölbes die Betonstärke optimiert werden. Damit lassen sich finanzielle Einsparungen ermöglichen.

12. Erfahrungen SPV

Durch den Einsatz einer Hängebühne hat die MaTrans auch den Sprengvortrieb mechanisiert. Nach den anfänglichen Startschwierigkeiten hat sich das System Hängebühne bewährt. Wie bereits erwähnt, war «ein sich zu Recht» finden mit der neuen Methode erforderlich. Es bedurfte insbesondere bei den Anwendern, sprich Mineuren, Vortriebsleuten und den Bauführern ein Umdenken in der Arbeitsphilosophie. Die Erfahrung mit der vollmechanisierten Bandschutterung hat besonders gezeigt, dass

notwendige Pufferzonen geschaffen werden müssen, damit bei auftretenden Störungen Ausweichmöglichkeiten bestehen. Wie im TBM Vortrieb sind Schnittstellen so weit als möglich zu minimieren.

Die Erfahrungen im Sprengvortrieb haben gezeigt, dass im Durchlaufbetrieb ein planmässiger, täglicher Unterhalt inkl. Wartung unerlässlich ist, insbesondere bei den Transportbandanlagen.

Der Sohlenausbau muss vom Vortrieb unabhängig organisiert werden, da eine direkte Abhängigkeit zum Vortrieb zu einer möglichen Vernachlässigung der Sohlbaustelle führt.

Ein einspuriger Bahntunnel besitzt keine Ausweichmöglichkeiten und verursacht für die Versorgung der Arbeitsstellen erhebliche Probleme. Gegenüber einem Strassentunnel sind hier geringere Platzverhältnisse vorhanden.

Eine saugende Bewetterung ist für lange Vortriebe einer blasenden Lüftung vorzuziehen. Klarere Luftverhältnisse im Bereich Brecher und Ortsbrust werden so geschaffen.

13. Zusammenfassung

Die gemachten Erfahrungen im SPV und im TBM im Vergleich haben gezeigt, dass es keine Pauschalrezepte gibt.

Wichtig bei der Wahl der jeweiligen Vortriebsmethode ist, dass die Organisation der Baustelle und der Einsatz der Einrichtungen so geplant werden, dass für den Sprengvortrieb die Ausrichtung auf Kontinuität der Leistungen und beim TBM-Vortrieb die Ausrichtung auf hohe Leistungen verfolgt werden kann.

Vergleich TBM-Vortrieb/Sprengvortrieb im Baulos Raron aus der Sicht des Projektgenieurs

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

Beim Bau der beiden Röhren des Lötschberg-Basistunnels auf der Südseite im Wallis hat sich eine Vortriebskonstellation entwickelt, welche sehr wahrscheinlich weltweit einmalig oder dann zumindest sehr selten ist: Auf einer über 4 km langen Strecke erfolgt in gleichen Felsverhältnissen und mit gleicher Ausbruchfläche ein paralleler Vortrieb mit einer Tunnelbohrmaschine in der Oströhre und einem Sprengvortrieb in der Weströhre.

Diese einmalige Konstellation, wo Tag um Tag der TBM-Vortrieb und der Sprengvortrieb Schulter an Schulter um Vortriebsmeter ringen, lädt natürlich ein, einen Vergleich zwischen Projekt und der Realität einerseits und zwischen dem TBM- und dem Spreng-Vortrieb andererseits anzustellen.

Nach einer kurzen Projektübersicht werden im folgenden Artikel die Gründe dargelegt, wieso es zu dieser einmaligen Konstellation TBM/SPV gekommen ist. Der anschliessende Vergleich zwischen dem TBM-Vortrieb und dem Sprengvortrieb wird sich auf die Punkte «Profiltypenverteilung», «Kosten», «Vortriebsgeschwindigkeiten» und «Materialbewirtschaftung» konzentrieren.

1. Die Projektübersicht

1.1 Das Portal Raron

Das Südportal des Lötschberg-Basistunnels im Rhonetal kommt östlich von Raron zu liegen. Von diesem Portal aus erfolgen die Arbeiten für das Baulos Raron.

Das Portal Raron schmiegt sich zwischen der Rhone, der Bergstrasse nach St. German/Ausserberg und dem bestehenden Kies- und Betonwerk der Firma Theler an den Nordhang an. Von dort werden einst Züge mit einer Geschwindigkeit von 160 km/h die Rhone mit einer bis zu 820 m langen Bahnbrücke queren und sich kurz vor Visp in die bestehende Tallinie einfädeln.

Auf engstem Raum befinden sich komplexe Anlagen. Die beiden durch Zufahrten jederzeit erreichbaren Tunnelaus-

gänge weisen einen Achsabstand von 30 m auf und liegen in diesem Bereich rund 18 m höher als die Rhone. Eine teilweise unterirdische Betriebszentrale und die im Hang gelegene lokale Leitstelle sorgen für die elektrische und bahntechnische Versorgung der Tunnel. Ein riesiges Absetz- und Rückhaltebecken gewährleistet das umweltgerechte Einleiten des Tunnelwassers in die Rhone und hält im Ereignisfall gefährliche Stoffe zurück. Die gesamte Portalanlage findet Platz auf einer Fläche von ca. 11'800 m², was der Grösse von zwei Fussballplätzen entspricht.

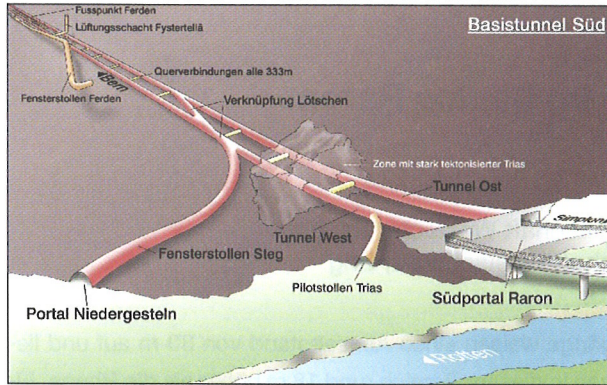
Die begrenzten Platzverhältnisse stellten hohe Anforderungen an die planenden Ingenieure und die ausführende Unternehmung. Auf mehreren Baustellen und verschiedenen Höhenniveaus wurde gleichzeitig gearbeitet. Mehr als 10'000 m³ Beton waren notwendig, um die 10–20 m hohen Stützmauern zu errichten. Die Termine waren gedrängt, um frühzeitig genug den Platz für die Montage der Tunnelbohrmaschine und die Bauinstallationen zur Verfügung stellen zu können.

1.2 Die Tunnelröhren

Das Baulos Raron, welches im April 2000 an das Konsortium MaTrans vergeben wurde, beinhaltet die Erstellung der ca. 10,2 km langen Oströhre und der ca. 4,9 km langen Weströhre.

Vom Portal Raron aus werden diese beiden Tunnelröhren nach Norden mit dem Lichtraumprofil «Lötschberg-Shuttle» vorgetrieben. Die parallel verlaufenden Röhren weisen eine Achsdistanz von 40 m auf und sind rund alle 330 m mit einem Querschlag verbunden. Die Oströhre wird auf einer Länge von ca. 10,2 km bis zum Durchstich mit dem Sprengvortrieb von Ferden im TBM-Vortrieb mit einem Nenndurchmesser von 9,4 m aufgefräst. Die Weströhre wird auf einer Länge von rund 4,9 km im steigenden Sprengvortrieb in Richtung der Verknüpfung Lötschen bis zum Durchstich mit dem TBM-Vortrieb ab Steg/Niedergesteln aufgefahren.

Bild 1: Tunnelröhren Ost und West des Bauloses Raron



1.3 Die Geologie

Der Lötchberg-Basistunnel verläuft zwischen Raron und Ferden mehrheitlich in kristallinen Gesteinen des unter das Helvetikum abtauchenden Aar-Massivs. Dieses stellt einen von mehreren Metamorphosen überprägten Gneis- und Schieferkomplex mit Amphiboliten dar, in den zwei mächtige Intrusivkörper, der Baltschieder Granodiorit und der Zentrale Aare-Granit, eingedrungen sind.

Am Portal des Ostrohres des Basistunnels in Raron findet sich eine Lockergesteinsstrecke von rund 50 m Länge und darauffolgende eine sehr kurze Sedimentstrecke mit einigen Metern Länge. Der Voreinschnitt des Westrohres kommt direkt im Kristallin zu liegen.

Nach einer Strecke von ca. 500 m im Altkristallinen Gneis wird eine bautechnische schwierige Trias/Lias Schuppenzone mit einer Mächtigkeit von ca. 150 m angetroffen, welche als Vorläufer das Autochthon Gampel-Baltschieder ankündigt. Diese Störzone wird aus Tonschiefern, Rauhwacke und Dolomit gebildet.

Im Anschluss an die Sedimente des Autochthon Gampel-Baltschieder, welche vorwiegend Kalke, Mergelkalke und Mergelschiefer des Malms und Dogger umfassen, gelangt man in den Baltschieder Granodiorit, welcher Granodiorite und granitische Gneise enthält.

Bei der Annäherung zu den Vortrieben des Bauloses Ferden gelangt man schlussendlich in das Aar-Massiv, welches schiefrige bis massige Gneise und untergeordnet kristalline Schiefer umfasst.

2. Die Wahl zwischen TBM und SPV

Wie kam es nun eigentlich zu dieser einmaligen Konstellation, dass auf einer langen Strecke zwei verschiedene

Vortriebsarten parallel zueinander angewandt wurden?

Die Geologie spielte einen wesentlichen Faktor für die Wahl der Vortriebsmethode: Im Allgemeinen konnten die felsmechanischen Kennwerte der zu durchfahrenden Formationen als mittel bis gut und somit als geeignet für einen TBM-Vortrieb bezeichnet werden. Hingegen bestätigten die Ergebnisse von Sondierbohrungen die Prognose, dass ohne vorgängige Sicherungsmassnahmen eine TBM die stark deformierten Tonschiefer- und Rauhwacke-Bereiche der Trias-Störzone nicht durchqueren kann.

Ende 1999 begannen deshalb die Arbeiten an einem Pilotstollen, um das Gebirge in der Trias/Lias-Schuppenzone in situ zu untersuchen. Der Stollen mit einem Querschnitt von ca. 22 m² wurde in einer ersten Phase bis zur Einmündung in die Achse des Tunnels West im Sprengvortrieb ausgeführt. Aufgrund der Resultate einer langen horizontalen Vorausböhrung in der Tunnelachse wurde Anfangs September 2000 entschieden, bis zum Trias vorzudringen. Mitte Dezember 2000 wurde der Tunnelmeter 495 erreicht und eine Bohrnische gesprengt. Die ab dieser Nische anhand mit zwei weiteren Sondierbohrungen gewonnen Erkenntnisse bestätigten die Prognose, dass ohne vorgängige Sicherungsmassnahmen die TBM die stark deformierte Tonschiefer- und Rauhwacke-Zone nicht durchqueren kann.

Im Januar 2001 wurde entschieden, den Trias im Tunnel Ost im Sprengvortrieb anhand einer Querung ab dem Tunnel West mit einem vergrößerten Tunnelquerschnitt im Teilausbruch zu durchhören und zu sichern. Ende April 2001 erreichte die Kalotte massives Dolomitgestein und somit war die heikle Zone vorbereitet für die Passage mit der TBM.

Anfangs Mai 2001 konnte die TBM in der Startröhre des Osttunnels mit den ersten Vortriebsmetern beginnen. Nach erfolgtem Durchschlag mit dem bereits im SPV ausgebrochen Teilstück im Trias/Lias wurde die TBM wiederum im gesunden Fels angesetzt, wo sie ihre Reise nach Ferden fortsetzen konnte und voraussichtlich im November 2003 mit dem Südvortrieb des Loses Ferden zusammentreffen wird.

Als zweiter Einflussfaktor ist der zeitliche Ablauf von politischen Entscheidungen zu nennen.

Da die definitive Linienführung des Transitastes Raron infolge einer Portalverlegung lange unter Diskussion stand,

war die Plangenehmigungsverfügung vorerst nur für den Ast Steg zeitgerecht vorhanden. Für den Ast Raron wurde die Verfügung zurückgestellt.

So kam es, dass für das Baulos Steg der TBM-Vortrieb über den Fensterstollen Steg einmündend in die Linienführung des Basistunnels West bis zum Durchschlag mit dem Sprengvortrieb von Ferden über eine Gesamtlänge von ca. 8,5 km vorgesehen wurde.

Weitere Einflüsse für die Wahl des Sprengvortriebes der verbleibenden Strecke des Tunnels West waren die relativ engen Platzverhältnisse beim Portal Raron sowie die kurze aufzufahrende Strecke.

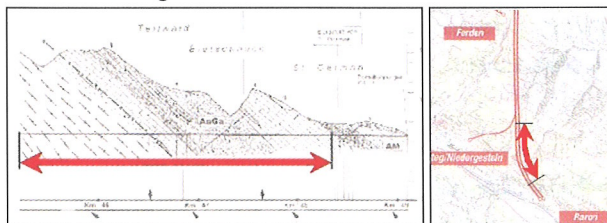
Somit wurde schlussendlich der Tunnel Ost im TBM-Vortrieb aufgefahren und der Tunnel West im Sprengvortrieb vervollständigt.

3. Der Vergleich der Vortriebe TBM und SPV

3.1 Die Auswahl der Vergleichsstrecke

Der Vergleich der beiden Vortriebsarten wird für die Strecke ab dem Ende der Trias-Störzone bis kurz vor die Einmündung in die Verzweigung Lötschen durchgeführt. Der Vergleichsabschnitt erstreckt sich somit auf einer Länge von ca. 3'400 m, mit einer maximalen Überdeckung von ca. 880 m.

Bild 2: Die Vergleichsstrecke



Alle nachfolgenden Aussagen, Vergleiche und Schlüsse beziehen sich auf die Eigenheiten der ausgewählten Vergleichsstrecke und können nicht unbedingt verallgemeinert werden.

Auf dieser Vergleichsstrecke werden folgende geologische Formationen durchörtert:

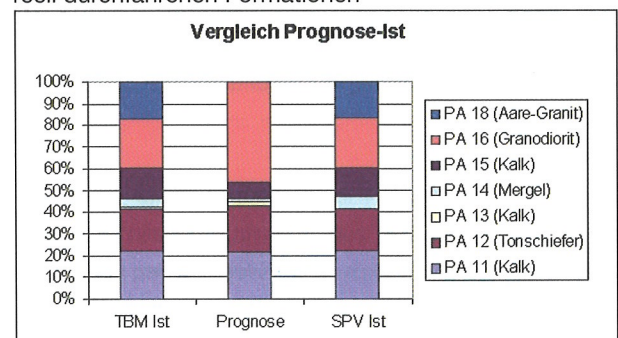
- auf ca. 22% der gesamten Strecke sind die Lias-Kalke anzutreffen
- auf ca. 24% der Strecke durchfährt man die Dogger-Formation mit Mergelschiefer, Tonschiefer und Kalkschiefer

- auf ca. 14% werden im Malm harte Kalke durchstossen
- der Baltschieder Granodiorit mit massigem Granodiorit und massigen granitischen Gneisen muss auf ca. 23% der Strecke durchörtert werden
- der Abschluss mit ca. 17% bildet der zentrale Aare-Granit mit Biotitgraniten

3.2 Vergleich der geologischen Prognose mit den reell durchfahrenen Formationen

Der Vergleich der geologischen Prognose, in der Mitte dargestellt, mit den reell durchfahrenen Formationen mit der TBM links und dem SPV rechts, zeigt auf, dass die prognostizierte geologische Abfolge sehr präzise war.

Bild 3: Vergleich der geologischen Prognose mit den reell durchfahrenen Formationen



Die einzig nennenswerte Abweichung bestand darin, dass die Granodiorit-Zone (PA 16, in rosa dargestellt) weniger lang als prognostiziert war, der PA 17 mit den altkristallinen Gneisen nicht angetroffen und dafür direkt in den zentralen Aare-Granit (PA 18) eingefahren wurde.

3.3 Die Profiltypen-Verteilung

Auf der nachfolgenden Tabelle Nr. 1 wird der Bezug zwischen den Ausbruchsklassen gemäss SIA 198 und den einzelnen Profiltypen für den Sprengvortrieb und dem TBM-Vortrieb aufgezeigt.

Die Profiltypen pro Ausbruchsklasse sind für den TBM- und den Sprengvortrieb jeweils nach den gleichen Prinzipien aufgebaut und weisen somit die gleiche Felssicherungs-Philosophie auf.

Es gilt zu bemerken, dass beim Sprengvortrieb der Profiltyp ESA3a, welcher normalerweise der Ausbruchsklasse SIA III entspricht, sich vom Profiltyp ESA1 in der Ausbruchsklasse SIA I nur dadurch unterscheidet, dass der Spritzbeton über den gesamten Umfang gezogen wird.

Da für die Verlegung der Drainage- und Abdichtungsfolien eine Spritzbetonschicht ohnehin von Nöten war und in Anbetracht der vernachlässigbaren Differenz im Ausbruchpreis der beiden Profiltypen, wurde deshalb entschlossen, den Profiltyp ESA3a anstelle des Profiltypes ESA1 anzuwenden.

Tabelle 1: Ausbruchsklassen SIA 198 und die Profiltypen

AK SIA 198	Typ Instabilität	Profiltyp SPV	Profiltyp TBM
I	Keine	ESA1	ET1a
II	Steinfall	ESA2	ET1b
	Bergschlagrisiko		ET2
III	Niederbruch	ESA3a	ET3a
	mittlerer Bergschlag	ESA3b	ET3b
IV	Grosser Niederbruch	ESA4a	ET4a
	erhebl. Bergschlag	ESA4b	ET4b
V	Verbruch	ESA5a	ET5a
	grosse Konvergenzen	ESA5b	ET5b

Die gleichen Überlegungen wurden für den Profiltyp ET3a beim TBM-Vortrieb angewandt, so dass direkt eine Trägerschicht für die Drainage/Abdichtung geschaffen werden konnte.

Beim TBM-Profiltyp ET3b kam der Einsatz der Überschneid-Rollenmeissel zum Einsatz, so dass das Ausbruchprofil bis auf 9,60 m vergrössert werden konnte.

Der TBM-Profiltyp ET4a beinhaltet das Versetzen von UNP-Stahlbögen im Firstbereich.

Im PA 11, den Lias Kalken war die prognostizierte Profiltypen-Verteilung für den SPV und den TBM-Vortrieb identisch und zwar mit Schwergewicht auf dem Profiltyp 3a. Der effektive Vortrieb im SPV entsprach dem Profiltyp 3a, es wurden keine speziellen Schwierigkeiten angetroffen. Beim TBM-Vortrieb musste durch die spezielle Lage der Schichten in den Kämpfen und Paramenten ein Ausknicken von Kalkbänken beobachtet werden. Als Antwort auf diese lokalen Unstabilitäten wurde einerseits anhand der Profiltypen 4a und 5a Stahlbögen eingebaut und andererseits im Anschluss eine Vergrösserung des Ausbruchprofils im Profiltyp 3b durchgeführt.

Im PA 12, den Tonschiefern im Dogger war die Prognose für TBM und SPV wiederum praktisch identisch, mit Schwergewicht auf dem Typ 3a. Hier wurden für beide Vortriebsarten keine nennenswerten Probleme angetroffen und die gesamte Strecke im Typ 3a durchfahren.

Der Prognoseabschnitt 13 mit dem Kalk des Doggers wurde nur beim TBM-Vortrieb auf einer kurzen Strecke angetroffen und dort wiederum mit einer Vergrösserung

des Querschnittes gemeistert.

Im PA 14, den Mergeln des Doggers und im PA 15, den Kalken des Malms wurde für den TBM-Vortrieb teilweise wiederum eine Vergrösserung des Querschnittes im Profiltyp 3a angewandt, um die lokalen Unstabilitäten in den Griff zu bekommen. Der Sprengvortrieb präsentierte sich wiederum in industrieller Anwendung im Profiltyp 3a.

Beim PA 16, dem Baltschieder Granodiorit, ist wiederum eine identische Prognose für die beiden Vortriebsarten zu verzeichnen und zwar mit Schwergewicht auf den Profiltypen 1, 2a und 3a. Diese Gesteinsart war für beide Vortriebsarten gut geeignet, was sich in der Anwendung des Profiltyps 3a ausdrückte.

Im PA 18, dem Aare-Granit kann die Anwendung des vergrösserten Ausbruchprofils 3b beim TBM-Vortrieb vor allem als prophylaktische Massnahme gegen möglichen Bergschlag erklärt werden. Das Sprengen zeigt wiederum in kontinuierlicher Art den Vortrieb im Profiltyp 3a auf.

Zusammengefasst kann bezüglich Profiltypenverteilung folgendes festgehalten werden:

Die reelle Profiltypen-Verteilung fällt günstiger aus, als wie in der Prognose angenommen. Vor allem der Sprengvortrieb konnte in industrieller Art mit dem gleichen Profiltyp durchgezogen werden. Die TBM reagiert empfindlicher auf lokale Unstabilitäten wie z.B. das Einknicken von Kalkbänken. Es mussten massivere Mittel als im SPV angewandt werden, um die Vortriebsprobleme in den Griff zu bekommen.

3.4 Die Kosten

Der erstellte Kosten-Vergleich zwischen dem TBM-Vortrieb und dem Sprengvortrieb basiert ausschliesslich auf den theoretischen Laufmeterkosten, wie sie gemäss projektierten Profiltypen anfallen.

Tabelle 2: Theoretische Laufmeterkosten TBM/SPV

AK	SPV	sFr./m'	TBM	sFr./m'	TBM/SPV
I	ESA1	2'960.-	ET1a	3'600.-	1.22
II	ESA2	3'300.-	ET2	3'880.-	1.18
III	ESA3a	5'320.-	ET3a	4'710.-	0.89
	ESA3b	5'710.-	ET3b	5'340.-	0.94
IV	ESA4a	10'740.-	ET4a	7'310.-	0.68
	ohne Bögen	7'110.-			1.03
V	ESA5a	16'090.-	ET5a	11'520.-	0.72

In den in der Tabelle Nr. 2 aufgeführten theoretischen Laufmeterkosten sind jeweils der Ausbruch und die Fels-

sicherung, beim TBM-Vortrieb auch der Sohlrübbling enthalten.

Als interessanter Vergleich kann das Verhältnis pro Ausbruchsklasse zwischen dem Laufmeterpreis des TBM-Vortriebs und des Sprengvortriebs erstellt werden. Dabei zeigt sich, dass für die Ausbruchsklassen I und II der TBM-Vortrieb gegenüber dem Sprengvortrieb ca. 20% teurer ist. Beim Wechsel in die Profiltypen III bis V wird hingegen der Sprengvortrieb teurer als der TBM-Vortrieb.

Anhand der effektiven Profiltypenverteilung und den theoretischen Laufmeterkosten pro Profiltyp können pro Prognoseabschnitt die mittleren Laufmeterkosten errechnet werden.

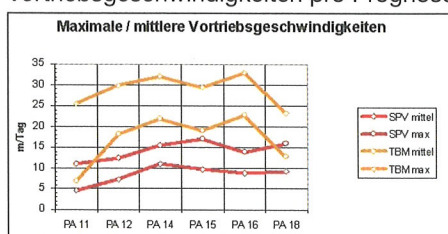
Es zeigt sich dabei, dass mit Ausnahme des PA 11, wo die TBM mit den lokalen Unstabilitäten des Lias-Kalkes zu kämpfen hatte, sich die mittleren theoretischen Laufmeterkosten für beide Vortriebsarten im gleichen Rahmen (zwischen 5'000.– bis 5'500.– sFr./lfm) halten. Der Prognose-Abschnitt 16 mit dem Baltschieder Granodiorit zeigt auf, dass dies praktisch der beste Abschnitt für die TBM innerhalb der Vergleichsstrecke war.

3.5 Die Vortriebsgeschwindigkeiten

Der Vergleich der mittleren und maximalen Vortriebsgeschwindigkeiten pro Prognoseabschnitt zeigt folgende Erkenntnisse auf:

Der Sprengvortrieb weist ab dem PA 14 eine konstante mittlere Tagesleistung von ca. 10 m/AT, mit Spitzenwerten von bis zu 17 m/Tag auf. Der TBM-Vortrieb weist seine besten Resultate im PA 16, dem Baltschieder Granodiorit, auf, mit einem Spitzenwert von 33 m/Tag. Im PA 11, dem Lias-Kalk weist die mittlere Leistung der TBM einen Knick auf, was auf die Schwierigkeiten mit dem Ausknicken der Kalkbänke zurückzuführen ist. Der Leistungsabfall der TBM im PA 18, dem Aare-Granit, ist auf die hohe Gesteinshärte zurückzuführen.

Bild 4: Mittlere und maximale Vortriebsgeschwindigkeiten pro Prognoseabschnitt



Als interessanter Vergleich können die Vortriebsgeschwindigkeiten der beiden Vortriebsarten einander gegenüber gestellt werden. Dabei zeigt vor allem das Verhältnis der maximalen Geschwindigkeiten die Bandbreite des Unterschiedes zwischen den Vortriebsgeschwindigkeiten TBM zu Sprengvortrieb auf. Demnach ist die TBM ca. 1,5 bis 2,5 mal schneller als der Sprengvortrieb.

Vergleicht man nun das Verhältnis zwischen mittlerer und maximaler Geschwindigkeit innerhalb einer Vortriebsart, so ergibt dies für beide Vortriebsarten ein ähnliches Verhältnis, welches ungefähr zwischen 1,5 und 1,7 liegt. Ausgenommen ist dabei der Prognose-Abschnitt 11 mit den Lias-Kalken.

Zusammengefasst können die Erkenntnisse aus dem Vergleich der Vortriebsgeschwindigkeiten folgendermassen dargestellt werden:

Die TBM weist 1,5 bis 2,5 mal höhere Geschwindigkeiten als der SPV vor, ist also im Mittel doppelt so schnell.

Die maximale Geschwindigkeit ist bei beiden Vortriebsarten um ca. 1,6 mal höher als die mittlere Geschwindigkeit.

Die TBM weist bei lokalen Instabilitäten grössere Vortriebseinbussen als der SPV vor und die Gesteinshärte und Abrasivität bewirken bei der TBM eine bedeutendere Vortriebseinbusse als beim SPV.

3.6 Die Materialbewirtschaftung

Das gesamte Ausbruchmaterial aus TBM- und Sprengvortrieb wird nach seiner Wiederverwendungsfähigkeit in 3 Materialklassen eingeteilt. Mit der Klasse 1 werden Betonzuschlagsstoffe und Kiessand I erzeugt. Material der Klasse 2 kann für die Herstellung von Kiessand II verwendet werden, während das Material der Klasse 3 sich für eine Wiederverwertung nicht eignet und zum Auffüllen von Kiesgruben, Steinbrüchen und Geländemodifikationen verwendet wird.

Die gesamte Materialaufbereitung des Lötschberg-Basistunnel Süd findet zentral auf dem ehemaligen Flugplatz Raron statt. Vom Portal Raron wird das Ausbruchmaterial per Förderband zu den einzelnen Aufbereitungsetappen der Materialbewirtschaftungsanlage Raron geführt.

Für die Wiederverwendung des Ausbruchmaterials zur Herstellung von Betonzuschlagsstoffen und Kiessand I

werden recht hohe Qualitäts-Anforderungen an das Rohmaterial gestellt: minimale Gesteinshärte, geringer Anteil an petrographisch ungeeigneten Komponenten, Potential zu einer Alkali-Aggregat-Reaktion nicht zu gross, durchschnittliche Korngrössenverteilung innerhalb des definierten Bereichs gemäss prEN12620, zulässige Variationsbreite der durchschnittlichen Korngrössenverteilung nicht überschritten, Sauberkeit und geeignete Kornform.

Die beiden Vortriebsarten TBM und Sprengvortrieb erzeugen vor allem bezüglich Korngrössenverteilung, Sauberkeit und Kornform unterschiedliche Ausgangsprodukte. Die Eignung bezüglich Gesteinshärte, Anteil an petrographisch ungeeigneter Komponenten und Potential für eine Alkali-Aggregat-Reaktion ist vor allem durch die durchgeführte geologische Formation vorbestimmt.

Gemäss Projekt wurde die Wiederverwertbarkeit des aus dem Vortrieb des TBM stammenden Ausbruchmaterials allgemein tiefer als der SPV eingestuft. Vor allem für die Zuschlagsstoffe Ortsbeton wurde davon ausgegangen, dass sich das TBM-Material für eine Wiederverwertung nicht eignet.

Heute, in der Realisierungsphase, kann festgehalten werden, dass durch eine Vermischung des TBM- und SPV-Materials sämtliches Rohmaterial der Klasse 1 für die Produktion von Betonzuschlagsstoffen verwendet werden kann. Der Ausschuss ist tiefer als geplant und beträgt ca. 25%, wovon die Hälfte als Schlamm anfällt und die andere Hälfte einen nicht klassierten Sand darstellt. Mit der Wiederaufbereitung des vermischten Rohmaterials TBM/SPV können pro aufbereiteter Einheit folgende Einzelkomponenten produziert werden: 0–4 mm: ca. 40%, 4–8 mm: ca. 22%, 8–16 mm: ca. 33% und 16–22 mm: ca. 5%. Der gesamte Bedarf für die Baustellen des Lötschberg-Basistunnels Süd präsentiert sich wie folgt: 0–4 mm: ca. 48%, 4–8 mm: ca. 22%, 8–16 mm: ca. 28% und 16–22 mm: ca. 2%. Da genügende K1-Material vorhanden ist, kann durch eine Überproduktion der leicht höhere Bedarf an den Feianteilen 0–4 mm abgedeckt werden.

Zusammengefasst kann also bezüglich Materialbewirtschaftung folgendes festgehalten werden: Der Bedarf an Zuschlagsstoffen kann durch die Wiederaufbereitung des Ausbruchmaterials gedeckt werden. Das aufbereitete TBM-Material wird ebenfalls für die Ortsbeton-Produktion verwendet. Die Prüfergebnisse zeigen, dass keine Qualitätsunterschiede zwischen Zuschlägen aus TBM/SPV zu erkennen sind. Dank der Vermischung TBM/SPV-Materi-

al kann die Produktion flexibler an den Bedarf angenähert und der Ausschuss relativ klein, d.h. bei ca. 25% gehalten werden.

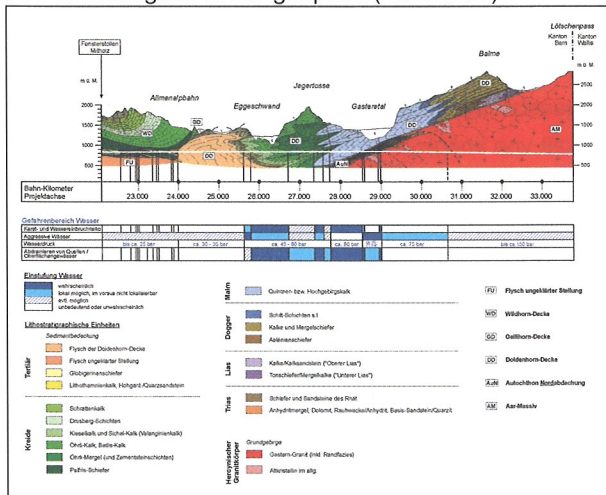
Erfahrungen mit der Vorauserkundung

Hans Jakob Ziegler, Dr. phil nat. Geologe
Kellerhals + Haefeli AG, Bern

1. Ausgangslage

Bei der geologischen Prognose für den Lötschberg-Basistunnel wurde auf die Gefährdung durch grössere Schlamm- und Wassereinträge im Bereich der verkarsteten Kalke der Doldenhorn-Decke hingewiesen (Bild 1). Da es sich dabei bezüglich Kosten und Termi- nen um ein erhebliches Projektrisiko handelte, wurden schon ab Projektbeginn Massnahmen studiert, welche diese Gefährdung auf ein tragbares Mass reduzieren können. Dabei ergab sich schon sehr rasch, dass diese Risikoreduzierung am besten mit einer effizienten Vorauserkundung des fraglichen Gebirgsbereiches während des Vortriebs erreicht werden kann. Je nach Resultat dieser Vorauserkundung sind zudem im noch nicht aufgefahre- nen Bereich zusätzliche Vorausmassnahmen durchzuführen.

Bild 1: Geologisches Längenprofil (Ausschnitt)



Daneben sollten aus Umwelt- und Kostenüberlegungen mögliche Beeinträchtigungen an der Oberfläche (z.B. Abdrainieren von Quellen etc.) durch den Bau des Lötschberg-Basistunnels möglichst gering sein. Dies führte zu Auflagen in der Plangenehmigungsverfügung (PGV) resp. in den Umweltverträglichkeitsprüfungen (UVP) mit einer Limite für die in der Doldenhorn-Decke abdrainierbare Wassermenge.

2. Vorauserkundungskonzept

Nach mehrjährigen Diskussionen unter Beizug von Experten sowie der Durchführung von in-situ-Versuchen wurde das Konzept folgendermassen festgelegt (vgl. auch Tunnel 4/2002 und Tunnel 4/2003):

- Jeweils 2 lange Bohrungen ab Tunnelbrust mit Preventer und Standrohr pro Röhre (jeweils eine gekernt und eine zerstörend).
- Aufnahme der Bohrungen mit dem Bohrlochscanner (als Kernersatz bei zerstörenden Bohrungen bzw. als Ergänzung des Kernbefundes).
- Aufnahme jeweils einer Bohrung pro Erkundungs- etappe mit dem Georadar (Ermittlung allfälliger Verkarstungen im und um den Tunnel).
- Hydrotests (Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit und des Verhaltens der Wasserzutritte zum Bohrloch).
- Gebirgstemperaturmessungen (rechtzeitiger Hinweis auf Anomalien).

Aufgrund der Resultate dieser Untersuchungen wurde dann das weitere Vorgehen für den Vortrieb festgelegt (Anzahl Jumbobohrungen, zusätzliche Erkundungsbohrungen, vorgängige Abdichtungsinjektionen etc.).

Während der Ausführung wurde dieses Konzept laufend den neuen Erfahrungen und Ergebnissen angepasst. Diese werden im folgenden kurz vorgestellt.

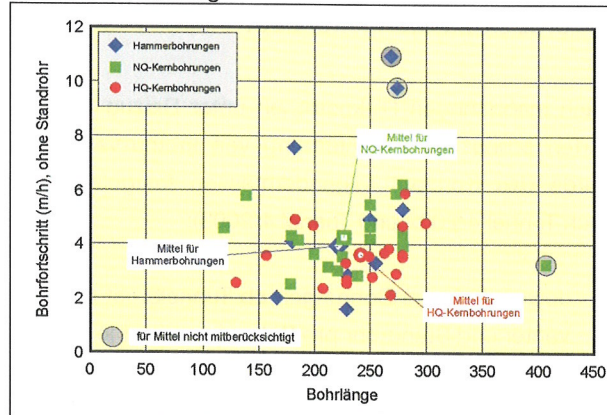
3. Bohrungen

Im Bereich der Kalke der Doldenhorn-Decke wurden insgesamt 51 Vorauserkundungsbohrungen mit einer Gesamtlänge von 14'145 m erstellt. Davon entfallen 24 Bohrungen mit 7'086 Bohrmeter auf die West- und 27 Bohrungen mit 7'059 Bohrmeter auf die Oströhre. 12 Bohrungen wurden zerstörend gebohrt (2'855 m) und die restlichen gekernt (5'935 m im Durchmesser HQ; 5'355 m im Durchmesser NQ). Sämtliche Bohrungen wurden zur

Kontrolle der geforderten Bohrgenauigkeit vermessen (wegen der Eindringtiefe des Georadars wurde eine Abweichung von maximal 10 m zum Tunnel toleriert).

Die Erfahrungen bezüglich Bohrart, Bohrdurchmesser, Bohrlänge, Bohrgenauigkeit und Kernqualität lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Bild 2: Bohrleistung



- Bei zerstörenden Bohrungen ist der Zeitbedarf nur wenig geringer als bei Kernbohrungen (Bild 2).
- Kernbohrungen sind eindeutig wirtschaftlicher, da sie geringere Abweichungen und deswegen grössere Nutzlängen aufweisen (Bild 3).
- Der Zeitverlust beim etwas grösseren HQ-Bohrdurchmesser ist im Vergleich zu NQ so gering, dass er wegen der besseren Richtungsstabilität und der grösseren Nutzlänge in Kauf genommen werden kann.
- Längere Bohrungen führen natürlicherweise zu rasch zunehmenden Round Trip-Zeiten und demzufolge zu

längeren Bohrzeiten. Deshalb sind Bohrlängen von mehr als rund 300 m bei Bohrungen ab Vortriebsbrust kaum wirtschaftlich.

- Eine unterschiedliche Kernqualität zwischen den HQ- (Kern-Ø ca. 70 mm) und den NQ-Kernen (Kern-Ø ca. 50 mm) konnte nicht festgestellt werden.

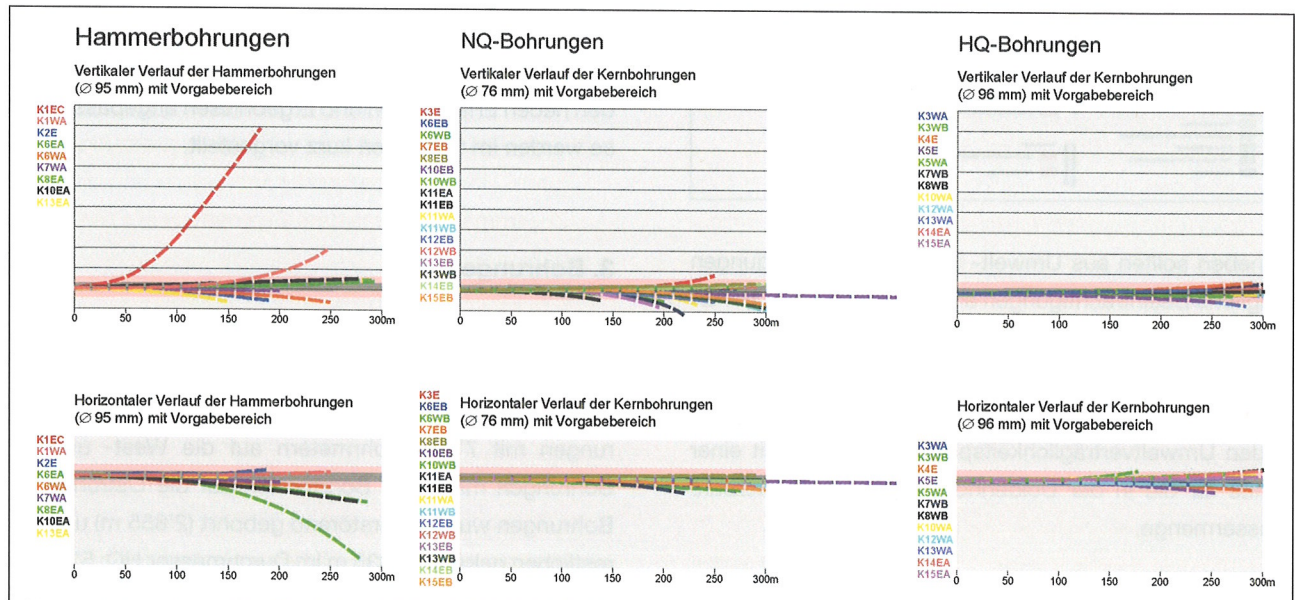
Die oben aufgeführten Nachteile der zerstörenden Bohrart (geringerer Zeitgewinn als erwartet, grössere Abweichungen) führten dazu, dass relativ rasch nur noch gekerkte Bohrungen ausgeführt wurden. Es ist aber zu vermuten, dass durch technische Verbesserungen (z.B. bessere Bohrhammerführung etc.) diese Nachteile in Zukunft weniger ins Gewicht fallen werden.

Damit langfristig keine unerwünschten und unkontrollierbaren Drainagen entstehen, wurden sämtliche Vorauserkundungsbohrungen nach Abschluss der Erkundungsarbeiten ausinjiziert. Insgesamt wurden in beiden Röhren rund 215 m³ Zement ins Gebirge injiziert und mit etwa 87 m³ die Bohrlöcher verfüllt. Dies hatte zudem den sehr erwünschten Nebeneffekt, dass die beim Vortrieb in den Tunnel eintretenden Wassermengen schon vorgängig etwas reduziert wurden.

4. Optischer Bohrlochscanner

In einigen der Bohrungen wurde der Bohrlochscanner eingesetzt. Die Aufnahmen erfolgten mit einer Geschwindigkeit von knapp 1 m/min. Diese Messungen sind nicht nur in zerstörenden Bohrungen sondern auch in Kernbohrungen sehr nützlich, da sie eine genaue Strukturanalyse (räumliche Lage) sowie die detaillierte Beurteilung

Bild 3: Bohrverlauf



der Wasserzutritte ermöglichen, welche an den Kernen normalerweise nicht mehr im ungestörten Gebirgsverband vorliegen (Kernverluste, stark zerbrochene Kerne, zusammengeschobene Kerne, Bild 4). Zudem erlauben sie eine kontinuierliche Kontrolle der Bohrlochvermessung. Dabei ergaben sich folgende Erfahrungen:

Bild 4: Bohrkern



- Nach Abschluss der Bohrarbeiten ist eine gute Reinigung des Bohrloches erforderlich.
- Grundsätzlich funktioniert der Bohrlochscanner auch in den NQ-Bohrungen, er ist aber in den HQ-Bohrungen deutlich effizienter (grössere Messstrecken und Messungen auch bei grösseren Wasserzutritten möglich, grössere Sicherheit für die Sonde, da die Messung mit Schutzrohr gemacht werden kann).
- Aufnahme in Bohrlöchern mit Wasserzutritten bis etwa 5 l/sec und Wasserdrücken von < 30 bar möglich. Bei mehr Wasser wird die Sicht durch die im Wasser entstehenden Turbulenzen stark eingeschränkt. Zudem entsteht dabei ein so grosser Widerstand, dass die Sonde kaum eingeführt werden kann.

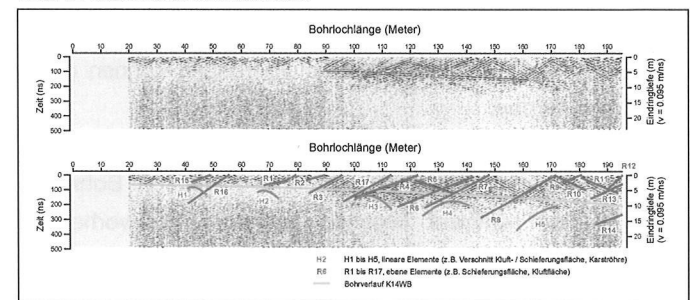
5. Georadar

Die komplette Ausrüstung bestand aus einer 100 MHz-Radarsonde (RAMAC), einem 400 m langen optischen Übertragungskabel und einer Kontrolleinheit (PC). Optio-

nal stand auch eine 50 MHz-Sonde zur Verfügung. Sämtliche Ausrüstungsgegenstände waren doppelt vorhanden. Das fertige Bohrloch wurde jeweils mit einem PVC-Liner (Innen $\varnothing > 56$ mm) ausgerüstet, in dem dann die Messsonde mit einem Handgestänge eingeschoben wurde. Die Dauer der Georadaraufnahmen lag zwischen 2 und 3 Stunden für eine 250-m-Bohrung, wobei schon bei der Aufnahme eine erste grobe Auswertung gemacht werden konnte. Die detaillierte Auswertung lag nach spätestens 24 h vor.

Die gemachten Erfahrungen betreffend Einsetzbarkeit und Leistungsfähigkeit können wie folgt zusammengefasst werden:

Bild 5: Georadaraufnahmen



- Die Apparatur besitzt eine ausgezeichnete Auflösung. So war das benachbarte Bohrloch ($\varnothing 96$ resp. 76 mm) jeweils deutlich sichtbar (Bild 5).
- Ausser in den Öhrli-Mergeln betrug die Eindringtiefe durchwegs mehr als die geforderten 10 m (teilweise bis über 30 m).
- Die Eindringtiefe ergibt zudem eine sehr nützliche Angabe über den Tongehalt im Gestein sowie die Gebirgsfestigkeit.
- In Bereichen, in denen auf dem Radargramm nichts festgestellt wurde, wurden auch nirgends wasserführende Strukturen angetroffen (Negativ-Aussage).
- Das Radargramm liefert keine absolute Information über die Lage und Art der einzelnen, erfassten Strukturen. Der Miteinbezug der Bohrkern und die enge Zusammenarbeit mit dem Geologen vor Ort sind deshalb unerlässlich.
- Wasserzutritte von mehr als etwa 5 l/sec erschweren resp. verunmöglichen Georadarmessungen (bei den vorhandenen Wasserdrücken von > 30 bar).
- Da es äusserst schwierig ist auf dem Markt einen nicht geschraubten Plastic-Liner ohne Muffen zu finden, sind die Georadarmessungen trotz der kleinen Messsonde vorzugsweise in Bohrungen im Durchmesser HQ (resp. 95 mm bei zerstörenden Bohrungen) auszuführen.

- Dank der Robustheit der ganzen Georadarausrüstung und der sorgfältigen Wartung traten während den ganzen 1,5 Jahren, in denen die Sonde im Einsatz war, keine technisch bedingten Ausfälle auf, die zu Verzögerungen im Erkundungsablauf geführt hätten.

6. Hydrotests

Zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit und der Druckverhältnisse sowie dem Verhalten der angefahrenen Wasserzutritte wurden Hydrotests gemacht. Es wurden zwei grundsätzlich unterschiedliche Testarten durchgeführt:

- Packertests mit pumpbarem Packersystem
- Auslauf-, Druck- und Interferenzversuche am Bohrlochkopf

Folgende generellen Schlussfolgerungen können gezogen werden:

- Falls nur ein bis zwei genügend weit vom Bohrlochkopf entfernt liegende Wasserzutritte vorhanden sind, ergeben die Versuche am Bohrlochkopf qualitativ gleich gute Resultate wie die wesentlich teureren und zeitintensiveren Packerversuche.
- Packerversuche erfordern wegen der geringen Distanz von einer Bohrung zur anderen auch Massnahmen im nicht getesteten Bohrloch (Beeinflussung).
- Versuche in wasserführenden Intervallen, die weniger als etwa 50 m von der Vortriebsbrust entfernt sind, sind meist mehr oder weniger stark durch den Vortrieb beeinflusst.

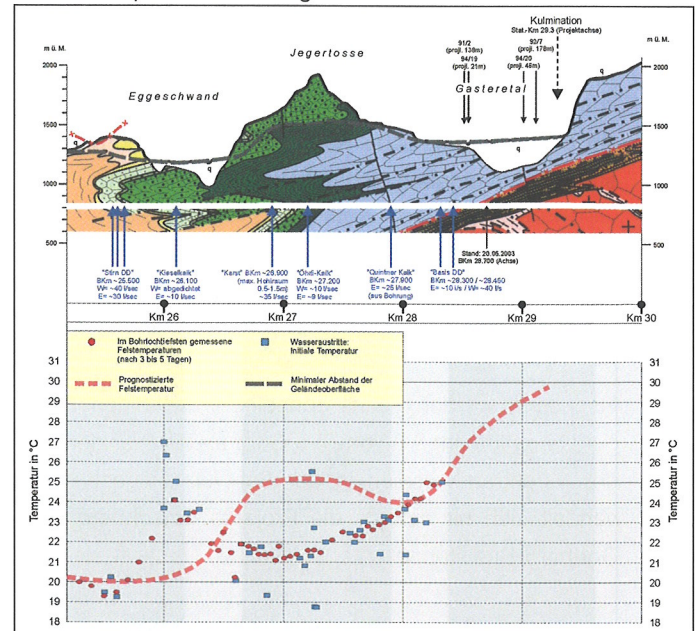
7. Temperaturmessungen

Grössere Wasserzutritte kündigen sich oft durch Temperaturanomalien an. Deshalb wurde regelmässig, d.h. alle 50 m, die Gebirgstemperatur in seitlichen, ca. 5 m tiefen Bohrlöchern bestimmt und mit der Prognose verglichen. Dies diente vor allem zur Detektierung von allfälligen Anomalien. Im Bild 6 sind die entsprechenden Resultate zusammen mit den beobachteten Wasserzutritten dargestellt. Sie zeigen deutlich eine kalte Anomalie bei km 25,6 und eine warme bei km 26. Beide sind mit entsprechenden Wasserzutritten verknüpft.

8. Schlussbemerkung

Das gesamte Vorauserkundungskonzept hat sich bewährt. So wurden jene Stellen, die eine Vorbehandlung er-

Bild 6: Temperaturmessungen

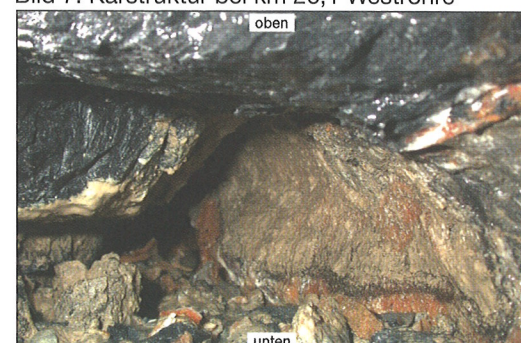


forderten, rechtzeitig erkannt. Zudem konnte der vorge-sehene Zeitbedarf eingehalten resp. teilweise deutlich unterschritten werden.

Die Karststruktur bei km 26,1 Weströhre (Bild 7) wurde vom Radar wohl detektiert, sie wurde aber nicht als solche interpretiert. Sämtliche anderen Resultate (Wassermengen, Trübung, Temperatur etc.) wiesen aber nicht auf eine stark wasserführende Karststruktur hin. Dies wurde mit dem Vortrieb bestätigt, weshalb auch für diesen Fall gesagt werden kann, dass die Vorauserkundung funktionierte.

Zum Schluss sei noch allen, die zum guten Gelingen dieser anspruchsvollen Arbeiten beigetragen haben, recht herzlich gedankt. Insbesondere gilt dieser Dank der Unternehmung SATCO, die äusserst flexibel auf die nicht immer genau programmierbaren Abläufe reagiert hat, und dem Bauherrn BLS AlpTransit AG, der dank seiner schlanken Führungsstruktur erheblich dazu beigetragen hat, dass der vorgegebene Zeitrahmen eingehalten werden konnte.

Bild 7: Karststruktur bei km 26,1 Weströhre



Entwicklungsschritte der Tunnelbohrmaschinen vom Lötschberg zum Gotthard

Gebhard Lehmann, Dipl.-Ing.; Herrenknecht AG, D-Schwanau

Karin Bäppler, Dipl.-Ing.; Herrenknecht AG, D-Schwanau

1. Einleitung

Insgesamt werden sechs Tunnelbohrmaschinen (TBM) der Herrenknecht AG vom Typ Gripper-TBM für den Bau der Alpentransversalen in der Schweiz eingesetzt. Es handelt sich hierbei um die Projekte Lötschberg- und Gotthard-Basistunnel.

Das Tunnelsystem des Lötschberg-Basistunnels besteht aus zwei richtungsgetrennten Einspurrohren. Der Regelabstand der beiden Röhren beträgt 40 m. Alle 333 m sind beide Tunnelröhren über Querschläge miteinander verbunden. Die beiden den TBM-Vortrieb betreffenden Tunnellose gliedern sich in die Lose Steg und Raron, die beide mit je einer einfachverspannten Gripper-TBM aufgeföhren werden.

Für den Bau des Gotthard-Basistunnels kommen vier Tunnelbohrmaschinen der Herrenknecht AG zum Einsatz, die insgesamt ca. 73 km Tunnel durch anspruchvollstes Gebirge aufföhren werden.

2. Rahmenbedingungen des Projekts Lötschbergstunnel Steg/Raron

2.1 Konstruktion TBM und Bohrkopf

Die TBM wurden entsprechend den in den Ausschreibungsunterlagen beschriebenen geologischen Verhältnissen konzipiert und entsprechen dem neuesten Stand der Technik.

Der Bohrkopf mit einem Durchmesser von 9,43 m ist mit 60 Stück 17" Schneidrollen bestückt. Davon befinden sich acht Disken im Zentrum und dreizehn im Kaliberbereich. Der Schneidspurabstand im Brustbereich beträgt 90 mm, der mittlere Schneidspurabstand über den gesamten Durchmesser beträgt 78,6 mm.

Das Bohrkopfschild ist sehr kurz gehalten. Damit ist eine sehr frühe Sicherung des Gebirges, möglichst nahe hinter dem Bohrkopf, realisierbar. Auch der Einbau von

Stahlmatten (permanenter Kopfschutz) kann so direkt hinter dem kurzen Bohrkopfschild ausgeführt werden.

2.2 Geologische Bedingungen beim Los Steg

Das Projekt Lötschbergstunnel sollte wie erwartet eine besondere Herausforderung für alle Beteiligten darstellen.

Anhand der geologischen Interpretation in der Ausschreibung stellten Verhältnisse wie Überdeckung, tektonische Spannungen und Abrasivität im Durchmesserbereich von 9,4 m eine Besonderheit im maschinellen Tunnelvortrieb dar.

Beide Tunnellose wurden mit je einer Tunnelvortriebsmaschine aufgeföhren. Die einzelnen Tunnellängen sind 8'925 Meter inklusive 1'230 Meter Option für das Los Steg und 10'008 Meter inklusive 770 Meter Option für das Los Raron.

Beim Los Steg traten nach etwa der Hälfte der aufgeföhrenen Vortriebsstrecke durch fein- bis grobkörnigen Granit, Gneis und Amphibiolit erste Anzeichen einer möglichen Änderung der Vortriebsleistung auf. Die Geologie erwies sich schwieriger als prognostiziert: Zum einen behinderte die Blockigkeit des Gesteins an der Ortsbrust erheblich den Abbau und den Abtransport des Aushubmaterials. Zum anderen überstieg die zunehmende Abrasivität des Gesteins bei weitem die Vorhersagen und führte zu extrem hohem Verschleiss an den Abbauwerkzeugen und den Räumern des Bohrkopfes.

Die verkürzten Werkzeugstandzeiten und die daraus resultierenden häufigeren bzw. ungeplanten Werkzeugwechsel führten zu einer Verringerung der zur Verfügung stehenden Vortriebszeit.

Die schwierigen geologischen Verhältnisse während der beiden Tunnelvortriebe am Lötschberg werden zunehmend auf die Konzeption der insgesamt vier Hartgesteinsmaschinen für den Gotthardbasistunnel, dem Herz-

stück der Nord-Süd-Bahnverbindung an der Gotthard-Achse, im Rahmen dieses Berichtes näher erläutert.

2.3 Chronologie des TBM-Vortriebs Steg

Der Vortriebsstart der für das Los Steg eingesetzten Gripper-TBM war im Oktober 2000. Der Vortrieb war mit anfänglich einer Vortriebsschicht und einer Wartungs- und Reparaturschicht organisiert. Im Januar 2001 wurde dann eine zweite Vortriebsschicht eingerichtet, so dass 24 Stunden pro Tag sieben Tage die Woche gearbeitet wurde.

Anfang Januar 2001, nach 1'756 Metern, minderte sich die Vortriebsleistung erheblich. Die Penetration sank von 14 mm/U auf 0 bis 2 mm/U trotz gleichbleibenden Drehmoments und Vortriebskraft. Ursache waren insgesamt 15 blockierte Rollen, die dazu führten, dass die Räumer und die Verschleissplatten bis auf die Struktur abgeschliffen wurden. Der Vortrieb wurde daraufhin zur provisorischen Instandsetzung der Schäden unterbrochen.

Nach 1'762 Metern wurde erstmals blockiges Gestein an der Ortsbrust angetroffen, das sowohl starken Verschleiss der instandgesetzten Räumer als auch der Schneidrollen und der Werkzeughalterungen zur Folge hatte.

Der Bohrkopf wurde im Juli 2001 während eines geplanten Betriebsunterbruchs saniert und mit neuen Verschleissplatten und Picks ausgestattet.

Nach 3'520 Metern traf man erneut auf extrem blockiges Material an der Ortsbrust.

Die Blöcke hatten eine Dimension von bis zu 3x3 m. Schneidspuren waren auf der teilweise vorlaufenden Ortsbrust nicht erkennbar, da Blöcke an der Ortsbrust ausbrachen. Der Bohrkopf wirkte als Brecher; Resultat waren starke Belastungen auf Rollen und Räumer. Dies hatte sich leistungsmindernd auf den Vortrieb ausgewirkt und aufgrund der Grossstückigkeit des Abraums zu Problemen am Förderband geführt.

Nach 4'000 Metern Vortrieb nahm die Abrasivität des Gesteins zu; an den Rollen wurden Temperaturen bis 200 °C gemessen.

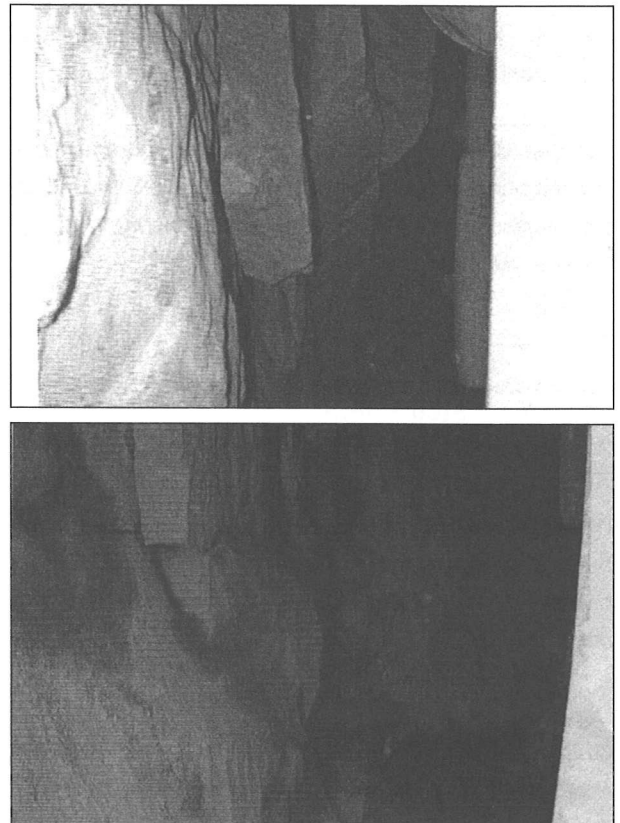
2.4 Blockiges Gebirge am Lötschberg-Steg-Tunnel

Beim TBM-Vortrieb des Loses Steg wurden schwierige Gesteinsverhältnisse an der Ortsbrust angetroffen. Dies war zurückzuführen auf das veränderte Gebirgsverhalten an der Ortsbrust, das mit einer Zunahme der Gesteinsdruckfestigkeit, der Abrasivität und der Blockigkeit verbunden war.

Die Blockigkeit hatte einen bedeutenden Einfluss auf den TBM-Vortrieb und führte zu starkem Verschleiss an den Werkzeugen und dem Bohrkopf. Die Verschleissintensität war weit höher als erwartet und führte zu längeren Stillstandszeiten und höheren Kosten.

Die sehr grossen Blöcke in lockerer Lagerung vor dem Bohrkopf konnten aufgrund der extremen Festigkeit und Härte nicht umgehend von den Disken in kleine Stücke gebrochen werden. Bild 1a + b zeigen Aufnahmen der Ortsbrust in Zonen blockigen Gesteins.

Bild 1a + b: Blockige Ortsbrustverhältnisse am Lötschberg-Steg-Tunnel

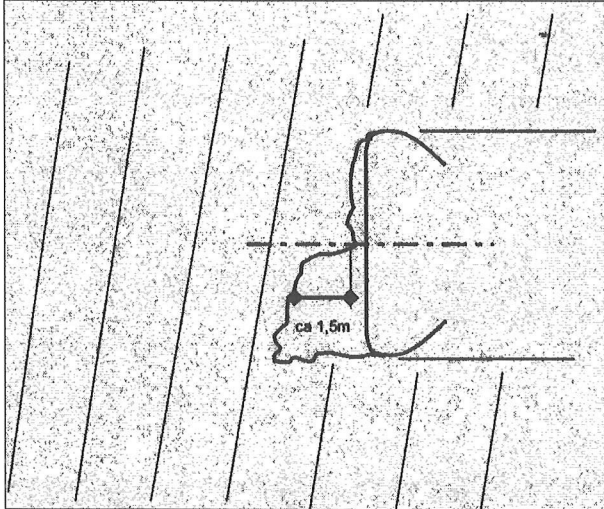


Die grossen, losen Felsplatten an der Ortsbrust resultierten in hohen Beanspruchungen der Disken. (Bild 1a + b).

In einigen Fällen traten vorlaufende Verbrüche in der Ortsbrust auf. Bild 2 stellt diese exemplarisch dar. Diese äusserst schwierigen Vortriebsverhältnisse verursachten u.a.

hohe Stossbelastungen auf die Disken sowie hohe Kippmomente auf den Bohrkopf und das Hauptlager. Die Blockigkeit führte auch zu sehr grossen Problemen beim Abbauprozess bezüglich des weiteren Materialtransports auf den Maschinenbändern.

Bild 2: Verbrüche an der Ortsbrust vor dem Bohrkopf



Als sehr ungewöhnlich erwiesen sich die blockigen Gesteinsverhältnisse dadurch, dass die Stabilität der Firste und der Seitenwände nicht beeinflusst wurde, obwohl Verbrüche im Brustbereich auftraten. Dieses Phänomen wurde in dieser Ausprägung erstmalig beim Stegtunnel angetroffen.

Bei bisher ausgeführten Tunnelbauprojekten mit blockigem Gebirgsverhalten traten Instabilitäten nicht nur an der Ortsbrust auf, sondern auch hinter dem Bohrkopf in der Firste und an der Tunnellaubung.

2.4.1 TBM-Design – blockiges Material

Aufgrund der oben beschriebenen geologischen Verhältnisse und der sich daraus ergebenden Schwierigkeiten, wurden die TBM und der Vortriebsablauf noch einmal anhand der neuen Erkenntnisse untersucht.

Wie für das Auffahren von blockigem Gestein gefordert, hat die TBM einen möglichst glattflächigen Bohrkopf mit vollkommen in die Bohrkopfstruktur eingelassenen Schneidrollenhalterungen. Die Schneidrollen sind über das Rollenmeisselgehäuse in die Stahlkonstruktion des Bohrkopfes eingebunden und sind vom rückwärtigen Bereich zu wechseln.

Der Bohrkopf ist glatt und eben, um mögliches verhaken in der Ortsbrust zu vermindern.

Das TBM-Design inklusive der Konstruktion des Bohrkopfes und der Abbauprozess sind für ein effektives Handling der Blöcke ausgelegt. Der Bohrkopf ist mit Plattierungen versehen, um die Bohrkopfstruktur vor Verschleiss zu schützen. Die maschinentechnischen Parameter wurden dem blockigen Gestein angepasst, indem die Anpresskraft und die Drehzahl des Bohrkopfes in diesen Zonen reduziert wurden, um Schocklasten auf die Schneidrollen und den Bohrkopf zu minimieren.

Besonderes Augenmerk wurde bei der Steg TBM auf die Blockigkeit des Gesteins gelegt. Die grundlegenden Designparameter der Steg TBM wurden mit anderen Hartgesteins-Vortrieben verglichen, bei denen ebenfalls blockiges Gebirge angetroffen wurde.

Wie bereits erwähnt charakterisiert die TBM den Stand der Technik mit einem flachen Bohrkopfprofil. Dieses Konzept ist optimal bei blockigem Gestein, die Firstsicherung kann sehr nahe der Ortsbrust eingebracht werden.

Zusätzlich hilft das flache Profil den Überhang der Ortsbrust im Bereich der Kalibermeissel zu reduzieren, der Abraum hat wenig Gelegenheit, sich im Aussenbereich zu verkeilen. Das Bohrkopfdesign stellt das wirksamste Konzept dar, der Blockigkeit zu begegnen und ermöglicht hohe Vortriebsraten in massiven Hartgesteinsverhältnissen.

Diese Ergebnisse sind v.a. in die Entwicklung der vier TBM für den Gotthardtunnel miteingeflossen.

2.4.2 Details Bohrkopfdesign – blockiges Material

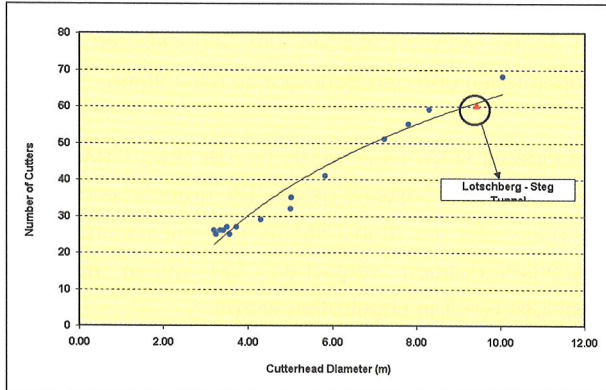
Bohrkopflayout

Mit insgesamt 60 Schneidrollen und einem mittleren Diskenabstand von 78,6 mm entspricht das Bohrkopfdesign dem einer typischen Hartgesteins-TBM (Bild 3). Der Bohrkopf Steg ist mit 17" Schneidrollen bestückt, die heutzutage die gängigste Grösse bei Hartgesteinsmaschinen darstellen. Sie kombinieren hohe Schneideffizienz mit guter Verschleisscharakteristik und Handhabbarkeit.

Das allgemeine Verhältnis Bohrkopfdurchmesser und Anzahl Schneidrollen inklusive der durchschnittlichen Trendlinie zeigt Bild 3.

Die Gesamtanzahl Schneidrollen am Bohrkopf Steg liegt nahe der Trendlinie. Diese zeigt die angemessene Anzahl an Rollen, wenn man sich an den empirischen Werten der historischen Hartgesteins-TBM-Daten orientiert.

Bild 3: Historische Hartgesteins-TBM-Daten: Anzahl Disken vs. Durchmesser



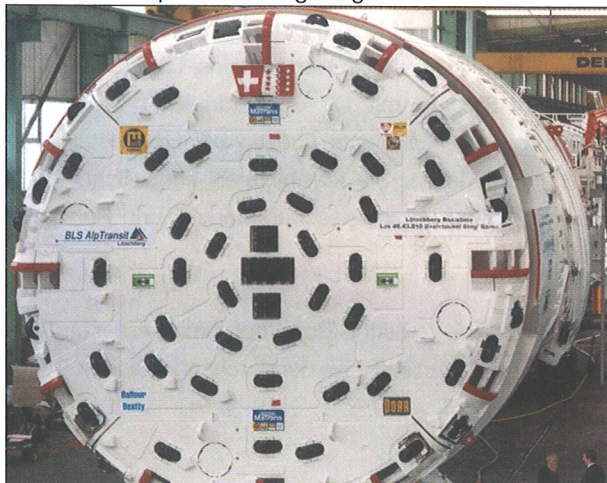
Anordnung der Schneidrollen

Grundsätzlich könnten die Schneidrollen beliebig auf dem Bohrkopf positioniert werden. Entscheidend für den Bohrvortrieb ist eine ausgewogene Anordnung der Schneidrollen und eine ausgewogene Belastung (Summe aller Kräfte) am Bohrkopf zu erreichen.

Die Schneidrollen der Steg TBM sind so positioniert, dass sie sich optimal in die Konstruktion des Bohrkopfes einfügen. Sie sind spiralförmig (in Doppelspiralen) angeordnet. (Siehe Bild 4.) Mit dieser Anordnung wird die grösstmögliche Bohrkopfstabilität erreicht, sowohl im Hinblick auf statische als auch dynamische Belastung. Die Schneideffizienz ist ebenfalls mittels eines Doppelt-Spiral-Musters maximiert.

Somit ist die TBM mit der wirksamsten Schneidrollenbestückung für den Abbau des Festgesteins und des blockigen Felsens optimal konzipiert.

Bild 4: Bohrkopf Lötschberg Steg/Raron



Räumeranordnung und -Design:

Generell liegen die Räumer im peripheren Bereich des Bohrkopfes zwecks Materialaufnahme im Sohlbereich des Tunnels.

Radiale Räumer halten die Ortsbrust bei einem Vortrieb in massiven Gesteinsformationen besser sauber als in blockigem Fels. Dort können sie ernsthafte Probleme hervorrufen, da sich die Blöcke in den Räumeröffnungen verkeilen. Dies bedingt eine enorme mechanische Belastung auf die Räumer und die Bohrkopfstruktur.

Beim Vortrieb in blockigem Fels werden die Räumeröffnungen für gewöhnlich durch aufgeschweisste Grillbars bzw. Kornabweiser verkleinert, um zu vermeiden, dass grosse Blöcke den Bohrkopf passieren und möglicherweise Schaden am TBM-Förderband verursachen.

Das Räumerdesign besteht ausschliesslich aus peripheren Räubern und ist damit optimal den Verhältnissen der Geologie und vor allem auch der Blockigkeit angepasst.

Maschinentechnische Parameter

Drehzahl Bohrkopf:

Die Drehzahl des Bohrkopfes ist variabel und beträgt max. 6,0 U/min. Die mögliche geringere Drehzahl ist insbesondere beim Durchfahren von blockigem Fels von Vorteil. Damit werden Schocklasten auf die Disken und die verschiedenen Bohrkopfkomponenten vermindert.

Antriebsleistung:

Die Lötschberg-TBM ist mit einem elektrischen Antrieb ausgestattet. Zehn Bohrkopfانtriebsmotoren generieren eine maximale Bohrkopfleistung von 3500 KW. Die Steg-TBM wurde speziell für schwierige geologische Verhältnisse in hartem massiven und abrasiven Fels ausgelegt. Ihr Konzept entspricht einer sehr leistungsstarken TBM mit einer maximalen Vortriebskapazität von 22'800 kN.

2.5 Résumé Lötschberg Steg/Raron

Die Tunnelbohrmaschinen verkörpern den Stand der Technik. Dies beinhaltet das Bohrkopflayout mit den gewählten Schneidrollentypen, deren Anordnung auf dem Bohrkopf, Spacing, Räumerdesign sowie die Maschinenspezifikationen wie Vortriebskraft, Drehmoment, Leistung und Drehzahl.

Eine detaillierte Analyse des TBM-Vortriebs Steg hinsichtlich Betrieb und Leistung ergab keine Probleme am TBM-Design. Das Maschinendesign basierte auf geprüften und von der Industrie akzeptierten Technologien und Designrichtlinien.

Analysen von Felddaten ergaben, dass der Auftragnehmer die TBM in jeder geologischen Gesteinsformation angemessen und entsprechend den Herstellerempfehlungen gefahren hat. Die Vortriebskraft und die Drehzahl wurden in den blockigen Zonen reduziert, um hohe Belastungen auf die Rollen zu vermeiden. In nicht blockigem, harten und massivem Fels wurde die Maschine mit der grösstmöglichen Vortriebskraft gefahren. Um maximale Penetrationsraten zu erzielen, wurde die TBM teilweise über der empfohlenen Schneidrollenlast von 267 kN mit bis zu 320 kN betrieben.

Die unter den oben genannten Rahmenbedingungen gesammelten Erfahrungen beim TBM-Vortrieb für das Los Steg waren von entscheidender Bedeutung bei der Durchführung des parallelen Loses Raron. Dort versuchte man, basierend auf den Kenntnissen von Steg die Vortriebsleistung zu optimieren, die mit Optimierungen im Bohrprozess und im Bereich der Felssicherung einhergehen.

Das Los Raron ist durch gebirgsdynamisches Verhalten mit Instabilitäten der Ortsbrust gekennzeichnet. In diesen kritischen Zonen erreichte man Vortriebsleistungen von 1 bis 4 Metern pro Tag.

3. Konstruktive Veränderungen an den Maschinen für das Los Amsteg, Bodio/Faido

Basierend auf den Erkenntnissen des Vortriebes für den Lötschbergbasistunnel wurden Optimierungen an den vier Gripper-TBM für den Gotthardtunnel durchgeführt; die Gripper-TBM entsprechen vom Grundkonzept den am Lötschberg eingesetzten TBMs. D.h. einfach gespannte Gripper-TBMs mit Vollausschub und entsprechender Nachläuferlogistik. Der Durchmesser der Maschinen ist unterschiedlich. Dieser variiert entsprechend den Anforderungen des fertigen Tunnelausbaus für das Nord- und Südlos am Gotthard.

Diese Maschinen setzen im Design neue Standards hinsichtlich der Standzeiten der Abbauprodukte sowie der Belastbarkeit des Bohrkopfes.

Im folgenden werden die grundlegenden Unterschiede bzw. Optimierungen der TBMs für das Auffahren des Gotthardbasistunnels erläutert.

Die wesentlichen Optimierungen wurden in den Bereichen Verschleisschutz Bohrkopf und Zugänglichkeit Bohrkopf getätigt.

Verschleisschutz Bohrkopf

Der Bohrkopf ist mit einem zusätzlich verstärkten Verschleisschutz im Kaliberbereich und an der Bohrkopfrückseite im Konusbereich ausgerüstet.

Die Räumer sind grösser dimensioniert, um den Verschleiss an den Räumeröffnungen zu minimieren. Die Räumer und der Verschleisschutz im Konusbereich grenzen direkt aneinander an. Verschleisserscheinungen im Zwischenbereich der beiden Werkzeuge sowie ein grösserer Angriff der Bohrkopfstruktur wird somit vermieden.

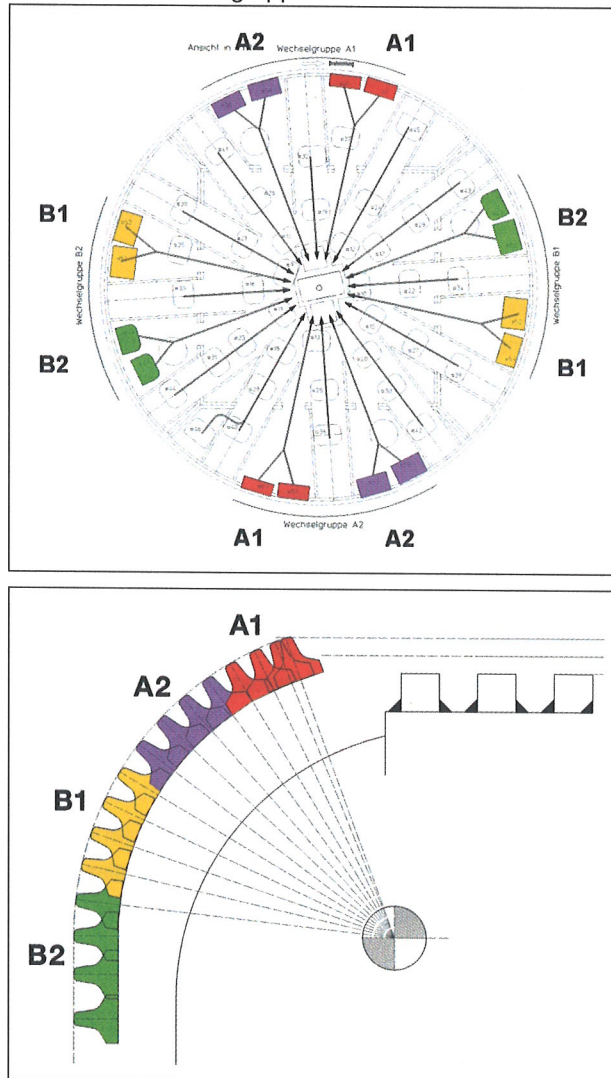
Zugänglichkeit der Schneidrollen

Die Zugänglichkeit der Schneidrollen wurde im Rahmen einer Optimierungsstudie analysiert. Diese schliesst auch die Erfahrungen aus den TBM-Vortrieben für den Lötschbergtunnel mit ein.

Die Schneidrollen stehen in direktem Kontakt mit dem anstehenden Gestein und sind somit primär dem direkten Verschleiss ausgesetzt. Die Studie der Zugänglichkeit des Bohrkopfes bezieht sich insbesondere auf die Anordnung der Schneidrollen auf dem Bohrkopf. Für einen einfachen und sicheren Werkzeugwechsel ist die Anordnung der Schneidrollen in Gruppen, die eine ähnliche Verschleissrate haben, hinsichtlich der Wechselqualität entscheidend. Je eine Wechselgruppe kann mit nur einer Zwischendrehung des Schneidrades gewechselt werden. Diese Strategie für den optimierten Werkzeugwechsel erlaubt, die TBM-Stillstandszeiten zu minimieren. Durch diese Einteilung in Gruppen für den Werkzeugwechsel können gleichzeitig mehrere Schneidrollen parallel in der Sohle gewechselt werden.

Dies wird exemplarisch an folgendem Beispiel (Bild 5a + b) erläutert.

Bild 5a + b: Wechselgruppen



Die Diskenpositionen des Aussenbereiches sind in 8 Gruppen zu je 2 Positionen angeordnet. Die Anordnung ergibt jeweils vier benachbarte Spuren in zwei gegenüberliegenden Gruppen (jeweils gleichfarbige Darstellung, siehe Bilder 5a + b). Die nächst folgenden vier Spuren sind in den gleichen Quadranten angeordnet.

Damit kann je eine der Wechselgruppen A1, A2, B1, B2 (4 Positionen) mit nur einer Zwischendrehung des Schneidrades gewechselt werden.

4. Fazit

Die grundlegenden Entwicklungsschritte hinsichtlich des TBM-Designs vom Lötschberg zum Gotthard stellen Optimierungen im Abbauprozess dar. Diese Anpassungen des Bohrkopflayout basieren auf den Erfahrungen, der beiden Vortriebe für den Lötschberg Steg- und Rarontunnel.

Das Gebirge bestand aus massivem, extrem festen Gestein mit teils erhöhter Abrasivität bis hin zu blockigem Gestein. Folge dieses geologisch anspruchsvollen Gebirges waren zum Teil grosse Leistungseinbussen während des Vortriebes.

Resultate der sehr präzisen Untersuchung des Vortriebsverlaufes inklusive der Betriebsparameter der beiden Lötschberg-TBMs, sowie ein Vergleich der schwierigen Gebirgsproblematik mit anderen TBM-Projekten, führte zu Optimierungen des Bohrkopfdesigns für die TBM-Lose des Gotthardbasistunnels.

Der Vortrieb der ersten einfachverspannten Gripper-TBM für das Los Bodio des Gotthardbasistunnels startete im November 2002. Der Vortrieb wird zeigen, ob die Optimierungen am Bohrkopflayout für den Gotthardtunnel Vorteile beim Auffahren der ersten 14 km durch die Penninische Gneiszone aufweisen.

Abdichtung und Innenausbau

Peter Ritz, Dr. sc. techn., Dipl. Bauing. ETH/SIA
Ingenieurgesellschaft Westschweiz, Brig

1. Problemstellung

Bei der Festlegung des Innenausbaus beim Lötschberg-Basistunnel stellte sich die Frage, ob über die ganze Tunnelstrecke von 34,5 km hinter dem Verkleidungsbeton ein vollständiges Abdichtungssystem bestehend aus einer Dichtungsbahn und einer Drainage eingebaut werden muss.

Bei der Entscheidungsfindung wurden die Anforderung an das Tunnelklima und die verwendeten Materialien, die Einwirkungen und die Wirtschaftlichkeit betrachtet. Im Weiteren galt es, eine Risikoabschätzung bezüglich ungewollten bzw. zu grossen Wassereintritten vorzunehmen und gewisse Rückfallebenen vorzusehen.

Die wesentlichsten Anforderungen an den Innenausbau der Tunnels sind folgende:

- Lebensdauer der Abdichtungssysteme und der Entwässerungsanlagen 100 Jahre
- Grössere Erneuerungen erst ab 50 und mehr Jahren
- Günstiges Tunnelklima für Lebensdauer der bahntechnischen Einrichtungen. Dabei wird von folgenden Arbeitshypothesen für bahntechnisch ausgerüstete Tunnelabschnitte ausgegangen:
 - Temperatur: Mittelwert $\leq 30^\circ\text{C}$, Maximalwert $\leq 35^\circ\text{C}$
 - relative Luftfeuchtigkeit: Mittelwert $\leq 70\%$, Maximalwert $\leq 80\%$
- Funktionstüchtigkeit der Drainage- und Entwässerungsleitungen sicherstellen

Dabei muss im Tunnel mit folgenden Einwirkungen gerechnet werden:

- Wasser
 - Wasseranfall
 - Druck bis 150 bar im ungestörten Gebirge
 - Temperatur bis 40°C
 - variierender Chemismus: Sulfatgehalt, alkalihaltige Wasser, überschüssige Kohlensäure, weiche/harte Wasser

- Gebirgsdruck
- Frost in Portalzonen
- Alkali-Aggregat-Reaktion im Beton
- Druckdifferenzen im Betriebszustand durch Bahnbetrieb
- durch Bahnbetrieb eingebrachte Schadstoffe
- Anprall

Ausgangspunkt für die Wahl der Abdichtung und/oder Drainage sind primär die vorgegebenen Klimawerte in den bahntechnisch ausgerüsteten Tunnels im Normalbetrieb. Weiter zu berücksichtigen sind betontechnologische Massnahmen, um unerwünschte chemische Zersetzungsprozesse im Beton zu verhindern. Zu erwähnen sind hier die Alkali-Aggregat-Reaktion und Schäden infolge von stark sulfathaltigem Wasser.

Die praktische Umsetzung dieser Anforderungen ist sehr komplex. Einerseits kann mit Hilfe von thermodynamischen Berechnungen unter Berücksichtigung des Luftaustausches unter Bahnbetrieb und einer künstlichen Lüftung auf einen akzeptablen Wassereintrag geschlossen werden. Andererseits kann über die Dichtungsklassen der STUVA die Anforderung bezüglich erlaubter Leckwassermenge bzw. zulässigem Wassereintrag (Feuchtstellen, Tropfstellen, Tropfwasser) festgelegt werden. Zur Wahl der Dichtigkeitsklasse dient auch die Weisung Bau GD 26/94 «Nutzungsanforderungen an neue Eisenbahntunnel» der SBB [1]. Beim Lötschberg-Basistunnel wurde aus praktischen Gründen der Weg über die Dichtigkeitsklassen nach STUVA gewählt.

Neben dem pragmatischen Vorgehen stellte man theoretische Überlegungen zum Wasserdurchfluss durch die Betoninnenschale an. Dabei wurden sowohl ungerissene als auch gerissene Zonen betrachtet. Mit Hilfe dieser theoretischen Betrachtungen können die massgebenden Einflussfaktoren erkannt werden.

2. Geologie und Hydrogeologie

Eine wichtige Grundlage für den Entscheid, ob und wie abgedichtet wird, ist selbstverständlich die Geologie und im Besonderen die Hydrogeologie.

In Bild 1 ist das geologische Längenprofil des Lötschberg-Basistunnels dargestellt. Vom Norden herkommend werden zuerst auf einer Länge von ca. 13 km die Wildhorn- und Doldenhorn-Decken mit Sandsteinen und Schiefern der Taveyannaz-Serie sowie Flysch, das Autochthon Nord, dann auf einer Länge von ca. 19 km das Aar-Massiv mit Gasterngranit, Altkristallin, Zentralem Aar-Granit und Baltschiedergranodiorit und im Süden schlussendlich auf einer Länge von ca. 2,5 km das Autochthon Gampel-Baltschieder mit Sedimenten der Trias, Lias, Dogger und Malm durchquert.

Auf dem Bild 2 ist der Südabschnitt mit dem prognostizierten maximal jährlich wiederkehrenden Wasseranfall dargestellt. Im Gasterngranit z. B. ist ein Wasseranfall von ca. 0,75 l/s km prognostiziert.

Bild 1: Geologisches Längenprofil

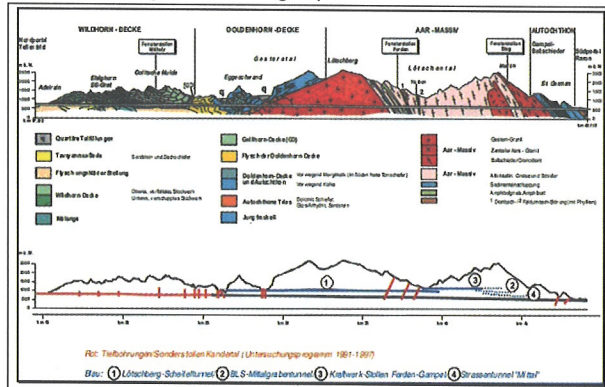
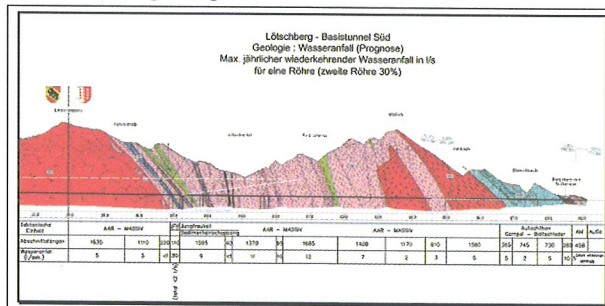


Bild 2: Hydrogeologie des Südabschnittes

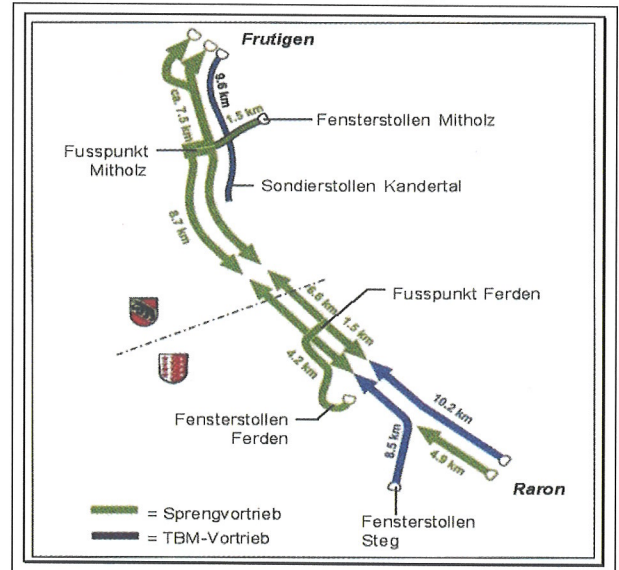


3. Normalprofile

Die Gestaltung des Innenausbaus, insbesondere die der Sohle ist beim Sprengvortrieb und beim TBM-Vortrieb verschieden: Aus Bild 3 sieht man, dass der ganze Nordteil, die Vortriebe von Ferden und der Tunnel West Ra-

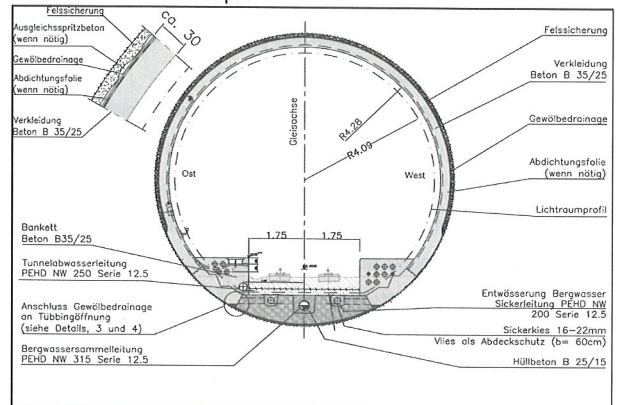
ron-Lötschen im Sprengvortrieb ausgebrochen wurden bzw. werden. Mit einer TBM werden der Tunnel West Niedergesteln – Losgrenze zu Ferden und der Tunnel Ost Raron – Losgrenze zu Ferden aufgeföhren.

Bild 3: Übersicht der Vortriebsmethoden



Das Bild 4 zeigt das Normalprofil beim TBM-Vortrieb. Der Gewölbeaufbau ist folgender: Felssicherung, Ausgleichsschicht mit Spritzbeton (wo erforderlich), Drainage, Abdichtungsfolie (wo erforderlich) und ca. 30 cm Ortsbeton.

Bild 4: TBM-Normalprofil



Die Sohle bildet ein vorfabrizierter Sohlüubbing, in dem die Bergwasserleitung und zwei Sickerleitungen eingebaut sind. Erwöhnt sei, dass die Entwässerung als Trennsystem konzipiert ist, d. h. Bergwasser und Tunnelabwasser werden getrennt abgeföhrt. Die Tübbinge sind mittels Öffnungen so gestaltet, dass von unten und seitlich das Bergwasser möglichst ungehindert zu den Drainageleitungen gelangen kann. Mit der Gewölbedrainage und dem durchlässigen Aufbau der Sohlüubbinge soll erreicht werden, dass der Tunnel um das Gewölbe und vor allem auch in der Sohle optimal drainiert wird. In Bild 5 ist der Anschluss der Gewölbedrainage an die Tübbingöffnung dargestellt.

Bild 5: TBM-Profil: Anschluss Gewölbedrainage an Tübbingöffnung

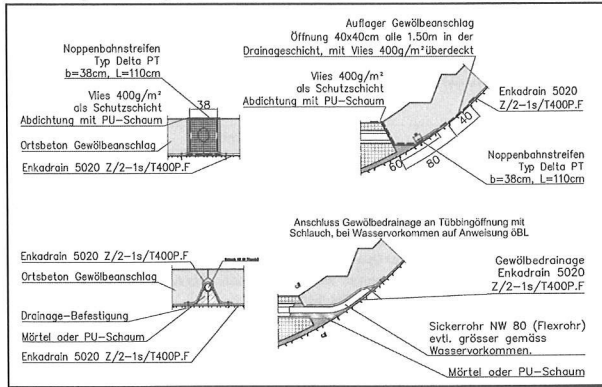
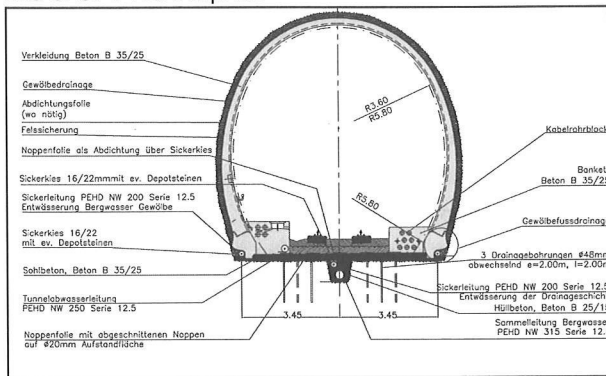


Bild 6: SPV-Normalprofil



In Bild 6 ist das Normalprofil des Sprengvortriebs dargestellt. Der Aufbau des Gewölbes ist analog zum TBM-Profil. Um den Wasserdruck in der Sohle zuverlässig abbauen zu können, wurden verschiedene Varianten untersucht. Die Wunschvariante wäre eine Kiesdrainage zwischen ausgebrochener Sohle und Gleistragplatte gewesen. Versuche, die an der ETH Lausanne durchgeführt wurden, zeigten, dass sich die Kiesschicht unter hohen Lastwechseln unregelmässig nachverdichtet. Diese Nachverdichtung würde zu unkontrollierbaren Setzungen führen, die für eine feste Fahrbahn nicht zulässig sind.

Schlussendlich wurde eine Lösung mit einer Noppenfolie, die zwischen Ausgleichsschicht und Gleistragplatte eingelegt wird, gewählt. Bei der Noppenfolie wird die Kopf-abdeckung abgeschnitten, dass ein Kontakt Beton auf Beton gewährleistet ist. Die Noppenfolie wird durch vertikale Drainagebohrungen Durchmesser 50 mm und einer Länge von ca. 2 m ergänzt. In Bereichen, wo wir es mit stark versinterungsanfälligem Wasser zu tun haben, werden zusätzlich Vorkehrungen zur Härtestabilisierung getroffen. Als kurzfristige Massnahme werden Depotsteine eingebaut. Ergänzend werden in kritischen Stellen Rohre eingelegt, um, falls nötig, dem Wasser mittels Dosieranlage einen Härtestabilisator beizumischen. In der Sohle sind drei Längssickerleitungen angeordnet, die selbstver-

ständig wie beim TBM-Profil über ca. alle 80 m angeordneten Schächte kontrolliert und unterhalten werden können.

4. Wahl der Drainage und Abdichtung

In Tabelle 1 ist eine Übersicht über die in Frage kommenden Abdichtungs- und/oder Drainagetypen dargestellt [2].

Tabelle 1: Übersicht über Drainage- und Abdichtungstypen

Nr	Beschrieb	Aufbau	Skizze	Einkaufrichtlinien ¹⁾
1	Vollabdichtung Drainmatte + Abdichtungsfolie	Aufbauzeichnung Drainmatte Abdichtung Verkleidungsbeton		• Tunnel trocken, aber mit viel Tropfwasser bis sehr feucht und kein Tropfasser
2	Vollabdichtung Drainmatte 10 m breit ca. alle 30 m Schutz-/ Trennschicht vollflächig (kompressibel) Abdichtungsfolie vollflächig	Aufbauzeichnung Drainmatte Abdichtungsfolie Verkleidungsbeton		• Wie 1 • In quellfähigem Gebirge
3	Drainmatte vollflächig Schutzschicht vollflächig	Aufbauzeichnung Drainmatte Drainage Verkleidungsbeton		• Tunnel trocken mit mässig Tropfwasser bis feucht ohne Tropfasser
4	Druckentlastung in Streifen Drainmatte 10 m breit, Abstand 2,0 m (4) bzw. variabel (5) ev. in Kombination mit Drainagebohrungen Schutzschicht als Trennschicht vollflächig	Aufbauzeichnung Drainmatte Drainagebohrungen Verkleidungsbeton		• 4 wie 3 in quellfähigem Gebirge • 5 in trockenem Gebirge, kein Tropfasser
5	Keine Abdichtung, ohne Trennschicht Wegen Risikofeld im Verkleidungsbeton nur bei Spitzbetonverkleidung	Aufbauzeichnung Drainagebohrungen Verkleidungsbeton		• Tunnel trocken • Nur bei Spitzbetonverkleidung

Beim Lötschberg-Basistunnel hat man sich entschieden, in den bahntechnisch ausgerüsteten Tunnels grundsätzlich entweder das volle Abdichtungssystem (Nr. 1) oder dort wo auf die Abdichtungsfolie verzichtet werden kann, eine vollflächige Drainage (Nr. 3) einzubauen. Unter Vollabdichtung wird eine sogenannte Regenschirmabdichtung, d. h. eine Gewölbeabdichtung bis zum Paramentfuss verstanden. Die Sohle ist nicht abgedichtet. In quellfähigen Abschnitten wird die Drainmatte gemäss Nr. 2 in Streifen eingebaut. Ausnahmsweise wird bei Kavernen, die in trockene Abschnitte zu liegen kommen, eine einschalige Verkleidung gemäss Nr. 6 eingebaut. Bei allen Typen werden lokale Wassereintritte separat gefasst und mittels Halbschalen und Noppenfolien direkt in die Drainageleitungen geführt.

Wie einleitend erwähnt, wurde beim Lötschberg-Basistunnel der Weg über die Dichtigkeitsklassen der STUVA gewählt, um das Klima im Tunnelinnern zu gewährleisten (Tabelle 2). Mit der Wahl der Dichtigkeitsklasse werden die Anforderungen festgelegt.

Tabelle 2: Definition der Dichtigkeitsklassen nach STUVA

Dichtigkeitsklasse	Feuchtigkeitscharakteristik	Gebrauchszweck	Definition	erlaubte tägliche Leckwassermenge in l/m ² , bei Referenzlängen von:	
				10m	100m
1	absolut trocken	Lager, Arbeitsräume	Auf der Innenseite der Verkleidung dürfen keine feuchten Stellen sichtbar sein	0.02	0.01
2	im wesentlichen trocken	frostgefährdete Abschnitte des Tunnels	Auf der Innenseite der Verkleidung können nur vereinzelte Feuchtestellen festgestellt werden	0.1	0.05
3	kapillare Feuchtigkeit	Tunnelstreckenabschnitte, wo Dichtigkeit nach Klasse 2 nicht gefordert ist	Auf der Innenseite der Verkleidung sind vereinzelte, lokal begrenzte Feucht-, aber keine Tropfstellen erkennbar	0.2	0.1
4	leichte Tropfstellen	Versorgungstunnel	Tropfasser an vereinzelten, lokal begrenzten Stellen erlaubt	0.5	0.2
5	Tropfasser	Abwassertunnel		1	0.5

In der Tabelle 3 sind für verschiedene Dichtigkeitsklassen die Leckwassermengen bzw. der Feuchtigkeitseintrag angegeben. Wenn z. B. Dichtigkeitsklasse 3 gefordert wird, akzeptiert man auf der Innenseite der Verkleidung vereinzelte lokal begrenzte Feucht-, aber keine Tropfstellen. Die erlaubte tägliche Leckwassermenge beträgt für eine Referenzlänge von 100 m 0,1 l/m². Umgerechnet auf das Normalprofil des Lötschberg-Basistunnels ist das bei einem angenommenen Profilumfang von 26 m etwa 30 g/s km. Dies würde etwa dem in verschiedenen Berechnungen der Aerodynamiker erwähnten zulässigen Wassereintrag von 35 g/s km entsprechen.

Tabelle 3: Umrechnung der täglichen Leckwassermengen in Feuchtigkeitseintrag

Dichtigkeitsklasse	Leckwassermenge (l/m ² *d)	Feuchtigkeitseintrag (g/s * km)
1	0.01	3
2	0.05	15
3	0.1	30
4	0.2	60
5	0.5	150
Grundlage: Profilumfang inkl. Sohle 26 m Referenzlänge 100 m		

In den Nutzungsanforderungen an neue Eisenbahntunnel sind für verschiedene Bauteile die geforderten Dichtigkeitsklassen festgelegt (Tabelle 4). Für das Gewölbe über der Fahrbahn ist Dichtigkeitsklasse 3 verlangt, wobei kein Tropfwasser akzeptiert wird.

Tabelle 4: Nutzungsanforderungen an neue Eisenbahntunnel (gemäss SBB-Weisung Bau GD 26/94)

Bauteil	Dichtigkeitsklasse	Bemerkungen
- Gewölbe über der Fahrbahn (zwischen den Randwegen)	DKL3	kein Tropfwasser
- Portalzonen, gesamter Querschnitt	DKL2	im Wesentlichen trocken
- Baudienstkammern und Technische Räume	DKL2	im Wesentlichen trocken
- übrige Bereiche	DKL4	leichte Tropfstellen

Die Definition der Dichtigkeitsklassen nach STUVA gelten für den voll ausgebauten Tunnel. Der Entscheid, welches Drainage-/Abdichtungssystem eingebaut ist, muss vor Einbau des Innengewölbes gefällt werden. Die Beobachtungszeit ist beim Lötschberg-Basistunnel in gewissen Abschnitten 1–2 Jahre, in anderen Abschnitten muss der Entscheid unmittelbar nach dem Ausbruch getroffen werden.

Der Entscheid, welcher Abdichtungstyp eingebaut wird, erfolgt auf Grund detaillierter Tunnelaufnahmen. Für die Aufnahmen vor Ort wurden detaillierte Vernässungsgrade festgelegt, wobei zwischen Schwitzwasser, Feuchtstellen

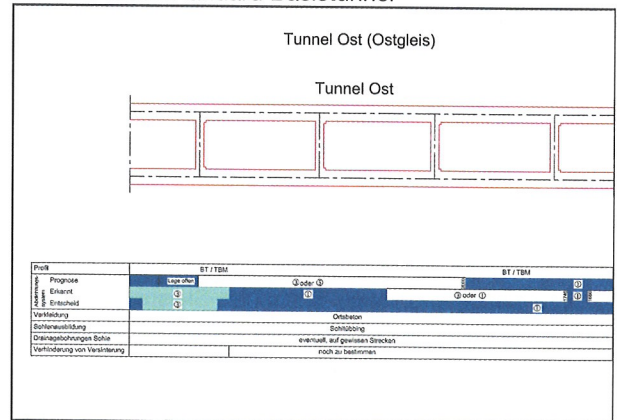
und Tropfwasser unterschieden wird (Tabelle 5).

Tabelle 5: Vernässungsgrad

Vernässungsgrad	Definition
trocken	keine Tropfstellen, kein Schwitzwasser. Der Anteil Feuchtstellen ist < 0.5% der Gewölbeoberfläche
mässig feucht	keine Tropfstellen, kein Schwitzwasser. Der Anteil Feuchtstellen ist < 10% der Gewölbeoberfläche
feucht	keine Tropfstellen, kein Schwitzwasser. Der Anteil Feuchtstellen ist < 50% der Gewölbeoberfläche
sehr feucht	keine Tropfstellen, kein Schwitzwasser. Der Anteil Feuchtstellen ist > 50% der Gewölbeoberfläche
leichte Tropfstellen	Tropfwasser oder Schwitzwasser an lokal begrenzten Stellen, durchschnittlich max. 1 Tropfstelle pro Abschnitt
mässig Tropfwasser	Tropfwasser oder Schwitzwasser an lokal begrenzten Stellen, 2 - 10 Stellen pro Abschnitt
häufig Tropfwasser	mehr als 10 Stellen Tropfwasser oder Schwitzwasser pro Abschnitt
alle Stufen, wenig gefasste Wassereintritte	max. 10 gefasste Wassereintritte pro Abschnitt von 200m
alle Stufen, häufig gefasste Wassereintritte	mehr als 10 gefasste Wassereintritte pro Abschnitt von 200m

Die Erkenntnisse werden in einem Plan eingetragen. Der Entscheid, welcher Drainage-/Abdichtungstyp einzubauen ist, wird schlussendlich unter Berücksichtigung weiterer Einflussfaktoren wie Frostgefahr, Versinterungsgefahr, Wasserchemismus u. a. getroffen (Bild 7).

Bild 7: Ausbaustandard Basistunnel



Nach dem heutigen Stand der Vortriebe kann gesagt werden, dass von den eisenbahntechnisch ausgerüsteten Tunnelabschnitten etwa 50 % mit einer Vollabdichtung und etwa 50 % mit einer vollflächigen Drainage ausgeführt werden.

5. Überprüfung der Drainage- und Abdichtungsmaterialien

Um die besonderen Gegebenheiten in den beiden Basistunnels Gotthard und Lötschberg zu berücksichtigen, wurde unter der Leitung einer speziellen Arbeitsgruppe Materialtechnik ein mehrstufiges Zulassungsverfahren für Abdichtungssysteme bestehend aus einer Drainageschicht und einer Abdichtungsfolie durchgeführt. Bei den an der EMPA Dübendorf und in-situ durchgeführten Ver-

suche wurde die Dauerhaftigkeit, das Dauerdruck-/Schubverhalten und praktische Verlegungseignung geprüft. Im Laufe des Verfahrens konnten die Anbieter ihre Materialien optimieren und nachbessern. Insbesondere musste wegen der speziellen Druckverhältnisse verschiedenes Drainagematerial verstärkt werden. In der Zwischenzeit erfüllen über 10 Abdichtungssysteme die gemäss Zulassung verlangten Anforderungen. Diesbezüglich wird auf den Beitrag «Abdichtungssysteme» von P. Flüeler an der AlpTransit-Tagung 2002 [3] hingewiesen.

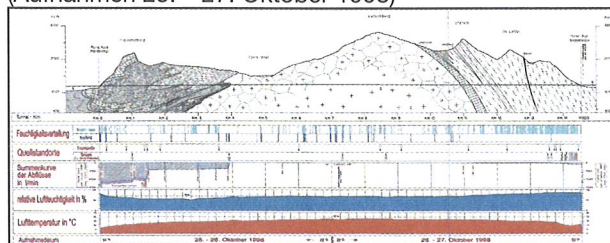
6. Ergänzende Betrachtungen

6.1 Beobachtungen im Lötschberg-Scheiteltunnel

Im 1913 eröffneten Scheiteltunnel des Lötschbergs wurden im Oktober 1998 die Feuchtigkeitsverteilung, Quellen bzw. konzentrierte Wassereintritte, die Abflüsse in Richtungen Nord und Süd, die relative Luftfeuchtigkeit sowie die Lufttemperatur gemessen. Die relative Luftfeuchtigkeit überstieg nur gerade im Bereich des Südportals 70 %. Die Temperatur lag auf der ganzen Länge unter 20 °C.

Der Lötschberg-Scheiteltunnel wurde seinerzeit in der Reihenfolge Kern, Kalotte, Strosse konventionell ausgebrochen und laufend mit Holzeinbau gesichert. Am Schluss wurde das Profil ausgemauert, wobei die Wandstärke von 0,40 bis 1,40 m variiert. Damals wurden keine weiteren Vorkehrungen zur Gewölbeabdichtung getroffen. Das Bergwasser wird über einen in Tunnelmitte angeordneten Wasserkanal abgeleitet. Auf die Oberfläche der Felssohle wurde eine Kies- bzw. Schotterschicht aufgebracht. Mit der gewählten Bauweise erreicht man eine sehr gute natürliche Drainage zwischen Felsoberfläche und Verkleidung sowie vor allem in der Sohle.

Bild 8: Feuchtigkeitsverteilung im Scheiteltunnel (Aufnahmen 25. – 27. Oktober 1998)



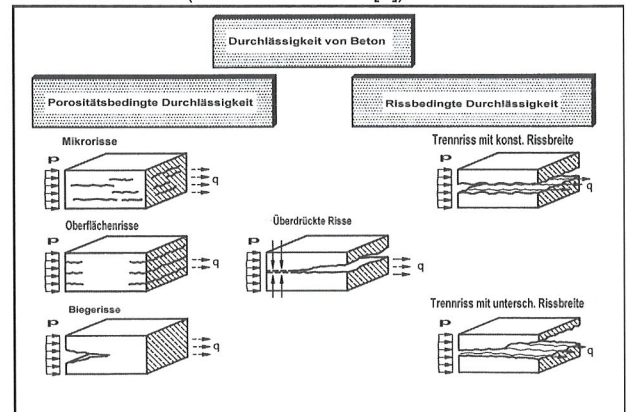
6.2 Wassereintrag durch Innengewölbe

Für die Tunnelabschnitte, in denen auf eine Abdichtungsfolie verzichtet werden soll und bei den abgedichteten Strecken mit defekten Stellen interessiert der Wassereintrag durch den Beton des Innengewölbes [4], [5], [6], [7].

Beim Flüssigkeitstransport durch den Beton ist zwischen zwei Transportmechanismen zu unterscheiden (Bild 9):

- Flüssigkeitstransport bei porositätsbedingter Durchlässigkeit (Kapillarkräfte, Dampfdiffusion und äusserer Wasserdruck)
- Flüssigkeitstransport bei durchgehenden Trennrissen und sich öffnenden Arbeitsfugen

Bild 9: Wassertransport durch Beton infolge Porosität und/oder Risse (Edvardsen 1996 [2])



Porositätsbedingte Durchlässigkeit

Die Grundgleichung zur Beschreibung des Flüssigkeitstransports ist die Navier-Stokes-Gleichung, die aus der Kontinuitäts- und Impulsgleichung der Strömungsmechanik resultiert. Für eine inkompressible Flüssigkeit wie Wasser gilt:

Navier-Stokes-Gleichung

$$f_i - \nabla p + \frac{\xi}{\rho} \Delta (\operatorname{div} v_i) = \frac{dv_i}{dt}$$

f_i	Massenkräfte in i-Richtung
∇p	Gradient des äusseren Drucks
ξ	Viskosität
v_i	Fließgeschwindigkeit in i-Richtung
t	Zeit
ρ	Dichte

Für einen stationären Flüssigkeitstransport kann aus der Navier-Stokes-Gleichung die wohlbekannte Sickerströmungsformel nach Darcy hergeleitet werden.

Strömungsgesetz nach Darcy

$$u = k \Delta p$$

u	Fließgeschwindigkeit [m/s]
k	Darcy-Permeabilität [m/s]
Δp	Druckdifferenz

Mit Hilfe des Darcy-Gesetzes kann unter Berücksichtigung der Art der Porosität sowie der Dichte und Viskosität der Flüssigkeit die Durchflussmenge berechnet werden.

Erweitertes Darcy-Gesetz

$$q = K \frac{A \Delta p}{\xi d}$$

q	Durchflussmenge [m ³ /s]
K	spezifischer Permeabilitätskoeffizient [m ³]
A	Querschnittsfläche [m ²]
d	Dicke Bauteil [m]
ξ	dynamische Viskosität [m Pa s]
Δp	Druckdifferenz [Pa]
gesättigtes Medium:	keine Kapillarkräfte, treibende Kraft ist Druckdifferenz
ungesättigtes Medium:	Druckdifferenz und Kapillarkräfte

Eine quantitative Abschätzung zeigt, dass der Wassereintrag durch den ungerissenen Beton infolge von einem kleinen äusseren Wasserdruck und/oder infolge Kapillarkräfte klein und praktisch vernachlässigbar ist. Nimmt man einen äusseren Wasserdruck von 0,05 bar an, erhält man für eine 30 cm starke Innenschale einen Wassereintrag von einigen Gramm pro Kilometer und Sekunde.

Trennrisse

Der Wassereintrag durch einen durchgehenden Riss kann mit Hilfe der modifizierten Hagen-Poiseuille-Gleichung abgeschätzt werden [4].

$$q = \xi \frac{g L l b w^3}{12 \nu} = \xi q_{th}$$

q	Durchfluss [m ³ /s]
q _{th}	Durchfluss nach Poiseuille (glatte Flanken) [m ³ /s]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
L	Risslänge [m]
l	Druckgradient = $\frac{\Delta p}{b}$ [m WS/m]
b	Dicke des Bauteils [m]
w	Rissbreite [m]
ξ	kinematische Viskosität [m ² /s]
ν	Durchflussbeiwert [1 > ξ > 0]

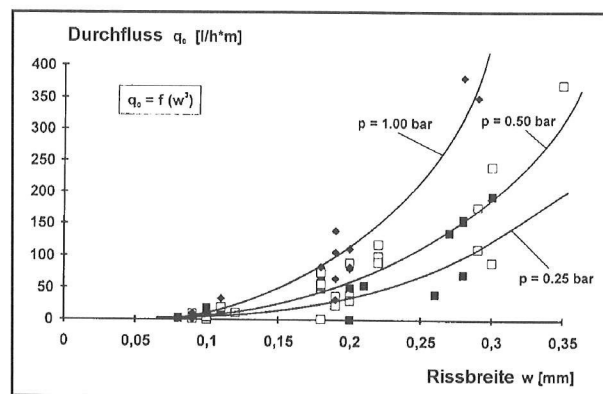
Angaben über den Durchflussbeiwert findet man u. a. in [2]. Je nach Rissbreite, Wasserdruck und betrachtete Zeit variiert dieser Wert zwischen etwa 0,1 und 0,4. Für Risse in den Arbeitsfugen ist ξ mit etwa 0,5 anzusetzen.

Aus obiger Gleichung ist ersichtlich, dass der Durchfluss von der dritten Potenz der Rissbreite und linear vom äusseren Wasserdruck abhängt. Wichtig ist die Erkenntnis, dass bei Null Wasserdruck die Durchflussmenge ebenfalls Null ist. Im Bild 8 ist der Wasserdurchfluss in Abhängigkeit der Rissbreite und der Druckdifferenz dargestellt [4]. Je nach Rissverteilung und Rissbreiten sowie Druckdifferenz variiert der theoretische Wassereintrag sehr stark. Unter der Annahme von einem Aussendruck von

0,05 bar (stehendes Wasser) und einer Rissbreite von 0,1 mm (Rissverteilung geschätzt) ist der theoretische Wassereintrag etwa 350 g/km s. Erhöht sich die Rissbreite bei gleicher Rissbreite und gleichem Aussendruck auf 0,2 mm, erhöht sich der theoretische Wassereintrag auf 2'400 g/km s.

Bild 10: Wasserdurchfluss durch Trennrisse (nach Edvardsen 1996 [2])

Folgerungen



Aus den theoretischen Betrachtungen bezüglich Wassereintrag können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Beim Vorhandensein von Wasser auf der Gewölbeaussenseite ist der Wassereintrag in das Tunnelinnere praktisch nur von der Anzahl und Grösse der Trennrisse und dem Wasserdruck abhängig.
- Auf eine Abdichtungsfolie darf nur dann verzichtet werden, wenn der Wasserzutritt aus dem Gebirge klein ist oder wenn der Wasserdruck zwischen Fels bzw. Spritzbeton und Innenschale praktisch auf Null abgebaut wird.

6.3 Tunnellüftung im Normalbetrieb

Grundsätzlich erfolgt die Tunnellüftung durch den normalen Zugverkehr. Die thermodynamischen Berechnungen zeigen, dass für ein akzeptables Klima trotz eines reduzierten Luftwechsels im Einspurabschnitt keine permanente künstliche Lüftung notwendig ist. Durch die pendelnde Luftbewegung im Einspurabschnitt strömt jeweils auch kühle Luft vom Portal Frutigen in den Tunnel ein. Der Kühleffekt dieses Luftwechsels im Portalbereich wirkt sich im ganzen Einspurabschnitt positiv auf das Tunnelklima aus. Die im Tunnel zu erwartenden Temperaturen liegen auch während der wärmsten Jahreszeit voraussichtlich in einem Grossteil des Tunnels unter 26 °C.

Die Luftfeuchtigkeit im Tunnel hängt stark vom Wassereintrag durch den Fels und durch die Züge ab. Um den Einfluss dieses Hauptparameters abzuschätzen, wurden Berechnungen mit verschiedenen Wassereintragswerten durchgeführt. In erster Näherung wurde aufgrund einer Klassifizierung der STUVA für einen nicht abgedichteten Tunnel mit einem Wassereintrag von 35 g/km s gerechnet. Die so erhaltenen Daten zeigen Werte der relativen Feuchtigkeit zwischen 70 % und 90 %.

Sollte während des Tunnelbetriebs die Grenzwerte für Temperatur und Luftfeuchtigkeit entgegen den Erwartungen überschritten werden, stehen zur Erhöhung des Luftaustausches verschiedene Lösungen offen (Rückfallebenen):

- Luftabsaugung aus dem Bahntunnel im Fusspunkt Mitholz über den Fensterstollen Mitholz
- Luftabsaugung aus den Bahntunnels im Fusspunkt Ferden über den Schacht Fystertellä

Damit die zur Luftabsaugung erforderlichen Ventilatoren nicht gegen den Kolbeneffekt der Züge arbeiten, kann der Einsatz in der Nacht während der Betriebspausen erfolgen. Dabei wird der Luftwechsel im Bahntunnelsystem erhöht (Tunnelspülung).

6.4 Bauphysikalisches

Es sei noch auf bekannte bauphysikalische Zusammenhänge hingewiesen:

- Die Luft kann bei bestimmter Temperatur nur eine ganz bestimmte Menge Wasserdampf enthalten. Der Sättigungsgrad an Wasserdampf steigt mit steigender Temperatur und umgekehrt. Bei 70 % relativer Luftfeuchtigkeit enthält die Luft bei 30 °C etwa 21 g/m³ Wasser, bei 20 °C hingegen nur etwa 12 g/m³.
- Ohne äussere Beeinflussung nimmt die Temperatur bei abnehmender relativer Luftfeuchtigkeit zu und umgekehrt. Wenn keine Feuchtigkeit in den Tunnel zutritt, besteht das Risiko einer zu hohen Temperatur. Nimmt man als Ausgangspunkt eine Temperatur von 30 °C und eine relative Luftfeuchtigkeit von 70 % an und geht man davon aus, dass die Enthalpie konstant (gleiche Wärmezufuhr) bleibt, erhält man bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 90 % eine Temperatur von 26,7 °C oder bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50 % eine Temperatur von 34,3 °C. Vom Kanaltunnel wird gemeldet, dass dort nicht die Feuchtigkeit, son-

dern die zu grosse Trockenheit ein Problem sei.

- Wenn die Oberflächentemperatur des Betongewölbes unter der Taupunkttemperatur der aus dem Tunnelinnern strömenden warmen Luft liegt, bildet sich an den Betonflächen Tauwasser. In den Portalzonen muss unabhängig einer Abdichtung in den kalten Jahreszeiten mit Tauwasser gerechnet werden.

6.5 Schlussfolgerung

Die wichtigste Schlussfolgerung, die für den Bau von tief-liegenden Tunnels gemacht werden kann, ist folgende:

Der Tunnel soll dauerhaft drainiert werden:

- Sowohl auf das Innengewölbe wie auch auf die Sohle soll keine oder nur ein kleiner Wasserdruck wirken.
- Die Drainage darf nicht verstopft werden (zusammendrücken, versintern).
- Die Drainageleitungen müssen kontrollierbar sein und gereinigt werden können.

Literaturangaben

- [1] SBB, Weisung Bau GD 26/94 «Nutzungsanforderungen an neue Eisenbahntunnel, Technische Spezifikation»
- [2] BLS AlpTransit AG/Ingenieurgesellschaft Lötschberg-Basistunnel «Entscheidungskriterien für die Wahl der Abdichtung», Bericht Nr. BLBN 285 (2002)
- [3] P. Flüeler, Abdichtungssysteme, AlpTransit-Tagung 2002 sia Dokumentation D 0177, Band 1, 2002
- [4] C.K. Edvardsen, Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 455 (1996).
- [5] C. Imhof-Zeitler, Fließverhalten von Flüssigkeiten in durchgehend gerissenen Betonkonstruktionen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 460 (1996)
- [6] X. Zhu, Transport organischer Flüssigkeiten in Betonbauteilen mit Mikro- und Biegerissen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 475 (1997)
- [7] Y. Schiegg, Heutige Erkenntnisse über Auswirkungen von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Betonbauten, TFB-Veranstaltung 4791/92 (2002/03)

Tunnelvermessung

Hans-Ueli Riesen, Dipl. Ing. ETH/SIA
Riesen & Stettler AG, Urtenen-Schönbühl

1. Einleitung

Die Ingenieurgemeinschaft IG BeWa ist der Projektvermesser (PV) der BLS AlpTransit AG. Zu unseren Aufgaben gehört das Abstecken des Basistunnels mit seinen Zufahrtsstrecken und der notwendigen Bahninfrastruktur. Folgende Teilleistungen sind dabei enthalten:

- Grundlagenbeschaffung
- Tunnelabsteckung
- Absteckungen im offenen Gelände
- Konvergenzmessungen
- Bauwerks- und Geländeüberwachung
- Absteckung/Kontrolle der Bahninfrastruktur
- Erstellen der Bahnpläne

2. Vermessungstechnisches Vorgehen bei der Tunnelabsteckung

2.1 Allgemeine Anforderungen an die Tunnelabsteckung

Unter der Tunnelabsteckung versteht man die genaue Bestimmung der Koordinaten von Fixpunkten im Tunnel und die Angabe der Richtung für den Tunnelvortrieb. Das fortlaufende Bestimmen der Vortriebspunkte gemäss unserem Absteckungskonzept und den Vorgaben des Bauherrn ist unsere eigentliche Hauptaufgabe.

Das Abstecken des Rohbaus, das Betonieren der Innenschale und die Ausrüstung zum Bahntunnel (Gleistragplatte und die bahntechnische Infrastruktur) erfolgen auf der Grundlage des aktuellen Vortriebsnetzes, das zum Zeitpunkt dieser Arbeiten im entsprechenden Arbeitsabschnitt verbindlich ist. Das Vortriebsnetz wird nach dem Durchschlag neu berechnet. Allfällige Abweichungen zur Sollage der Gleisachse werden im Durchschlagsbereich korrigiert, jedoch nur dort, wo als erste Phase der Rohbau fertig ist. Dies geschieht mit einer geringfügigen Anpassung der Gleisgeometrie ohne fahrdynamischen Verlust.

Die fortlaufenden Tunnelabsteckungen müssen somit mit grosser Genauigkeit erfolgen, damit die Differenz zum de-

finitiven Netz nach dem Durchschlag schlussendlich nicht allzu gross sein wird. Die Genauigkeit spielt deshalb eine entscheidende und wirtschaftliche Rolle. Dies ist aus vermessungstechnischer Sicht die eigentliche Herausforderung des Vermessers und Hauptschwierigkeit beim Bau von langen Tunneln.

2.2 Anforderung des Bauherrn an die Absteckung des LBT

Diese Genauigkeitsanforderung wird mit dem sogenannten Durchschlagsfehler beschrieben. Beim Lötschberg-Basistunnel wurde sie vom Bauherrn in den Submissionsunterlagen wie folgt definiert:

Die Tunnelabsteckung ist so zu gestalten, dass bei jedem Durchschlag die einfache Standardabweichung in der Querrichtung von 10 cm und in der Höhe von 5 cm nicht überschritten wird.

Die Zuverlässigkeiten der Koordinaten müssen innerhalb von 25 cm in der Lage und 12,5 cm in der Höhe liegen.

Dies entspricht statistisch gesehen einem Vertrauensintervall mit der Wahrscheinlichkeit von 99%, d.h., von 100 abgesteckten Tunneln liegt einer ausserhalb der Toleranz.

2.3 Ausarbeitung Absteckungskonzept

Das Grundkonzept der Tunnelabsteckung hat seit dem Bau des Lötschberg-Scheiteltunnels vor ungefähr 100 Jahren nicht wesentlich geändert. Hingegen haben sich die Messinstrumente weiterentwickelt (digitale Ablesung, automatische Zielerfassung, elektronische Speicherung der Messwerte), neue Messmethoden sind entstanden (elektronische Distanzmessung, GPS, Vermessungskreiseln) und die Berechnungsmethoden sind komplexer und dank Computereinsatz präziser geworden.

Zu einer Tunnelabsteckung gehört das Grundlagennetz und das unterirdische Vortriebsnetz.

2.3.1 Grundlagennetz

Mit dem Grundlagennetz wird die gegenseitige Lage aller Portale und Zwischenanriffe in einem gemeinsamen Bezugsrahmen bestimmt. Das heute gültige amtliche Koordinatensystem LV03 des Bundesamtes für Landestopographie (L+T) hat eine zu geringe Genauigkeit und weist Zwänge auf, die es nicht erlauben, die hohen geforderten Genauigkeiten bei der Tunnelabsteckung zu erreichen. Es ist deshalb unumgänglich, einen eigenen, auf das Tunnelprojekt abgestimmten Bezugsrahmen zu wählen.

Der Bezugsrahmen für den Lötschberg-Basistunnel ist die neue Landesvermessung LV95, die über die ganze Schweiz eine homogene hohe Genauigkeit besitzt. Dies hat den Vorteil, dass für alle Absteckungsarbeiten keine Zwänge zu erwarten sind. Bis heute ist es das einzige Grossprojekt, das mit diesem System sowohl in der Lage als auch in der Höhe realisiert wird.

Bild 1: Grundlagennetz Basistunnel



2.3.2 Vortriebsnetz

Folgende Punkte sind für das Messkonzept des Vortriebsnetzes wesentlich:

Messmethode:

Die Messanordnung im Tunnel ist ein am Portalpunkt angeschlossener, offener Polygonzug mit übergreifenden Messungen und mit gegenseitigen Kreiselazimuten auf bestimmten Polygonseiten. Die Höhenübertragung erfolgt mit einem Präzisionsnivellement.

Vereinfacht dargestellt wird auf dem vordersten bekannten Punkt der Richtungswinkel und die Distanz zum nächsten Vortriebspunkt gemessen, der somit koordinatenmässig bestimmt werden kann. Die übergreifenden Messungen dienen zur Genauigkeits- und Zuverlässigkeitssteigerung.

Fixpunktabstand

Der zu wählende Fixpunktabstand wird von verschiedenen Faktoren bestimmt:

- Die Geometrie der Linienführungen bestimmen die maximalen Abstände der Vortriebspunkte.
- Aus Überlegungen der Genauigkeit und der Fehlerfortpflanzung sind möglichst grosse Abstände anzustreben.
- Die Leistungsfähigkeit der Messinstrumente (Automatische Zielerfassung ATR) sowie die Luftqualität im Tunnel limitieren die maximale Visurlänge auf ca. 500 m.
- Um den Einfluss der Seitenrefraktion gering zu halten, ist ein möglichst grosser Abstand der Visur von der Tunnelwand anzustreben.

Konkret führte dies beim Lötschberg-Basistunnel und in den verschiedenen Fensterstollen zu Punktabständen von 40 bis 250 m.

Fixpunktstandort

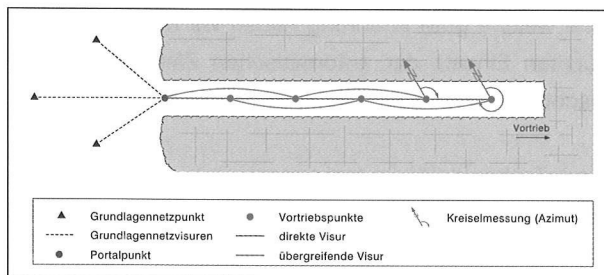
Nach den Erfahrungen bei früheren Tunnelprojekten ist man sich in Fachkreisen darüber einig, dass der günstigste Fixpunktstandort in der Sohle und in der Nähe der Tunnelachse liegt. Dieser Standort hat folgende Vorteile:

- Kleinster Einfluss der Seitenrefraktion
- Kleinster Einfluss von horizontalen Konvergenzen
- Grösstmöglicher Schutz vor mechanischer Beschädigung
- Gute Zugänglichkeit

Messinstrumente

- Tachymeter: Mit dem Präzisionstachymeter werden gleichzeitig Richtungswinkel und Distanzen mit automatischer Zielerfassung gemessen.
- Vermessungskreis: Mit dem Präzisionskreis kann im Tunnel die absolute Nordrichtung direkt bestimmt werden. Bei der Absteckung von langen Tunnelbauwerken wie dem Lötschberg-Basistunnel ist es deshalb unerlässlich, nebst dem Tachymeter auch einen Vermessungskreis einzusetzen. Er bietet eine wirksame, unabhängige Methode, um die Orientierung des Polygonzuges zu überprüfen und dessen Genauigkeit zu steigern.
- Nivellier: Für die genaue Höhenübertragung kommt ein digitales Präzisionsnivellier zum Einsatz.

Bild 2: Vortriebsnetz



2.4 Überprüfung der Genauigkeitsanforderung des Bauherrn

Nach der konzeptionellen Ausarbeitung des Vortriebsnetzes ermöglichen die heutigen Programme eine Überprüfung der geforderten Genauigkeiten des Bauherrn in einer Simulationsberechnung. Mit dieser a priori Berechnung erbrachten wir schon bei der Submissionsabgabe den Nachweis, dass mit dem vorgeschlagenen Vermessungskonzept die verlangte Qualitätsanforderung des Bauherrn in Bezug auf Genauigkeit, Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit erreicht wird.

Bei der a priori Berechnung unterscheidet man das funktionale und das stochastische Modell. Das funktionale Modell beschreibt das eingesetzte Messkonzept (Messmethode, Fixpunktabstand). Das stochastische Modell beinhaltet die Erfahrungswerte der Messgenauigkeiten der unterschiedlichen Beobachtungsgrößen. Die Angabe erfolgt durch den mittleren Fehler (1σ = einfache Standardabweichung):

Messgenauigkeiten der Beobachtungen:

Beobachtungsgrößen	Genauigkeit
Richtungen	$\pm 0,3$ mgon
Kreiselaзимute	$\pm 1,0 - 1,2$ mgon
Distanzen	$\pm 0,5$ mm + 1 mm/km
Höhendifferenzen	± 1 mm/km
Zenitwinkel	$\pm 0,5$ mgon
Zentrierung	$\pm 0,3$ mm
GPS-Koordinaten	± 10 mm

Resultate der a priori Berechnung für den Hauptdurchschlag (1σ):

Abweichung	Durchschlagsfehler
quer	6,6 cm
längs	2,2 cm

Die Querkomponente der relativen Fehlerellipse entspricht dem gesuchten Durchschlagsfehler

3. Bisherige Erfahrungen

3.1 Neuentwicklung einer Lattenbeleuchtung für das Präzisionsnivellier

Nebst der fachlichen Qualifikation sind in der Tunnelvermessung oftmals auch innovative Ideen nötig. So wurde während den Vortriebsmessungen im Fensterstollen Fern eine systematische Abweichung zwischen den trigonometrisch übertragenen Höhen (d.h. mit Tachymeter gemessene Höhenwinkel) und den nivellierten Höhen festgestellt.

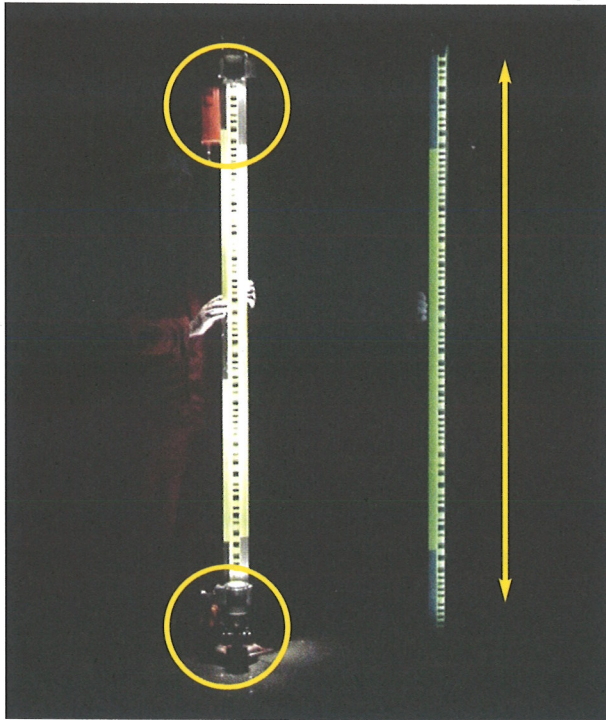
Nach Anweisung der Hersteller wird die Nivellierlatte mit ein oder zwei Halogenspots von oben und unten her beleuchtet. Dies führt zu einer ungleichmässigen Ausleuchtung der Codelatte, was signifikante Messfehler zur Folge hatte.

Unsere Untersuchungen zeigten, dass die branchenübliche Beleuchtung einen systematischen Fehler von ungefähr 1/10 mm pro 1 m Höhendifferenz verursacht hatte.

Diese Tatsache war in Anbetracht der hohen Genauigkeitsanforderungen nicht akzeptabel. Wir prüften verschiedene Verbesserungsmöglichkeiten und entwickelten schliesslich ein völlig neues System der Lattenbeleuchtung.

Dabei wird der Codestreifen durch eine Reihe seitlich angebrachter Leuchtdioden vollständig homogen ausgeleuchtet.

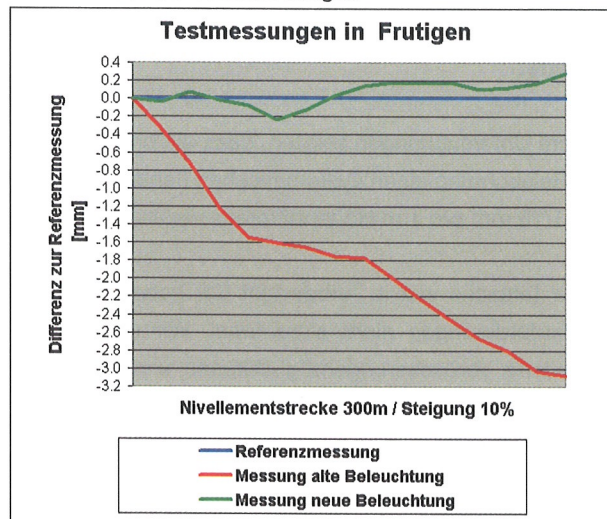
Bild 3: alte (links) und neue (rechts) Lattenbeleuchtung



In verschiedenen Tests – u.a. in Zusammenarbeit mit dem Bundesamt für Landestopographie – wurde die Tauglichkeit der neuen Lattenbeleuchtung nachgewiesen.

Folgende Messvarianten wurden sowohl auf einer Teststrecke im Freien wie auch unter Tunnelbedingungen in den Fensterstollen miteinander verglichen. Als Referenzgeräte wurden ein optisches und ein digitales Nivellier eingesetzt. Die Messungen mit alter und neuer Beleuchtung erfolgten mit dem Digitalnivellier.

Bild 4: Resultate Testmessungen



Die Resultate waren eindeutig: Mit der neuen Lattenbeleuchtung erhält man das gleiche Resultat wie bei Tageslicht, während mit der alten Beleuchtung der systematische Fehler erkennbar war.

Diese Neuentwicklung hat sich bei den nachfolgenden Vortriebsmessungen bestens bewährt. Den letzten «Test», die Bestimmung des Durchschlagsfehlers Steg/Ferden, hat das neue System mit Bravour bestanden.

Nebst unseren eigenen Tests wurde die neue Lattenbeleuchtung von den zwei Geräteherstellern Leica und Zeiss im Labor geprüft und erfolgreich abgeschlossen.

3.2 Automatische Zielerfassung bei der Lagemessung

Eine weitere gute Erfahrung haben wir mit dem konsequenten Einsatz der automatischen Zielerfassung gemacht.

Neue Technologien im Instrumentenbau ermöglichen eine weitgehende Automatisierung des Messablaufs, wie es mit der Automatischen Zielerfassung (ATR) realisiert ist.

Nach einer groben, manuellen Anzielung eines Prisma erfolgt die Feinzielung mit Hilfe des ATR vollständig automatisch. Er zeigt seinen vollen Nutzen bei Wiederholungsmessungen, wie sie im Tunnel bei Satzmessungen vorkommen. Dabei werden die Prismen der Zielpunkte vom Tachymeter mit der CCD-Video-Technologie automatisch angefahren.

Am Anfang waren wir sehr kritisch, den ATR bei der Tunnelvermessung einzusetzen. Mit mehreren Messkampagnen wurde überprüft, ob sich der ATR im Tunneleinsatz lohnt und er sich dafür eignet.

Die Resultate zeigten deutlich, dass die gleiche Genauigkeit erreicht werden kann wie mit der manuellen Anzielung. Einzig auf den geraden Tunnelabschnitten muss man darauf achten, dass sich im Fernrohrgesichtsfeld nicht mehrere aktive Prismen befinden.

Auch der wirtschaftliche Aspekt lässt sich sehen. Mit ATR hat man eine Zeitersparnis von 30 bis 40 % bei den Messungen, was sich auch positiv auf den verkürzten Unterbruch des Vortriebs auswirkt.

Die Vorteile von ATR liegen auf der Hand:

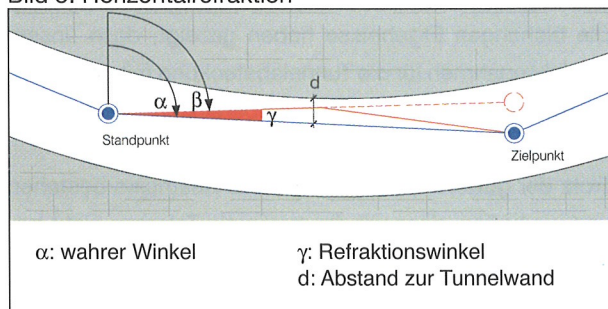
- Höhere Messgeschwindigkeit bei konstanter Präzision
- Unabhängig von der Zielbeleuchtung
- Unabhängig vom Beobachter

3.3 Horizontalrefraktion: Notwendigkeit von Kreismessungen

Unter Refraktion versteht man die horizontale Ablenkung des Messstrahls durch inhomogene Lufteigenschaften, die durch Variationen der atmosphärischen Zustandsgrößen, z.B. der Temperatur und des Luftdrucks entstehen.

Diese unterschiedlichen Brechungsgradienten im Ausbreitungsmedium Luft führen zu systematischen Refraktionswinkeln zwischen wahrer und beobachteter Richtung.

Bild 5: Horizontalrefraktion



Trotz dieser Kenntnisse, sind bei den Vortriebskontrollen im Fensterstollen Steg grössere Differenzen zwischen der Orientierung des mit Tachymeter gemessenen Polygonzuges und den Kreismessungen aufgetreten. Die Kreismessungen wurden in der Folge intensiviert und mehrmals wiederholt. Um die Zuverlässigkeit zu steigern, wurden auch verschiedene Instrumente eingesetzt. Die Differenzen zu den Tachymetermessungen wurden regelmässig bestätigt.

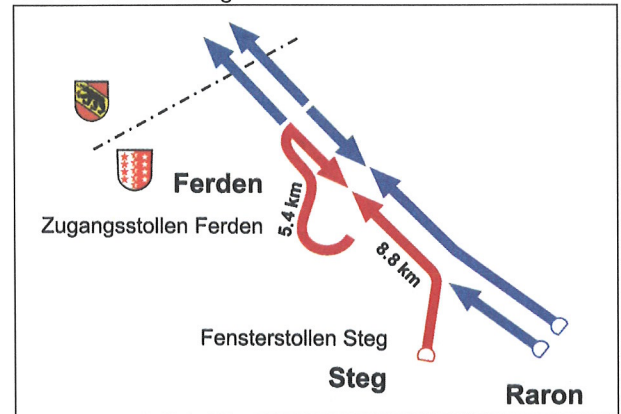
Aus diesen Resultaten mussten wir schliessen, dass die Richtungsmessungen einem systematischen Refraktionseinfluss unterworfen waren.

Die Erfahrung im Fensterstollen Steg hat nochmals gezeigt, dass Refraktion bei langen Tunneln in relevanten Grössenordnungen auftritt und dass es unerlässlich ist, die Azimute der Polygonseiten mit unabhängigen Messmethoden zu kontrollieren und zu verbessern, wie es eben die Kreismessungen sind.

3.4 Teildurchschlag auf dem Tunnelabschnitt Steg-Ferden

Im Dezember 2002 fand der erste Durchschlag auf dem Teilabschnitt Steg – Ferden statt. Der erfolgreiche Durchschlag wurde von allen Mitwirkenden gespannt erwartet und auch entsprechend gefeiert. Für uns Vermesser ist dieses Ereignis die Stunde der Wahrheit. Nach langer Ungewissheit konnten wir jetzt überprüfen, ob unsere Modellannahmen richtig waren.

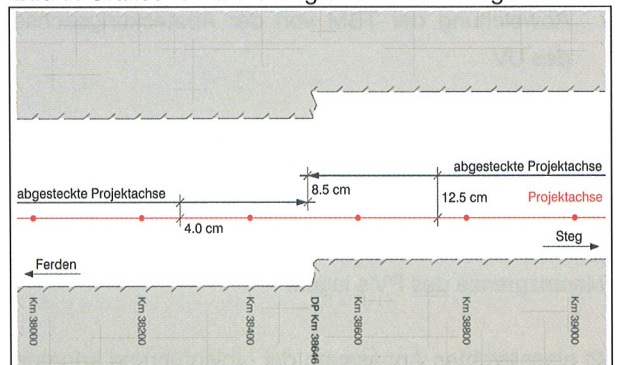
Bild 6: Linienführung



Die gesamte Tunnelstrecke beträgt ungefähr 14,2 km. Ab Portal Steg sind es 8,8 km und ab Portal Ferden 5,4 km. Die Auswertung ergab folgendes Resultat:

Fehler	Effektiv [cm]	Prognose [cm]	max. Toleranz [cm]	in %
quer	8,5	17,1	25,0	34
Höhe	0,5	2,5	12,5	4

Bild 7: Grafische Darstellung des Durchschlagsfehlers



Berücksichtigt man die ungünstige Tunnelgeometrie im Zugangsstollen Ferden (kleine Radien mit Visurlängen von nur 40 m) sowie die schwierigen Verhältnisse im Fusspunkt Ferden, so darf man dieses Resultat als sehr gut bezeichnen.

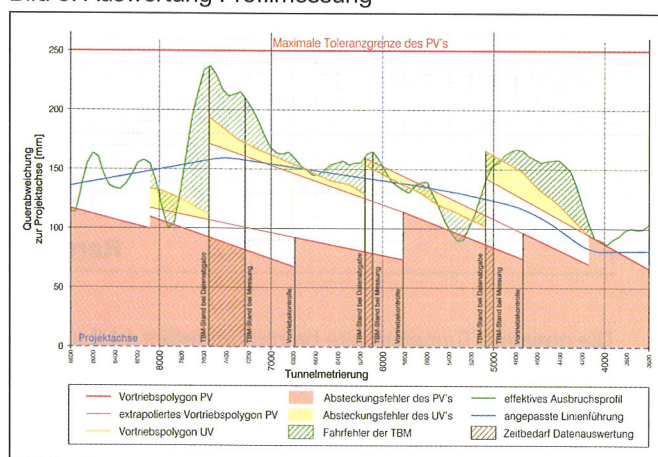
3.5 Durchschlagsfehler und seine Konsequenzen

Welche Konsequenzen hatte dieser Durchschlagsfehler auf die Linienführung?

Um auf dem ganzen Basistunnelabschnitt Steg – Ferden den tatsächlichen Verlauf zu kennen, wurde der ganze Tunnel (360 Grad) mit der neuen Methode der flächenhaften Profilkontrolle aufgenommen (Siehe SIA Dokumentation D 0177, Band1 AlpTransit Tagung 2002).

Mit der Profilauswertung wurde das Zusammenwirken der verschiedenen Fehlerkomponenten analysiert.

Bild 8: Auswertung Profilmessung



Die Gesamtabweichung des Rohbautunnels von der Projektachse setzt sich aus folgenden Komponenten zusammen:

1. Absteckungsfehler des Projektvermessers (PV)
2. Absteckungsfehler des Unternehmervermessers (UV)
3. Abweichung der TBM von der Absteckungsachse des UV

Die Auswertung ergab, dass alle Beteiligten ihre Toleranzen eingehalten haben. Weil sich alle Fehler stellenweise addiert haben, sind grössere Gesamtabweichungen aufgetreten, die aber immer noch innerhalb der maximalen Toleranzgrenze des PV's lagen.

Mit einer leichten Anpassung der Linienführung konnten diese problemlos kompensiert werden. In der Grafik in blau dargestellt.

Überdies stellte sich heraus, dass die Zeit für die Auswertung der Vortriebskontrolle bis zur Datenabgabe an die Unternehmung sehr bedeutungsvoll sein kann. Während dieser Zeit ist es wichtig, die vorgegebene,

unkontrollierte Distanz von 1000 Meter nicht zu überschreiten, ansonsten könnte dies zu einer grösseren Abweichung führen.

Diese Erkenntnisse führen dazu, die Vortriebskontrollen zeitlich ausreichend früh anzusetzen. Dies ist im 3-Schichtbetrieb und während 7 Tagen in der Woche aus organisatorischen und wirtschaftlichen Gründen nicht immer einfach. Weil die Vermessung unter Betrieb immer ein «Störfaktor» ist, versucht man die Kontrollen in Vortriebsunterbrüchen (z.B. Unterhaltservice der TBM, Förderbandverlängerung) oder in die noch verbleibenden Feiertage zu verschieben, die in der Regel selten mit dem Absteckungskonzept übereinstimmen. Somit kann es durchwegs vorkommen, dass vorgesehene Kontrollen um 2 bis 3 Wochen verschoben werden.

4. Schlussbemerkung

Die bisherigen Ergebnisse haben gezeigt, dass unsere Modellannahmen für die Tunnelabsteckung mit dem komplexen Sachverhalt der Realität übereinstimmen.

Trotz der guten Resultate bleibt das Restrisiko bestehen und wir hoffen, dass wir die maximale Toleranz nicht beanspruchen werden.

Einbau-Logistik der Bahntechnik

Rolf Egli, Dipl. Bauing. ETH/SIA
Zschokke Locher AG, Aarau

1. Allgemeines

Die Inbetriebnahme des Lötschberg-Basistunnels ist für Ende Mai 2007 geplant. Dieser Termin ist verkehrspolitisch von grösster Bedeutung und hat Signalwirkung weit über unsere Landesgrenzen hinaus. Die Bauherrin BLS AlpTransit AG steht dadurch unter einem erheblichen Zeitdruck und alle Beteiligten sind durch diese anspruchsvolle Zielsetzung in hohem Mass gefordert, denn

- die verfügbare Zeit für die Planung, Bestellung und den Einbau der bahntechnischen Ausrüstung sowie für die Inbetriebnahme der Anlagen ist äusserst knapp bemessen, dies insbesondere, weil die bahntechnischen Anlagen noch durch das Bundesamt für Verkehr (BAV) genehmigt werden müssen;
- die Bahntechnik für ein Grossprojekt wie den Lötschberg-Basistunnel ist sehr anspruchsvoll und komplex. Eine Vielzahl von Fachgebieten ist miteinander vernetzt, wodurch sich eine grosse Menge von Schnittstellen ergibt. Diese müssen vor allem in der Ausführungsplanung, aber auch für die Vorbereitung des Einbaus identifiziert, bearbeitet und geklärt werden. Aus den Schnittstellen müssen eigentliche «Nahtstellen» werden;
- einzelne Bestandteile der Sicherungsanlagen müssen noch entwickelt werden; so liegen beispielsweise beim zentralen System der Führerstandssignalisation ETCS Stufe 2 mit dem Funksystem GSM-R noch keine gesicherten Erkenntnisse aus einem dauernden Betrieb unter Vollast vor;
- der Einbau der bahntechnischen Ausrüstung stellt äusserst hohe Anforderungen an die Logistik und muss unter ungünstigen Verhältnissen erfolgen.

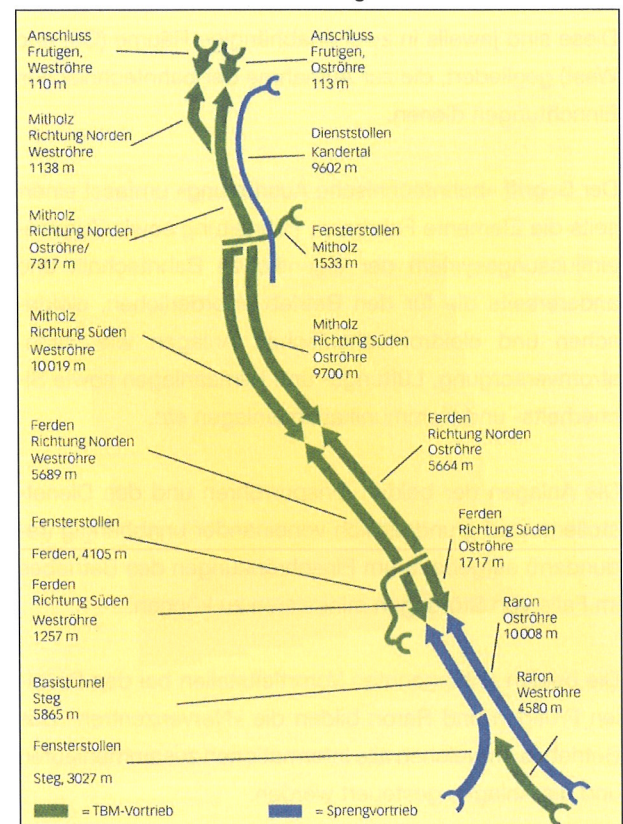
Das ehrgeizige Ziel einer Inbetriebnahme der ganzen Anlage im Mai 2007 lässt sich nur erreichen, wenn die bahntechnische Ausrüstung des Tunnels gestaffelt erfolgt und bereits ab Mitte 2004 mit dem Einbau begonnen wird. Zu

diesem Zeitpunkt sind die Rohbauarbeiten am Tunnel noch nicht abgeschlossen.

Bis zum Beginn des Einbaus müssen die detaillierten Ausführungsprojekte erarbeitet, bereinigt und genehmigt sowie das notwendige Material bestellt werden.

2. Die Bahntechnik: Übersicht über das Projekt

Bild 1: Übersicht des Lötschberg-Basistunnels



Der Lötschberg-Basistunnel ist 34,875 km lang. Er besteht aus zwei einspurigen Tunnelröhren, welche im Abstand von 333 m durch Querstollen miteinander verbunden sind.

In einer ersten Betriebsphase besteht der Tunnel aus einer Einspurröhre von 21,5 km Länge im Norden und zwei Einspurröhren von 14,5 km Länge im Süden. Der Spur-

wechsel vom Ein- zum Doppelspurbetrieb befindet sich im Bereich des Fusspunktes Ferden.

Die Einfahrt beim Nordportal in Frutigen erfolgt durch zwei Einspurröhren, die nach 1,6 km zusammengeführt werden.

Ein Dienststollen von 10 km Länge, der parallel zum Bahntunnel verläuft, dient auf der Nordseite als Flucht- und Unterhaltsstollen bis zur Betriebszentrale Mitholz. Zwischen Mitholz und Ferden wird diese Funktion durch die noch nicht ausgebaute Weströhre wahrgenommen.

In den zwei Multifunktionsstellen in Ferden und Mitholz sind Spurwechsel, Not- und Diensthaltstellen sowie technische Räume für den Bahnbetrieb und die Lüftungsinstallationen untergebracht.

Betriebszentralen werden bei den Portalen sowie im Tunnelinnern im Abstand von 6 bis 8 km gebaut.

Diese sind jeweils in zwei unabhängige Räume (Ost und West) gegliedert, die zur Aufnahme der bahntechnischen Einrichtungen dienen.

Der Begriff «bahntechnische Ausrüstung» umfasst einerseits die Elemente Fahrbahn, Fahrleitung sowie Zugsbeeinflussungssystem der eigentlichen Bahntechnik und andererseits die für den Betrieb erforderlichen, elektrischen und elektromechanischen Anlagen wie Bahnstromversorgung, Lüftungs- und Klimaanlage sowie Sicherheits- und Kommunikationsanlagen etc.

Die Anlagen der beiden Einspurröhren und des Dienststollens sind grundsätzlich voneinander unabhängig (redundant) aufgebaut, um Einschränkungen des Betriebes im Falle von Störungen minimieren zu können.

Die beiden unbemannten Vorortleitstellen bei den Portalen Frutigen und Raron bilden die «Nervenzentren» des Betriebes, in welchen alle Informationen zusammenlaufen und die Anlagen gesteuert werden.

Die Bauherrin BLS AlpTransit AG stellte für die Erarbeitung des Bahntechnik-Projektes klare, einheitliche und einfache Grundsätze auf, die bei der Projektierung der Installation und beim späteren Betrieb konsequent einzuhalten sind.

Die Komplexität der Anlage, die aussergewöhnlichen Randbedingungen sowie die geforderte Verfügbarkeit

verlangen nach einem einfachen und effizienten Prinzip. Nur der Einsatz von zuverlässigen und bewährten (nicht nur erprobten!) Anlagen gewährleistet ein zusammenhängendes und funktionierendes Gesamtsystem.

3. Der Einbau der Bahntechnik: Hohe Anforderungen

Der Einbau der bahntechnischen Ausrüstung für den Lötschberg-Basistunnel stellt in Bezug auf die erforderlichen Einbauleistungen und die dazugehörige Logistik höchste Anforderungen an die Beteiligten. Nachfolgend seien einige Aspekte hervorgehoben:

- Die Einbauleistungen müssen wesentlich über denjenigen liegen, wie sie bei bisherigen Eisenbahntunnels erreicht worden sind.

Bild 2: Eingeschränkte Bewegungsfreiheit in den Einspurröhren.



- In den einspurigen Tunnelröhren mit beidseitigen Banketten ist die Bewegungsfreiheit stark eingeschränkt (Bild 2); das Kreuzen oder Überholen von Fahrzeugen ist über viele Kilometer nicht möglich. Dadurch kann in jedem Bahntunnelbereich im Normalfall nur ein Fachbereich gleichzeitig tätig sein. In den Einspurröhren verhindern Arbeiten die Transporte und umgekehrt.
- Die Tunnelabschnitte weisen unterschiedliche Ausbaustandards auf und können auch nicht gleichzeitig für den Einbau freigegeben werden. Die Disposition der Arbeiten und Transporte ist dadurch erschwert und wird stark eingeschränkt.
- Das Grossprojekt mit den vielen Fachbereichen und zahlreichen Beteiligten weist eine Vielzahl von Schnittstellen auf; die Koordination des Einbaus ver-

langt eine minutiöse und umsichtige Planung, damit die Übersicht nicht verloren geht.

- Das ganze Tunnel- und Stollensystem ist sehr gross und unübersichtlich; eindeutige und verständliche Orientierungshilfen müssen geschaffen werden.
- Die Anforderungen an die Luftqualität schränken trotz leistungsfähiger Baulüftung die Transportkapazität und den Maschineneinsatz ein.
- Die Gewährleistung der Sicherheit ist ein anspruchsvolles Thema und bedarf einer sorgfältigen und umfassenden Analyse. Es müssen Lösungen auf Fragen wie Zutrittskontrollen, Personen- und Zugserfassungssystem, Alarmierung und Intervention im Ereignisfall, Rauchausbreitung, Steuerung der Anlagen und koordinierte Evakuierung im Brandfall etc. erarbeitet werden.

Grundlagen für eine erfolgreiche Umsetzung des Sicherheits- und Rettungskonzeptes bilden eine intensive Schulung des Personals sowie ein einfaches, aber funktionierendes Informations- und Kommunikationssystem.

- Vor Beginn des Einbaus der Ausrüstung müssen umfangreiche Bauprovisorien bereitgestellt werden:
 - Telefon- und Funksystem
 - Baustromversorgung
 - Baulüftung und Kühlung
 - Standortermittlungssystem etc.
- Die Inbetriebnahme einer grossen Bahnanlage wie der Lötschberg-Basislinie stellt ein zeit- und nervenraubendes Verfahren dar, so dass für den Einbau der Ausrüstung keine Zeitreserven mehr übrig bleiben.

Ein mehrstufiges Verfahren zur Prüfung der Anlagen aller Fachbereiche sowie Probefahrten sind die Voraussetzungen für die Erteilung der Betriebsbewilligung durch das Bundesamt für Verkehr (BAV). Bevor jedoch der eigentliche, kommerzielle Betrieb aufgenommen werden kann, müssen das Betriebspersonal des Betreibers und die Lokführer geschult sowie Rettungsübungen durchgeführt werden.

4. Das Einbaukonzept: Grundsätze der BLS AT

Die Bauherrin hat im Hinblick auf die Ausschreibung zusammen mit der Planer-Ingenieurgemeinschaft ein Konzept für den Einbau der Ausrüstung erarbeitet, das im wesentlichen folgende Elemente enthält:

- In langen Einspurrohren mit beidseitigen Banketten ist der Einsatz von Pneufahrzeugen nicht geeignet.

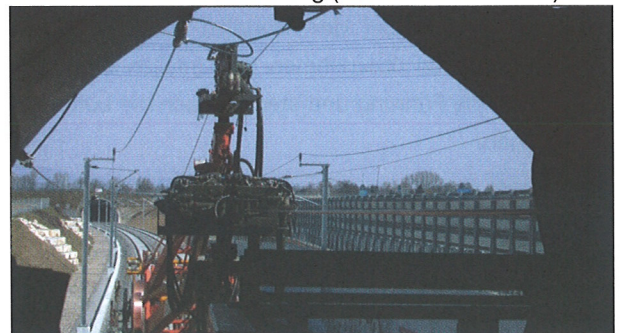
Bild 3: Versorgungszug (Mattstetten-Rothrist)



Die Logistik ist daher von wenigen Ausnahmen abgesehen – schienengebunden (Bild 3). Die Versorgung der Einbaustellen im Tunnel mit den langen Transportwegen erfolgt über die Gleise der bereits fertig gestellten Abschnitte.

Daher wird nach dem Einbau der Bauprovisorien zuerst die feste Fahrbahn mit dem Gleis gebaut. Durch eine zweckmässige Zusammenstellung verschiedener Bauzüge können jeweils mehrere Arbeitsstellen bedient und betrieben werden.

Bild 4: Einbau der Fahrleitung (Mattstetten-Rothrist)



Der Kabelzug und der Einbau der Fahrleitung (Bild 4) erfolgen mehrheitlich im Anschluss an das Gleis. Danach wird der Tunnel gründlich gereinigt, bevor der Einbau der elektrischen und elektromechanischen Ausrüstung im Bahntunnel beginnt.

- Die Haupt-Installationsplätze, von denen aus die Einbaustellen versorgt werden, befinden sich in Raron und Frutigen.

- Die Ausrüstungen für die unterirdischen Betriebszentralen werden in 20-Fuss-Container eingebaut. Diese werden vorgängig in einer externen Industriehalle zusammengestellt und getestet, bevor sie im Bauwerk selber eingebaut und mit steckbaren Kabeln verbunden werden.
- Alle Bahntransporte werden im Bereich «Logistik und Transporte» zusammengefasst, organisiert und durchgeführt. Der Bahnbetrieb inkl. aller Neben- und Hilfsbetriebe bis hin zur Bewirtschaftung der Installationsplätze und zur Regelung des Strassenverkehrs liegt damit verantwortlich in einer «Hand».
- Konzeption und Ausrüstung der beschriebenen Bauprovisorien, wie Baukommunikation, Ausrüstungslüftung, Baustromversorgung etc.
- Umfassendes Wegweisungs- und Beschilderungssystem unter Tag.
- Im Fusspunkt Mitholz wurde eine kurze Versuchsstrecke ausgebaut, in der verschiedene Musterinstallationen eingebaut, getestet und abgenommen werden. Das Fehlerrisiko für die Betriebsphase kann dadurch verringert werden. Die einzelnen Bahntechnik-Unternehmen werden spätestens hier mit den knappen Platzverhältnissen vertraut.
- Einsetzung eines übergeordneten Sicherheitsbeauftragten, der in Frutigen und Raron je eine Sicherheitsleitstelle betreibt und verantwortlich für die Zutrittskontrollen bei den Portalen ist. Die Sicherheitsleitstellen übernehmen bei Unfällen oder Störungen die Führung und steuern auch die Lüftungsanlagen.

5. Einbau-Logistik; Die Planung

5.1 Allgemeines

Das Projekt Bahntechnik Lötschberg-Basistunnel befindet sich zurzeit in der Planungsphase. Die nachfolgenden Ausführungen basieren daher ebenfalls auf der geplanten Einbau-Logistik, die aktuell noch nicht mit praktischen Erfahrungen hinterlegt werden kann.

Das Logistik-Konzept ist prinzipiell auf den im Kapitel 4 dargelegten Grundsätzen der BLS AT aufgebaut. Nachfolgend werden einzelne Aspekte herausgegriffen und erläutert.

5.2 Aufgabenanalyse

Das Los Transporte + Logistik hat eine Schlüsselrolle für den Einbau der Ausrüstung inne. Eine reibungslos funktionierende und professionell organisierte Abwicklung mit geeignetem Rollmaterial in genügender Anzahl bildet die Voraussetzung für die Einhaltung der Termine. Folgende Schwerpunkte kristallisieren sich aus der Analyse heraus:

- Die Leitstellen bilden die Nervenzentren und Drehscheiben; in ihnen laufen alle Informationen zusammen. Von den Leitstellen aus werden alle Bewegungen geleitet und überwacht.
- Es muss eine enge Zusammenarbeit zwischen dem Bereichsleiter Transporte, dem Gesamtprojektleiter, den Fachdienstkoordinatoren (FDK) sowie mit dem Beauftragten Sicherheit stattfinden.
- Das Schlüsselpersonal muss sorgfältig selektioniert und systematisch ausgebildet, resp. geschult werden.
- Es muss geeignetes, neuwertiges Traktions- und Rollmaterial beschafft werden, das regelmässig gewartet wird.
- Es muss ein leistungsfähiges und flexibles Sicherheits- und Rettungskonzept eingeführt werden, um im Ereignisfall wirkungsvoll eingreifen zu können.

5.3 Transportmengen und -leistungen

Die Logistik geht grundsätzlich von Transportmengen, Transportleistungen und deren zeitlichen Verteilung aus. Die wichtigsten Transportmengen sind im Bild 5 zusammengestellt.

Bild 5: Transportmengen

Logistik: Transportmengen				
Fahrbahn:	• Langschienen	106 km (6'400to)	}	total 163'900 to
	• Schwellen	17'500 to		
	• Beton	130'000 to		
	• Schotter	10'000 to		
Fahrlleitung:	• Fahrdrabt	64 km	}	total 700 to
	• Tragsel	64 km		
	• Rückleiterseil	53 km		
	• Tragwerke	2'100 Stk.		
	• Abspannungssysteme	110 Stk.		
Kabelanlagen:	• Kabel	1'500 bis 2'000 km		total 2'000 to
Container:	• 20-Fuss-Container	100 Stk.		
Schränke:	• Elektrische Schränke	ca. 1'500 Stk.		
Mech. Ausrüstung	• Handlauf	67 km	}	total 2'000 to
	• Druckfeste Tore	170 Stk.		
	• Ventilatoren	6 Stk.		

Aus der Zusammenstellung geht hervor, dass von insgesamt etwa 170'000 to Ausrüstungsmaterial rund 95% auf die Fahrbahn entfallen. In diesem Bereich müssen für die Einbauspitze bis zu 1000 to Material pro Tag transportiert werden.

Bei den anderen Bahntechnik-Bereichen sind hauptsächlich Transporte für die eigentliche Arbeitsausführung (z. B. Montage der Fahrleitung, einziehen der Kabel etc.) sowie Transporte von Personal und Kleinmaterial auszuführen.

5.4 Transportmittel und Fahrzeuge

Wie bereits erwähnt, erfolgen die Transporte schienengebunden. Pneutransporte sind nur für einzelne Komponenten wie z. B. den Einbau der Bauprovisoren oder allenfalls von Kabeln in das Stollensystem vorgesehen.

Bild 6: Dieselhydraulische Lokomotive Typ G 1206



Zum Einsatz gelangen neue 4-achsige Diesellokomotiven Typ G 1206 (1500kW) (Abb. 6) der Firma Vossloh. Die Lokomotiven sind etwa 80 to schwer und mit Partikelfiltern ausgerüstet. Insgesamt sind bis zu 6 Loks (inkl. Reserve- und Rangierloks) geplant.

Für den Transport des Materials werden verschiedene offene und gedeckte Flachwagen verschiedener Typen sowie modifizierte Personenwagen eingesetzt.

Verschiedene Spezial- und Rettungsfahrzeuge sowie Umschlaggeräte ergänzen den Fahrzeugpark.

5.5 Installationsplätze

Für den Einbau der Bahntechnik sind zwei Hauptinstallationsplätze vorgesehen.

Auf dem Installationsplatz Raron im Süden (Bild 8) mit dem Rangierbahnhof und Anschluss an das Bahnnetz finden der gesamte Warenumschlag und die Bereitstellung der Züge statt.

Bild 7: Installationsplätze und Zufahrtsstrecken

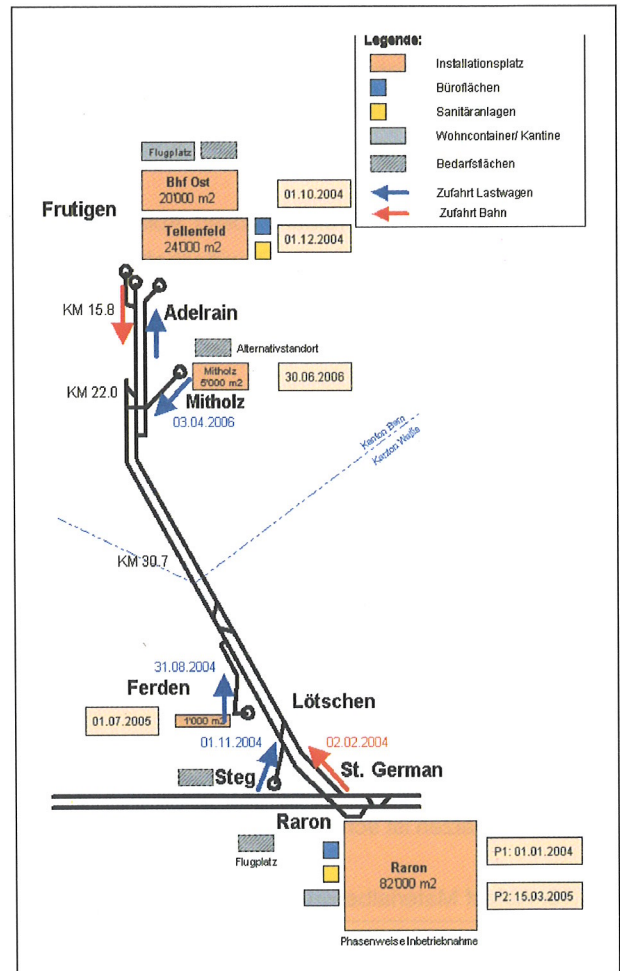


Bild 8: Installationsplatz Raron, Gleisanlage

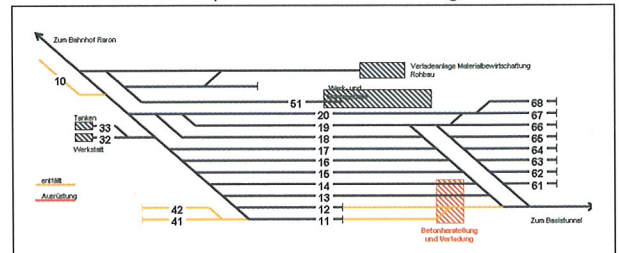
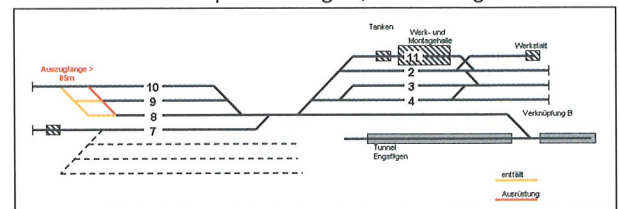


Bild 9: Installationsplatz Frutigen, Gleisanlagen



Folgende Einrichtungen sind in diesem Bereich ausserdem geplant:

- Tankstelle
- Werkstätte und Waschplatz
- Betonanlage
- Leitstelle
- Büros, allfällige Unterkünfte und Kantine

Auf der Nordseite befindet sich der Installationsplatz Frutigen (Bild 9), der aus Platzgründen in zwei Bereiche aufgeteilt wird. Die übrigen Einrichtungen sind wie in Raron vorgesehen. Die Produktion und Lieferung des Betons erfolgen in Frutigen ab einer bestehenden Anlage.

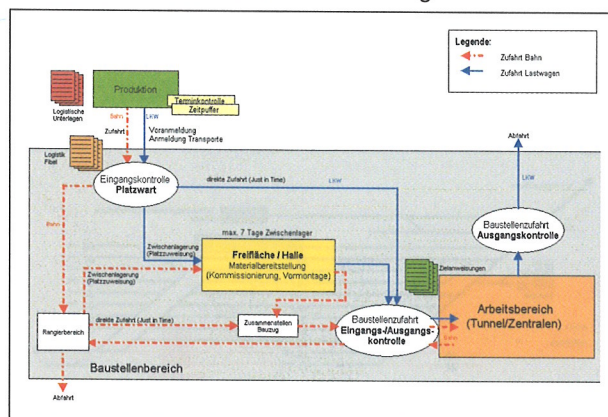
Platzwarte sind für den reibungslosen Ablauf der Verkehrsbewegungen und für die Bewirtschaftung der Installationsplätze verantwortlich.

5.6 Materialumschlag

Die Belegung der Installationsflächen durch Ausrüstungen der beteiligten Bahn-Technik-Bereiche wird minimiert, in dem die Lieferungen, wenn immer möglich, «just in time» geplant werden. Das Material wird auf den Bahnhöfen mittels Portalkranen und Gabelstaplern umgeschlagen. Die Steuerung und die Koordination der logistischen Abläufe erfolgen über die Leitstellen.

Der geplante Ablauf der Materialbewirtschaftung auf den Installationsplätzen ist schematisch in Bild 10 dargestellt.

Bild 10: Ablauf Materialbewirtschaftung



5.7 Einbauabläufe am Beispiel der Fahrbahn

Die Herstellung der festen Fahrbahn im Basistunnel erfolgt über das fertig gestellte Gleis, sodass eine leistungsfähige Versorgung der Bauspitze auf einem hochwertigen Fahrweg sichergestellt ist.

Die Versorgung der Bauspitze mit Beton stellt bezüglich Qualität und Leistung die wesentliche Herausforderung beim Bau der festen Fahrbahn dar.

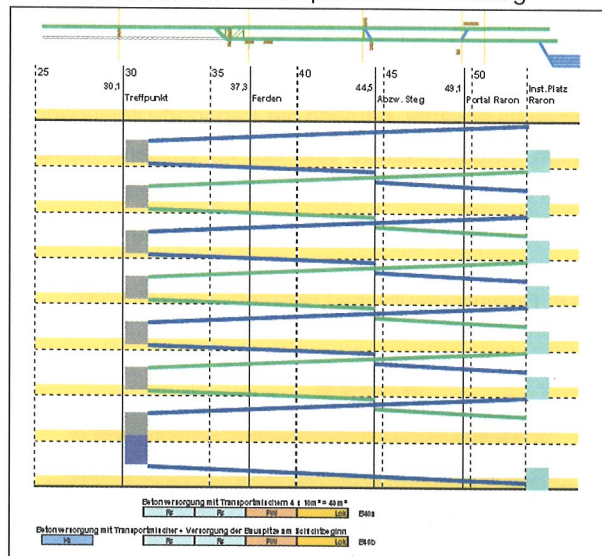
Betontransport mit dem Bauzug:

Der Beton wird in Mischtrommeln auf dem Bauzug transportiert. Auf einem Wagen sind jeweils zwei Mischtrommeln mit je 10 m³ Inhalt und eine lokale Energieversorgung aufgebaut.

Die Kapazität pro Bauzug beträgt:

- ohne Option Gleistragplatte 20 m³/Std.
- mit Option Gleistragplatte 40 m³/Std.

Bild 11: Betonarbeiten: Fahrplan für den Bauzug



In Bild 11 ist als Beispiel der Fahrplan für die Betonarbeiten in Tunnelmitte (bei km 30 ab Raron, entspricht der längsten Transportdistanz) dargestellt.

Der Beton wird so weit als möglich nach vorne gefahren, um den Transportweg zur Einbaustelle zu verkürzen. Das Gleis kann nach 24h (spätestens 32h) mit dem Bauzug im Schritttempo befahren werden.

Einbauprozess System LVT mit Option Gleistragplatte;

In Bild 12 ist der phasenweise Ablauf dieser Arbeiten dargestellt. Der Prozess besteht aus folgenden Schritten;

- 1 Vermessung:
 - Überprüfen der Rohbaulage in Lage und Höhe.
 - Gleisvermarkungspunkte setzen.
 - Befestigungspunkte der Fahrleitung etc. abstecken.
- 2 Bohren und Setzen der Anker:
 - Bohren und Versetzen der Anker für die Befestigung der Fahrleitung, Kabel etc.
- 3 Ablad und Verlegen der Schienen:
 - Antransport der Langschienen (120 lfm) ab Liefer-

Bild 12: Einbauprozess System LVT (mit Option GTP)

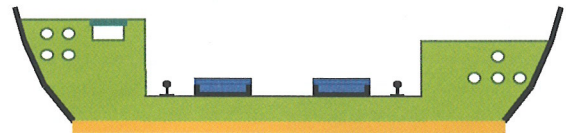
Phase 1 + 2: Vermessen / Bohren + Ankern



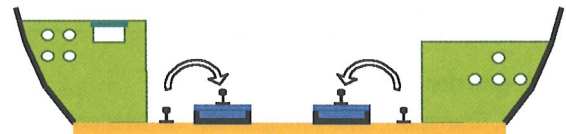
Phase 3: Ablad und Verlegen der Langschienen



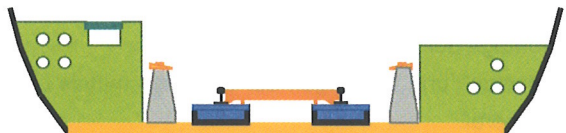
Phase 4: Schwellenblöcke verlegen



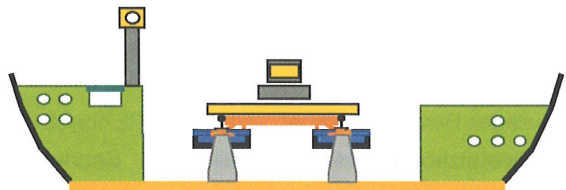
Phase 5: Montage Gleisgestänge



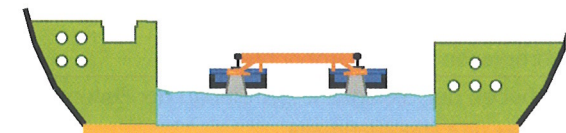
Phase 6: Betonstützkörper; Richtsystem



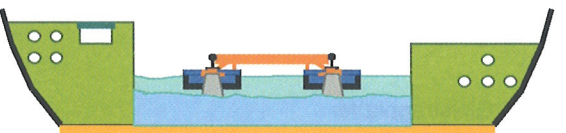
Phase 7: Grobrichten des Gleises



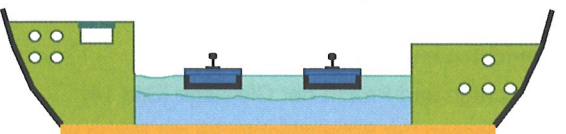
Phase 8: Beton Gleistragplatte (Option)



Phase 9: Feinrichten; Füllbeton



Phase 10: Ausbau Richthilfen, Nachbearbeitung



werk direkt an die Einbauspitze.

- Abziehen der Schienen über eine Rutsche, vorziehen mittels Transportkufen. (Bild 13)
- Einrichten als Fahrschienen für den Portalkran.

Bild 13: Verlegen der Schienen



- Verlegen der Schwellenblöcke:
 - Ablad, Transport und Verlegen der Schwellenblöcke mit dem Portalkran.
- Montage der Gleisgestänge:
 - Aufsetzen und befestigen der Schienen mittels Umsetzgerät.
 - Umsetzen der Übergabestelle.
 - Schächte und Betonstützkörper verteilen.
- Auslegen Betonstützkörper; vorbereiten Richtsystem:
 - Betonstützkörper, Heberichtkeile und Spurlehren vorbereiten.
 - Versetzen der Schächte mit einem 2 Wege-Bagger.
- Vorbereiten für das Grobrichten:
 - Anheben der Gleisgestänge, Einbau der Betonstützkörper und Heberichtkeile.
 - Ausgleich der Ungenauigkeiten mit unterlegten Betonfertigteilstücken.
- Beton Gleistragplatte:
 - Vorreinigung; einbringen und verdichten des Betons.
 - Fugenplatten versetzen.
- Feinrichten und Füllbeton:
 - Feinrichten und Prüfen der Gleislage (Bild 14)
 - Untergiessen der Schwellenblöcke mit Beton von einer Seite her.
 - Bearbeitung der Oberfläche.

10 Ausbau Richthilfen, Nacharbeiten:

- Ausbau der Heberichtkeile und Spurlehren.
- Nacharbeiten an den Schwellenblöcken.

Bild 14: Feinrichten und Prüfen der Gleislage



Einbauleistungen

Für den Einbau der Gleise sind folgende Tagesleistungen vorgesehen:

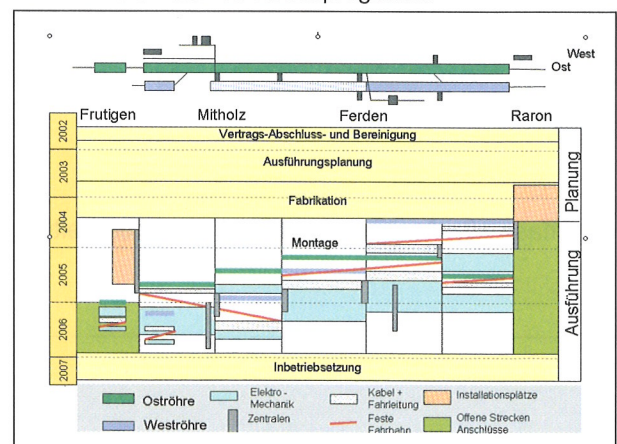
- ohne Option Gleistragplatte: 130 lfm/AT
- mit Option Gleistragplatte: 120 lfm/AT

Um eine kontinuierliche Einbauleistung erbringen zu können, werden kritische Baugeräte und Komponenten in doppelter Ausführung vorgehalten. Die Konzeption der Geräte muss eine rasche Auswechslung für die Instandhaltung ermöglichen. Die Verfügbarkeit der Bauspitzen kann dadurch erhöht werden.

5.8 Terminprogramm

Das Terminprogramm für die Bahntechnik-Arbeiten ist in vereinfachter Form dargestellt (Bild 15). Es basiert auf dem Planungsstand 2002 und zeigt die geplante Abfolge der Arbeiten.

Bild 15: Vereinfachtes Terminprogramm



Der Terminplanung kommt höchste Priorität zu; daher wird viel Aufwand für die Optimierung der Abläufe und die Bearbeitung von Szenarien getrieben. Es erweist sich von Vorteil, dass im gewählten Organisationsmodell die Zeitfenster gesamtheitlich und nicht nur pro Los bewirtschaftet werden können. Das Konfliktrisiko zwischen den vielen Fachbereichen wird dadurch vermindert.

Da der Rohbau zur Zeit immer noch im Gange ist und obwohl mittlerweile mehr als 80% ausgebrochen sind, können die Übergabetermine einzelner Abschnitte nach wie vor nur mit einer gewissen Unschärfe vorausgesagt werden.

Es zeichnet sich ab, dass da und dort Beschleunigungsmassnahmen zumindest «angedacht» werden müssen, um die Terminsicherheit nicht zu gefährden.

Für uns Bahntechniker beginnt der Einbau im Tunnel erst in der 2. Hälfte des nächsten Jahres – ein Termin, dem wir mit Spannung und einer gewissen Ungeduld entgegenfiebern.

6. Ausschreibung und Vertragsabschluss

6.1 Ausschreibungsmodell

Der Druck auf die BLS AlpTransit, den Lötschberg-Basistunnel in sehr kurzer Frist in Betrieb zu nehmen und zugleich eine möglichst hohe Verfügbarkeit im Betrieb sicherzustellen, haben die Wahl des Modells für die Ausschreibung der bahntechnischen Ausrüstung massgeblich beeinflusst. Schon sehr früh stand die Variante mit einem Totalunternehmermodell (TU) im Vordergrund. Die Ausführungsprojektierung und die Ausführung erfolgen dabei durch den TU. Dieses Modell bietet u.a. folgende Vorteile:

- Die Projektierungsverantwortung wird dem Unternehmer übertragen; überdies verfügen in verschiedenen Fachbereichen vornehmlich die Hersteller resp. die Ausrüster über Fachleute in genügender Anzahl.
- Die Projektstufe «Bauprojekt» kann übersprungen werden, indem die Ausschreibung auf der Basis «Vorprojekt» erfolgt.

Eine rein funktionale Ausschreibung war von der Bauherren nicht erwünscht, weil sie selber spezielle Vorgaben in das Projekt einbringen wollte und zahlreiche Auflagen aus den bereits erteilten Genehmigungen des BAV berücksichtigt werden mussten.

Eine konventionelle Ausschreibung nach Ausmass kam aufgrund des Vorprojektstandes jedoch auch nicht mehr in Frage.

So wurde schliesslich ein Modell mit Einzel-Totalunternehmern pro Fachgebiet gewählt. Bei diesem Modell kann die BLS AlpTransit in jedem Fachbereich den für sie am besten geeigneten TU selber auswählen.

Alle Ausschreibungen und Vergaben erfolgten in einem offenen Verfahren, strikte nach den Regeln des Bundesgesetzes über das öffentliche Beschaffungswesen.

6.2 Offertbearbeitung und Vertragsabschluss

Die Bearbeitung der rund 10 lfm Ausschreibungsakten ab Herbst 2001 bis zur Eingabe der Offerten am 15. März 2002 erforderte enorme Anstrengungen und belastete alle Beteiligten zeitweise extrem.

Die TU-Offerte für das Los Grundausrüstung bildete das eigentliche Schlüsselloch für den Zuschlag; darin sind die Gewerke Fahrbahn, Fahrleitung, Kabelanlagen, Führung und Koordination sowie die Transporte und die Logistik zu Gunsten aller Fachbereiche enthalten.

Nach Beurteilung der Offerten aufgrund der Bewertungskriterien stand das Angebot unserer TU Zschokke Locher/Rhomberg Bau für das Los Grundausrüstung im Vordergrund. Der Verwaltungsrat der BLS AlpTransit AG vergab im Juni 2002 die wichtigsten Lose an die ausgewählten Einzel-Totalunternehmer; unsere TU erhielt den Zuschlag für das Los Grundausrüstung. Die Vergabe eines Gesamtangebotes, das von uns ebenfalls eingereicht worden war und alle Lose umfasste, kam aus juristischen Gründen nicht in Frage.

Im Anschluss an die Vergaben wurden von beiden Seiten Bestrebungen unternommen, die von der BLS AlpTransit beauftragten Einzel-TU (d.h. Bahn-Technik-Bereiche BTB) auf freiwilliger Basis zu einem Gesamt-TU zusammenzuschliessen.

Die nachfolgenden – teilweise zähen und nervenaufreibenden – Verhandlungen führten schliesslich zum Erfolg und zur Bildung der Gesamtgruppe TU ABL (TU Arbeitsgemeinschaft Bahntechnik Lötschberg), wie in Bild 16 dargestellt.

Bild 18: Feste Fahrbahn in der Versuchsstrecke



Mit dem Werkvertrag vom 19.12.2002 hat der TU ABL auf der Basis des Loses Grundausrüstung die Koordination mehrerer Bereiche und Lose übernommen. Diese gehörten ursprünglich einesteiis zur Grundausrüstung, andern- teils handelte es sich um eigenständige Lose.

Das Projekt läuft bisher und unter Berücksichtigung der vielfältigen Rahmenbedingungen sehr erfreulich, und die Zusammenarbeit zwischen der Bauherrin BLS AT und dem TU ABL kann als sehr konstruktiv und lösungsorien- tiert bezeichnet werden.

In der losbezogenen Projektarbeit mit allen Beteiligten tauchen naturgemäss immer wieder Probleme auf, die sich jedoch bisher stets als lösbar erwiesen haben.

Die Ausgangslage für die Ausschreibung des Projektes auf dem Vorprojektstand hat zwangsläufig zur Folge, dass die Umsetzung aller Anforderungen in das Ausführungs- projekt immer wieder zu anderen (meist grösseren) Di- mensionen und Kennwerten führt.

Die Planungsergebnisse haben in der Regel Auswirkun- gen auf benachbarte BTB, teilweise sogar auf den Roh- bau. Die Auswirkungen und insbesondere Projektände- rungen können nicht immer kostenneutral aufgefangen werden und verursachen ausserdem einen hohen, admi- nistrativen Aufwand. Der seit geraumer Zeit stark gestie- gene, äussere Kostendruck auf die Bauherrschaft ist spürbar und bewirkt starke Einschränkungen bei der Op- timierung des Ausführungsprojektes.

8. Schlussbemerkungen

Die «Bahntechnik» umfasst eine Vielzahl weitgefächerter technischer Disziplinen. Diese müssen zu einem eng- maschigen und tragfähigen Netzwerk verknüpft werden, um den sicheren Betrieb einer modernen Hochleistungs- bahn zu gewährleisten.

Das Organisationsmodell mit dem Gesamt-Totalunter- nehmer schafft günstige Voraussetzungen, um die anspruchsvollen Zielsetzungen erreichen zu können.

Eine reibungslose und lösungsorientierte Zusammenar- beit aller Beteiligten sowie ein professionelles Projekt- management sind erforderlich, um die vielfältigen Aufga- ben und Verantwortlichkeiten wahrnehmen zu können. Um den Weg durch das «Dickicht» der Vorschriften und Formalismen nicht aus den Augen zu verlieren, muss jedoch ein enormer, administrativer Aufwand seitens aller Beteiligten betrieben werden.

Literaturverzeichnis

- [1] sia Dokumentation D 0177, AlpTransit-Tagung 2002, Fachtagung für Untertagbau, 13. Juni 2002 in Thun.
- [2] Schopfer D., Lötschberg-Basistunnel: Einbau der Ausrüstung, Tunnel, Heft 07/2002

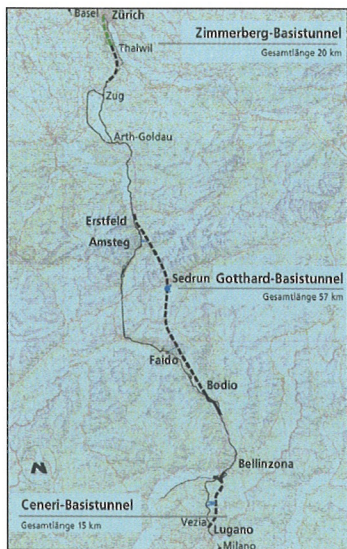
GOTTHARDACHSE

Stand Projekt (inkl. Ceneri-Basistunnel)

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

Die NEAT ist ein wesentlicher Bestandteil der schweizerischen Verkehrspolitik. Im Güterverkehr verspricht die NEAT beim Durchqueren der Alpen erhöhte Transportkapazität und -qualität sowie tiefere Betriebskosten für die Bahnen. Im Personenverkehr ergänzt sie die Bahn 2000 und integriert die Schweiz in das europäische Hochgeschwindigkeitsnetz. Aber erst mit der Fertigstellung aller zurückgestellten Strecken des Programms NEAT 1 wird die Schweiz über eine durchgehende Flachbahn verfügen, die auch einen wirtschaftlichen Betrieb ermöglicht und damit die Marktposition der Bahn wesentlich stärkt. Würde dereinst auch noch eine NEAT 2 verwirklicht, gäbe es in der Schweiz einen Quantensprung in der Mobilität. Im Tessin wohnen, aber in Zürich arbeiten – eine Selbstverständlichkeit.

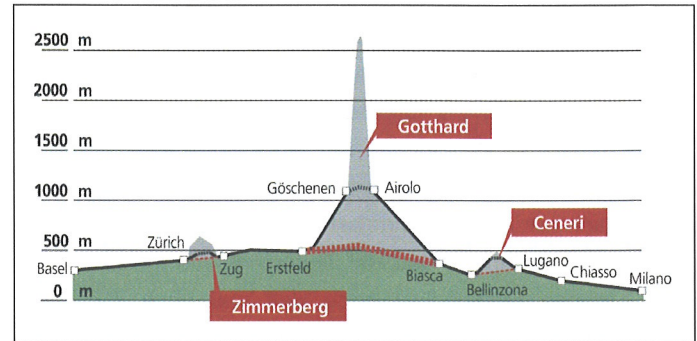
Bild 1: Linienführung Zürich–Lugano



Mit AlpTransit Gotthard entsteht die Infrastruktur, damit die Schweizerische Verkehrspolitik auch umgesetzt werden kann: Eine zukunftsgerichtete Nord-Süd-Verbindung durch die Alpen. Das Herzstück ist der Gotthard-Basistunnel, der mit seinen 57 km zum längsten Eisenbahntunnel der Welt wird.

Die Inbetriebnahme ist für 2014 geplant. In nördlicher Richtung wird die Verbindung mit dem 20 km langen Zimmerbergtunnel und in südlicher Richtung mit dem 15 km langen Ceneri-Basistunnel ergänzt.

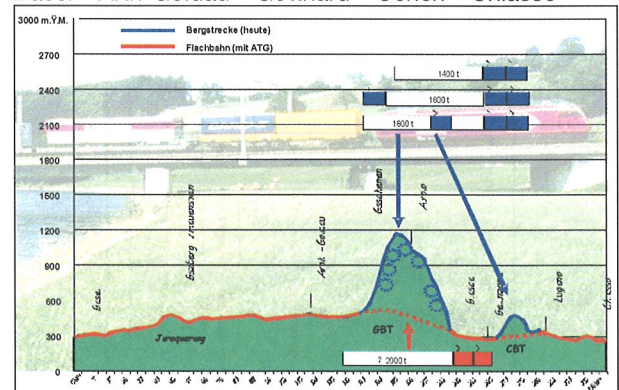
Bild 2: Die Flachbahn



Dabei entsteht nicht einfach eine Hochleistungsbahn, sondern eine Flachbahn durch den Alpenkamm. Die Scheithöhe wird auf nur 550 Metern über Meer liegen. Für das Projekt AlpTransit Gotthard investiert die Schweiz eine Summe von rund 10 Milliarden Schweizer Franken, was etwa 7 Milliarden Euro entspricht.

1. Der Nutzen der neuen Gotthardbahn

Bild 3: Streckenprofil der Achse Nord-Süd; Basel – Arth-Goldau – Gotthard – Ceneri – Chiasso



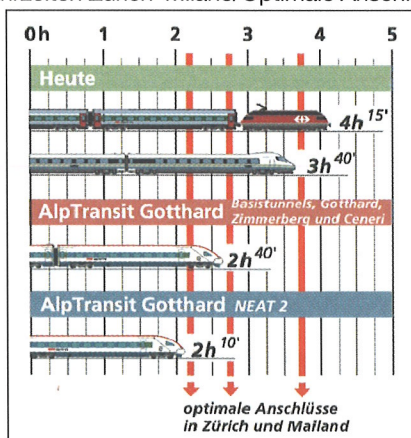
Im Güterverkehr gilt es, die ständig stark wachsende Nachfrage nach Transportkapazitäten auf der Nord-Süd Achse zu befriedigen. Der alpenquerende Güterverkehr auf der Strasse verdoppelt sich alle acht Jahre. Setzt sich dieser Trend fort, so ist der Lebensraum in den Alpen massiv gefährdet. Ziel der schweizerischen Verkehrspolitik ist es deshalb, die stetig wachsenden Gütermengen schergewichtig mit der Bahn zu transportieren. Durch

den Ausbau der Bahninfrastruktur wird es möglich, zusätzliche Züge auf der Nord-Süd-Achse zu führen und die Kapazität (Gotthard und Lötschberg) von 20 Millionen Tonnen auf über 50 Millionen jährlich zu steigern. Die Anzahl der Güterzüge wird auf der neuen Gotthardstrecke von heute rund 140 auf 220 Züge täglich zunehmen.

Die flache, gestreckte Trassierung – maximal 12,5 Promille in der offenen Strecke und 8,0 Promille in den Basistunneln – erlaubt die produktive Führung von langen und schweren Zügen, weil dadurch zeitraubende Rangiermanöver entfallen. Heute muss in Nord-Süd Richtung nämlich ein schwerer Güterzug in Erstfeld, resp. Bellinzona wegen der Steigungen mit einer Schiebelok 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 Basistunneln am Gotthard und am Ceneri erreicht werden. Die Alpen werden auf einer Scheitelhöhe von nur 550 Meter über Meer durchquert, also etwa auf gleicher Höhe wie die schweizerische Hauptstadt Bern.

Als Folge der höheren Kapazität und der grösseren Geschwindigkeit rechnet man gegenüber heute mit jährlichen Betriebskosteneinsparungen von mehreren Millionen Franken.

Bild 4: Fahrzeiten Zürich–Milano/Optimale Anschlusszeiten



Im Personenverkehr integriert sich die Schweiz mit AlpTransit Gotthard in das europäische Hochgeschwindigkeitsnetz. Die künftigen Reisezüge werden mit mehr als 200 Stundenkilometern über die Neubaustrecken rollen. Die drei Basistunnel am Zimmerberg, Gotthard und Ceneri reduzieren die Reisezeit zwischen Zürich und Mailand auf 2 Stunden 40 Minuten. Das bedeutet für die Bahnreisenden: Eine Stunde kürzere Fahrzeit als heute und opti-

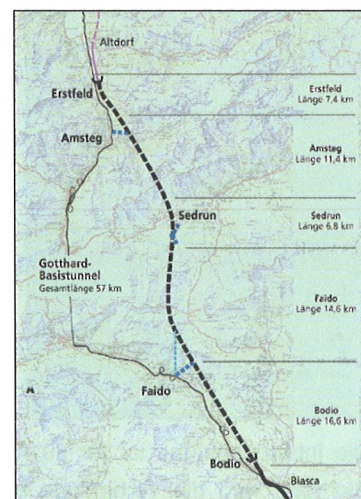
male Anschlüsse in Zürich an das schweizerische Fahrplansystem Richtung Schaffhausen, Romanshorn, St. Gallen, Biel und nach Basel und Deutschland. Ebenso bestehen Anschlüsse in Milano Centrale für die Züge Richtung Torino, Genova, Venezia, Lecce und Roma. Mit einer Fahrzeit von 2 Stunden und 50 Minuten – also ohne Ceneri-Basistunnel – wären diese optimalen Anschlüsse in den beiden Zentren nicht möglich. Die Züge Richtung Venezia, Lecce und Roma in Milano und diejenigen Richtung Biel, Basel und Deutschland in Zürich könnten nicht erreicht werden.

Allein in der Schweiz werden rund 3 Millionen Personen von der Fahrzeitverkürzung profitieren können. Nimmt man noch die benachbarten Regionen Süddeutschland und Mailand hinzu, sind es sogar rund 20 Millionen Menschen.

Die Flachbahn am Gotthard und eine Reisezeit zwischen Zürich und Mailand von 2 Stunden und 40 Minuten kann nur mit der gleichzeitigen Inbetriebnahme der Basistunnel am Zimmerberg, Gotthard und Ceneri erreicht werden. Dazu benötigen wir aber noch die Kreditfreigabe durch das Parlament. Es ist zu hoffen, dass dies spätestens 2004 geschieht.

2. Der Stand der Arbeiten am Gotthard-Basistunnel Mitte 2003

Bild 5: Linienführung



Um die Bauzeit und die Kosten zu optimieren, erfolgt der Vortrieb des Gotthard-Basistunnels gleichzeitig in fünf Teilstücken mit unterschiedlicher Länge. In vier Teilabschnitten wurden innerhalb des Kosten- und Terminrahmens bereits grosse Fortschritte erreicht.

3. Teilabschnitt Erstfeld

Bild 6: Teilabschnitt Erstfeld



Weil über die genaue Linienführung der Zufahrtsstrecke im Kanton Uri im Rahmen des Projektauftragsverfahrens noch entschieden werden muss, kann im Teilabschnitt Erstfeld frühestens 2004 mit den Arbeiten begonnen werden. Wir hoffen, dass die Plangenehmigung Ende 2003 erfolgt, da diese die Inbetriebnahme des Gotthard-Basistunnels direkt bestimmt.

4. Teilabschnitt Amsteg

Bild 7: TBM Montage Oströhre Amsteg



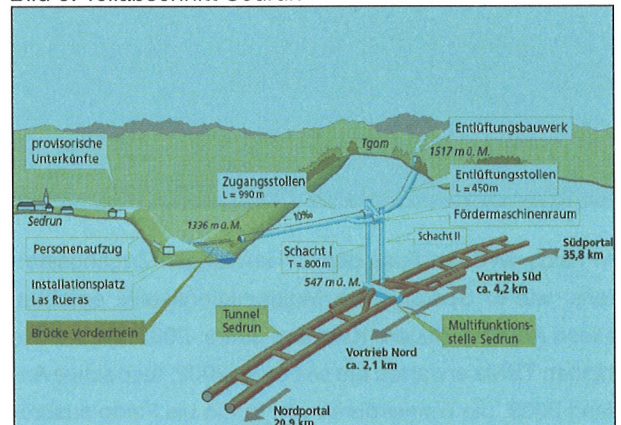
Vom Fusspunkt des 1,8 km langen Zugangsstollens in Amsteg wurden im Sprengvortrieb ein Baustollen als Verbindung zu den beiden Einspurrohren und die Montagekavernen für die Tunnelbohrmaschinen (TBM) in der Ost- und Weströhre ausgebrochen. Aus den beiden Montagekavernen starten die TBM Richtung Losgrenze Sedrun. Die TBM in der Oströhre wurde am 27. Mai 2003 angeregt und hat nach knapp einem Monat bereits mehr als 400 m zurückgelegt. Die TBM in der Weströhre nimmt den Vortrieb im August 2003 auf.

Im Januar 2003 wurde zudem der 1,9 km lange Kabelstollen (Durchmesser 3,7 m) zum unterirdischen Kraft-

werk Amsteg durchschlagen. Über diesen Stollen wird später die Bahnstromversorgung für die Züge im Gotthard-Basistunnel sichergestellt.

5. Teilabschnitt Sedrun

Bild 8: Teilabschnitt Sedrun



Seit 1996 wurden in Sedrun der rund 1000 m lange Zugangsstollen, der 450 m lange Entlüftungstollen ins Val Nalps und der 800 m tiefe Vertikalschacht I erstellt. Vom Fusspunkt des Schachtes aus werden jetzt die Tunnelröhren des Teilabschnitts Sedrun mit je zwei Vortrieben nach Norden (ca. 2 km) und nach Süden (ca. 4,5 km) und die Multifunktionsstelle Sedrun gebaut.

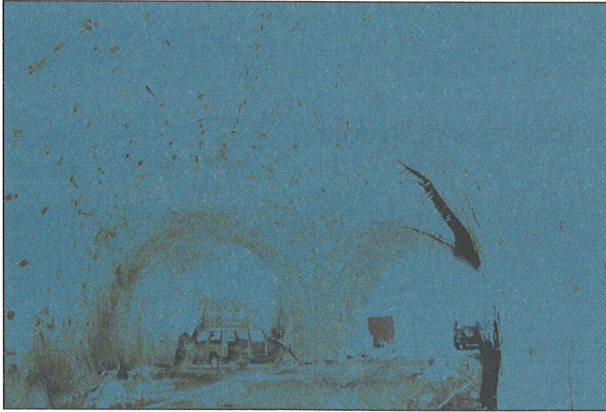
Bild 9: Sedrun: Schachtfuss mit Förderanlage



Um die enormen Materialmengen zu bewältigen, wurde eine neue leistungsfähige Schachtförderanlage eingebaut. Diese befördert rund 50 Tonnen Material pro Fahrt innert ca. 1 Minute durch den 800 m hohen Schacht nach oben. Aus logistischen und sicherheitstechnischen Gründen wurde zudem ein zweiter Vertikalschacht (Durchmesser 7 m) im Raise-Boring Verfahren ausgeweitet. Die Schachtbohrmaschine hat nach ca. 4 Monaten den Schachtfuss erreicht. Der Durchbruch erfolgte innerhalb der Kosten am 23. Juni 2003.

6. Teilabschnitt Faido

Bild 10: Faido: Ausbruch- und Sicherungsarbeiten



In Faido wird am Fuss des 2,7 km langen Zugangsstollens, wie in Sedrun, eine Multifunktionsstelle errichtet. Diese Arbeiten dauern rund drei Jahre. 2005 werden die beiden TBMs erwartet, die seit Ende 2002, respektive Anfang 2003, die Tunnelröhren von Bodio bis Faido ausbrechen. Die Ausbrucharbeiten in der Multifunktionsstelle sind zurzeit durch schwierige geologische Verhältnisse geprägt, da eine Störzone durchquert werden muss. Die Verhältnisse erfordern zusätzliche Sicherungsmassnahmen und ein angepasstes Vorgehen.

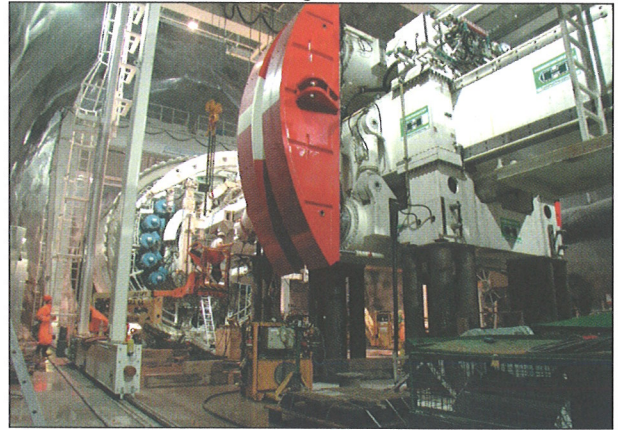
7. Teilabschnitt Bodio

Bild 11: Bodio: Durchschlag Lockergesteinsstrecke



Die ersten 400 m nach dem Südportal in Bodio wurden im Tagbau bereits fertig gestellt. Darauf folgt eine 400 m lange Strecke im Lockergestein eines Bergsturzgebietes. Auch diese bautechnisch heikle Zone ist mittlerweile aufgefahren und die Durchschläge in den anstehenden «gesunden» Fels sind termingerecht und innerhalb der vorgesehenen Kosten erfolgt.

Bild 12: Bodio: TBM Montage Oströhre



Zur Beherrschung des Zeitriskos wurde vorgängig ein 1,2 km langer Umgehungsstollen zur Achse des künftigen Basistunnels erstellt, und anschliessend die beiden Haupttunnelröhren ausgebrochen (Oströhre ca. 1600 m, Weströhre ca. 600 m). Am Ende dieser Strecken dienen die zuvor erstellten Kavernen der Montage der beiden Tunnelbohrmaschinen (TBM). Mittlerweile haben beide TBMs den Vortrieb Richtung Faido aufgenommen und bereits einige hundert Meter ausgebrochen. In der Weströhre konnte bereits eine Spitzenleistung von 28 m innerhalb von 24 Stunden erreicht werden. Zurzeit haben beide TBMs eine horizontale Störzone zu durchfahren, die die Vortriebsgeschwindigkeit auf 3 – 5 m pro Tag herabgesetzt hat.

Bild 13: Bodio: Montage Tunnelbohrmaschine Oströhre



Das Ausbruchmaterial der Tunnellose Bodio und Faido gelangt über eine knapp 6 km lange Förderbandanlage vom Installationsplatz Bodio ins benachbarte Bleniotal und wird dort verwendet für die Renaturierung eines ausgebeuteten Bergsturzgebietes. Das Förderband verläuft unter anderem durch einen – speziell zu diesem Zweck gebauten – 3,2 km langen Schutterstollen mit einem Durchmesser von 5 m.

Bild 14: Renaturierung Buzza di Biasca im Bleniotal



8. NEAT 2 – die spätere Ergänzung zur neuen Gotthardbahn

Neat 1 – die Basistunnel am Gotthard, Ceneri und Zimmerberg bilden den Torso einer zukünftigen neuen Eisenbahnverbindung auf der Nord-Süd-Achse Zürich-Mailand und machen aus ökologischer und ökonomischer Sicht nur dann Sinn, wenn die Tunnelbauwerke durch die Neat 2 ergänzt werden.

Neat 2 ist klar von den zurzeit laufenden FinöV-Projekten (Finanzierung öffentlicher Verkehr) zu trennen. Es handelt sich um ein neues Vorhaben, das heute noch nicht finanziert ist und den Entscheidungsgremien, Bundesrat und Parlament in zwei Schritten vorgelegt werden sollen. Im Sommer 2003 soll dem Parlament eine Planungsbotschaft zugestellt werden, die auch einen Planungskredit in der Höhe von rund 50 Mio. SFR beantragt, um die damals zurückgestellten Projektteile am Lötschberg und Gotthard zu überprüfen. Insbesondere wird das Vorprojekt der Linienführung «Berg lang geschlossen» im Kanton Uri erstellt – einschliesslich der notwendigen geologischen Sondierungen. Weiter werden betriebliche und wirtschaftliche Prioritäten der zurückgestellten NEAT-Strecken in den Kantonen Schwyz, Uri und Tessin, im Berner Oberland, im Wallis und die Fortsetzung nach Chiasso-Mailand, untersucht und die NEAT 2 in die laufenden Bahnprojekte, zweite Etappe der Bahn 2000, eingebunden.

Wenn das Parlament – voraussichtlich 2004 – der Planungsbotschaft samt -kredit zustimmt, werden die Erkenntnisse aus den Planungsarbeiten verkehrs- und finanzpolitisch begründet und in eine Baubotschaft NEAT 2 verarbeitet. Diese könnte 2006 bis 2008 dem Parlament unterbreitet werden. Die Botschaft muss auch eine Prioritätenliste und ein Zeitprogramm enthalten sowie die Finanzierung regeln, wozu der Fonds für Eisenbahngross-

projekte (FEG) verlängert werden könnte. Mit der Baubotschaft sollen dann das Parlament und allenfalls das Volk über die konkreten, definitiven Bauprojekte entscheiden. Der Finanzbedarf dürfte – grob geschätzt – bei sechs bis acht Milliarden Franken liegen. Wenn der Bundesbeschluss 2008, eventuell aber auch erst 2010, gefällt wird, könnte mit den Bauprojekten etwa ab 2020 begonnen werden.

Wenn dereinst zwischen Zürich und Mailand nicht nur die NEAT 1 mit den drei Basistunneln am Gotthard, Ceneri und Zimmerberg, sondern auch die NEAT 2 mit den jetzt noch zurückgestellten Zufahrtsstrecken am Lötschberg und Gotthard fertig gestellt würde, könnte die Mobilität mit der Bahn in der Schweiz einen erneuten Quantensprung erfahren, der durchaus vergleichbar ist, mit der Eröffnung des alten Lötschberg- und Gotthardeisenbahntunnels. Im Personenverkehr werden Regionen zusammenwachsen und neue wirtschaftliche Beziehungen entstehen. Dank den kurzen Reisezeiten wird es für kommende Generationen selbstverständlich sein, beispielsweise in Zürich zu arbeiten und im Tessin zu leben. Ist die Schweiz ins Hochgeschwindigkeitsnetz eingebunden, so ergeben sich auf den Reisedistanzen zwischen den europäischen Zentren neue Perspektiven. Und weil die An- und Abflüge auf den europäischen Airports nicht beliebig gesteigert werden können, wird die Bahn im Modalsplit Flug- versus Eisenbahnverkehr auf den Kurzstrecken Marktanteile gewinnen.

Im Güterverkehr dürften die Bahnen mit den neuen schnellen Verbindungen der Strasse überlegen sein. Wenn es ihnen gelingt im grenzüberschreitenden Verkehr die Güter «just in time» vom Versender zum Empfänger zu transportieren, kann die vom Schweizer Volk gewünschte Verkehrsverlagerung verwirklicht werden. Der empfindliche Alpenraum bliebe so auch für kommende Generationen erhalten und lebenswert.

Stand der geologischen Erkenntnisse

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

1. Einleitung

Alle Zugänge zu den Zwischenangriffen sowie die Nebenvortriebe (Schutterstollen Bodio, Kabelstollen Amsteg) sind erstellt. Die Hauptvortriebe Amsteg bis Bodio haben begonnen. Im Folgenden wird darauf eingegangen wo und aus welchem Grunde die angetroffenen geologisch-geotechnischen Verhältnisse günstiger oder ungünstiger waren als prognostiziert. Aktuell sind die Schwierigkeiten, die unerwarteterweise in der Multifunktionsstelle Faido auftraten und auf deren geologische Hintergründe deshalb speziell eingegangen wird.

2. Leventina-Gneis in den Abschnitten Bodio und Faido

2.1 Geologisch-tektonische Übersicht

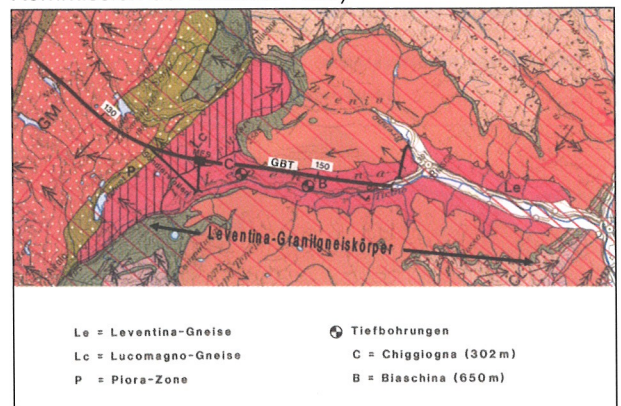
Bild 1: Aufschluss aus grob und flach gebanktem, massivem, hellem Leventina-Granitgneis bei Biasca



Im Aufschluss ist der grantische Leventina-Gneis ein grobgebanktes oft massives und wenig durchtrenntes Gestein (Bild 1). Seine Festigkeit ist hoch und seine bautechnischen Eigenschaften sind hervorragend. Er wird deshalb in der Riviera und Leventina in zahlreichen Steinbrüchen ausgebeutet und verarbeitet (Randsteine, Mauersteine, Platten). Er ist generell flach gelagert, das prognostizierte Hauptgefährdungsbild für den Tunnelbau ist dementsprechend die Ablösung von Blöcken aus dem Firstbereich.

Geologisch gesehen, entstand der Leventina-Gneis aus einem spätvariszischen Granit, der während der alpinen Gebirgsbildung durch eine relativ hohe Metamorphose (Amphibolitfazies; 600 – 650 °C, ca. 6 kbar) in einen Gneis umgewandelt wurde. Tektonisch zum Penninikum (leontinische Gneisregion) gehörend, ist er das tiefste sichtbare tektonische Element der Schweizer Alpen. Von Claro nördlich von Bellinzona aufsteigend erstreckt er sich als schildförmiger Rücken über 35 km bis zur Schlucht von Dazio Grande (Bild 2). Da die Untergrenze und das Liegende nirgends aufgeschlossen sind, wurden in der Projektphase 1971/72 (Schneider 1999) die zwei Tiefbohrungen Chiggiogna (302 m) und Biaschina (653 m) abgeteuft. Beide blieben im Leventina-Gneis. B. Hiss (1975) untersuchte die Sondierbohrung Biaschina, welche im Rahmen eines Nationalfondsprojektes von 400 auf 653 m verlängert wurde, wissenschaftlich und fand unter anderem Anhydrit akzessorisch in Zwickeln des Korngefüges, sowie in Linsen und Lagen.

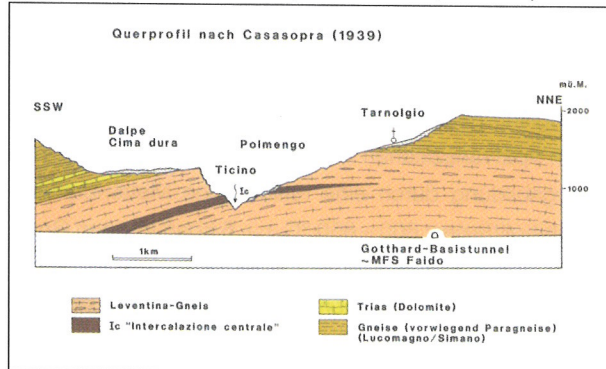
Bild 2: Tektonische Situation Leventina-Gneis; GBT = Gotthard-Basistunnel (Auszug aus Tektonische Karte der Schweiz 1:500'000; Schweizerische Geologische Kommission der Schweiz 1980)



Als Ganzes untersucht wurde der Leventina-Granitgneis von S. Casasopra (1939). Er beschrieb die zahlreichen Varietäten in denen er ausgeprägt ist und entwarf eine Serie von Profilen. Das Profil (Bild 3) das ungefähr durch die Multifunktionsstelle Faido verläuft zeigt einen rückenförmig gewölbten Verlauf der Obergrenze. Die Multifunktionsstelle Faido liegt in diesem Profil mitten im Leventina-

Gneis. In West-Ost Richtung entspricht dieses Bild immer noch dem Stand der Wissenschaft. In nördlicher Richtung wird dagegen eine Verfallung der Stirn des Leventina-Gneiskörpers postuliert (Milnes 1976, Etter 1999).

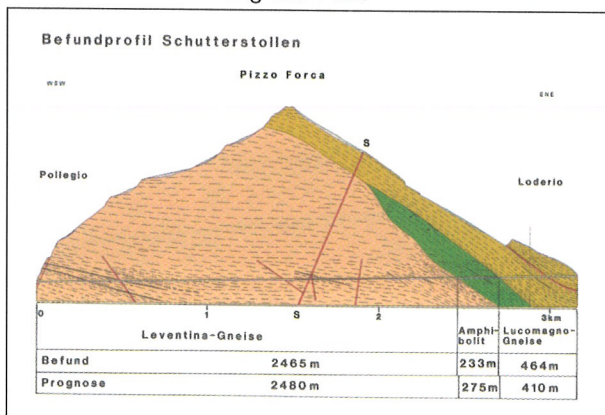
Bild 3: Querprofil durch die Leventina auf Höhe der Multifunktionsstelle Faido (nach Casasopra 1939)



2.2 Leventina-Gneis und Grenze zum Lucomagno-Gneis im Schutterstollen Bodio

Als erstes wurde in Bodio der Schutterstollen mit einem Durchmesser von 5 m mechanisch aufgeföhren. Er setzt im Leventina-Gneis an und durchstösst bei 2465 m – mit einer Abweichung zur Prognose von 15 m notabene – die Grenze zu einem Amphibolit, der den Lucomagno-Gneisen zugerechnet wird (Bild 4). Das Verhalten des Gebirges entsprach den Erwartungen, es erwies sich als standfest und 98% der gesamten Strecke fielen in die Ausbruchklasse II.

Bild 4: Befundprofil Schutterstollen Bodio; S = kakiritische Störung TM 1'595



Im Hinblick auf die Geschehnisse in Faido sind zwei Dinge hervorzuheben:

1. Die Grenze zwischen Leventina-Gneisen und dem Überliegenden war messerscharf und völlig ungestört.

2. Eine markante prognostizierte Störung (S in Bild 4) bei TM 1'595 besteht aus einem bis 2 dm mächtigen Kakirit (grüner Silt bis Ton mit einzelnen Gesteinsbruchstücken bis 8 cm), der beidseitig von ca. 40 – 60 cm kataklastischem Fels und gegen Osten zudem von einer 2,5 m mächtigen Zone aus zerbrochenem Gestein begleitet ist. Die querschlägige Störung wurde ohne Probleme und ohne erhöhten Sicherungsaufwand durchörtert.

2.3 Sprengtechnische Ausbrüche Bodio

Der 1313 m lange Umgehungsstollen und die 1711 m der Oströhre des Basistunnels wurden in standfestem bis leicht gebrächem, grob gebanktem und grob geklüftetem Leventina-Gneis ausgebrochen. Wie erwartet war das Profil nicht überall masshaltig. Der Ausbruch folgte in der Kalotte streckenweise der flachen Schieferung und in den Paramenten einer steilen Klüftung die spitzwinklig zur Vortriebsrichtung verlief. Im Kämpfer entstand durch die Kombination von Klüftung und Schieferung lokal ein eckiges bis zickzackförmiges Profil.

2.4 TBM-Vortrieb Bodio, flache Störung in der Oströhre

Kaum hatte der TBM-Vortrieb begonnen, d.h. nach rund 160 m wurde bei TM 2'705 (km 154.125) eine kakiritische Störung angefahren, die mit etwas über 20° gegen Westen abfällt, aber in Vortriebsrichtung flachwellig verläuft und als Ganzes eine muldenförmig gekrümmte Fläche bildet. Sie sank zuerst leicht ab, erreichte die Sohle aber nie und stieg wieder bis in den Firstbereich auf (Bild 5). Der Aufbau ist ähnlich wie bei der Störung im Schutterstollen. Der Kern besteht aus einem Kakirit mit tonigem Gesteinsmehl, der begleitet wird von einem 1 – 3 m mächtigen Kataklastit in welchem das Gestein zu cm-dm grossen Bruchstücken zerlegt ist. Der anschliessende Fels ist z.T. intensiv geklüftet.

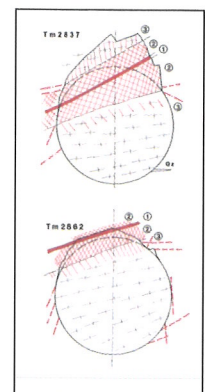


Bild 5: Flachwellige kakiritische Störung ab TM 2'705 (km 154.125) der Oströhre Gotthard-Basistunnel; 1 = Kakirit im Kern; 2 = kataklastisch zerbrochener Fels; 3 = intensiv geklüfteter Leventina-Gneis

Aufgrund des flachwelligen Verlaufes begleitet diese Störung den Vortrieb seit mehr als 150 m und führt wie das Ortsbrustbild von TM 2'837 (Bild 5) zeigt immer wieder zu Überprofil und zum Absitzen von niedergebrochenem Material auf dem Bohrkopfmantel.

Die gegen Westen abfallende Störung taucht unter den Talboden ab, ist somit nicht aufgeschlossen und wurde deshalb auch nicht prognostiziert. In den beiden Tiefbohrungen trat keine Störung von dieser Mächtigkeit auf.

In der Weströhre wurde die Störung beim TM 2'543 angefahren. Sie war in diesem Bereich auf Grund der Aufschlüsse in der Oströhre erwartet worden (Oströhre als Vorauserkundung für die Weströhre).

2.5 Zugangsstollen Faido und kakiritische Störung in der Multifunktionsstelle Faido

Im Teilabschnitt Faido wurden im 2575 m langen Zugangsstollen die erwarteten grobgeklüfteten Leventina-Gneise ausgebrochen. Die flachliegende Schieferung und eine nahezu parallel zum Stollen verlaufende Hauptklüftung hatten auch hier oft ein nicht masshaltiges Profil zur Folge (eckige Ausbrüche vor allem im linken Kämpfer). Zwischen TM 2'024 und 2'160 stiess der Vortrieb überraschend auf eine Einschaltung von glimmerreichen Lucomagno-Gneisen. Diese steilstehenden Gneise verhielten sich aber in geotechnischer Hinsicht günstiger als die Leventina-Gneise. Die Grenzflächen waren zudem ungestört und kohäsiv. Die Einschaltung war somit im Hinblick auf die Ausbrüche in der Multifunktionsstelle kein Grund zur Beunruhigung.

In der Querkaverne der Multifunktionsstelle Faido ereignete sich dann bei TM 2'721 ein Niederbruch, der auf eine steile kakiritische Störzone von 5 – 7 m Breite zurückzuführen ist. Das entstandene Kamin war 8 – 11 m hoch.

Die Störung streicht mit einem Schnittwinkel von nur 10° äusserst ungünstig bezüglich der Tunnelröhren und vor allem der geplanten weitgespannten Tunnelverzweigungen. Die geotechnische Situation wird noch dadurch verschlimmert, dass eine mehrere Meter breite Zone mit kataklastisch zerbrochenem Gneis den Kern der Störung begleitet (Bild 6).

Kern der Störung ist ein klassischer Kakirit, d.h. ein Gemenge von Gesteinsbruchstücken und Gesteinsmehl, wie das Bild 7 zeigt. Die Rundung der Komponenten ist

eine Folge der Durchbewegung innerhalb der Störung.

Bild 6: Störung in der Multifunktionsstelle Faido

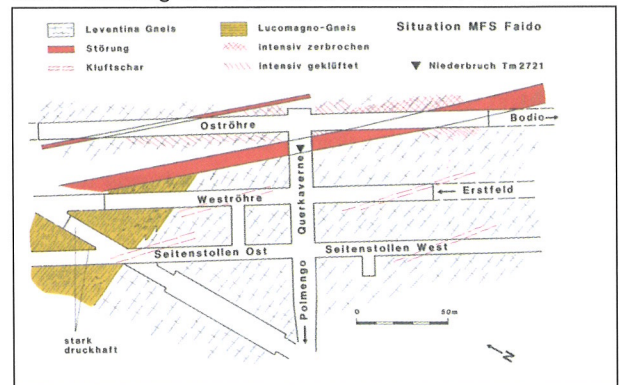


Bild 7: Kakirit aus dem Niederbruch TM 2'721 Querkaverne mit angerundeten Gesteinsbruchstücken unterschiedlicher Grösse in grauem siltig-tonigem Gesteinsmehl (fault gouge). Foto Prof. A. Steck



Eine an der Universität Lausanne durchgeführte Analyse ergab, dass im Gesteinsmehl neben dem Hauptgemengteile Silt bis Feinsand etwa 12% Tonmineralien vorhanden sind. Neben Illit und Eisenchlorit kommen auch geringe Mengen an quellfähigem Smektit vor (Tab. 1).

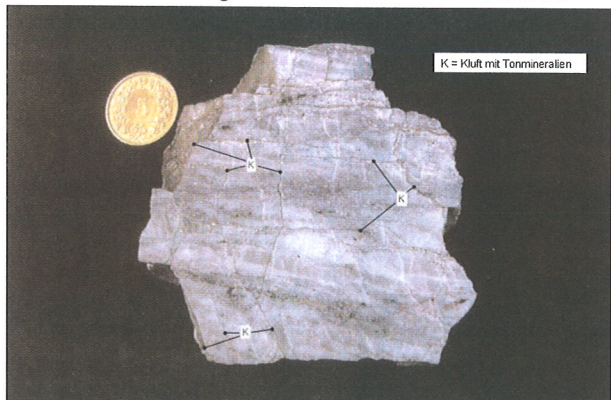
Tabelle 1: Röntgendiffraktometrische Analyse Tonmineralien (Proben A. Steck, Analytiker Ph. Thélin, Université de Lausanne)

Probe Nr.	Bezeichnung	Relativer Anteil Tonmineralien (%)		
		Smektit	Fe-Chlorit	Illit
AS 0305	kataklastischer Gneis	13.5	46.5	40.0
AS 0306	heller Kakirit	11.0	51.0	38.0
AS 0307	dunkler Kakirit	11.5	51.0	37.5

Das kataklastische Begleitgestein ist eine sehr helle und glimmerarme Varietät des Leventina-Gneises. Es wird von sehr feinen d.h. nur 1 – 20 µm breiten Klüften durchsetzt, die sich im Abstand von 0,5 bis 2 cm folgen. Die Harrisse verlaufen sowohl quer wie auch parallel zur Schieferung (K in Bild 8). Sie haben nichts mit den Ausbruchvorgängen zu tun d.h. es sind weder Risse als Folge der

Sprengung, noch solche als Folge der Entspannung. Dies beweist ein feiner toniger Kluftbelag, der die gleichen Tonmineralien enthält, wie der eigentliche Kakirit. Solche Mineralien bilden sich unterhalb einer Temperatur von etwa 200 °C. Während der alpinen Metamorphose herrschten hier bis 600 °C. Der Kakirit ist somit in einer Spätphase (Abkühlungsphase) der alpinen Gebirgsbildung entstanden, in welcher das spröde Gestein durch eine tektonische Beanspruchung in Kluftkörper von Würfelzuckergrösse zerbrochen ist.

Bild 8: kataklastisches Begleitgestein mit feinen Klüften K die einen Tonbelag aufweisen. Foto Prof. A. Steck



Der Seitenstollen West und die Weströhre trafen in nördlicher Richtung auf glimmerreichen Lucomagno-Gneis, der sich hier stark druckhaft verhielt und der sehr intensiv mit dem Leventina-Gneis verfäلتet war. Das Verhalten des Lucomagno-Gneises und das seiner Grenzen unterscheidet sich somit deutlich von jenem im Schutterstollen Bodio und im Zugangsstollen Faido.

An der Oberfläche verdeckt eine ausgedehnte Sackungsmasse den Fels über dem Zugangsstollen und der Multifunktionsstelle. Aber der Sondierstollen Polmengo, dessen Portal unmittelbar neben jenem des Zugangsstollens liegt, hatte das ganze Gebirge zwischen Polmengo und dem Basistunnel vorgängig aufgeschlossen. Die Prognose für das Bauprojekt der Hauptvortriebe stützte sich auf die dort angetroffenen geologischen Verhältnisse. Der Befund in der Multifunktionsstelle deckt sich in keiner Art und Weise mit den dortigen Aufschlüssen. Die tektonischen Verhältnisse sind wesentlich komplexer als erwartet und waren auch nach Meinung der beigezogenen Experten nicht vorhersehbar. Wie das Profil im Bild 3 zeigt, steht über der Multifunktionsstelle Leventina-Gneis mit einer schwach gegen Osten abtauchenden Obergrenze an. Aufgrund der Aufschlüsse im Gotthard-Basistunnel werden wir unsere bisherige tektonische Modellvorstellung ändern müssen. Im vorliegenden Fall trifft der Begriff «veränderte geologische Verhältnisse» zu.

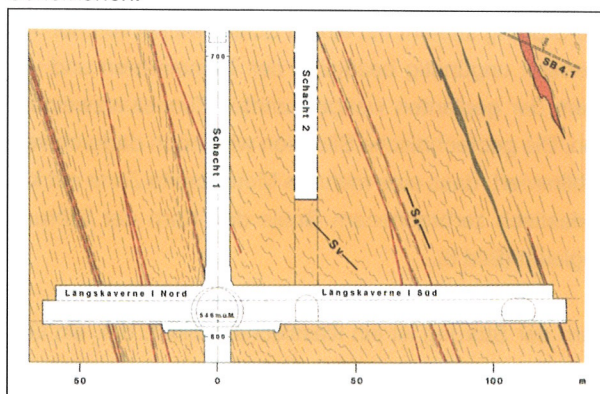
3. Variszisches und alpines Gesteinsgefüge im Altkristallin, geotechnische Auswirkungen

Das altkristalline Grundgebirge wurde in unterschiedlichem Ausmass von der alpinen Regionalmetamorphose erfasst sowie durch tektonische Vorgänge in unterschiedlichem Ausmass von der alpinen Schieferung überprägt. Dies wirkt sich in geotechnischer Hinsicht aus, weil die alpinen Schieferungsflächen glatt und eben sind und eine dementsprechend niedrige Scherfestigkeit besitzen. Dort wo das variszische s-Flächengefüge erhalten blieb, ist es oft durch eine Fältelung bis mesoskopische Faltung gekennzeichnet. Die s-Flächen sind deshalb meist kohäsiv und wirken nicht als Trennflächen im Sinne von SIA 199 (Keller 2002).

3.1 Schacht und Schachtfusskavernen Sedrun

Die Bauwerke liegen im südlichen Teil des generell als eher ungünstig eingestuften Tavetscher Zwischenmassivs. Die angetroffenen geotechnischen Verhältnisse wichen in den bisherigen Ausbrüchen von der Prognose ab, aber hier im positiven Sinn. Der Sicherungsaufwand war geringer als erwartet und auf ein ursprünglich geplantes Sohlgewölbe konnte verzichtet werden. Ursache dieses günstigeren Verhaltens ist die Tatsache, dass die Quermuskovitgneise im untersten Teil der beiden Schächte und in den Schachtfusskavernen deutlich weniger alpin überprägt waren, als dies auf Grund der Literatur und der Beobachtungen an der Oberfläche anzunehmen war. Dominierend sind nicht die steil südfallenden alpinen Schieferungsflächen (sa in Bild 9), sondern die flacher und vorwiegend gegen Osten einfallenden variszischen Schieferungsflächen (sv in Bild 9).

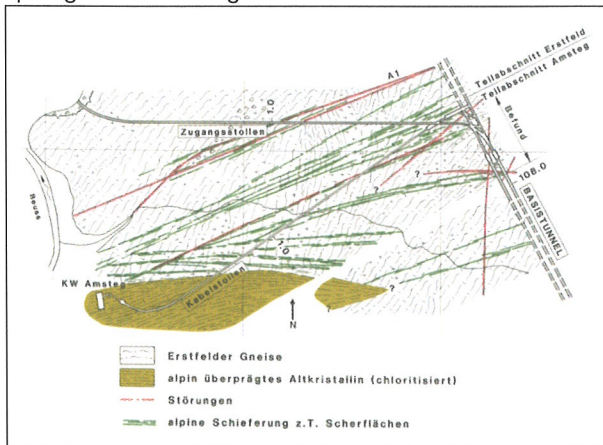
Bild 9: Schachtfusskavernen Sedrun in Quermuskovitgneis mit dominierendem variszischem Gesteinsgefüge (sv) und untergeordnet alpinen Schieferungsflächen (sa). SB 4.1 = Sondierbohrung 4.1; grün = Ultrabasika (Serpentin/Talk), rot = Pegmatit, strichpunktiert: Störungen, Scherzonen.



3.2 Bisherige Ausbrüche im Teilabschnitt Amsteg

Ausgebrochen wurden bisher Erstfelder-Gneise (Bilder 10 und 11). Dass hier das variszische Gefüge dominiert und sich geotechnisch günstig auswirkt, war bereits bei den Erhebungen an der Oberfläche erkannt worden. Die Zahl der alpinen Schieferungsflächen nimmt zwar gegen Süden zu. Sie verlaufen querschlägig zu den Tunnelröhren und wirken sich deshalb wenig auf die Standfestigkeit aus. Die Ausbrüche konnten zu 86 – 99% in der Ausbruchsklasse II gesichert werden (Tab. 2). Auch in diesem Teilabschnitt waren die geotechnischen Verhältnisse insgesamt günstiger als prognostiziert.

Bild 10: Teilabschnitt Amsteg; Geologischer Horizontalschnitt mit Zugangsstollen, Kabelstollen und den sprengtechnisch ausgebrochenen Tunnelröhren



Ganz offensichtlich können sich die Verformungen als Folge der Spannungsumlagerungen im gesprengten Fels über die beim Sprengen immer entstehenden Mikrorisse abbauen, in einem gefrästen Stollen jedoch nicht. Weder in Amsteg noch in Bodio waren diese bergschlagartigen Abschalungen ein bautechnisches Problem.

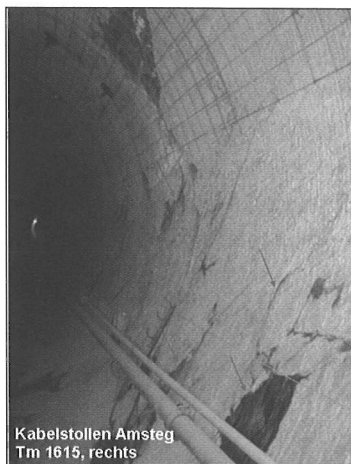
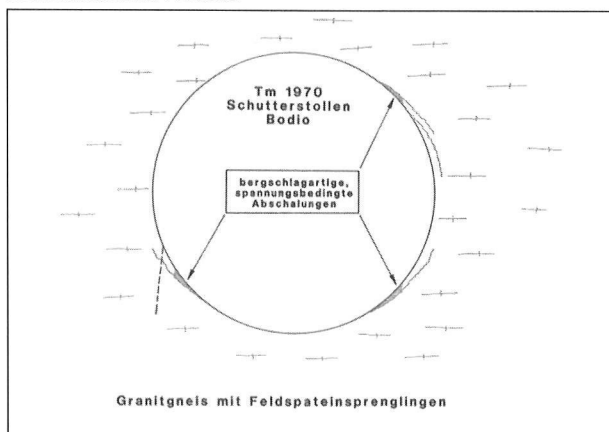


Bild 12: Bergschlagartige spannungsbedingte Abschalungen (Pfeile) im Kabelstollen

Bild 13: Dünne bergschlagartige Abschalungen im Schutterstollen Bodio



In den bisherigen grossen TBM-Querschnitten waren bergschlagartige Phänome höchstens schwach ausgeprägt. Allerdings liegen die Strecken mit den kritischen massigen Gesteinen, wie z.B. der Aare-Granit oder der Medelser-Granit, noch vor uns. Deutliche akustische Schläge im Gebirge sind dagegen in den Leventina-Gneisen der Multifunktionsstelle Faido zu hören.

5. Fazit der bisherigen Erkenntnisse

Störungen von mehreren Metern Mächtigkeit die das Bauwerk mehr oder weniger spitzwinklig schneiden sind im Zugangsstollen Amsteg und in der Multifunktionsstelle Faido aufgetreten. Während die mylonitische schiefrige Störung in Amsteg den Vortrieb kaum behinderte, führte

die kakiritische Störung in Faido zu grossen Schwierigkeiten, weil sie in einer leukokraten glimmerarmen Randfazies des Leventina-Gneises verläuft und dieses spröde Gestein entlang der Störung in einer breiten Zone kataklastisch zerbrochen ist. Zudem verhält sich der angrenzende glimmerreiche Lucomagno-Gneis stark druckhaft.

In den Vortrieben Sedrun und Amsteg verhielt sich das Gebirge dank der Dominanz der variszischen Strukturen (s-Flächengefüge) in geotechnischer Hinsicht günstiger als erwartet.

Durch Spannungsumlagerungen verursachte bergschlagartige Abschalungen traten bisher in den kleinen gefrästen Querschnitten des Kabelstollens und des Schutterstollens auf, hatten dort aber keine geotechnische Relevanz. Wie sich diese Phänome in den grossen TBM-Querschnitten in massigen granitischen Gesteinen äussern werden, ist noch offen.

Literatur

Casasopra, S. (1939): Studio petrografico dello gneiss granitico Leventina; Valle Riviera e Valle Leventina. – Schweiz. Mineral. Petrogr. Mitt., Vol. XIX.

Hiss, B. M. (1975): Metamorpher Anhydrit im Leventina-Gneis. – Schweiz. Mineral. Petrogr. Mitt. 55, 217-225.

Hiss, B. M. (1975): Petrographische Untersuchung der SBB-Sondierbohrung Biaschina (TI). – Schweiz. Mineral. Petrogr. Mitt. 55, 201-215.

Keller, F. et al. (1987): Geologischer Schlussbericht Gotthard-Strassentunnel; Beitr. geol. Schweiz, geotechnische Serie Lief. 70, Schweiz. Geotechnische Kommission.

Keller, F. (2002): Gotthard-Basistunnel zwischen Prognose und Befund. – sia tec 21, April 2002.

Myrvang, A.M., Grimstad, E (1983): Rockburst problems in Norwegian highway tunnels – recent case histories; in Rockbursts: prediction and control; Symposium Institution of Mining and Metallurgy; London 1983.

Schneider, T.R. (1999): Gotthard-Basistunnel – Strategie der geologischen Untersuchungen. Tagungsband zum Symposium Geologie AlpTransit Zürich. – Balkema Rotterdam.

Interne geologische Schlussberichte Gotthard-Basistunnel

Daverio, S. et al. (2003): Teilabschnitt Bodio – Schutters-
tollen, Umgehungsstollen.

Frei, B. et al. (2001/2003): Teilabschnitt Amsteg – Zu-
gangsstollen, Kabelstollen.

Guntli, P. et al. (2001/2002): Teilabschnitt Sedrun –
Schacht Sedrun, Schachtfusskavernen.

Logistik und Bau des zweiten Schachtes in Sedrun

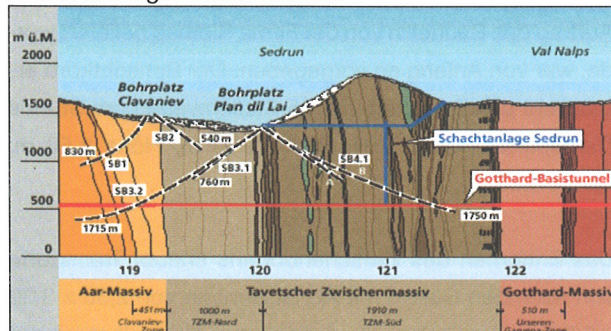
Peter Theiler, Dipl. Bauing. ETH/SIA,
BATIGROUP AG Tunnelbau, Zürich

1. Einleitung

Die Bauaufgabe Sedrun weist zwei Merkmale auf, die sie von anderen Baulosen im Rahmen der Alp Transit Gotthard wesentlich unterscheidet.

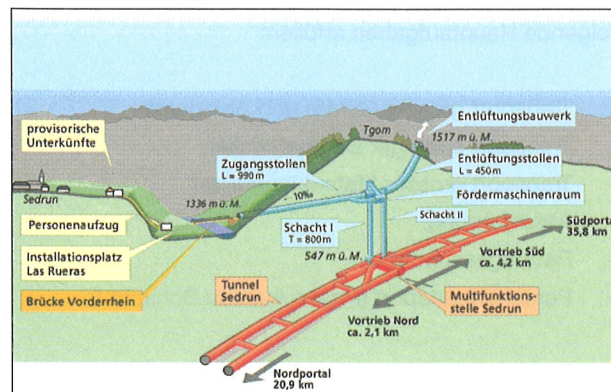
Vor allem die geologischen Verhältnisse im Tavetscher Zwischenmassiv Nord (TZMN) und in der Urseren Garvera Zone (UGZ) prägen die Bauaufgabe als solche. Diese Zonen bestimmen Vortriebseinrichtungen, Organisation und Bauprogramm des Loses 360 Tunnel Sedrun.

Bild 1: Geologie Tunnel Sedrun



Die Kontrolle der erwarteten Deformationen bedeutet einen grossen Aufwand an Ausbruchsicherung. Die zeitgerechte Versorgung der Baustellen mit Stahleinbaubogen, langen Brustankern, Radialankern und Spritzbeton beeinflusst die Logistik der Baustelle. Die Verkleidung erfordert grosse Mengen an Beton. Im TZMN und in der Clavanievzone werden beispielsweise auf 1465 m Tunnellänge ca. 70 % des Hohlraums mit Ausbruchsicherung und Verkleidung gefüllt.

Bild 2: Situation Sedrun



Das zweite wesentliche Merkmal dieser Bauaufgabe liegt in der Logistik. Der Installationsplatz Las Ruera in Sedrun liegt 800 m über der Tunnelsohle. Die Baustellen im Tunnel müssen durch Schächte erschlossen werden. Im Teilabschnitt Sedrun entsteht eine der beiden Multifunktionsstellen des Gotthard Basistunnels. Diese dient in der Betriebsphase als Nothaltestelle und Spurwechsel. Sie nimmt bahn- und sicherheitstechnische Einrichtungen auf. Die Hohlräume dieser Multifunktionsstelle dienen als unterirdische Installationsplätze. Eine sorgfältige Planung hat dafür zu sorgen, dass beim Rückbau die betriebswichtigen Funktionen so lange wie nötig erhalten bleiben.

Die beauftragte Arbeitsgemeinschaft TRANSCO Sedrun bestehend aus den Firmen

- BATIGROUP AG Tunnelbau, Zürich
- Frutiger AG, Thun
- Bilfinger Berger AG, D-München
- Pizzarotti & C. S.p.A., I-Parma

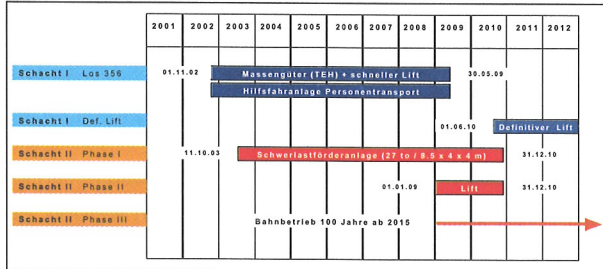
hat sich nach der erfolgten Auftragserteilung am 14. Dezember 2001 in ihrer Ausführungsplanung als erstes auf die logistische Aufgabe konzentriert.

Der Schacht II als eine der wichtigen Stützen der Logistik steht vor der Fertigstellung. Das Thema ist aktuell und die Ausführungen können sich auf erarbeitete Erfahrungen abstützen. Es wird noch genügend Gelegenheit geben über die Planung und Ausführung der geologisch anspruchsvollen Tunnelabschnitte zu berichten. Die geologisch schwierigen Zonen im TZM Nord und in der Urseren Garvera Zone werden erst im Jahre 2004 in Angriff genommen.

Um das logistische Nadelöhr aus Zugangsstollen und Versorgung über einen einzigen Schacht zu entschärfen hat TRANSCO von Anfang an das Konzept verfolgt, den Durchmesser des ursprünglich lediglich als Lüftungsschacht geplanten Schachtes Sedrun II von 4 m auf 7 m auszuweiten und den Schacht unmittelbar nach dem Abteufen mit einer Schwerlastförderanlage auszustatten.

Damit wird ein wesentlicher Beitrag zur Verbesserung der Logistik und der Sicherheit sowohl in der Bauphase als auch in der Betriebsphase geleistet. Der Standort des Schachtes Sedrun II liegt ca. 30 m südlich des Hauptschachtes.

Bild 3: Schacht I und Schacht II Betriebsphasen



Dieses Schachtförderkonzept entkoppelt beim Bau der beiden Tunnelröhren den Transport schwerer Tunnelgeräte und sperriger Baumaterialien vom Personentransport und der Materialförderung des Schachtes I. Die Transportlogistik der Baustelle wird erleichtert und die Betriebssicherheit erhöht.

In der Anschlussphase 2009 bis 2010, wenn die Tunnelvortriebsarbeiten weitestgehend abgeschlossen sind, wird die Schwerlastförderanlage als Personenfördereinrichtung betrieben. Diese Massnahme ermöglicht die betrieblich notwendige, vollständige Entkoppelung des Tunnelzuganges vom Schacht I. Im Schacht Sedrun I wird in dieser Phase die Förderanlage demontiert und die Verkleidung eingebracht.

Für die Betriebsphase ab dem Jahre 2015 wird durch das Vorhandensein eines zweiten Schachtes eine grössere permanente Sicherheit für Rettung gewährleistet. Ein zweiter separater Zugang für Unterhalt und bauliche Massnahmen sowie mehr Raum für die notwendigen Betriebseinrichtungen steht zur Verfügung.

Der Bau des Schachtes Sedrun II mit einem Durchmesser von 7 m führt auch zu einer Reduktion des Strömungswiderstandes und damit zu geringeren Energiekosten in der Bauphase und in der Betriebsphase.

Der Zugangsstollen, der Schacht Sedrun I und ein Teilausbruch der Schachtfusskavernen wurden durch ein Vorlos erstellt. Der Schacht Sedrun I wurde zudem mit einer leistungsstarken Schachtfördereinrichtung ausgerüstet. Damit wurde ab November 2002 für TRANSCO die Voraussetzung geschaffen, mit dem Ausbruch von Längs- und Querkavernen, der Erstellung technischer Sicherheits- und Betriebseinrichtungen, sowie mit dem

Vortrieb der Seiten- und Verbindungsstollen und der Tunnelröhren beginnen zu können.

2. Logistik Schacht II

2.1 Logistische Grundsätze

Bild 4: Sondertransport Schacht I



Die Kapazität der Schachtförderanlage Schacht I, die im Auftrag des Bauherrn von der Firma Siemens geliefert wurde, war von Anfang an vorgegeben. Der Schachtkorb ermöglicht den Transport von 25 Stollenwagen pro Stunde (Transporteinheiten TEH: Breite 1,60 m, Höhe 2,50 m, Länge 5,30 m).

Das Entfernen des Zwischenbodens erlaubt Transporte von sperrigen Gütern mit Abmessungen von 2,35 x 3,30 x 6,50 m. Der Umbau der Anlage vom Normalbetrieb auf Spezialtransporte erfordert Zeit und blockiert den Normalbetrieb. Die Nutzlast beträgt im Normalbetrieb 2 x 25,4 t und für Sondertransporte 30 t.

Personentransporte erfolgen entweder mit der Schachtförderanlage (60 Personen pro Fahrt, ca. 6 Minuten pro Fahrt) oder mit der Hilfsfahranlage (18 Personen pro Fahrt, ca. 10 Minuten pro Fahrt).

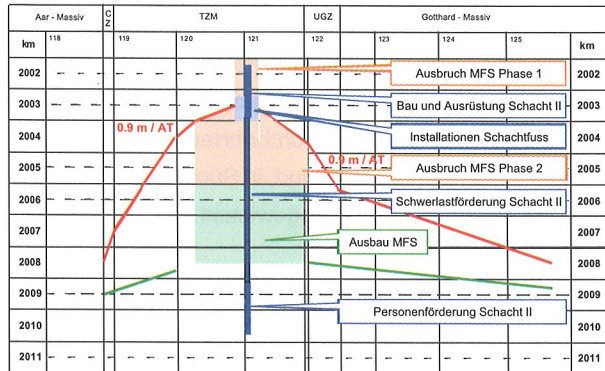
Um diese Kapazitäten des Schachtes I nicht zu beeinträchtigen muss der Schacht II im Rahmen der Logistik folgende Hauptaufgaben erfüllen:

- Transport grosser Geräte und Anlageteile
- Transport sperriger Baumaterialien
- Transport grosser Materialcontainer
- Abluftführung
- Rettungsschacht
- Personentransport (Phase Ausbau Schacht I)

Diese Aufgaben werden durch das Bauprogramm definiert und sind in ihrem Umfang durch die jeweiligen Bauabläufe bestimmt.

2.2 Bauprogramm und Betriebsphase Schacht II

Bild 5: Bauprogramm



Mit dem Baubeginn der ARGE TRANSCO-Sedrun Anfang April 2002 galt die Aufmerksamkeit der Arbeitsgemeinschaft als erstes der Erschliessung des übertägigen Installationsplatzes und des Schachtfusses.

Durch den Ausbruch der Quer- und Längskavernen und der Seitenstollen wurde der für die umfangreichen Installationen nötige Raum geschaffen. Parallel dazu erfolgt der Bau und die Ausrüstung des Schachtes II.

Ab April 2003 wird intensiv an der Montage der Installationen am Schachtfuss gearbeitet. Betonanlage, Räume für Hochdruckpumpen und Elektroversorgung, Einrichtungen für Lüftung und Kühlung, Kommunikations- und Steuerungsanlagen und Geleiseanlagen füllen die entstandenen Hohlräume aus.

Am 1. Juli 2003 wird vertragsgemäss mit dem Vortrieb Richtung Norden begonnen. Anfang August erfolgt der Start der Vortriebe Richtung Süd. Nach dem Durchschlag des Schachtes II erfolgt die Montage der Schwerlastförderanlage.

Das Bauprogramm wird geprägt durch die Spezialvortriebe im TZM Nord und in der UGZ. Die durchschnittlichen Leistungen liegen über weite Strecken unter einem Meter pro Tag. Parallel dazu hat der umfangreiche Ausbruch und Ausbau der Multifunktionstelle zu erfolgen.

In dieser Phase erreicht das Transportvolumen seinen Höhepunkt. Die Schwerlastanlage Schacht II ist in Betrieb.

Die Verkleidung der Tunnelröhren erfolgt nach dem Vortrieb. In dieser Phase werden die Transporteinrichtungen durch den Transport von Zuschlagstoffen belastet. Der Zementtransport erfolgt über Rohrleitungen.

Im Jahre 2009 wird die Anlage im Schacht II für Personentransporte umgerüstet.

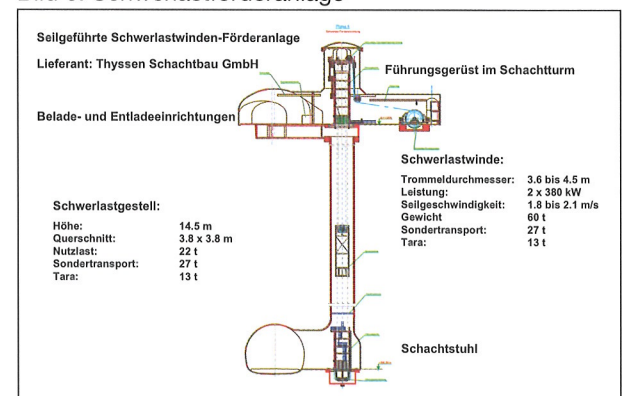
Die Transportplanung hatte auf Grund des Bauprogramms, der vorgesehenen und wahrscheinlichen Profiltypen mit ihrem unterschiedlichen Transportbedarf und der entsprechenden Transporte für die Versorgung mit Ersatzteilen und Treibstoffen zu erfolgen. Wesentliche Eckpunkte der Planung waren dabei:

- Gleichzeitigkeit von bis zu sieben Vortrieben
- Unregelmässigkeit der Arbeitsphasen (Brustanker, Vortrieb, Stahleinbau, Radialanker)
- Transport der Massengüter durch den Schacht I in Transporteinheiten (TEH)

Als Beispiel ergibt die Berechnung des Transportbedarfes an einem Arbeitstag im Monat April 2005 eine Menge von 324 TEH. Die Kapazität in dieser Phase beträgt ca 424 TEH. Die Differenz von ca. 30 % muss Spitzenleistungen und ausserordentliche Ereignisse abdecken.

2.3 Schwerlastförderanlage Schacht II

Bild 6: Schwerlastförderanlage



Die Schwerlastförderanlage Schacht II wird von der Firma Thyssen Schachtbau GmbH geliefert. Das Schwerlastgestell hat eine Nutzlast von 22 t und kann Geräte mit einem Profil von 3,8 x 3,8 m und einer Länge von 14,5 m transportieren. Die Schwerlastwinde ist so ausgelegt, dass eine Geschwindigkeit von ca. 2 m/s gefahren werden kann.

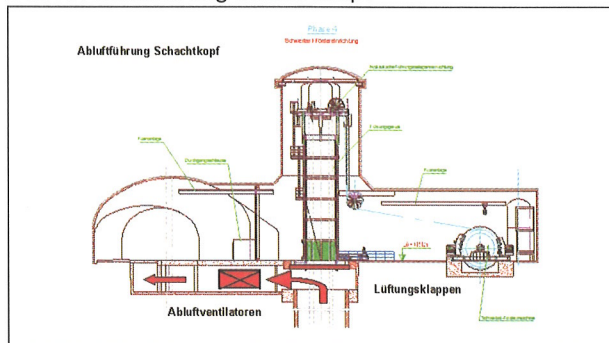
Die entsprechenden Führungsgestelle machten den Ausbruch einer hohen Schachtkopfkaverne nötig. Am

Schachtkopf und am Schachtfuss sind Einrichtungen zum Beladen des Korbes und zum Kippen der Lasten vorgesehen.

2.4 Abluftführung Schacht II

Die Frischluft wird durch den Schacht I geführt. Die Abluftführung erfolgt durch den Schacht II im offenen Querschnitt. Diese Trennung ermöglicht eine Entflechtung der entsprechenden Lufführung. Durch die Anordnung von starken Abluftventilatoren am Schachtkopf II wird zudem die Basis gelegt für eine saubere Trennung der Frischluft und Abluft. Das System der Kühlung und Lüftung ist im Baulos Sedrun speziell anspruchsvoll. Die Sicherheit (Brandfall) und das Erreichen von guten Klimaverhältnissen (MAK - Werte und Temperatur) an allen Arbeitsstellen steht dabei im Zentrum. Das System der Kühlung und Lüftung muss dabei laufend den wechselnden Verhältnissen angepasst werden. Im Rahmen dieser Ausführungen kann darauf nicht näher eingegangen werden.

Bild 7: Abluftführung Schachtkopf



Der Schacht II spielt bei der Lüftung aber in jeder Phase eine wesentliche Rolle. Am Schachtkopf verhindert eine Lüftungsclappe, die nur für die Durchfahrt des Schwerlastkorbes geöffnet wird, dass unkontrollierte Belüftungszustände entstehen.

Die Schachtfusskaverne des Schachtes II wurde von der Längskaverne I her ausgebrochen. Der Zugang zum Schacht II liegt damit nahe bei den Installationen des Schachtes I mit seinen umfangreichen Auf- und Abschiebevorrichtungen.

Um diese Situation zu entflechten und die Abluftführung in der MFS sauber lösen zu können hat TRANSCO einen zweiten Zugang zum Schacht II vorgeschlagen und ausgeführt.

3. Bau Schacht II

3.1 Planung und Vorgehen

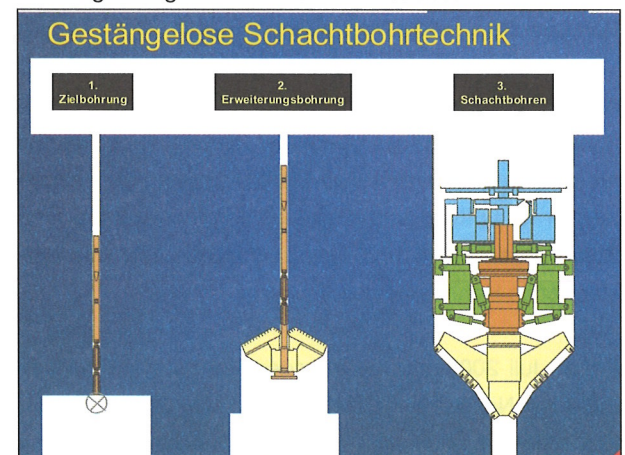
Die Thyssen Schachtbau GmbH erhielt federführend in Arbeitsgemeinschaft mit ihrer südafrikanischen Partnerfirma RUC und der österreichischen Schwestergesellschaft Östu-Stettin den Auftrag zum Abteufen des 800 m tiefen Schachtes Sedrun II. Die Arbeiten begannen Mitte Mai 2002 mit dem Einrichten der Baustelle.

Die Thyssen Schachtbau GmbH und RUC verbindet mittlerweile eine mehr als 15-jährige Partnerschaft. Während dieser Zeit wurden Bohrschachtprojekte, die hinsichtlich Schachtdimension und Schachtbohrtechnik mit dem Sedruner Projekt vergleichbar sind, in Südafrika und Australien gemeinsam mit Erfolg abgewickelt.

Die Thyssen Schachtbau GmbH hat in den vorangegangenen 25 Jahren mehr als 50 derartige Bohrschächte mit einer Gesamttiefe von annähernd 25'000 m erfolgreich abgeteuft.

Die Anwendung des gestängelosen Schachtbohrens auf Vorbohrloch erhielt als Sondervorschlag bei der technischen Angebotsauswertung den Zuschlag. Dieses Verfahren zum mechanischen Abteufen von Schächten wird in 3 Phasen ausgeführt:

Bild 8: gestängelose Schachtbohrtechnik



- Herstellen einer Zielbohrung vom Schachtkopf zur Schachtfusskaverne
- Herstellen einer Erweiterungsbohrung von unten nach oben
- Herstellen der Schachtbohrung im geplanten Enddurchmesser von oben nach unten

Die Voraussetzung für die Anwendung der gestängelosen Schachtbohrtechnik ist durch den Zugang des Schachtfusses über den Schacht I in Sedrun gegeben. Der Zu-

gang ermöglicht die Erstellung eines Vorbohrloches mit ca. 1,8 m Durchmesser im Raisebohrverfahren. Durch das Vorbohrloch erfolgt die Belüftung des Schachtes in der Bauphase und das Abfördern des durch die Schachtbohrmaschine gelösten Schuttermaterials durch Schwerkraft zur Schachtfusskaverne.

Unter Berücksichtigung der anstehenden Geologie, die durch eine steilstehende, sandwichartige Abfolge mit zum Teil weichen und harten Gesteinsschichten gekennzeichnet ist, erwies sich das angebotene Verfahren als die geeignetste und mit geringsten Risiken behaftete Abteufmethode. Im Schacht stehen hauptsächlich steilstehende, feste, plattige bis grob gebankte Biotit-Muskovitgneise an. Die Gesteinsfestigkeit schwankt zwischen ca. 40 und 140 MPa.

Aus der geologischen Struktur der alpinen Schieferung mit ihren glatten, glimmerbelegten Flächen ergibt sich die latente Gefahr des Herausgleitens von Kluftkörpern und Felskeilen. Die Schachtbohrtechnik bietet bei Vorliegen einer derartigen Geologie den Vorteil, die Sicherungsmittel mit geringer Ausbauverzögerung einbringen zu können.

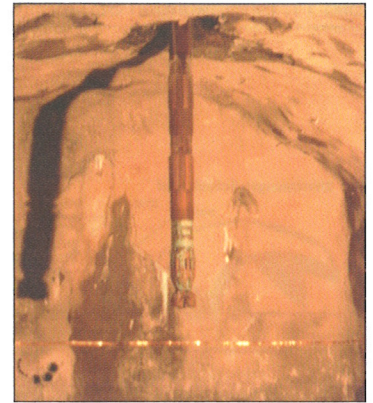
3.2 Ziel- und Erweiterungsbohrung

Beim Schacht Sedrun II wurde sowohl die Zielbohrung ($D = 15''$) als auch die Erweiterungsbohrung mit 1,8 m Durchmesser mit einer Wirth Raisebohranlage vom Typ HG 330 - SP erstellt. Es handelt sich hierbei um eine der leistungskräftigsten Raisebohranlagen, die der Markt derzeit bietet.

Die Zielbohrung durfte nach Vorgabe des Bauherrn nicht mehr als 0,125 % von der theoretischen Schachtachse abweichen. Das heisst, am Schachtfuss ist eine Bohrabweichung von maximal 1,0 m zugelassen. Zur Einhaltung dieser Toleranzvorgabe wurde ein selbststeuerndes Vertikalbohrsystem (R-VDS) eingesetzt, bei dem permanent die Neigung in zwei Achsen gemessen und erforderlichenfalls korrigiert wird.

Trotz der für die Zielgenauigkeit ungünstigen Geologie betrug die Abweichung am Durchstosspunkt auf Tunnelniveau lediglich 34 cm. Mit dieser bemerkenswerten Leistung wurde im wahrsten Sinne des Wortes eine «Punktlandung» erzielt, die auch in der Fachwelt für breite Anerkennung sorgte und bis zum Durchschlagstag von Vielen für nicht möglich gehalten wurde.

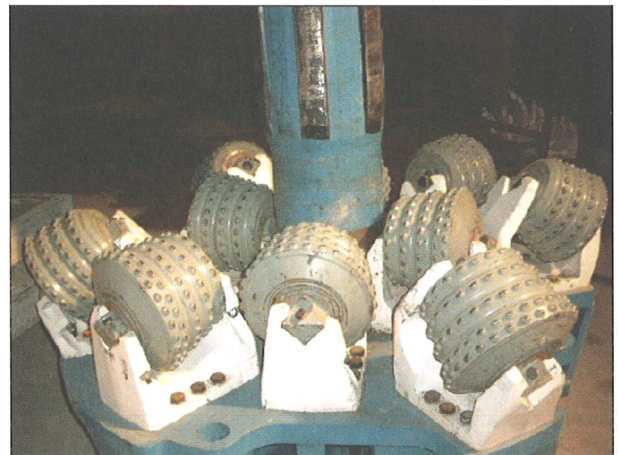
Bild 9: Zielbohrung am Ziel



Das Steuersystem R-VDS musste ca. alle 100 m gewechselt werden, was den Ausbau des gesamten Bohrgestänges voraussetzt. Trotz dieser Vorsichtsmassnahme wurde eine Durchschnittsleistung von 10,8 m/AT erreicht.

Die Erweiterung der Zielbohrung auf 1,8 m Durchmesser erfolgte im Raisebohrverfahren ohne technische und geologische Probleme. Ein Meisselwechsel wurde nach 550 m vorgenommen und eine mittlere Vortriebsleistung von 25,3 m/AT erreicht.

Bild 10: Raisebohrkopf



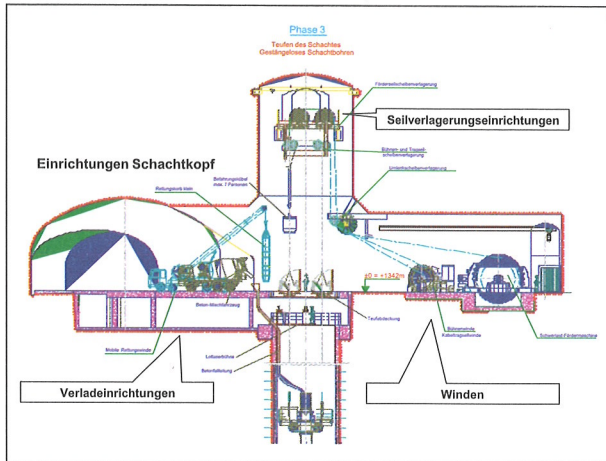
3.3 Schachtabteufeinrichtung

An die Fertigstellung der Ziel- und Erweiterungsbohrung schloss sich die Installation der Schachtabteufeinrichtungen und der Schachtbohrmaschine an.

Die Schachtabteufeinrichtung umfasst im wesentlichen drei Teile:

- Einrichtungen Schachtkopf
- Arbeitsbühnen
- Vortriebsmaschine
- Einrichtungen Schachtfuss

Bild 11: Einrichtungen Schachtkopf



Die Winden- und Schachtbühneninstallationen ermöglichen die Durchführung der Sicherungs- und Ausbauarbeiten. Sie erfüllen die Anforderungen gemäss BVOS (Bergverordnung des Landesoberbergamtes Nordrhein-Westfalen für Schacht- und Schrägförderanlagen) und TAS (Technische Anforderungen an Schacht- und Schrägförderanlagen). Schachtbühnen und Förderkorb werden durch getrennte Winden bedient.

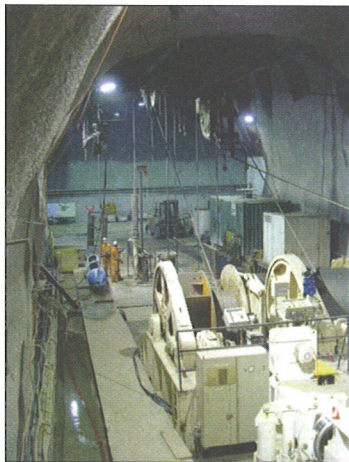


Bild 12: Winden

Die Arbeitsbühnen erlauben das sichere Einbringen der Ausbruchsicherung und bieten Platz für diverse Hilfseinrichtungen. Der Abstand der Arbeitsbühnen von der Vortriebsmaschine wird durch sicherheitstechnische Randbedingungen definiert. Auf der Vortriebsmaschine ist eine drehbare Arbeitsplattform angebracht. Hier werden die Anker und die Verzugsnetze versetzt. Für den Förderkorb sind entsprechende Aussparungen vorhanden, die die Zufahrt bis zur Vortriebsmaschine gewährleisten.

Als Vortriebsmaschine steht in Sedrun die Schachtbohrmaschine Wirth VSB VI mit einem Bohrdurchmesser von 7,0 m zum Einsatz. Sie wurde in einem 10 m tiefen Vorschacht montiert. In einer Startphase wurden weiter 40 m gebohrt um Platz für die Montage der Arbeitsbühnen zu schaffen.

Bild 12: Montage Vortriebsmaschine

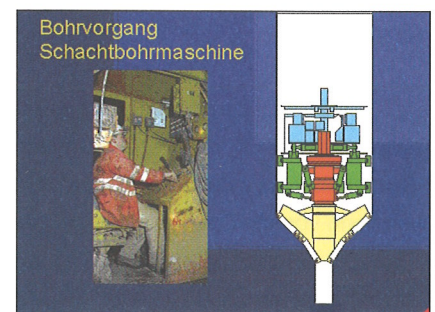


Die Schachtfusskaverne wurde mit einem Tor versehen, damit die Sicherheit in der Längskaverne I während den Vortriebsarbeiten am Schacht II gewährleistet ist. Die Schutterung erfolgt mit Radlader, die das Material auf Schutterwagen verladen. Eine Entstaubungsanlage sollte die Luftbelastung im Schachtfussbereich minimieren. Es hat sich entgegen anderer Erfahrungen gezeigt, dass die Staubbelastung sowohl beim Bohrvorgang als auch beim Aufprall gering war. Das anfallende Bergwasser hat dieses Problem gelöst, aber auch gleichzeitig ein neues geschaffen. Durch das Bergwasser entstand vor allem beim Bohren der oberen Schachthälfte eine beträchtliche Schlammmenge. Der anfallende Schlamm stellte über längere Zeit eines der schwierigsten technischen Probleme dar. Dieser Schlamm muss in Absetzbecken behandelt werden, damit die Schmutzwasserpumpen das Ende der Bohrphase des Schachtes II überstehen.

Der Durchschlag zur Längskaverne II erfolgt erst nach Beendigung der Bohrarbeiten

3.4 Schachtbohrung

Bild 14: Bohrvorgang



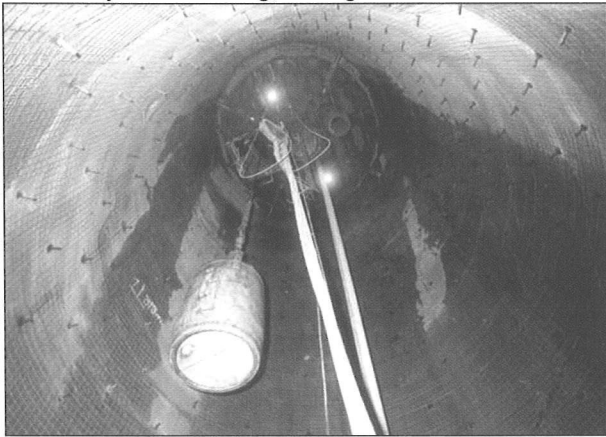
Das Schachtbohrverfahren auf Vorbohrloch zeichnet sich gegenüber herkömmlichen Abteufmethoden bei vergleichsweise geringerem Personaleinsatz und Unfallrisiko dadurch aus, dass der Gesteinslöse- und Abfördervorgang kontinuierlich und parallel abläuft.

Die Vertikalität des gebohrten Schachtes wird durch einen in der Schachtachse eingerichteten Lotlaser und die ma-

nuelle Steuerung der Maschine im Zentimeterbereich gewährleistet. Die Bohrschachtteufe ist nicht maschinenabhängig. Sie ist quasi unbegrenzt, solange eine den Anforderungen des Verfahrens entsprechende genaue Vorbohrung zur Verfügung steht.

3.5 Ausbruchsicherung

Bild 14: Systemankerung, Verzugsnetze



Die Ausbruchsicherung, bestehend aus Systemankerung mit Verzugnetzen, wird von der 360° drehbaren Ausbau- bühne der Schachtbohrmaschine simultan zum Schachtbohren eingebracht.

Oberhalb der Schachtbohrmaschine wird von einer an Seilen verfahrbaren, dreietagigen Schachtarbeitsbühne die Spritzbetonauskleidung im Nassspritzverfahren eingebracht.

Der Spritzbeton weist eine Stärke von 22 cm auf und ist mit Stahlfasern bewehrt.

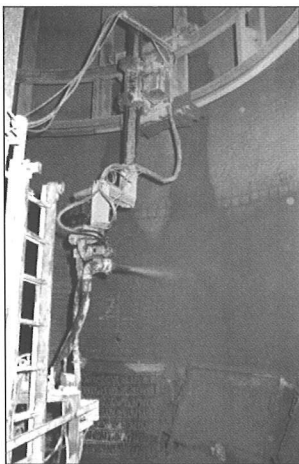


Bild 15: Spritzbeton

Die dreietagige Arbeitsbühne hängt an zwei einfach eingesicherten Bühnenseilen und folgt der Schachtbohrmaschine in ca. 10 – 25 m Abstand. Innerhalb der Arbeitsbühne ist ein fernsteuerbarer Spritzbetonroboter der

Firma MBT an einem Rundlauf angeordnet, der den endgültigen Spritzbeton-Ausbau einbringt. Die Förderung des Frischbetons im Schacht erfolgt über Falleitung, die entsprechend des Teuffortschrittes verlängert wird.

Die gesamte Betoniereinrichtung hat sich als betriebssicher und leistungsstark erwiesen und ist ein grosser Schritt in Richtung Ergonomie, Mechanisierung und Leistungssteigerung beim Einbringen des Ausbaus im Schachtbau. In einer solch komplexen Abteuf- einrichtung müssen bereits in der Planungsphase alle Details sorgfältig geplant und aufeinander abgestimmt werden, damit der relativ hohe Investitionsaufwand durch entsprechende Teuffleistung gerechtfertigt wird.

3.6 Einflussfaktoren

Neben den engen Platzverhältnissen beeinflussten insbesondere die parallel auszuführenden Arbeiten am Schachtfuss den Ablauf der Vortriebsarbeiten am Schacht II. Der Schacht I war während der ganzen Zeit stark belegt durch Inventartransporte. Die Schlamm- bildung am Schachtfuss behinderte die Montagearbeiten an der Geleiseanlage und an der Betonanlage.

Auf den oberen 250 Schachtm Metern wurden die Abteuf- arbeiten durch Gebirgswasserzuläufe mit bis zu 5 Liter/sec Gesamtschüttung erschwert. Das Wasser wurde mit Drainageröhren und Abdichtungsgunit gefasst und über ein System aus Pumpenbecken, Träufelrinnen und Drainagefalleitung abgeleitet.

In den Bereichen 190 m bis 250 m und 400 m bis 480 m wurden zwei Störungszonen mit z.T. stark zerbrochenen und lokal verlehnten Gesteinen durchbohrt. Die Sicherungsmittel wurden in diesen Abschnitten durch Wahl längerer Gebirgsanker, Verdichtung der Systemankerung und Verstärkung des Netzverzuges flexibel angepasst.

Bis zum «Durchschlag» oder besser bis zur «Landung» der Schachtbohrmaschine in 800 m Tiefe fehlen heute noch 35 m. Im Schnitt wurde eine Teuffleistung von ca. 6 m pro AT einschliesslich aller Stillstände erreicht, die Spitzenleistung betrug 7,2 m pro AT.

In zwei Monaten wurden jeweils mehr als 200 m fertiger Schacht abgeteuft. Das in Sedrun eingesetzte mechanisierte Abteuf- und Ausbausystem hat sich auch unter den geologisch schwierigen Bedingungen bewährt und stabil hohe Abteufleistungen gebracht.

4. Schlussbetrachtung

Die grosse Herausforderung des Sedruner Abschnitts mit zwei ca. 6,2 km langen Tunnelröhren liegt in der Durchörterung schwierigster geologischer Zonen und der Versorgung der Vortriebe über den Zugangsstollen mit den beiden sich anschliessenden Schächten.

TRANSCO-Sedrun hat sich durch den Ausbau des Schachtes Sedrun II zu einem Lüftungs- und Förderschacht logistische Vorteile verschafft und einen signifikanten Beitrag zur Erhöhung der Sicherheit des Tunnels sowohl in der Bauphase als auch in der Betriebsphase geleistet.

Der Schacht II konnte nach dem Beginn der Zielbohrarbeiten am 17.06.2002 innerhalb von 12 Monaten fertiggestellt werden.

Vortriebe im Abschnitt Amsteg

Antonio Arnold, Dipl. Bauing. ETH/SIA
Gähler & Partner AG, Ennetbaden

1. Beteiligte

- Bauherr: AlpTransit Gotthard AG, Luzern
- Projekt und Bauleitung: Ingenieurgemeinschaft Gotthard-Basistunnel Nord – IG GBTN
 - Gähler & Partner AG, Ennetbaden (Federführung)
 - Gruner AG, Basel
 - Rothpletz + Lienhard AG, Olten
 - CES, Seewen SZ
- Geologie: Büro für Technische Geologie, Sargans, Unterakkordant der IG GBTN
- Ausführung Unternehmungen Basistunnel: Arbeitsgemeinschaft Gotthard Nord – AGN
 - Murer AG, Erstfeld (Federführung)
 - Strabag, Spittal (A)

2. Untertagebau

Zur Reduktion der Bauzeit und Risikoverminderung ist der Gotthard-Basistunnel in 5 Bau-Abschnitte unterteilt worden.

Der 11.4 km lange Teilabschnitt Amsteg grenzt nördlich an den Teilabschnitt Erstfeld und südlich an den Teilabschnitt Sedrun. Die beiden Einspur-Röhren werden mit Tunnelbohrmaschinen ausgebrochen und haben einen nominalen Ausbruchdurchmesser von 9,55 m. Sie weisen eine konstante Steigung von ca. 4,1‰ gegen Süden auf. Der Achsabstand der beiden Tunnelröhren beträgt 40 m. Alle ca. 315 m werden Querschläge mit ca. 20 m² als Fluchtwege und für die Betriebsinstallationen erstellt. Die Bauarbeiten in der Oströhre werden im Durchschnitt ca. 800 m vor den Arbeiten der Weströhre sein. Dies bringt den Vorteil, dass für die Weströhre die Geologie bekannt ist und allfällige Massnahmen frühzeitig vorbereitet und eingeleitet werden können. Die beiden Tunnelbohrmaschinen werden insgesamt 1'725'000 m³ Fels ausbrechen und auf Förderbändern zur Aufbereitung auf den Installationsplatz transportieren. Für die Felssicherung sind rund 185'000 Stk. Felsanker diverser Längen, 830'000 m² Armierungsnetze, 9'000 t Stahleinbaubogen und 100'000 m³ Spritzbeton vorgesehen.

Bild 1: Das Baulos Amsteg



Die beiden Tunnel im Teilabschnitt Amsteg werden mit einem Zwischenangriff aufgefahren. Zu diesem Zweck ist in den Jahren 2000 – 2001 ein ca. 1,8 km langer Zugangsstollen erstellt worden. Er verläuft vom Installationsplatz «Grund/Brindli» bei Amsteg in östlicher Richtung und fällt gegen den GBT mit ca. 1,1‰. In der Betriebsphase dient der Zugangsstollen Amsteg als Erschliessung der Bahntechnikanlagen und für Erhaltungsarbeiten.

Bild 2: TA Amsteg, Fusspunkt Zugangsstollen

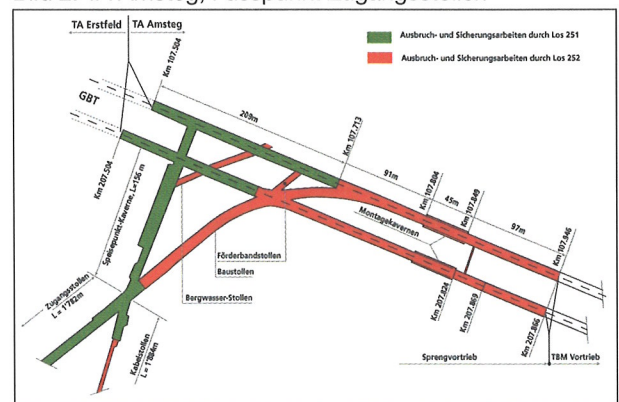


Bild 3: Kreuzungsbauwerk mit Bandstollen, Baustollen und Weströhre (v.l.n.r.)

Der Kabelstollen für die Bahnstromversorgung des Gotthard-Basistunnels wurde aus der Verzweigung Zugangstollen – Basistunnel in Richtung der neuen unterirdischen Zentrale der Kraftwerke Amsteg erstellt. Er ist 1'884 m lang und weist gegen die Zentrale des Kraftwerks Amsteg hin eine Steigung von 2,2 % auf. Es ist in den Jahren 2002/2003 ein mechanischer Vortrieb mit einem Ausbruchdurchmesser von 3,7 m ausgeführt worden. Der Durchschlag erfolgte am 17. Januar 2003.

Bild 4: TBM-Kabelstollen, Durchschlag 17. Januar 2003



3. Geologisch-Geotechnische Übersicht

Der Basistunnel durchfährt im Teilabschnitt Amsteg bis zur Losgrenze Sedrun (Clavaniev-Zone) durchwegs Gesteine des Aarmassivs. Dabei handelt es sich in erster Linie um kristalline Gesteine, wie Gneise und Granite, mit einem Alter von ca. 300 bis 450 Millionen Jahre. Darin eingeschaltet sind in schmalen, steilstehenden Zügen kontinentale Sedimente und vulkanische Gesteine wie zum Beispiel die Schiefer und Phyllite der Intschi-Zone.

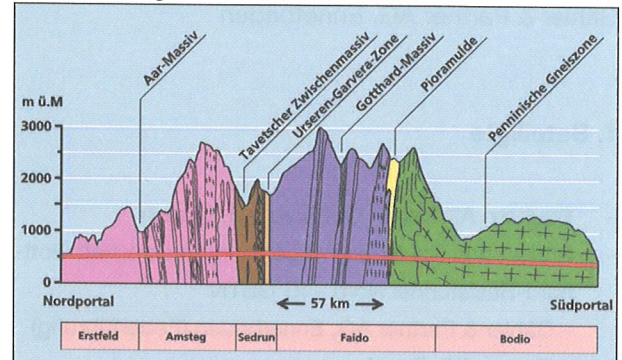
In der alpinen Gebirgsbildung wurden die Gesteine z. T. metamorph umgewandelt. Die Metamorphose nimmt von Norden nach Süden zu.

Die Gesteinszüge im Aarmassiv und die alpine Schieferung fallen meist steil gegen Süden und streichen quer zur Tunnelachse, was sich aus geotechnischer Sicht günstig auf den Vortrieb auswirkt. Auf weiten Strecken ist standfestes bis leicht gebräches Gebirge zu erwarten. Ausnahme bildet die Intschi-Zone und weitere bautechnisch relevante Störzonen, wo lokal mit druckhaftem Fels gerechnet werden muss.

Bautechnische Probleme werden beim Durchhörern von einigen grösseren kritischen Störungen erwartet, wie zum

Beispiel bei Kakiriten in festen granitischen Gesteinen. Am Südrand des Aarmassivs haben die Störungen z. T. postglaziales Alter und sind in Einzelfällen an der Oberfläche noch aktiv, was geodätisch nachgewiesen wurde.

Bild 5: Geologie Gotthard-Basistunnel



In massigen Gesteinsvarietäten muss nach dem Durchfahren mit spannungsbedingten Abschalungen gerechnet werden. Bei grossen Überlagerungen kann zudem echter Bergschlag im Sinne von schlagartig abspringenden Platten auftreten.

Die Überlagerung hat auch Einfluss auf die Gebirgswasser- und Felstemperaturen, welche im südlichen Teilabschnitt bis 40 °C erreichen können. Die permanent wahrscheinliche, totale Bergwassermenge liegt bei ca. 200 – 400 l/s. In Störungen können beim Anfahren allerdings auch grössere Bergwassermengen auftreten. Das Bergwasser kann im Teilabschnitt Amsteg einerseits aufgrund von erhöhten Sulfatgehalten (Intschi-Zone), andererseits aufgrund der im Kristallin häufig zu beobachtenden geringen Härte betonaggressiv sein.

4. Aussenanlagen

Vor Inangriffnahme der Untertage Arbeiten mussten in den Jahren 1999 – 2002 grosse Vorarbeiten Aussen geleistet werden.

Die Aussenanlagen bestehen aus dem Installationsplatz, Erschliessungsanlagen, Unterkünften für die Belegschaft und Baubüros.

Der Installationsplatz ist in Amsteg im Gebiet des ehemaligen Installationsplatzes der Kraftwerke Amsteg «Grund/Brindli» eingerichtet. Belegschaft, Büros, Info-Pavillon und Parkplätze etc. sind am Rand des Installationsplatzes am Reussufer untergebracht.

Bild 6: Gesamtübersicht Installationsplatz



Für den Zwischenangriff Amsteg werden im Gebiet «Grund/Brindli» der Gemeinde Silenen während rund zehn Jahren ca. 18,25 ha Fläche benötigt. Nach Abschluss der Bauarbeiten werden bis auf ca. 2,15 ha für die Zufahrt zum Portal des Zugangsstollens sämtliche Flächen wieder verfügbar sein.

5. Erschliessung, Ver- und Entsorgung

Die Hauptererschliessung des Installationsplatzes «Grund/Brindli» besteht aus dem für den Bau des neuen Kraftwerkes Amsteg erstellten, einspurigen Werkgleis Erstfeld-Amsteg. Dieses Werkgleis wurde durch die ATG übernommen und wird nach Bauende rückgebaut. Die Zufahrt zu den Unterkünften wird über die neue Erschliessungsstrasse entlang der Reuss von der Kantonsstrasse her gewährleistet. Um Mehrbelastungen des bestehenden Vollanschlusses Amsteg der A2 aus Richtung Norden zu vermeiden, wurde der nördlich davon gelegene Werkanschluss «Rastplatz Grund» mit Direktanschluss an die Baustelle ausgebaut. Dazu wurde zusätzlich direkt von der Baustelle eine Auffahrt zur A2 in Richtung Nord erstellt.

Die Kantonsstrasse Silenen-Amsteg ist im Installationsbereich «Brindli» definitiv gegen den südlichen Hang verlegt worden. Für den Zugang zum Basistunnel ist eine Unterführung gebaut worden, welche das Portal des Zugangsstollens bildet.

Die Trinkwasserversorgung der Baustelle wird durch den Anschluss an das örtliche Netz gewährleistet, das Brauchwasser wird dem Unterwasserstollen des Kraftwerkes Amsteg entnommen. Alle beim Baubetrieb anfallenden und benutzten Wässer werden vorschriftsgemäss aufbereitet und behandelt, bevor sie dem Vorfluter oder der Abwasserreinigungsanlage zugeleitet werden.

Bild 7: Wasserbehandlungsanlage, umgelegte Kantonsstrasse und Portal Zugangsstollen



Im TA Amsteg fallen insgesamt ca. 4,8 Mio. t Ausbruchmaterial an. Dieses wird in den Aussenanlagen und im Zugangsstollen mit Förderbändern transportiert. Der Materialtransport von und zur Ortsbrust und zu den übrigen Tunnelbaustellen (Querschläge etc.) erfolgt mittels einer Stollenbahn mit zwei Gleisen pro Röhre. Der gesamte Bedarf an Betonzuschlagsstoffen in den TA Amsteg und Erstfeld wird mittels Brechen, Waschen, Sieben von geeignetem Ausbruchmaterial auf dem Installationsplatz gedeckt werden (ca. 1,5 Mio. t). Der Abtransport des überschüssigen Ausbruchmaterials und der Betonzuschlagsstoffe für den TA Erstfeld sowie der Antransport von Baumaterialien (Zement, Stahl etc.) erfolgen über das Werkgleis Erstfeld-Amsteg.

Bild 8: Aussenanlagen: Technische Installationen

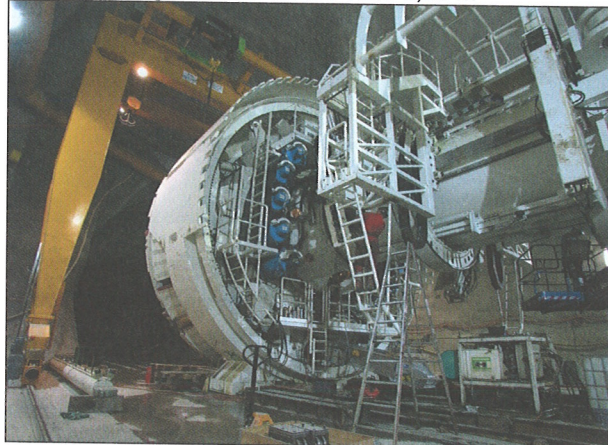


6. Bautechnik, Termine

Aufgrund der geologischen Verhältnisse ist 2001 für die beiden Tunnelröhren sowohl ein konventioneller als auch ein maschineller Vortrieb mit TBM ausgeschrieben worden.

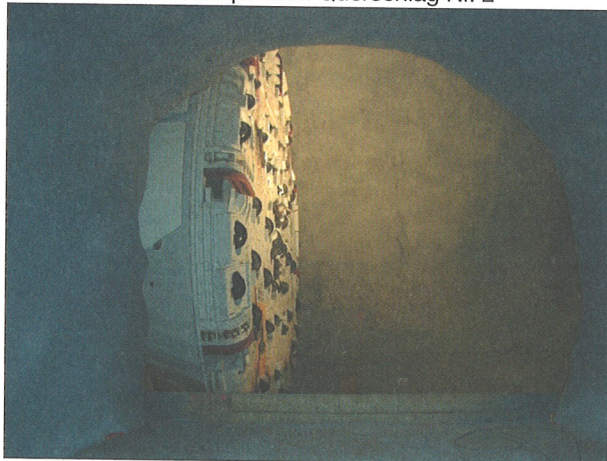
Die Ergebnisse der Offertevaluation haben zum TBM-Vortrieb geführt. Das Hauptlos 252, Bau der beiden Einspur- röhren inkl. Kabelstollen mit TBM ist am 21.02.2002 für 627 Mio. Fr. unterschrieben worden. Die gesamte Vortriebseinrichtung mit den 4 Nachläufern wird eine Länge von 430 m und ein Gewicht von gegen 3'000 t aufweisen.

Bild 9: Montagekaverne für die TBM 9,55 m



Am 27. Mai 2003 fand in der Oströhre die Andrehfeier statt und damit hat die erste Tunnelbohrmaschine Typ Herrenknecht S-229 ihre Vortriebsarbeit aufgenommen.

Bild 10: TBM-Bohrkopf beim Querschlag Nr. 2



Der TBM-Vortrieb in der Weströhre wird Ende Sommer 2003 starten und die voraussichtliche Vortriebsdauer bis zum Durchschlag mit Sedrun beträgt ca. 4 Jahre.

7. Vorauserkundung

Das Anfahren von nicht prognostizierten Störungen stellt sowohl für die am Bau beteiligten Personen sowie auch für die technischen Einrichtungen eine Gefahr dar. Der Vortrieb mittels TBM weist eine relativ geringe Flexibilität gegenüber auftretenden Änderungen der Gebirgsverhältnisse auf. Es ist deshalb von entscheidender Bedeutung,

dass nicht standfeste Zonen oder grosse Wasserzutritte im voraus erkannt und nach Möglichkeit vor dem Auffahren behandelt werden können.

Durch Instabilitäten verursachte Stillstände mit den entsprechenden Konsequenzen auf die Arbeitssicherheit sowie bezüglich Bauprogramm und Kosten können auf diese Art und Weise bedeutend vermindert werden.

Im Teilabschnitt Amsteg kommen im wesentlichen die folgenden drei Methoden der Vorauserkundung zur Anwendung:

- Seismische Messungen
- Schlagbohrungen
- Kernbohrungen

Die Seismik als indirekte geophysikalische Methode erfasst die Grenzen zwischen Gesteinen mit unterschiedlichen Materialeigenschaften und ermöglicht es, diese Grenzen zu lokalisieren. Da vorhandene Störungen auch als Reflektoren wirken, kann mit den seismischen Messungen die Lage der prognostizierten Störungen genauer lokalisiert und damit die Streubreite eingeschränkt werden. Durch den systematischen Einsatz der geophysikalischen Messungen können im günstigsten Fall Störzonen rechtzeitig und ohne Vortriebsbehinderungen erkannt werden.

Falls aufgrund der geophysikalischen Untersuchungen und Prognose Anzeichen für relevante Störungen bestehen und deren Charakter und Lage genauer erkundet werden sollen, kommen bis zu 100 m lange Schlagbohrungen zum Einsatz. Die Schlagbohrungen werden in den Bereichen mit prognostizierten Störzonen hoher und mittlerer bautechnischer Relevanz systematisch durchgeführt. Mit den Schlagbohrungen werden Störungen, ihre Ausdehnung, sowie die Wasserführung genauer lokalisiert.

Als ergänzende Vorauserkundungsmassnahme kommen Kernbohrungen zum Einsatz. Sie schliessen den Fels direkt auf und lassen aus diesem Grund eine präzise Beurteilung der zu ergreifenden bautechnischen Massnahmen zu. Kernbohrungen kommen insbesondere dann zur Ausföhrung, wenn aufgrund der vorangegangenen Schlagbohrungen eine bautechnisch relevante Störung vermutet wird und die Information aus der Schlagbohrung zur Anordnung der bautechnischen Massnahmen nicht genögt. Des Weiteren werden Kernbohrungen dann eingesetzt, wenn Wasserzutritt erwartet wird oder die Notwen-

digkeit der Ausführung dieses Bohrtypes bereits nach Abschluss der Seismik feststeht.

Bei zu erwartenden hohen Wasserdrücken werden die Kern- und Schlagbohrungen mit Preventer durchgeführt.

Aufgrund der geologischen Verhältnisse (rechtwinkliges Anbohren der fast vertikal einfallenden Schichten) kann davon ausgegangen werden, dass die Aufschlüsse in der vorseilenden Tunnelröhre auf die zweite Röhre übertragen werden können. Dadurch ist in der jeweils nachfolgenden Röhre bei reduziertem Aufwand der Vorauserkundung ein gezieltes Einsetzen von bautechnischen Massnahmen vor der Durchörterung der Störung möglich.

Es werden systematisch seismische Messungen, parallel zu den Schlagbohrungen, durchgeführt, um durch weitere Erfahrungen und eine verbesserte Eichung der Methoden zu zuverlässigen Resultaten und einer möglichen Vereinfachung der Vorauserkundung zu gelangen.

8. Risikobetrachtungen

Auf die potentielle Gefährdung durch Unfälle jeglicher Art während der Rohbauphase wird im wesentlichen mit konventionellen Massnahmen begegnet. Das Risiko für die am Bau beteiligten Personen wird durch adäquate Sicherheitsmassnahmen auf ein akzeptables Mass reduziert.

Neben den üblichen Risiken wie Brandfall, Maschinenausfall, Niederbruch, Instabilitäten des Gebirges sowie Gasanfall und Heisswassereinbruch wurden noch weitere Aspekte betrachtet. Ereignisse wie ein Schieberbruch im Kraftwerk oder ein ausserordentliches Reusshochwasser und somit eine Flutung des fallenden Zugangsstollens wurden mit einer sehr geringen Eintreffenswahrscheinlichkeit eingestuft. Dennoch steigt der Zugangsstollen auf den ersten hundert Meter leicht an, um auch ein 1'000-jähriges Reusshochwasser abweisen zu können.

Ein erhebliches Risiko stellt im Teilabschnitt Amsteg hingegen eine Verschüttung, beziehungsweise ein Einklemmen der TBM dar. Insbesondere in der Intschi-Zone und im südlichen Aare-Granit muss mit erschwerten Verhältnissen gerechnet werden. Aus diesem Grund sind im Zeitprogramm Reserven bis zu insgesamt acht Monaten eingeplant.

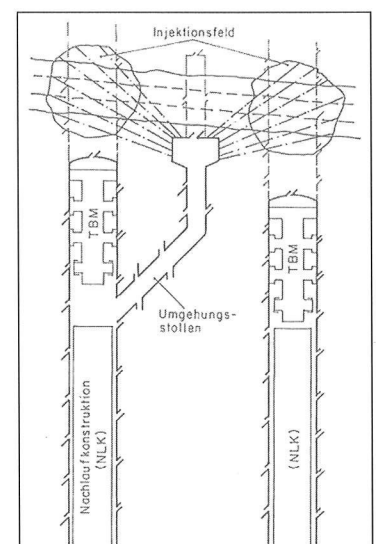
Die beiden Tunnelröhren queren die Intschi-Zone auf einer Länge von ca. 950 m. Die eigentliche Störzone hat eine Mächtigkeit von 30 bis 50 m. Zudem wird auf einer Länge von gut 60 m mit stark phyllitischem Material gerechnet.

Gegen Ende des Teilabschnitts, im südlichen Aare-Granit und am Südrand des Aar-Massivs, sind einige Störungen als bautechnisch problematisch eingestuft. Es wird in diesem Bereich auch mit grossem initialem Wasseranfall von bis zu 1'200 l/s gerechnet.

Für den Fall einer Verschüttung oder eines Einklemmens sind verschiedene Varianten von Umgehungsstollen im Werkvertrag vorgesehen.

In einer Variante wird der Umgehungsstollen zwischen den beiden projektierten Tunnelachsen erstellt. Von ihm aus werden die vor der Ortbrust anstehenden, schlechten Felspartien mittels Injektionen verfestigt. Anschliessend wird die Störung mit der TBM aufgeföhren.

Bild 11: Schema Umgehungsstollen und Vorbehandlung Störzone



Eine andere Möglichkeit sieht vor, dass mit dem zwischen den Tunnelachsen liegenden Umgehungsstollen die vor der Ortbrust liegende Störzone erreicht wird und das Tunnelprofil konventionell im Teilausbruch aufgeföhren wird. Die TBM kann anschliessend durch den ausgebrochenen und gesicherten Tunnel nachgezogen werden.

Falls wider Erwarten die Geologie wesentlich schlechter als prognostiziert sein sollte und deshalb die Störung trotz Umgehungsstollen nicht mit einer TBM durchörtert werden können, wird vom TBM- auf den Sprengvortrieb umgestellt. Die Eintretenswahrscheinlichkeit dieses Szenarios ist aber relativ gering und höchstens gegen Ende des Teilabschnitts zu erwarten.

Vortriebe in der Multifunktionsstelle Faido

Michael Rehbock, Dipl. Bauing.
Amberg Engineering AG, Regensburg

1. Einführung

Der Presse war in den letzten Monaten zu entnehmen, dass uns die Geologie in Faido einige Überraschungen bereitet hat.

Die Schwierigkeiten bei den Bauarbeiten wurden in Zeitungsartikeln dargelegt und waren sicherlich auch Thema unter den Tunnelbauern der Schweiz.

Es freut mich daher, dass ich hier vor diesem kompetenten Fachpublikum nach einer kurzen Schilderung der Ausgangslage

- einerseits die Chronologie der Bauabläufe aufzeigen
- und gleichzeitig die durchgeführten und eingeleiteten Massnahmen erläutern kann, mit denen Bauherr, Planer und Unternehmer gemeinsam auf die Situation reagiert haben. Damit ist es uns gelungen, die schwierige geologische Situation in den Griff zu bekommen.

2. Ausgangslage

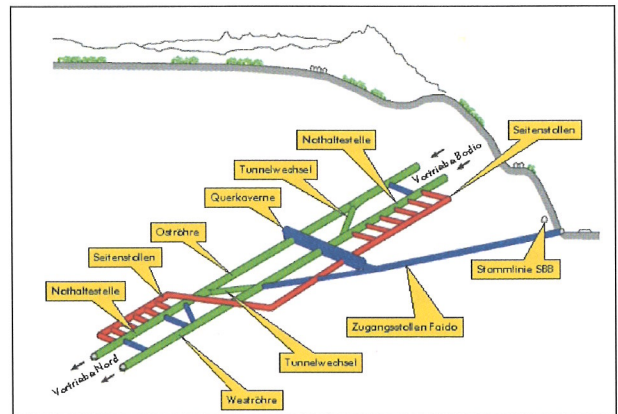
2.1 Projekt

Die MFS Faido ist ein wesentliches Projektelement des Teilabschnitts Faido, der ja bekanntlich zusammen mit dem Abschnitt Bodio das grösste Baulos am Gotthard-Basistunnel bildet. Die Loskombination Bodio/Faido, ist im Oktober 2001 an die ARGE TAT, bestehend aus

- Zschokke-Locher,
- Hochtief,
- Alpine Mayreder,
- CSC und
- Impregilo

vergeben worden.

Bild 1: Multifunktionsstelle Faido



Die MFS Faido wird durch den 2'700 m langen 12,6% einfallenden Zugangstollen erschlossen. Sie besteht aus

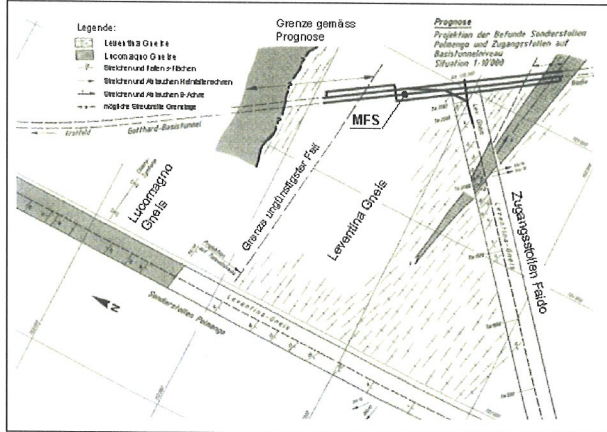
- den beiden Tunnelröhren, die in der MFS durch 2 Tunnelwechsel miteinander verbunden sind,
- der Querkaverne,
- den baugelogistischen Querschlägen und der Baugelogistikkaverne, die nur für die Bauausführung benötigt werden sowie
- den zwei Nothaltestellen, mit den an den Zugangstollen angeschlossenen Seitenstollen für die Ereignisbewältigung in der Betriebsphase.

Insgesamt sind es rund 6 km Tunnel und Stollen mit Querschnitten zwischen 40 und über 250 m².

2.2. Geologische Prognose

Die Aufschlüsse aus den Steinbrüchen der Leventina, dem Sondierstollen Pioramulde, im Leventina- und im Blenio-Tal, die Oberflächenaufschlüsse, die im Hinblick auf den Verlauf der Pioramulde aufgenommen wurden sowie mehrere Vertikalbohrungen bildeten eine ausreichende Grundlage für die geologische Prognose des Bauprojektes.

Bild 2: Geologische Prognose



Gemäss dieser geologischen Prognose liegt die MFS komplett im bautechnisch günstigen Leventina-Gneis. Einzelne bautechnisch nicht relevante Störzonen sind im südlichen Teil der MFS prognostiziert, einige relevante aber geringmächtige Störzonen kreuzen den nördlichen Teil der MFS nahezu querschlägig. Der Übergang zum Lucomagno-Gneis wird aufgrund des Aufschlusses im Sondierstollen Pioramulde ca. 500 m nördlich der MFS erwartet, im ungünstigsten Fall im nördlichen Bereich der Nothaltestellen Nord.

Diese Prognose wurde auch durch die Fachkommission Geologie der Alpentransversalen (FKGA) des Bundes bestätigt.

Beim Auffahren des Zugangsstollens wurde diese geologische Prognose bestätigt. Der Zugangsstollen liegt komplett im Leventina-Gneis. Bei TM 2'000 gibt es eine kurze Einschaltung des Lucomagno-Gneises, der ohne eine Anpassung der Sicherungsmittel problemlos durchörtert werden konnte.

Der unproblematische Übergang vom Leventina- zum Lucomagno-Gneis wurde auch schon beim Sondierstollen Pioramulde und beim Schutterstollen in Bodio angetroffen.

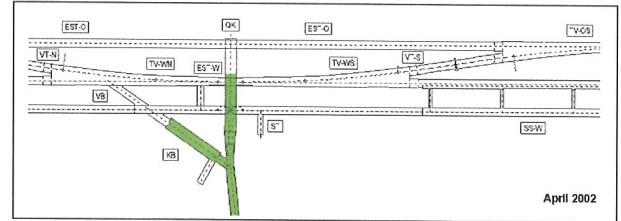
3. Chronologie der Bauabläufe

3.1. Erste Ereignisse im April bis Juni 2002

3.1.1. Bauablauf Querkaverne

Am 4. März 2002, nach knapp halbjähriger intensiver Arbeitsvorbereitung, begannen die Vortriebsarbeiten am Fusspunkt des Zugangsstollens, der von einem Vorlos erstellt wurde.

Bild 3: Stand Bauarbeiten April 2002



Die Ausbrucharbeiten kamen im guten Leventina-Gneis gleichzeitig in der Kalotte der Querkaverne und in der Baugestaltkaverne gut voran.

Am 11. April 2002 ereignete sich nach der Sprengung des 25. Abschlags in der Kalotte der Querkaverne bei TM 2'719 völlig unerwartet ein Niederbruch.

Bild 4: Niederbruch Querkaverne



Es handelte sich dabei nicht um ein schlagartiges Ablösen eines Felspaketes, sondern um anfangs langsames, später stärkeres Nachrieseln bzw. Nachbrechen von Material einer Quarzlinse. Es bildete sich ein Kamin von ca. 8 m Höhe aus. Im oberen Rand des Kamins konnte dunklerer Gneis – evtl. Lucomagno-Gneis – erkannt werden.

Im weiteren Vortrieb tauchte das Material der Quarzlinse ins Profil der Querkaverne ein, sodass Vortrieb und Ausbaukonzept angepasst werden mussten.

Erkundungsbohrungen zeigten, dass im Bereich des Kreuzgewölbes Querkaverne mit dem Einspurtunnel Ost das Gebirge wieder in standfesten Leventina-Gneis übergeht.

In einer ersten unmittelbaren Interpretation wurde dieses erste Ereignis als lokales Phänomen, evtl. im Übergangsbereich zum Lucomagno-Gneis eingestuft.

3.1.2. Bauablauf Baulogistikkaverne und Verbindung

Ende April erfolgte der Vortrieb der Verbindung Baulogistik in den Kreuzungsbereich mit dem Seitenstollen. Der Fels war nachbrüchig, konnte aber durch sofort angeordnete verstärkte Sicherungsmassnahmen beherrscht werden. Kurz nach dem Durchstossen des Seitenstollens in diesen Kreuzungsbereich bildeten sich Risse im nördlichen Pfeiler, eine intensive Nachsicherung stabilisierte den Hohlraum. Bei Wiederaufnahme des Vortriebs im Seitenstollen kam das Kreuzgewölbe und der nördliche Pfeiler nochmals in Bewegung. Es wurden zur Überraschung aller Lucomagno-Gneise angetroffen.

3.2 Interpretation und Massnahmen der ersten Ereignisse

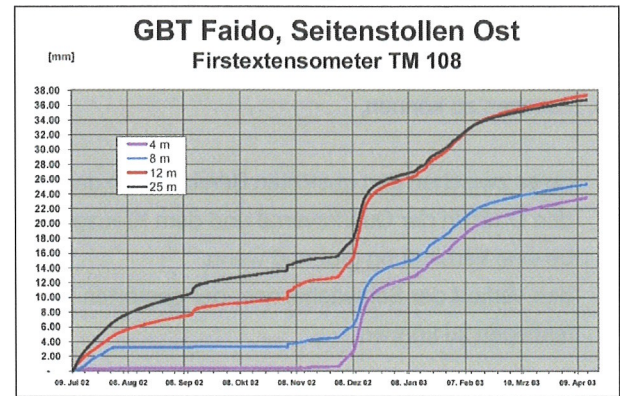
Wie hat man diese beiden überraschenden Ereignisse damals interpretiert, welche Schlüsse wurden gezogen?

- Sofortmassnahmen: Durch die Beteiligten von Bauleitung und Unternehmung wurden vor Ort unmittelbar Massnahmen zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit eingeleitet, d.h. die Mittel der Ausbruchsicherung wurden verstärkt und der Bauablauf (Abschlagslängen bzw. Teilung der Kalotte) wurden angepasst.
- Massnahmen zur Vorauserkundung: Die Erkundungsmassnahmen wurden verstärkt, Schlag- und Kernbohrungen sowie Tunnelseismische Messungen (TSP) wurden geplant und durchgeführt.
- Felsmechanische Messungen: Zur Verifikation der festgelegten Ausbruchsicherungsmittel wurden verstärkt felmechanische Messungen angeordnet.
- Projektierung von Rückfallebenen: Um auf unerwartete Ergebnisse der Vorauserkundung sowie Aufschlüsse vorbereitet zu sein, wurden die Projektierung von Rückfallebenen in Angriff genommen und die erforderlichen Sicherungselemente auf der Baustelle bereit gestellt.

3.2.1. Umsetzung der Massnahmen

Die folgenden Bilder zeigen einige Beispiele:

Bild 5: Extensometermessungen im Kreuzgewölbe



Die Ergebnisse dieses lange nach den Ausbrucharbeiten eingebrachten Extensometers zeigen, dass die Auflockerungszone sehr weit in den Fels hineinreicht.

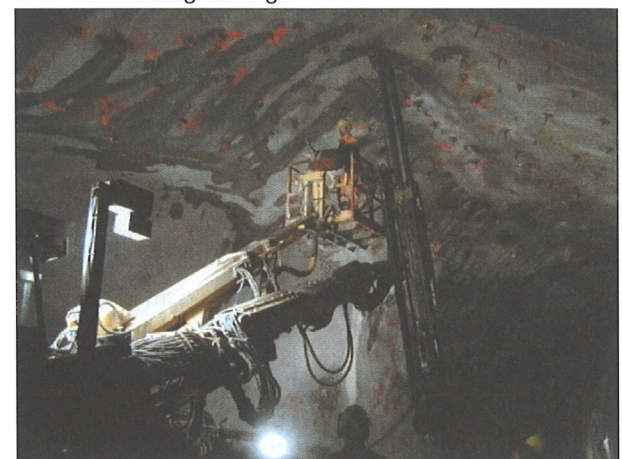
Für den Bereich des Niederbruchs selbst sowie für die anschliessende Querung des gestörten Gebirges wurde ein Ausbau mit hinterfüllten HEB Trägern und einem Längsfundament im Fusspunkt der Träger eingesetzt.

Das Kreuzgewölbe wurde mit 12 m langen Injektionsankern und einer Ankerdichte von einem Anker pro m² nachgesichert.

Bild 6: Ausbau im Bereich des Niederbruchs in der Querkaverne



Bild 7: Sicherung Kreuzgewölbe



3.2.2. Vorauserkundungen und Interpretation

Ziel der geplanten Vorauserkundungsmassnahmen war es, festlegen zu können,

- ob es zwischen den gestörten Bereichen an den beiden Orten in der Querkaverne und dem Kreuzgewölbe eine Verbindung gibt und wenn,
- den Verlauf der Schwächezone, der gestörten Zone, festlegen zu können.

Das Bild 8 zeigt nochmals den Vortriebsstand Ende Juni. Als Vorauserkundungsmassnahmen wurden durchgeführt:

Bild 8a: Stand der Vortriebe

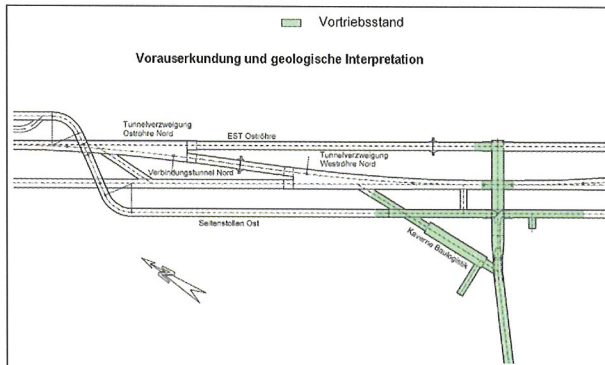
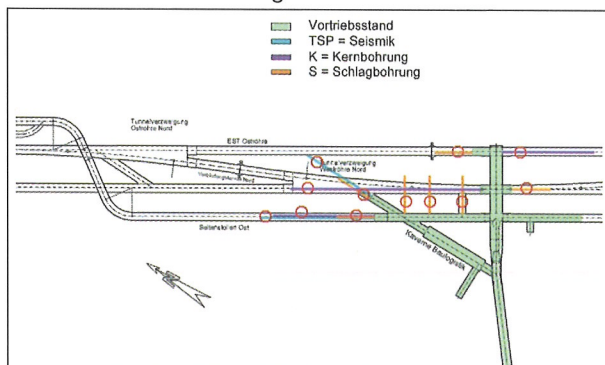


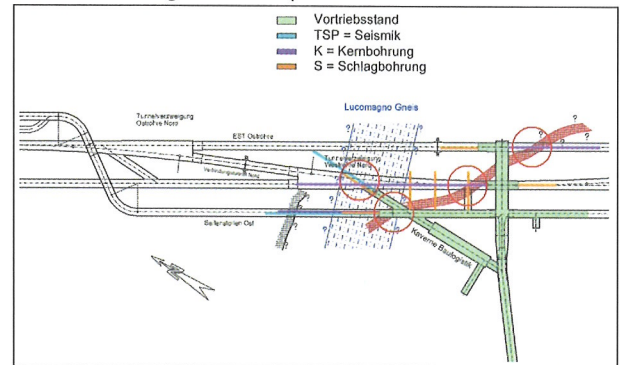
Bild 8b: Vorauserkundungsmassnahmen



- Voraus-Schlagbohrungen aus allen Vortrieben sowie vom Seitenstollen West in die Einspurtunnelröhre und Auswertung der Ergebnisse (Bohrfortschritt, Anpressdruck, Auswertung Bohrklein und -wasser). (orange)
- Kernbohrungen im Einspurtunnel Ost nach Süden, im Seitenstollen West nach Norden und im Einspurtunnel West nach Norden. (violett)
- Tunnelseismik aus dem Kreuzungsbereich heraus. (blau)

Die geologische Interpretation, insbesondere der langen Kernbohrungen, ist im Bild 8c dargestellt:

Bild 8c: Geologische Interpretation Herbst 2002



- Eine Störzone verläuft zwischen Querkaverne (Niederbruchbereich) und dem Kreuzgewölbe.
- Ein Übergang vom Leventina-Gneis zum Lucomagno-Gneis liegt wesentlich weiter südlich als erwartet, ca. 80 m nördlich der Querkaverne.

Für die einzelnen Vortriebe ergeben sich daraus folgende Schlüsse und Vorbereitungen:

- Der Vortrieb im Einspurtunnel Ost nach Süden wird die Störzone queren, ein schwerer Stahlausbau wurde vorgesehen.
- Der Vortrieb der Einspurtunnelröhre West nach Norden – der beginnenden Aufweitung zur Tunnelverzweigung – durchquert ebenfalls die Störzone, auch hier wurde ein Stahlausbau vorgesehen.
- Der Vortrieb des Seitenstollens Ost nach Norden verlässt mit den nächsten Metern die Störzone. Auch hier wurde für den Anfang ein Stahlausbau vorgesehen.
- Alle übrigen Vortriebe und der grosse Querschnitt der Tunnelverzweigungen liegen ausserhalb der unmittelbaren Störzone. Teilweise liegen sie aber im Randbereich der Störzone bzw. im Übergangsbereich zum Lucomagno-Gneis.

3.3. Verlauf der weiteren Vortriebsarbeiten

3.3.1. Erkenntnisse aus den Vortriebsarbeiten

Entsprach das mit den Vortrieben angetroffene tatsächliche Verhalten des Gebirges der oben geschilderten Prognose?

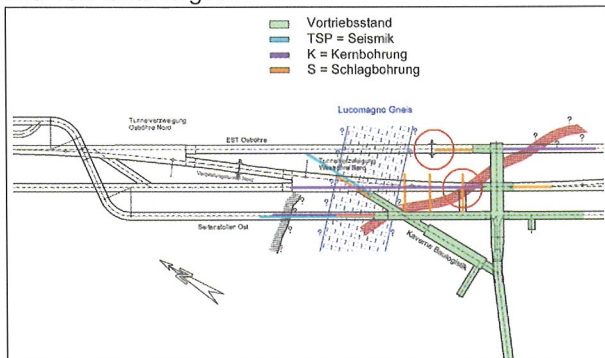
Bild 9: Stahleinbau Einspurtunnel Ost Süd



Der Vortrieb in der Einspurtunnelröhre Ost nach Süden durchquert tatsächlich die Störzone, das Konzept des nachgiebigen Ausbaus funktioniert gut, teilweise werden Deformationen bis 25 cm gemessen.

In den Vortrieben in den Einspurtunnelröhren nach Norden wurde nicht das erwartete Verhalten des Gebirges angetroffen:

Bild 10: Auffahrrergebnis



- In der Oströhre, wo guter Leventina-Gneis prognostiziert wurde, ist der Fels stark zerschert, das Gebirge wesentlich schlechter beherrschbar. Der erwartete Lucomagno-Gneis wird nicht angetroffen.
- In der Weströhre wird die markante Störzone nicht angetroffen, jedoch wie erwartet der Lucomagno-Gneis.

Das Gebirgsverhalten in diesen Vortrieben kann als eine Kombination von druckhaftem Verhalten und Auflockerungserscheinungen interpretiert werden.

Dieses unerwartete Gebirgsverhalten führte dazu, dass

- im rückwärtigen Bereich Nachsicherungsmassnahmen erforderlich wurden.
- durch die Deformationen hervorgerufene Spritzbetonablösungen und gelöste Felspartien zu Arbeitssicherheitsproblemen führten.
- die Ausbruchsicherungen mehrfach angepasst werden mussten.

- insgesamt geringere als die erwarteten Vortriebsleistungen erreicht wurden.

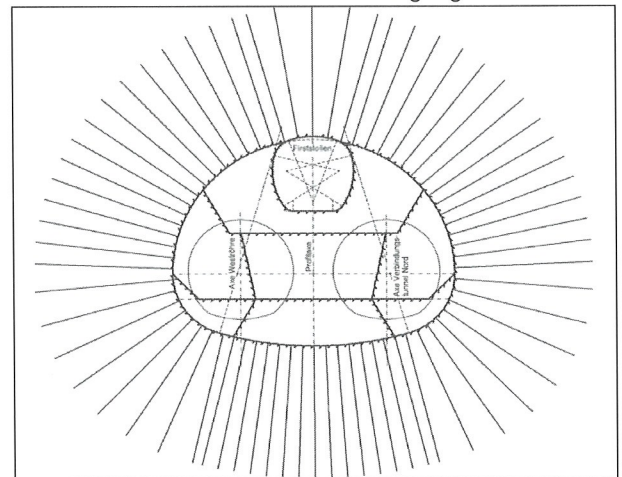
3.3.2. Rückfallebene Tunnelverzweigung Nord West

Mit schweren Ausbruchsicherungstypen war der Vortrieb in den Regelprofilen der Einspurtunnel beherrschbar.

Ein wichtiges Ergebnis der geologischen Interpretation vom Herbst 2002 war, dass die westliche Tunnelverzweigung zwar im Übergangsbereich oder im Lucomagno-Gneis direkt liegt, die Störzone selbst aber nicht durch dieses Bauteil mit grossen Querschnitten liegt.

Aufgrund der Erfahrungen der Vortriebe stellte sich aber die Frage des Bauablaufs und der erforderlichen Ausbruchsicherung für die grossen Querschnitte der Tunnelverzweigung bis hin zur Frage nach der Machbarkeit.

Bild 10: Rückfallebene Tunnelverzweigung



Als Rückfallebene wurde daher zum einen ein Projekt für die Tunnelverzweigung in schlechterem Fels projektiert und mit der Unternehmung besprochen und vorbereitet.

Das Projekt beinhaltet

- einen Firststollen, der gleichzeitig als Erkundungsstollen dient,
- eine mehrfache Unterteilung des Ausbruch-Querschnitts,
- eine intensive Ankerung mit bis zu zwei Ankern pro m^2 und bis zu 12 m langen Ankern und
- eine Vergrösserung des verfügbaren Raumes für Deformationen und grössere Spritzbetonstärken.

Gegenüber dem alten Profil von $250 m^2$ Ausbruchquerschnitt wurde das angepasste Profil über $300 m^2$ gross.

3.3.3. Weitere Vorauserkundungsmassnahmen

Bild 11a: Weitere Erkundungsbohrungen

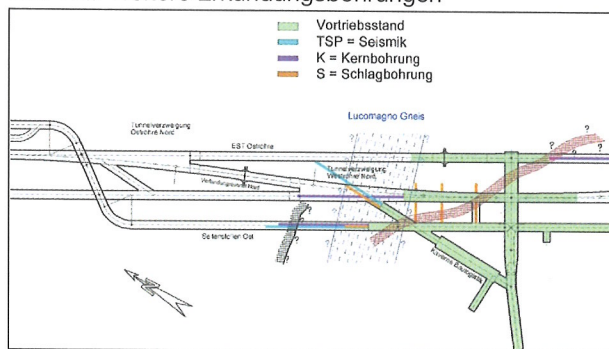
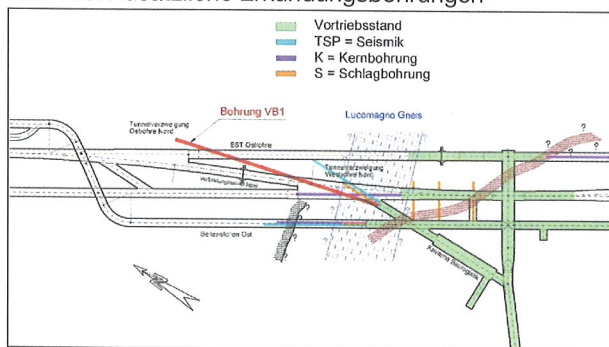


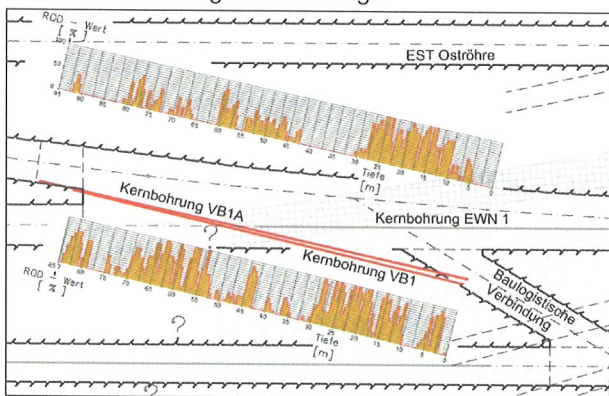
Bild 11b: Zusätzliche Erkundungsbohrungen



Die gemäss Projekt geplante Lage der beiden nördlichen Tunnelverzweigungen wurde mit weiteren Kernbohrungen aus der Verbindung Baugistik heraus nochmals erkundet. Vorgesehen war eine ca. 200 m lange Bohrung bis in den Bereich der östlichen Tunnelverzweigung.

Die erste Bohrung musste nach mehrmaligem Teleskopieren nach knapp 100 m abgebrochen werden. Auch die zweite Bohrung erreichte nur 85 m.

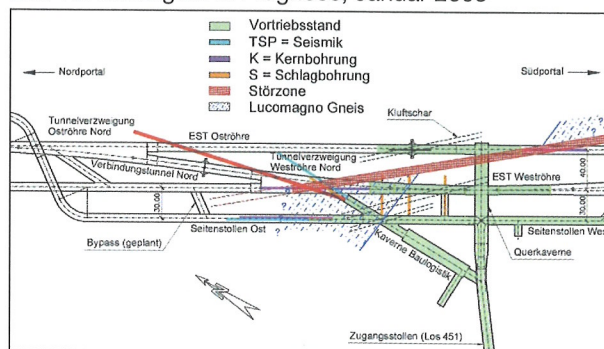
Bild 12: Auswertung Kernbohrung



Beide Bohrungen zeigten für den geplanten Bereich der westlichen Tunnelverzweigung sehr schlechte Bohrergebnisse. Die RQD Werte lagen meist unter 40% über lange Strecken bei 0. In diesem Bereich war auch die Kernausbeute sehr gering bzw. bestand aus kiesigem oder tonigem Material.

Aufgrund dieser Ergebnisse in Kombination mit den Erkenntnissen aus den Vortrieben musste die geologische Interpretation im Januar 2003 erneut aktualisiert werden.

Bild 13: Geologische Prognose, Januar 2003



Gemäss dieser Interpretation

- verläuft die Störzone wesentlich schleifender zu den Tunnelröhren und quert die Tunnelverzweigung West Nord im Bereich der grossen Querschnitte.
- ist eine Horizontalbewegung entlang der Störzone denkbar.
- wird die Störzone grossräumig von Kluftscharen begleitet.
- ist ein versetztes Antreffen von Lucomagno-Gneis im Süden möglich.

Die Machbarkeit der grossen Tunnelverzweigungsbauelemente war durch diese Interpretation in Frage gestellt.

4. Umsetzung dieser neuen Erkenntnisse

4.1 Task-Force MFS Faido

Die angetroffene geologische Situation weicht also deutlich von der geologischen Prognose ab.

Für die Projektierung und Umsetzung der erforderlichen einschneidenden Massnahmen hat ATG zu diesem Zeitpunkt, im Januar 2003, eine Task-Force MFS Faido eingesetzt. In dieser Task-Force wurden die am Projekt Beteiligten Entscheidungsträger von Bauherrschaft, Bauleitung, Unternehmung und Projektierung, verstärkt durch externe Experten aus den Bereichen Geologie und Ingenieurbau, unter meiner Leitung zu einem Kompetenzteam zusammengefasst.

Aufgabe der Task-Force ist es,

- die geologische Situation umfassend zu interpretieren und eine geologische Prognose für die weiteren

Arbeiten abzugeben sowie

- aufbauend auf dieser Prognose die Grundlagen und Massnahmen vorzubereiten, damit die Planung und bauliche Umsetzung zur Beherrschung der Verhältnisse erfolgen kann.

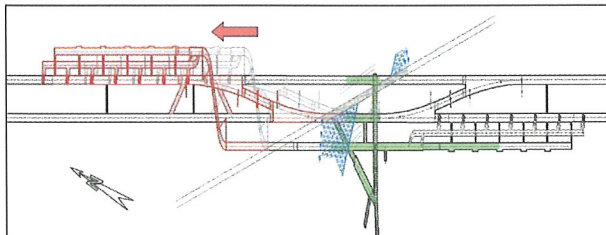
4.2 Verschiebung der Tunnelverzweigungsbauwerke

Die Unvorhersehbarkeit der angetroffenen geologischen Situation und auch die beschriebene Interpretation der angetroffenen Verhältnisse wurde von den geologischen Experten bestätigt.

Neben der Optimierung der Ausbaukonzepte für die Vortriebe war die Anordnung der Tunnelverzweigungsbauwerke ein vordringliches Thema.

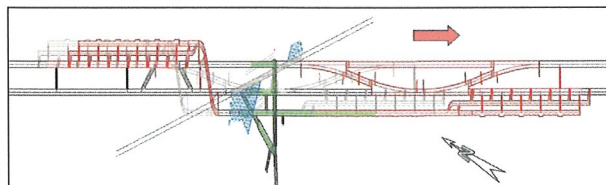
Das Risiko der Machbarkeit des Baus der grossen Querschnitte mitten im Bereich einer Störzone wurde als zu gross erachtet. Aufbauend auf einem bereits vorliegenden Variantenstudium von möglichen Szenarien zur angepassten Anordnung der Multifunktionsstelle wurden zwei Varianten als sinnvoll erachtet:

Bild 14: Variante 1



Bei Variante 1 werden die nördlichen Tunnelverzweigungen aus dem unmittelbaren Bereich der Störzone heraus nach Norden verschoben.

Bild 15: Variante 2



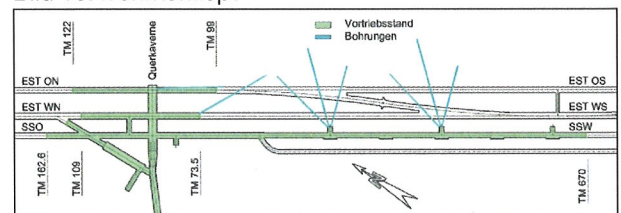
Bei Variante 2 werden die nördlichen Tunnelverzweigungen in den Süden verschoben, d.h. alle Tunnelverzweigungen liegen südlich der Querkaverne. Die übrigen Bauteile der MFS, wie Nothaltestelle und Abluftstollen, bleiben nördlich der Querkaverne.

Die Vorteile dieser Varianten sind:

- Alle bisher erstellten Bauteile sind nutzbar.
- Die erforderlichen Tunnel- und Stollenvortriebe sind für beide Varianten anfangs gleich.
- Diese Vortriebe dienen als Erkundungsstollen.
- Eine Entscheidung für eine der beiden Varianten muss erst gefällt werden, wenn die Erkundungen die Machbarkeit nachgewiesen haben.

Neben den Aufschlüssen durch die Vortriebe werden insbesondere im Süden intensive Erkundungsmassnahmen – Kernbohrungen und geophysikalische Messungen – durchgeführt.

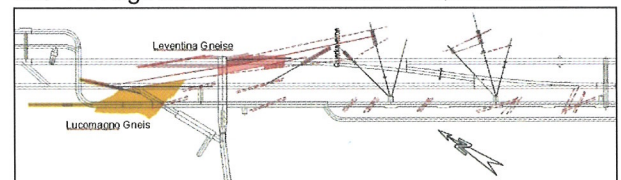
Bild 16: Bohrkonzept



Sowohl die Aufschlüsse aus den Vortrieben als auch die Erkundungsmassnahmen zeigen, dass südlich der Querkaverne im Bereich der grossen Tunnelverzweigungen keine Störzonen erwartet werden.

Für die Anordnung der beiden nördlichen Tunnelverzweigungen bei Variante 2 kann aufgrund der Bohrungen definitiv bestätigt werden, dass die Störzone ausserhalb der Tunnelröhren liegt.

Bild 17: Lage der Störzone südlich der Querkaverne



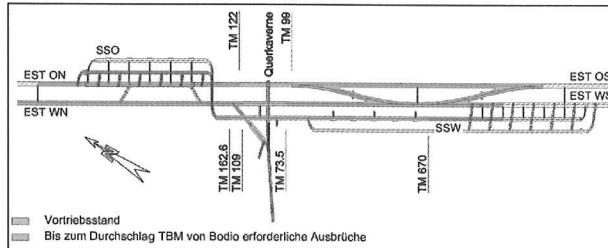
Für die südlichen Tunnelverzweigungsbauwerke ist aufgrund der aktualisierten geologischen Prognose ebenfalls nicht mit markanten Störzonen zu rechnen. Die Ergebnisse aus dem «Erkundungsvortrieb» sowie den weiteren Bohrungen werden dies im Spätsommer definitiv bestätigen.

Daher steht die Variante 2 für die weitere Arbeitsvorbereitung und Ausführungsplanung im Vordergrund.

4.3. Programmliche Abklärungen

Das Konzept der Loskombination der ARGE TAT sieht vor, dass die beiden Tunnelbohrmaschinen aus Bodio in der MFS Faido revidiert und umgebaut werden und anschliessend den Vortrieb bis zum Durchschlag Sedrun zu erstellen.

Bild 18: Erforderliche Ausbrüche



Die MFS Faido muss daher bis zur Ankunft der beiden TBMs vorbereitet sein. Das Bild zeigt die erforderlichen Ausbrüche, die bis zur Ankunft ausgebrochen sein müssen, um einen ungestörten Weiterbetrieb der TBMs gewährleisten zu können. Berücksichtigt ist dabei auch das neue Konzept der Betriebslüftung mit einer verteilten Abluftabsaugung. Für dieses Konzept sind zusätzliche Abluftstollen und -schächte erforderlich.

Zur Gewährleistung dieser erforderlichen Ausbrüche wurde aufgrund bauprogrammlicher Untersuchungen eine Aufstockung der Vortriebsequipen beschlossen. Dadurch ist die Fertigstellung der ausreichenden Ausbrüche sichergestellt.

5. Fazit

5.1. Angetroffene Geologie

Die angetroffenen geologischen Verhältnisse weichen von der geologischen Prognose ab. Auch das Gebirgsverhalten entspricht nicht den Erwartungen.

Die Störzone hätte sowohl von ihrer Lage als auch von ihrer Streichrichtung her nicht ungünstiger liegen können.

5.2. Massnahmen

Zum heutigen Zeitpunkt können wir sagen, dass die Bauherrschaft, Ingenieurgemeinschaft, Experten und Unternehmung gemeinsam mit den eingeleiteten und bereits durchgeführten Massnahmen die Lage heute und die Abwicklung der kommenden Arbeiten im Griff haben.

Als wichtigste Massnahmen wurden durchgeführt:

- Anpassung der Ausbaukonzepte.
- Verschiebung der grossen Querschnitte der Tunnelverzweigungen aus dem Bereich der Störzone heraus.
- Abläufe der Vortriebe so angepasst, dass sie Erkundungszwecken dienen.
- Aufstockung der Vortriebsequipen zur Sicherstellung der Termingewährleistung.

Ich danke an dieser Stelle allen Beteiligten für die gezeigte hohe Flexibilität, welche für die angetroffenen Verhältnisse erforderlich ist.

Vor diesem Hintergrund sehen wir weiteren Meldungen der Presse mit Zuversicht entgegen.

TBM-Vortriebe im Abschnitt Bodio

Bruno Gugelmann, Dipl. Bauing. ETH/SIA
 Consorzio TAT, Pollegio

1. Einführung

Die wichtigsten Beteiligten am vorliegenden Bauwerk sind:

- AlpTransit Gotthard AG als Bauherr
- die Ingenieurgemeinschaft GBTS, zuständig für Projekt und Bauleitung
- und als Unternehmung das Consorzio TAT, Tunnel AlpTransit-Ticino

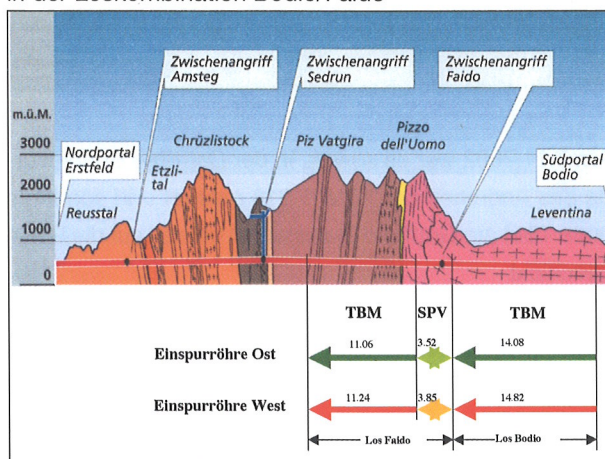
Die Bauaufgabe des Consorzio TAT umfasst die beiden südlichen Lose des Gotthard-Basistunnels, Bodio und Faido.

Es handelt sich um den Bau von je rund 30 km Tunnel für die Ost- beziehungsweise Weströhre, einer Multifunktionsstelle (MFS) in Faido sowie der Querschläge, die alle 320 m angeordnet sind.

Das Bauprogramm sieht eine Bauzeit von 10 Jahren vor und die Werkvertragssumme beträgt knapp 1,5 Mia CHF.

Der Bauvorgang der Loskombination sieht vor, dass von Bodio aus zwei TBM den Vortrieb der beiden Einspurröhren bis Faido bewältigen.

Bild 1: Vortriebsstrecken in der Loskombination Bodio/Faido



Gleichzeitig wird in Faido die MFS, sowie eine gewisse Strecke der Einspurröhren Richtung Norden sprengtechnisch aufgeföhren.

Nach dem Durchschlag in Faido wird die TBM auf einen grösseren Bohrdurchmesser umgebaut und durch die bereits ausgebrochenen Strecken vorgezogen, um anschliessend den Ausbruch bis zur Losgrenze Sedrun im Jahr 2008 zu vollenden. Die angegebenen Längen können durch eine eventuelle neue Disposition der MFS noch Änderungen erfahren.

Parallel zum Vortrieb wird im rückwärtigen Bereich der Innenringbeton eingebracht und nach dem Einbau der Bankette ist der Tunnel bereit für die Arbeiten der Bahntechnik.

Erste Arbeiten für die umfangreichen Baustelleneinrichtungen übertag haben in Bodio im Herbst 2001 begonnen. Im Sommer 2002 war es dann soweit, dass auch die durch ein Vorlos erstellten Tunnelbereiche für TAT zugänglich waren und die Vorarbeiten für die TBM-Montagen begonnen werden konnten.

Bild 2: Aussenanlagen Bodio

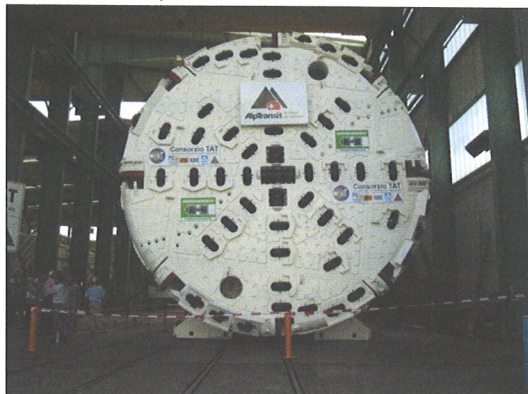


Gegenwärtig sind auf der Baustelle im Durchlaufbetrieb mehr als 400 Personen beschäftigt, davon sind rund 100 Subunternehmer, Lieferanten oder Monteure von Drittföhren.

2. Einrichtungen

Die Evaluation der Tunnelbohrmaschine fand bereits im Sommer 2001 statt. Bei Unterzeichnung des Werkvertrags mit dem Bauherrn waren die beiden TBM, inklusive Nachläufer bei der Firma Herrenknecht bereits bestellt.

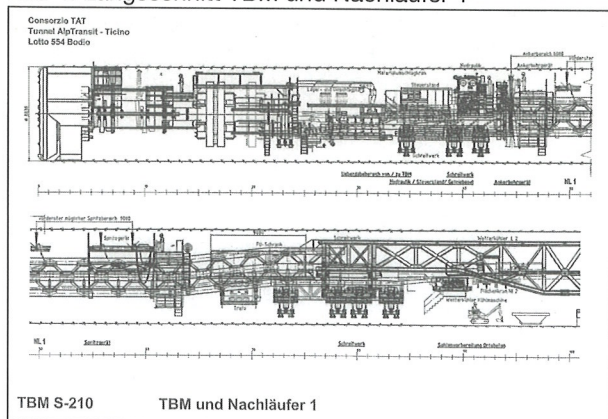
Bild 3: Bohrkopf der TBM S-210



Die offenen Hartgesteins-TBM müssen die Anforderungen des Bauherrn erfüllen, aber auch die vom Hersteller gemachten Erfahrungen aus den Vortrieben Steg und Raron am Lötschberg sollten beim Design der Maschine berücksichtigt werden.

Die TBM verfügt über einen flachen Bohrkopf von 8,8 m Durchmesser mit 58 17"-Meisseln. Der Antrieb erfolgt über 10 frequenzgesteuerte Elektromotoren mit je 350 kW Leistung. Hinter dem kurzen Spannschild sind in L1 die Ankerbohrlafetten und der Ringektor aufgebaut. Ebenso ist eine Versetzhilfe für die Netze vorhanden. Auch Spritzbeton kann in L1 gespritzt werden, bedingt aber einen entsprechenden Umbau, der eine gewisse Zeit in Anspruch nimmt.

Bild 4: Längsschnitt TBM und Nachläufer 1



In L2 sind weitere Ankerbohrlafetten und der Roboter für den systematischen Spritzbeton-Auftrag aufgebaut. Im First ist eine Sondierbohrereinrichtung für zerstörende Boh-

rungen vorhanden.

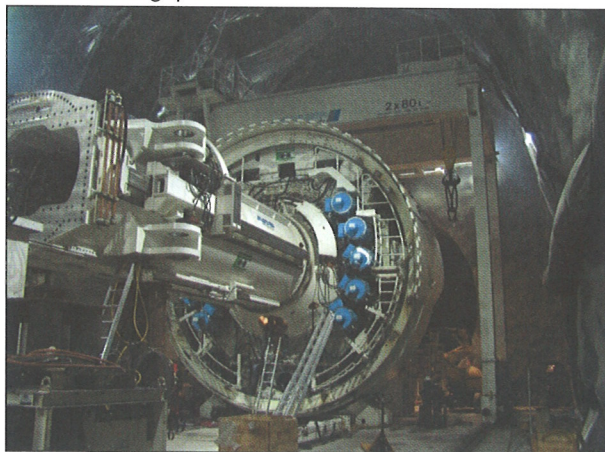
Im August 2002 wurden die ersten Teile der S-210 in Bodio angeliefert. Dort mussten diese auf spezielle Plattformwagen umgeladen und rund 2.6 km weit über das Stollengeleise in die Montagekaverne Ost transportiert werden.

Bild 5: Einfahrt des Bohrkopfzentrums in den Tunnel



Die TBM-Montage untertag verlief ohne grössere Probleme. Die Hauptbestandteile waren in erstaunlich kurzer Zeit zusammengebaut, was den beteiligten Mannschaften bei dieser logistisch sehr anspruchsvollen Aufgabe ein gutes Zeugnis ausstellt.

Bild 6: Montagephase der TBM

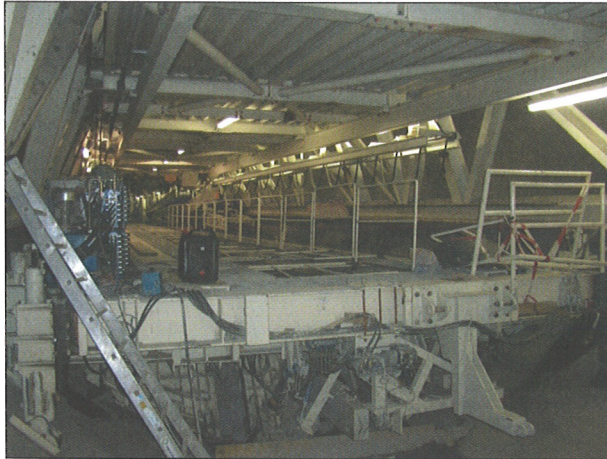


Am 7.11.2002 war es soweit, in der Oströhre Bodio wurde das Andrehen der TBM S-210 gefeiert und somit die erste TBM am Gotthard-Basistunnel offiziell auf die Reise geschickt

Hinter dem Schreitwerk, unter der Nachläuferbrücke, erfolgt der Einbau der Ort betonsohle in 10-m-Blöcken. Dazu ist eine spezielle Schalkonstruktion vorhanden. Die Sohle umfasst auch Elemente wie Noppenfolien, Fugenbänder, Rohrleitungen für Luft, Schmutz- und Bergwas-

ser. Dazu werden gegenüber dem Originalprojekt zwei seitliche Aufbordungen (Kicker) angefügt, die als Anschlag für die Gewölbeschalung dienen.

Bild 7: Sohlschalung



Unsere Transportlogistik beruht auf einem Gleisbetrieb. Im Tunnel werden durchgehend zwei Geleise mit Spurweite 900 mm verlegt. Die Traktion erfolgt mit Dieselloks von 35 und 25t Gewicht. Bei den Schutterzügen, die 10 Wagen umfassen, um einen gesamten Hub aufzunehmen, gelangen zwei Loks im Tandembetrieb zum Einsatz.

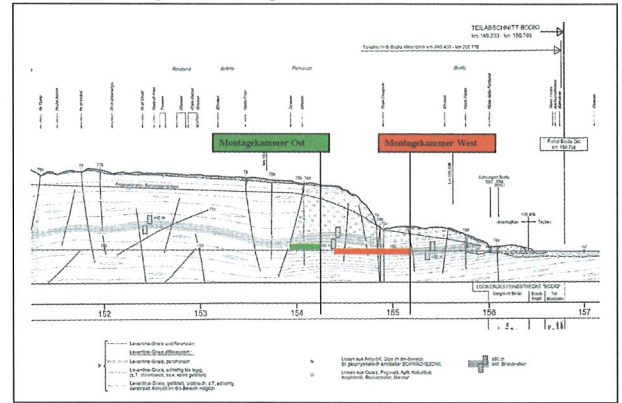
Die Schutterzüge werden in einer Rotationskippanlage, die aus zwei parallelen Strassen besteht, entleert. Die Kippe kann gleichzeitig einen halben Zug, das heisst 5 Wagen aufnehmen. Anschliessend wird der Ausbruch über Förderbänder abgezogen, falls erforderlich gebrochen und an die Materialaufbereitung übergeben.

3. Geologie und Abrechnung

Die Geologische Prognose sieht vor, dass im Los Bodio nur die Leventinagneise der Penninischen Gneiszone zu durchqueren sind. Die Überlagerung beträgt zwischen 700 und 1200 m.

Das geologisch bautechnische Längenprofil sieht für Bodio eine Anzahl Störzonen vor, die mit unterschiedlicher baulicher Relevanz bewertet wurden. Die potentiellen Schwierigkeiten beim Durchqueren der auf dem Bild angegebenen Störungen werden als «sehr gering bis mässig» bezeichnet. Dies insbesondere auch, weil angenommen wird, dass sie in einem günstigen Winkel zur Tunnelachse liegen.

Bild 8: Geologische Prognose im Bereich Bodio



Der TBM-Ausbruch wird gemäss Vertrag einerseits nach Ausbruchklassen und andererseits nach Bohrklassen abgerechnet. Die Ausbruchklassen beruhen auf den eingebauten Sicherungsmitteln, während die Bohrklassen durch die Penetration bestimmt werden. Aus diesen Vorgaben ergibt sich eine Matrix der möglichen Kombinationen, die im Leistungsverzeichnis jeweils als Preis für den Laufmeter Tunnel eingeflossen sind.

Bild 9: Vorgesehene Bohr- und Ausbruchklassen Oströhre Bodio

Kombination Bohr- / Ausbruchklassen:
In der Oströhre (von ca. Tkm 140.258 bis Tkm 254.213) wird vom Bauherrn folgende Aufteilung abgeschätzt:

Ausbruchklasse AK	Bohrklassen						
	U	V	W	X	Y	Z	Σ
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
TBM I	40	125	125	35	25	0	350
TBM II	1'135	3'300	3'300	945	565	190	9'435
TBM III	70	195	195	60	35	10	565
TBM IV	315	920	920	265	160	55	2'635
TBM V	110	330	330	95	55	20	940
TBM VI	0	0	0	0	15	15	30
Summe	1'670	4'870	4'870	1'400	855	290	13'955

Tabelle 50: Kombination Bohr- / Ausbruchklassen Oströhre

Zusätzlich wird erhöhte Abrasivität ab einem Cerchar-Wert von 4,0 mit Verschleisszuschlägen vergütet.

4. Bisherige Erfahrungen mit dem Vortrieb

Am 7. Januar 2003 hat die TBM in der Oströhre den eigentlichen Vortrieb aufgenommen und am 17. Februar 2003 war es in der Weströhre soweit. Wie man aus der Darstellung der Vortriebsleistungen entnehmen kann, entsprechen diese noch nicht den dem Bauprogramm zugrunde gelegten Werten (Bild 10). Insbesondere die Oströhre liegt deutlich hinter den Erwartungen zurück (Bild 11).

Die Gründe für diesen Umstand sind vielfältig; in der Oströhre spielt die Geologie, wie wir noch sehen werden,

eine massgebende Rolle. Eines lässt sich sicher sagen: Die Inbetriebnahme einer über 400 m langen, komplexen Vortriebseinrichtung untertag wurde von allen Beteiligten unterschätzt. Es sind inzwischen in allen Bereichen Massnahmen getroffen oder eingeleitet worden, um bei den technischen Einrichtungen (Bohrlafetten, Spritzbetoneinrichtungen, Betonförderbänder usw.), und im organisatorischen Bereich Verbesserungen zu erzielen. Zurzeit dauert das Betonieren der Sohle im Nachläuferbereich noch zu lang, um die Möglichkeiten der TBM voll nutzen zu können.

Bild 10: Vortriebsleistungen Weströhre Bodio (Stand 31.5.2003)

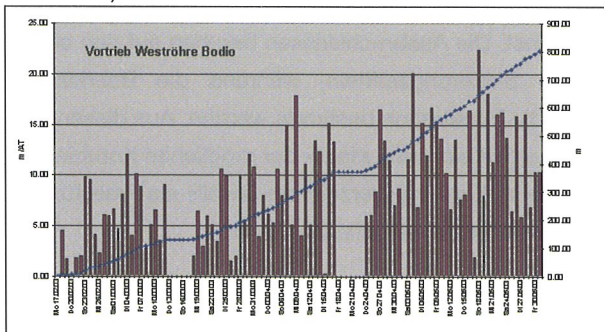
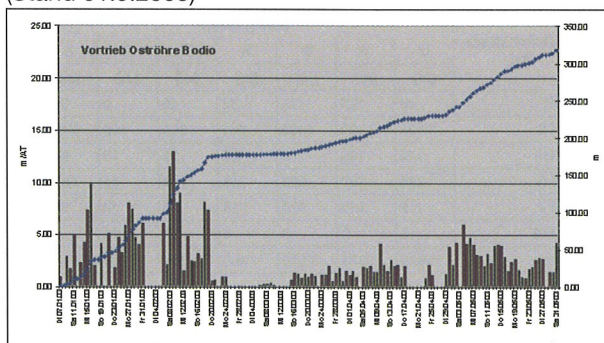


Bild 11: Vortriebsleistungen Oströhre Bodio (Stand 31.5.2003)



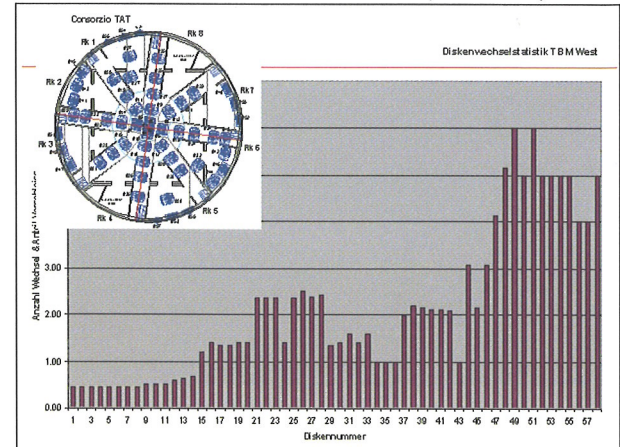
Obschon wir bisher insgesamt rund 1,3 km gebohrt haben, sind Aussagen zum Meisselverschleiss, oder zur Penetration noch nicht aussagekräftig genug, um dazu abschliessende Bewertungen vornehmen zu können. Eine Feststellung kann jedoch gemacht werden: in den bisher angetroffenen Leventinagneisen hat sich die gewählte Bohrkopfform bewährt und der Meisselverschleiss (Bild 12) liegt im Rahmen der Erwartungen.

Der gesunde Fels erweist sich als hart und es wurden stellenweise schon Cercharwerte über dem Schwellenwert von 4,0 gemessen.

In der Weströhre kamen bisher mehrheitlich die Ausbruchklassen II und IV und die Bohrklassen U und V (das heisst Penetrationen kleiner 5 mm/Umdrehung) zur Ab-

rechnung. Diese Werte bedürfen aber noch einer definitiven Bereinigung zwischen BL und Unternehmung. Zu beachten sind hier kleinere keilförmige Ausbrüche aus der Kalotte und Abschalungen im Bereich der Gripper, die mit geeigneten Sicherungsmitteln zu beherrschen sind.

Bild 12: Grafik zum Diskenverschleiss (Weströhre)



Das Ausbruchmaterial fällt mit einer sehr feinen Sieblinie an, was dazu führt, dass in der Kiesaufbereitung nur rund 40% des Materials für die Zuschlagsstoffproduktion verwendet werden können.

5. Störzone Oströhre

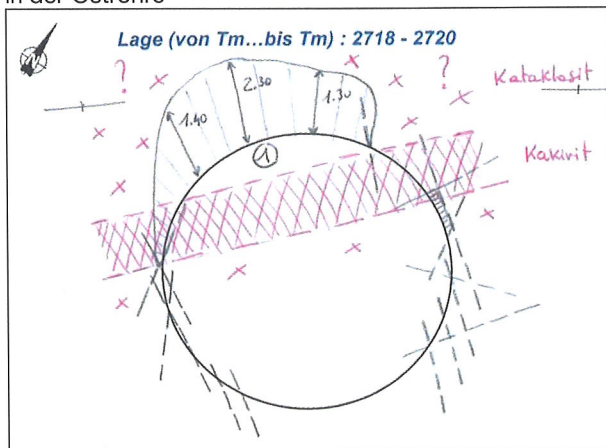
Bild 13: Störzone bei tm 2720 in der Oströhre



Am 20. Februar 2003 kam in der Oströhre bei tm 2717 der Vortrieb zum Stillstand. Eine geologische Störung hatte uns alle – wie man so sagt – auf dem falschen Fuss erwischt. Im First war ein Kakirit aufgetaucht, der sich als weiche, lehmige Masse über dem Bohrkopf und dem Schild abgesetzt hatte und drohte die TBM einzuklemmen. Begleitet wurde der Kakirit von stark beanspruchten Randbereichen, die über dem Bohrkopf zu Überprofilen im Meterbereich führten (Bilder 13 und 14). Die Störung

schien gegen die Ortsbrust einzufallen und lag relativ flach, leicht nach links geneigt. Ein derartiges Phänomen hatte hier niemand erwartet und es galt abzuklären wie weit sich der Kakirit erstreckt und welche Felssicherungsmaßnahmen anzuordnen waren. Man befürchtete ein Abtauchen in die Sohle, was zu akuten Problemen mit der Bohrkopfstabilität hätte führen können.

Bild 14: Geologische Aufnahme bei tm 2720 in der Oströhre



Eine Sondierbohrung brachte keine ausreichende Klärung, weil die Störung nicht erbohrt wurde (Bild 15). Es schien, dass diese entweder parallel mit dem First mitläuft oder sogar wieder nach oben verschwindet.

Bild 15: Kernbohrung in der Oströhre



Um die angeordneten Stahlbögen einzubauen, musste das Profil aufgeweitet werden. Hier zeigte sich leider eine grosse Schwäche unserer TBM: Die vorhandenen Überschneider erwiesen sich ihrer Aufgabe als nicht gewachsen und wurden nach kürzester Einsatzzeit unbrauchbar. Mittels Einbau von 18"-Meisseln und einem zusätzlichen Aufschliffen im Kaliberbereich des Kopfs konnte mindestens soviel Raum gewonnen werden, um eine ausreichende Sicherung mit angepassten Mitteln zu gewährleisten.

Die Störung verfolgt uns leider bis heute, indem sie im Tunnelquerschnitt in Längsrichtung wellenförmig mitläuft und mehr oder weniger ausgeprägt auftritt. In diesen Tagen ist die Störung auch in der Weströhre angetroffen worden.

6. Ausblick

Die beste Tagesproduktion wurde bisher im Einspurtunnel West mit 28,90 m erbracht. Dies ist uns ein Ansporn, die Leistungsfähigkeit unserer Vortriebseinrichtung und unserer Mannschaft noch weiter zu optimieren, damit solche Leistungen regelmässig erbracht werden können.

Die Frankfurter Allgemeine Zeitung hatte ihren Artikel zu unserer Andrehfeier vom November letzten Jahres unter den Titel gestellt «Freie Sicht aufs Mittelmeer» und damit evoziert, dass der mythische Süden, durch den Bau der NEAT für die Nordländer etwas näher rückt.

Aus der Sicht von Bodio wünscht sich das Consorzio TAT im Moment etwas anderes – und ich gehe davon aus, dass der Bauherr sich dem anschliesst – nämlich: Freie Sicht nach Norden – möglichst rasch freie Sicht auf Faido!

Sprengen mit Emulsionssprengstoff

Andrea Muttoni, Dipl. sc. nat. ETHZ/SIA, Geophysiker
Explotec, Zug/Altdorf

1. Einführung

In den letzten Jahren wird auf Tunnelbaustellen in der Schweiz gepumpter Emulsionssprengstoff vermehrt eingesetzt.

Der herrschende Konkurrenzkampf hat die Sprengstoffhersteller gezwungen, diesbezüglich grosse Investitionen zu machen, sodass der Tunnelbauer heutzutage über hochleistungsfähige Produkte verfügen kann.

Die Firma Explotec AG hat in den Jahren 2000 – 2001 zusammen mit dem deutschen Sprengstoffhersteller SWG-Sprengstoffwerk Gnaschwitz GmbH bei Schlungwitz das System Emount entwickelt.

Mit dem System Emount wird der Dreikomponenten-Emulsionssprengstoff Emullex B in die Bohrlöcher gepumpt.

Unsere Firma beliefert das Consorzio TAT, die Lose 452 (Faido) und 554 (Bodio) des Gotthard-Basistunnels.

2. Einsatzkonzept

Der Gotthard-Basistunnel-Süd setzt sich folgendermassen zusammen:

Los 554 Bodio: Länge 16,6 km
Los 452 Faido: Länge 15,1 km und MFS

Die Sprengarbeiten werden mittels gepumpter Emulsionssprengstoffe durchgeführt (System Emount).

Das Einsatzkonzept der Sprengmobile geht aus Bild 1 hervor:

Los 554 Bodio - Querschläge:

1 Sprengmobil mit 2 alternierenden Linien, auf Plattformwagen montiert

Los 452 Faido - MFS:

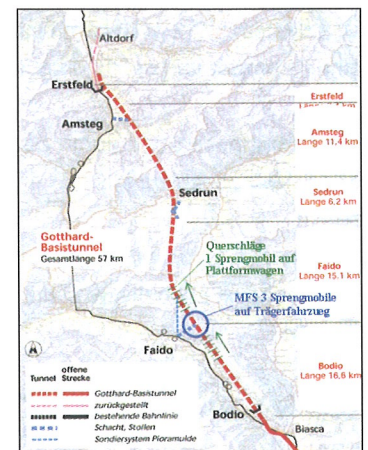
3 Sprengmobile mit 2 unabhängigen Linien, auf Trägerfahrzeug montiert

Los 452 Faido – Querschläge:

1 Sprengmobil mit 2 alternierenden Linien, auf Plattformwagen montiert

Der Sprengstoff wird durch den Lieferanten direkt ins Bohrloch geladen; beim Los 452 wird durch den Lieferanten für jede Schicht ein Sprengmeister zur Verfügung gestellt.

Bild 1: Einsatzkonzept für Lose 554 und 452.



3. Vorteile des Systems

3.1. Logistik

Emullex B wird nur im Bohrloch detonationsfähig, nämlich ca. 5 Minuten nach der Mischung folgender Komponenten:

Matrix: Basisemulsion aus Ammoniumnitrat, Wasser und Mineralöl

GA 1: Essigsäure verdünnt

GA 2: Wässrige Lösung von Natriumnitrit und Harnstoff

GA1 und GA 2 werden mit einer Konzentration von ca. 1,5 – 2,0 % der Matrix beigemischt.

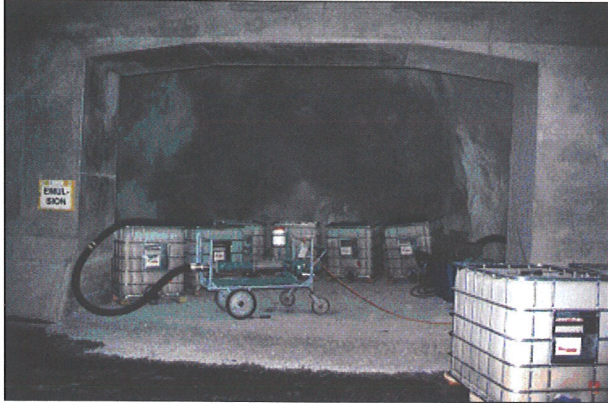
Die Komponenten können frei gelagert und transportiert werden:

Matrix: ADR/SDR: Klasse 5.1 (ab Juli 2003)

GA 1: ADR/SDR: Klasse 8

GA 2: ADR/SDR: Klasse 5.1

Bild 2: Matrixlager in Faïdo.



3.2 Ladegeschwindigkeit

Das System Emount ist sehr einfach zu bedienen und hat eine Kapazität von ca. 30,0 kg Emullex B pro Minute.

Die Ladearbeiten und somit der Sprengvortrieb werden wesentlich beschleunigt.

Bei einer gut trainierten Mannschaft kann die Ladegeschwindigkeit nach dieser einfachen Formel abgeschätzt werden:

$$\text{Ladezeit [min]} = \frac{\text{Anzahl Bohrlöcher} \times 0,5 \text{ min}}{\text{Anzahl Linien des Sprengmobils}} + 15 \text{ min}$$

Bild 3 zeigt einen Vergleich der Ladezeiten mit patroniertem Sprengstoff und mit gepumpten Emulsionen.

Wie aus Bild 3 ersichtlich ist, erbringt der Einsatz von gepumpten Emulsionen eine wesentliche Zeiteinsparung bei den Ladearbeiten.

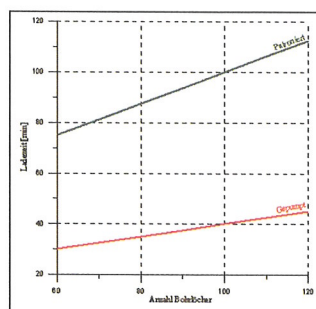


Bild 3: Ladegeschwindigkeit für patronierte und gepumpte Sprengstoffe (Abschlagslänge: 3,0 m).

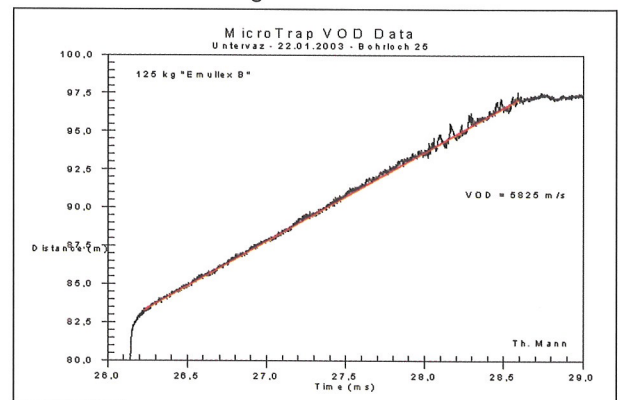
3.3 Leistungsfähigkeit

Die Detonationsgeschwindigkeit eines Sprengstoffes ist ein wichtiger Parameter für seine Leistung.

In den letzten Jahren wurden Emulsionssprengstoffe entwickelt, die sehr hohe Detonationsgeschwindigkeiten ausweisen; vergleichbar oder sogar höher als die der gelatinösen Sprengstoffe.

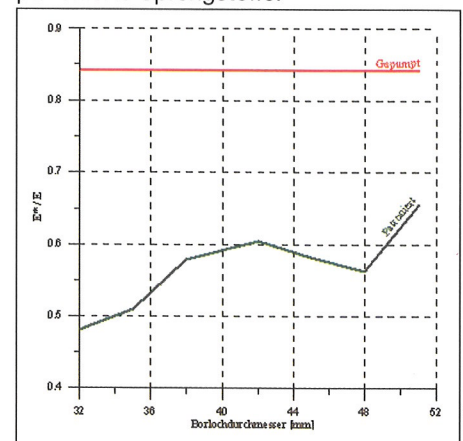
Bild 4 zeigt die gemessene Detonationsgeschwindigkeit von Emullex B; diese beträgt ca. 5'800 m/s.

Bild 4: Detonationsgeschwindigkeit von Emullex B in einem Grossbohrloch gemessen.



Die Energieübertragung einer Sprengladung auf den Fels wird anhand der Gleichung (1) ermittelt:

Bild 5: Energieübertragung einer Sprengladung für gepumpte und patronierte Sprengstoffe.



$$E^* = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot E \quad (1)$$

Wobei: E^* = An die Felsmasse übertragene Energie [MJ/kg]
 η_1 = Einfluss der Sprengstoff- und der Felsqualität [dimensionslos]
 η_2 = Einfluss des Füllungsgrades [dimensionslos]
 E = Sprengstoffenergie [MJ/kg]

Mittels Gleichungen (2) und (3) werden die Parameter η_1 und η_2 näher beschrieben:

$$\eta_1 = 1 - \frac{(I_S - I_F)^2}{(I_S + I_F)^2} \quad (2)$$

Wobei: I_S = Impedanz des Sprengstoffes ($I_S = \rho_S \cdot v_S$)
 I_F = Impedanz der Felsmasse ($I_F = \rho_F \cdot v_F$)

Mit: ρ_i = Dichte [kg/m³]
 v_i = Detonations- bzw. Wellenausbreitungsgeschwindigkeit [m/s]

$$\eta_2 = \frac{1}{e^{\phi_B / \phi_S} - (e - 1)} \quad (3)$$

Wobei: ϕ_B = Bohrlochdurchmesser [mm]
 ϕ_S = Patronendurchmesser oder 'Sprengstoffdurchmesser' [mm]

Dem Bild 5 entnehmen Sie einen Vergleich der Energieübertragung zwischen gelatinösem (Gelamon 40) und gepumptem (Emullex B) Sprengstoff.

Folgende Parameter wurden eingesetzt:

ρ_S :	1'150 kg/m ³	(Emullex B)	1'450 kg /m ³	(Gelamon 40)
v_S :	5'800 m/s	(Emullex B)	5'600 m/s	(Gelamon 40)
ρ_F :	2'650 kg/m ³	(aus felsmechanische Versuche)		
v_F :	5'850 m/s	(aus seismische Erkundungsmessungen)		

Wie man auf Bild 5 sehen kann, bleibt die Energieübertragung von gepumpten Sprengstoffen im Idealfall immer konstant und erreicht somit sehr hohe Werte (ca. 85 %). Bei den patronierten gelatinösen Sprengstoffen geht hingegen ein Grossteil der Energie in die Umwelt verloren. Der Wirkung der patronierten Sprengstoffe kann kaum optimal ausgenutzt werden.

3.4. Einfachheit der Bedienung

Mittels elektronischer Befehle wird Emullex B in die Sprengbohrlöcher zusammen mit dem Zünder und einer Boosterladung (SWG-Primer; 22 g) eingepumpt.

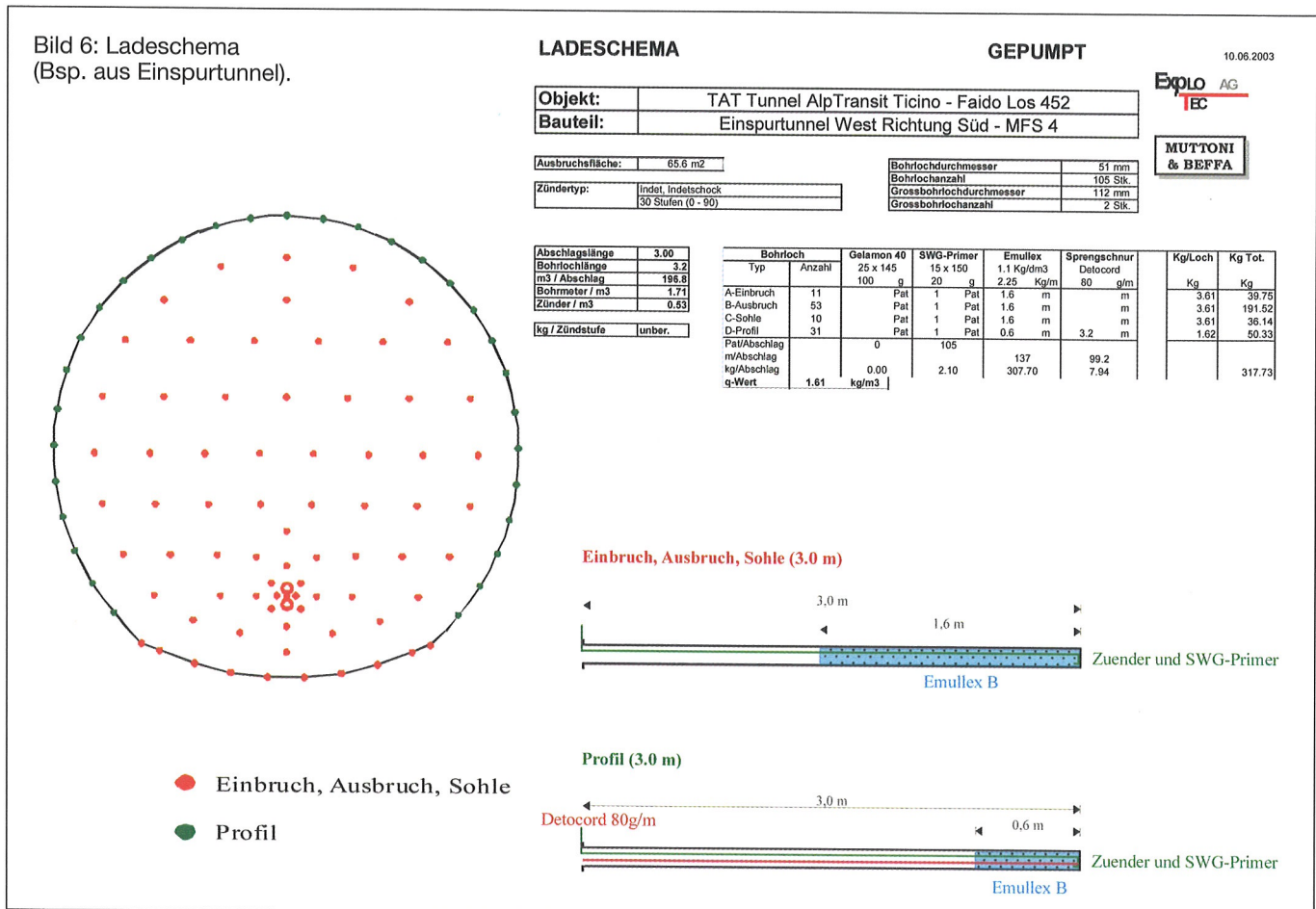
Der Einsatz von SWG-Primer bringt folgende Vorteile:

- Optimierung der Detonationsübertragung
- Stabilisierung der Zünder

Das Ladeschema ist sehr einfach, und sieht nur zwei Typen von Sprengladungen vor (siehe Bild 6). Der grösste Vorteil dieser Methode ist, dass die Schichtarbeiter mit nur zwei verschiedenen Ladesäulen konfrontiert werden.

Das Sprengmobil muss somit sehr selten während der Ladearbeiten umprogrammiert werden. Allfällige Anpassungen des Sprengbildes erfolgen nur über das Bohrschema. Dieses wird im Büro am PC bearbeitet und mit den entsprechenden Files direkt auf die Bohrmaschine geladen.

Bild 6: Ladeschema
(Bsp. aus Einspurtunnel).



Durch diese Methode werden viele mögliche Fehlerquellen eliminiert.

Die Erfahrungen haben bewiesen, dass mit dieser Methode ausgezeichnete Leistungen möglich sind.

3.5 Einsatz in geologischen Störzonen

Beim Einpumpen der Sprengbohrlöcher gewinnt Emullex B sofort eine hohe Viskosität, sodass ein unerwünschtes Eindringen in geologische Schwächezonen kaum zu erwarten ist. In Falle einer schlechten Felsqualität, könnten die Ladearbeiten sogar vereinfacht werden.

Sprengtechnische Vorteile bestehen insbesondere in der hohen Detonationsgeschwindigkeit und der effektiven Ausnutzung des gesamten Bohrlochvolumens sowie der damit verbundenen hohen Wirksamkeit.

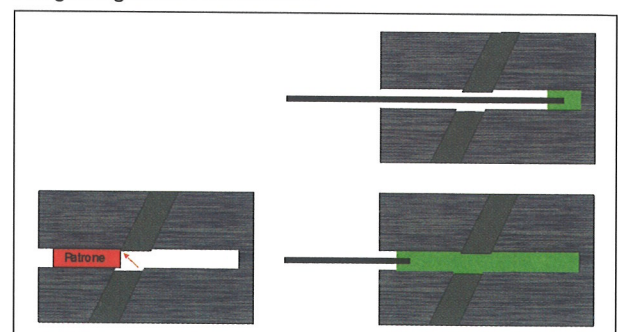
Im Gotthard-Basistunnel beträgt der Bohrdurchmesser 51 mm. Der Ladeschlauch hat einen Aussendurchmesser von 22 mm; d.h. 43 % des Bohrdurchmessers. Im Falle kleinerer Felseinbrüche ins Bohrloch, muss das Bohrloch häufig nicht gereinigt werden. Dies ergibt grosse Zeiteinsparungen (Bild 7).

Arbeitsorganisatorische Vorteile ergeben sich durch die hohe Ladegeschwindigkeit bei minimalem Personalbedarf sowie durch die Bereitstellung und Lagerung von Sprengmitteln.

4. Erfahrungen

Der Einsatz von gepumpten Emulsionssprengstoffen im Untertagebau, kombiniert mit der modernen Bohrtechnik ist auf jeden Fall empfehlenswert.

Bild 7: Einsatz von gepumpten Emulsionssprengstoffen bei geologischen Störzonen.



Bewältigung von Abwasser und Schlamm

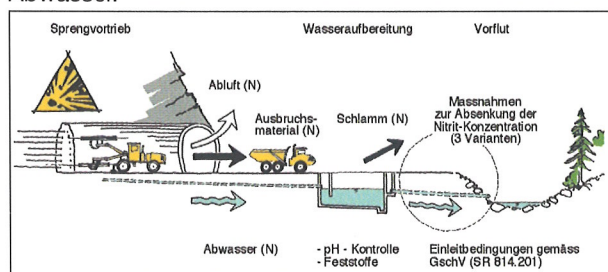
Andreas Stäubli, Dr. sc. nat. ETH, Geologe
Electrowatt Infra AG, Zürich

1. Ausgangslage

Einsatz von Sprengstoff für den Vortrieb im Untertagbau ist – als stark exotherme Reaktion aus einem Gemisch verschiedener Stickstoff-Verbindungen – mit Emissionen von Reaktionsprodukten verbunden. Je nach Sprengstoffart entstehen H_2O , CO_2 , CO und vor allem nitrose Gase (NO , NO_2 , NH_4) und N_2 . Die bekanntesten sind Ammonium/Ammoniak und Nitrit. Die Reaktionsprodukte der Explosivstoffe gelangen gasförmig und als Partikel in hohen Konzentrationen in die Luft, an die Wände, auf das Ausbruchsmaterial sowie direkt und indirekt in das im Vortrieb vorhandene Brauch- und Bergwasser. Mit der Abluft und untergeordnet auch mit dem Ausbruchsmaterial sowie dem Abwasser werden die Rückstände aus dem Tunnel gefördert. Bild 1 zeigt dies schematisch.

Im Folgenden soll von den umfangreichen Erfahrungen auf den Gotthard-Basistunnel Baustellen mit der Bewältigung von belasteten Abwässern und Schlämmen berichtet werden.

Bild 1: Schematische Darstellung des Sprengvortriebs und seine Auswirkungen: Austrag der Sprengstoff-Reaktionsprodukte durch Abluft, Ausbruchsmaterial und Abwasser.



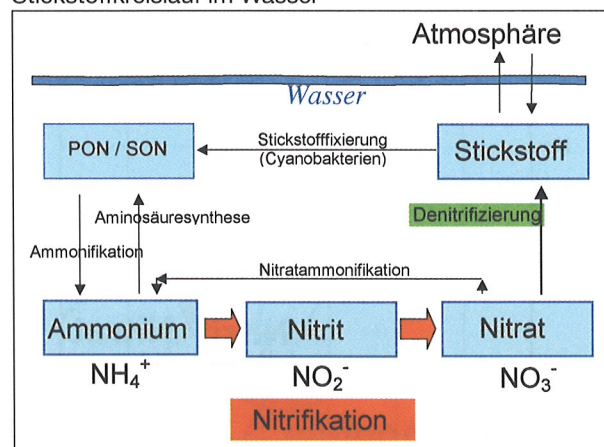
2. Grundlagen

2.1 Stickstoffkreislauf im Wasser

Zum besseren Verständnis sollen einleitend die wichtigsten Grundlagen der Chemie des Stickstoffkreislaufs im Wasser dargelegt werden. Die dabei ablaufenden Vorgänge und Randbedingungen sind auch für die Behandlung der Tunnelabwässer von Bedeutung.

In Bild 2 sind die im Stickstoffkreislauf beteiligten Ionen im neutralen Wasser (pH 7) und bei normalen Temperaturen ($25^\circ C$) ersichtlich. Stickstoff liegt in Gewässern in Form von elementarem Stickstoff (N_2) sowie Nitrat (NO_3^-), Nitrit (NO_2^-) und Ammonium (NH_4^+) vor. Der elementar gelöste Stickstoff (Löslichkeit ca. 20 mg/l) kann jedoch nur durch wenige Organismen (Cyanobakterien) als Nährstoff genutzt werden. Die wichtigsten anorganischen Stickstoffquellen für die Primärproduktion sind somit NO_3^- , NO_2^- und NH_4^+ . Der in der Biomasse fixierte Stickstoff wird als PON (partikulärer organisch gebundener Stickstoff) oder SON (suspendierter organisch gebundener Stickstoff) bezeichnet. Durch den Abbau von PON und Exkretion entsteht gelöster organischer Stickstoff.

Bild 2: Vereinfachter Überblick über den Stickstoffkreislauf im Wasser



Entsprechend dem Vorhandensein oder Fehlen von Sauerstoff liegen die im Wasser gelösten N-Verbindungen in unterschiedlichem Oxidationszustand vor, welcher durch mikrobielle Umsetzungen gesteuert wird.

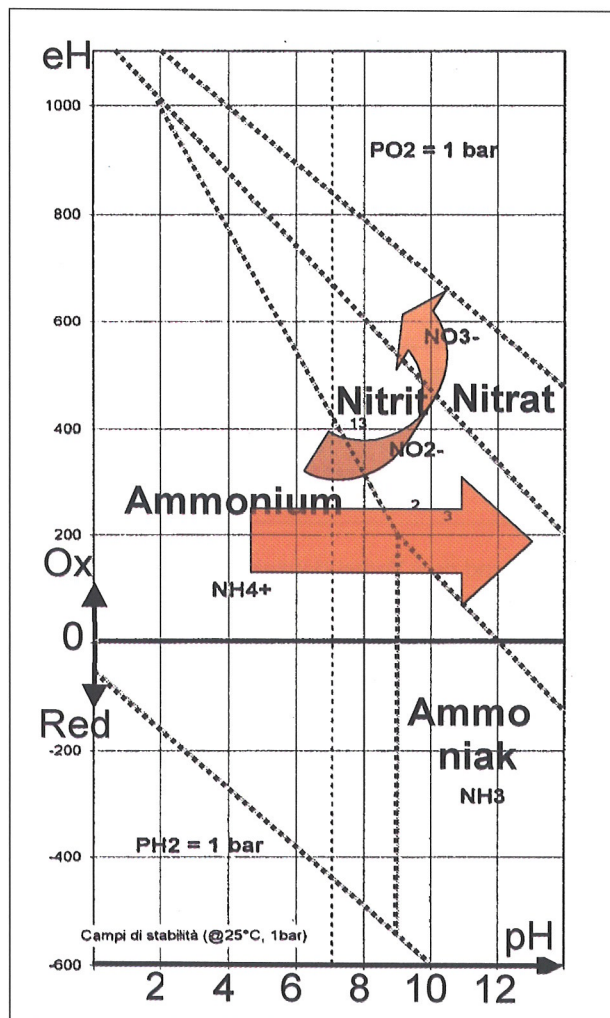
Durch den mikrobiellen Abbau des PON (SON) sowie durch Ausscheidungen von Organismen wird Ammonium freigesetzt (Ammonifikation), während durch Aminosäuresynthese PON gebildet wird. Der Begriff «Nitratammonifikation» beschreibt die im anaeroben Milieu stattfindende Nitratatmung, bei der ebenfalls Ammonium entsteht. Entsteht dabei elementarer Stickstoff, wird von «Denitrifizierung» gesprochen. Bei Anwesenheit von Sauerstoff (aero-

bes Milieu) wird wiederum Ammonium über die Zwischenstufe Nitrit zu Nitrat oxidiert (Nitrifikation).

Der Prozess der Nitrifikation wird auch in vielen kommunalen Kläranlagen zum Abbau der im Abwasser unerwünschten Ionen angewendet. Eine Denitrifizierung dagegen erfolgt höchstens in neueren ARA, da es sich um ein relativ teures und komplexes Verfahren handelt.

Umgesetzt auf die Baustelle mit Sprengvortrieb werden die erwähnten Prozesse erschwert. Primär weicht die Zusammensetzung der zu behandelnden Tunnelabwässer deutlich ab von jenen in kommunalen ARA. Betonrückstände (Einsatz von Spritzbeton) im Tunnelabwasser ergeben ein stark alkalisches Milieu, welches die Zersetzung von Ammonium zu Ammoniak oder Nitrit mit zunehmender Entfernung von der Stollenbrust fördern. Je nach verfügbarem Sauerstoff bleibt Nitrit bis in hohe pH Bereich stabil. Bild 3 zeigt die Stabilitätsbereiche der Stickstoff Ionen in Abhängigkeit des pH-Wertes und des Redoxpotentials.

Bild 3: Stickstoffverbindungen (Stabilitätsfelder) in Abhängigkeit des pH und Redox-Potentials.



Alle bisherigen Beobachtungen in Tunnelabwässern legen folgende Interpretationen nahe:

- Ammoniak/Ammonium und folglich auch Nitrit sind als Endprodukte der Sprengreaktion im Überschuss vorhanden und lösen sich leicht im vorhandenen Wasser
- Ein natürlicher Übergang von Ammonium/Nitrit zu Nitrat (Nitrifikation) nimmt vermutlich mehr Zeit (und Sauerstoff) in Anspruch, als bei Baustellenabwasserbehandlungen normalerweise zur Verfügung steht. Eine relevante Nitrifikation wurde in Tunnelabwässern nicht beobachtet. Dagegen konnte im Abstrombereich von zwischengelagertem Ausbruchsmaterial aus Sprengvortrieb im Grundwasser eine vorübergehend erhöhte Nitrat-Fracht festgestellt werden, was auf eine natürliche Oxidation der Nitrite schliessen lässt.
- Ohne Unterstützung von Bakterien oder einer technisch-chemische Oxidation (Nitrifikation) ist im Baustellenbereich die Nitritbelastung im Abwasser vor der Einleitung in den Vorfluter nur schwer abzusenken.

2.2 Gesetzliche Grundlagen

Die im Zusammenhang mit Tunnelabwasser und Schlamm/Ausbruchsmaterial aus dem Sprengvortrieb relevanten gesetzlichen Anforderungen betreffen in erster Linie die Einleitbedingungen von Abwasser gemäss Gewässerschutzverordnung (vgl. Bild 4). Hier bestehen einzig Grenzwerte für Nitrit. Sobald das Abwasser eingeleitet und durchmischt ist mit dem Vorfluter, sind die Qualitätsanforderungen für Fließgewässer relevant. Beim Nitrit und Ammoniak wird diesbezüglich festgehalten, dass die jeweiligen Konzentrationen die Fortpflanzung und Entwicklung empfindlicher Organismen, wie die Salmoniden, nicht beeinträchtigen dürfen.

Bild 4: Gesetzliche Grundlagen für die Bewältigung von Abwasser und Schlamm beim Sprengvortrieb

		NH_4	NO_2	NO_3
		mg/l	mg/l	mg/l
■ Einleitung von Tunnelabwasser	- Gewässerschutzverordnung GschV			
	• Einleitbedingungen	-	1.0	-
■ Ablagerung von Schlämmen und Ausbruchsmaterial	• Qualitätsanforderungen an Fließgewässer	0.2 / 0.4	-	25
■ Ablagerung von Schlämmen und Ausbruchsmaterial	- TVA (1996; Inertstoffdeponie)	0.6	0.1	-
	- AldV (1998; Überwachungspflicht und Sanierungspflicht bzgl. Oberfl.-gewässer)	0.5	0.1	-
		5.0	1	-

Analoge Randbedingungen gelten auch für die Entsorgung von Schlämmen aus Tunnelbaustellen. Die Technische Verordnung für Abfälle (TVA SR 814600) entscheidet mittels der maximal zulässigen Eluatwerte von Nitrit über den gesetzesmässigen Ablagerungsort. Sobald das Material abgelagert ist, handelt es sich genau genommen um einen mit Abfällen belasteten Standort, welcher ggf. nach der Altlastenverordnung (AltV SR 814.680) zu prüfen ist (Überwachungs- oder Sanierungspflicht?).

2.3 Gefährdungsbilder

Warum bestehen diese Vorschriften? Grundsätzlich ist ein übermässige Belastung des Wassers (insbesondere Trinkwasser/Grundwasser) mit Fremdstoffen kurz- und langfristig unerwünscht.

Beim Nitrit (Ammonium/Ammoniak) beruhen die Grenzwerte insbesondere auf der Giftigkeit für Fische. Nitrit im Wasser wird von Fischen mit den Kiemen anstelle von Sauerstoff in das Blut (Hämoglobin) aufgenommen, was zu Vergiftungen führen kann.

Ein Presstext des BUWAL, BLW und BAG vom 27.5.02 besagt folgendes zur Nitratbelastung in der Schweiz:

«Beim Nitrat ist es die Tatsache, dass bereits Jahr für Jahr mehr als 130'000 Tonnen NO_3 aus der Landwirtschaft ins Grundwasser sickern. Dies lässt sich nie gänzlich vermeiden, denn Nitrat ist für das Pflanzenwachstum notwendig und ist äusserst gut wasserlöslich. Und das hat Folgen: Über 350 Schweizer Gemeinden kämpfen heute mit zu hohen Nitratgehalten im Grundwasser. Insbesondere im schweizerischen Mittelland liegen die Nitratgehalte teilweise deutlich über dem in der Gewässerschutzverordnung vorgeschriebenen Wert von höchstens 25 Milligramm pro Liter.

Solange die lebensmittelrechtlichen Bestimmungen eingehalten sind, hat die Nitrataufnahme, etwa über Gemüse oder Trinkwasser, zwar keinen wesentlichen direkten Einfluss auf die menschliche Gesundheit. Weil aber Wasser die wichtigste Lebensgrundlage ist, verdient es den bestmöglichen Schutz. Zudem sind erhöhte Nitratgehalte im Wasser die Folge einer nicht standortgerechten landwirtschaftlichen Bodennutzung und oft Anzeichen für das Vorhandensein problematischer Schadstoffe.

Zuviel Nitrat führt zu einer Überdüngung natürlicher Lebensräume, zur Verdrängung seltener Pflanzen- und Tier-

arten und zu einer Verunreinigung der Gewässer. Gelangt Nitrat einmal ins Wasser, lässt es sich nur mit sehr hohem Aufwand oder überhaupt nicht mehr daraus entfernen.»

Mit anderen Worten: Auch zusätzliches Nitrat von den Baustellen mit Sprengvortrieb ist im Oberflächen- und Grundwasser unerwünscht.

3. Aktivitäten auf den Baustellen des Gotthard-Basistunnels

3.1 Abwasser

Seit Beginn der Bauaktivitäten 1996 am Gotthard-Basistunnel in Sedrun und subsequent auch auf den später eröffneten Baustellen in Amsteg, Faido und Bodio werden die Abwässer aus den Aufbereitungsanlagen als auch die entsprechenden Vorfluter regelmässig überwacht. Während zu Beginn erst pH, Trübung etc. im Vordergrund standen, kamen später weitere Parameter, wie beispielsweise Nitrit und Ammonium dazu.

Je nach Berg- und Brauchwasseranfall und je nach Art des verwendeten Sprengstoffs (v.a. Gelatinsprengstoff) konnten die Einleitgrenzwerte bzgl. Nitrit im Tunnelabwasser zu Beginn mehrheitlich eingehalten werden. Ebenso werden die Qualitätsanforderungen an Oberflächengewässer in den jeweiligen Vorflutern, je nach Abflussmenge, respektiert.

Vertiefte Untersuchungen über den Einfluss der Sprengstoffart auf die Nitrite im Abwasser, welche im Auftrag der AlpTransit Gotthard AG ab 1998 durchgeführt wurden, werden – neben anderen Handhabungs- und Sicherheitsvorteilen für den Unternehmer – dazu beigetragen haben, dass heute auf den Gotthard-Baustellen praktisch ausschliesslich Emulsionssprengstoff eingesetzt wird. Die Hoffnung, dass sich damit die Nitritbelastungen im Abwasser reduzieren würden, hat sich leider nicht bewahrheitet. Emulsionssprengstoffe können zu hohen Belastungen mit Ammonium führen. Bei den bekanntlich hohen pH-Werten im Tunnelabwasser (Spritzbetoneinsatz) wird sich daraus Ammoniak resp. v.a. Nitrit bilden. Die Nitrit-Belastungssituation dürfte sich daher unter gewissen örtlichen Verhältnissen gegenüber dem früheren Einsatz von konventionellem Sprengstoff sogar noch akzentuiert haben.

Entsprechend sind auf allen Baustellen verschiedene Untersuchungen und Versuche unternommen worden, um die steigenden Nitritbelastungen bewältigen zu können.

Massnahmen an der Quelle (im Vortriebsbereich) konnten zwar die Problematik etwas entschärfen, aber nicht grundsätzlich lösen. Diese Massnahmen umfassten u.a., das

- Entfernen und fachgerecht entsorgen von Emulsions(sprengstoff)resten an der Brust,
- sofortiges Ableiten/Abpumpen von Vortriebswasser vor dem Laden der Brust
- Vermeiden/Abdecken von stehenden, offenen Wasserflächen im Untertagbereich
- Verstärkte Lüftung, um die Sprengschwaden rasch aus allen «toten Winkeln» abzuleiten.

Weitere Massnahmen (Symptombekämpfung) zur Senkung der Nitrit-Belastungen wurden in Absprache mit den kant. Fachstellen resp. der Bewilligungsbehörde im Bereich der Tunnelabwasseraufbereitungsanlagen auf den verschiedenen Baustellen geprüft und phasenweise auch in Betrieb genommen:

- Getrennte Erfassung von unterschiedlich stark mit Nitrit belasteten Abwässern noch im Vortrieb und Ableitung zur speziellen Behandlung (Nitrifikation in einer ARA)
- Chemische Nitrifikation mit Wasserstoffperoxyd (H_2O_2)
- Chemische Nitrifikation mit Natriumhypochlorit (Javelwasser)
- Notlösung: Verdünnung des Abwasserstromes mit Brauchwasser
- Biologische Nitrifikation (nur geprüft, aber auf keiner Gotthard-Baustelle eingesetzt)

Die Überwachung der verschiedenen, in der Praxis erprobten Nitrit-Reduktionsmassnahmen im Rahmen der Erfolgskontrollen durch die jeweiligen Umwelt-Baubegleiter (UBB) ergab folgende Bilder:

- Die Trennung von stark belasteten Abwässern und Ableitung in die nahe ARA mit Nitrifikationsstufe konnte keine vollständige Gewähr bieten, dass das restliche Tunnelabwasser nie mehr die Einleitgrenzwerte überschritt. Somit war hier insbesondere der Aufwand im Verhältnis zum Nutzen (Verfahrenssicherheit) in Frage gestellt.
- Chemische Nitrifikation I: Wasserstoffperoxyd entfaltet seine Oxidationskraft bei tiefen pH (3-4), was eine Ansäuerung mit nachfolgender erneuter Neutralisierung bedingen würde. Damit erfolgt aber gleichzeitig eine relevante Zusatzbelastung des Abwassers mit

Salzen. Eine Beigabe von H_2O_2 ohne Ansäuerung hat nur einen beschränkten Nitritabsenkungseffekt und zudem eine sehr ungünstige Kosten-Nutzen Bilanz.

- Chemische Nitrifikation II: Mit Natriumhypochlorit (Javel) konnten gemäss bisherigen Erfahrungen (Amsteg) ohne Ansäuerung im neutralen Bereich auch sehr hohe Nitritbelastungen erfolgreich zu Nitrat oxidiert werden. Die Nebenwirkungen der Behandlung (freies Chlor und AOX) werden mit einem nachgeschalteten Aktivkohlenfilter beseitigt. Insgesamt ist dies eine anspruchsvolle, technisch komplexe und aufwändige Lösung.
- Verdünnen mit Brauchwasser: Das unter den gegebenen speziellen örtlichen Bedingungen temporär genehmigte Notverfahren hat die gesetzten Ziele erreicht, d.h. die Nitritbelastungen konnten erfolgreich unter die zulässigen Einleitgrenzwerte gemäss Gewässerschutzverordnung gesenkt werden.

Alle diese baustellenerprobten, technischen Verfahren haben als gemeinsames Ziel die Reduktion der Konzentrationen von Nitrit/Ammonium im Abwasser, so dass die entsprechenden Einleitgrenzwerte eingehalten werden können. Systembedingt kann demnach keines der drei angewandten Verfahren Einfluss nehmen auf die Stickstofffracht insgesamt, welche mit der chemischen Reaktion «Sprengen» freigesetzt wird und in den Vorfluter gelangt. Eine relevante Zielsetzung der Gewässerschutzverordnung, welche im mittelbaren Bereich der Einleitstelle und Abstrom davon keine konkrete Gefährdung der Fischfauna fordert (Respektierung der Qualitätsziele für Oberflächengewässer) erreichen dagegen alle angewandten Verfahren mit mehr oder weniger Nebenwirkungen.

3.2 Schlamm

Die bei den Vortriebsarbeiten anfallenden Sprengstoffreaktionsprodukte werden im Tunnelabwasser auch in die mittransportierten Feinanteile und den Schlamm eingetragen.

Diesbezügliche Erhebungen bei den Sprengvortrieben am GBT zeigten, dass die Eluate aus frisch gepressten Schlämmen der Abwasseraufbereitung die Nitrit-Grenzwerte für Inertstoffe gemäss TVA öfters nicht einhalten konnten. Nach einer längeren Zwischenlagerung der Schlämme von bis zu einem Jahr haben die auswasch-

baren Nitrite jedoch stark abgenommen, d.h. die Eluatgrenzwerte für Inertstoffe können auf diese Weise in den meisten Fällen respektiert werden. Diese Beobachtungen konnten unabhängig voneinander auf verschiedenen Baustellen des GBT gemacht werden. Das BUWAL ist 2001 unter Kenntnisnahme dieser Resultate und Abwägung der verschiedenen Interessen im Sinne einer Ausnahmeregelung zum Schluss gekommen, dass der Ablagerung von Schlamm, der allein eine erhöhte Nitritkonzentration aufweist (max. 1 mg/l Eluat) auf einer Inertstoffdeponie im Einzelfall zugestimmt werden kann. Entscheidend war neben der relativ raschen Umwandlung von Nitrit zu Nitrat auch der Umstand, dass damit andere Nachteile (lange Strassentransporte; durch grosse Schlammengen rasch erschöpfte Reaktordeponiereserven) vermieden werden können.

Bei einigen Tunnelbaustellen mit Sprengvortrieb sind nun aber Schlämmen aus der Abwasseraufbereitung neben Nitrit auch mit Kohlenwasserstoffen (z.B. Tropfverluste von Treibstoffen, Hydraulikölen, Schmierstoffen) belastet, weshalb sich hier bei der Schlammentsorgung andere Fragestellungen in den Vordergrund drängen.

4. Schlussfolgerungen

Entgegen der ursprünglichen Annahmen und Kenntnisse in Rahmen der Projektierung Mitte der 90iger Jahren erfordert die gesetzeskonforme Bewältigung von Abwasser und Schlamm aus dem Sprengvortrieb heute aufwändigere Massnahmen und Vorkehrungen.

Die Nitritbelastungen in Tunnelabwasser und Schlamm haben Anlass gegeben zu einer grösseren Anzahl Untersuchungen hinsichtlich Ursachen und praxisorientierten Lösungsmöglichkeiten.

- Lösungen an der Quelle – sofern es nicht ohne Sprengvortrieb geht – haben dabei nicht die nötigen durchschlagenden Wirkungen gezeigt: Die Zusammensetzung und Menge der Stickstoff-Fracht in den Sprengemissionen kann mit der Wahl des Sprengstofftyps variieren. Die Abgabe von Stickstoffverbindungen an die Umwelt lässt sich aber systembedingt (Sprengen = chemische Reaktion) nicht vermeiden.
- Die Verteilung der Reaktionsprodukte aus der Sprengung innerhalb des Tunnels auf Abluft und Wasser ist variabel und weitgehend abhängig von den lokalen Verhältnissen, wie z.B. Lüftungsregime und -inten-

sität, Wassermenge und -führung im Tunnel etc...

- Ohne Symptombekämpfung (chemische oder biologische Nitrifikation oder Verdünnen) vor der Abwassereinleitung in den Vorfluter können die Einleitbedingungen kaum verlässlich erfüllt werden.
- Die Wahl der adäquaten Massnahmen wird in Abhängigkeit der lokalen Gegebenheiten unter Einbezug allfälliger verfahrensbedingter Nebenwirkungen auf die Umwelt (Aufsalzung des Gewässers, Schutz der Gewässerfauna, Wasserqualitätsziele etc.) sowie genereller Kosten-Nutzen Überlegungen in Absprache mit den jeweiligen Behörden vorzunehmen sein.

Der aus Sicht des Verfassers jedoch wichtigste Aspekt, den es bei der Einleitung von Tunnelabwässern zu berücksichtigen gilt, betrifft die potentiellen Auswirkungen von Nitrit auf die Fische im betroffenen Vorfluter. Diese Effekte sind – unabhängig von den oben erwähnten Lösungsmöglichkeiten – einzig abhängig von der Nitritkonzentration im eingeleiteten Wasser und dessen Vermischung mit dem Vorfluter. Alle drei auf Gotthard-Basistunnel Baustellen erprobten Massnahmen erfüllen praktisch vollständig die dafür wesentlichste Bedingung: Einhaltung der Einleitgrenzwerte. Eine Gefährdung der Fischpopulationen in den jeweiligen Vorflutern durch zu hohe Nitritgehalten kann somit gemäss heutigem Wissensstand eigentlich ausgeschlossen werden.

Beim Schlamm aus den Tunnelabwässern ist die Nitritbelastung dank der relativ schnellen (< 1 Jahr) natürlichen Umwandlung zu Nitrat eher ein untergeordnetes Problem, zumal Nitrit nur selten die eigentliche Leitsubstanz bezüglich Schadstoffbelastung in den besagten Schlämmen darstellt.

Arbeitssicherheit, ein Thema für den Bauherrn

Kurt Aerni, Dipl. Ing. ETH/SIA
Alptransit Gotthard AG, Luzern

1. Einleitung/Übersicht

Sehr verehrte Damen und Herren

Sie haben heute sehr viele interessante und sehr attraktive Beiträge zu den Grossobjekten der Lötschberg- und der Gotthardachse zu hören bekommen.

Nun, bin ich – als vorletzter Redner – an der Reihe, über ein Thema zu berichten, das auf den ersten Blick eher etwas weniger mitreissend und weniger attraktiv zu sein scheint:

Nämlich über das Thema «Arbeitssicherheit». Ist die Arbeitssicherheit überhaupt auch ein Thema für den Bauherrn?

Oder ist es nur ein Thema für den ausführenden Unternehmer? Ich stelle diese Fragen bewusst und provokatorisch in den Raum.

Und ich erlaube mir auch, darauf ohne zu zögern zu antworten: Natürlich ist das Thema Arbeitssicherheit eine Frage, die auch den Bauherrn beschäftigen sollte und zwar sehr früh und sehr intensiv!

Wir von der AlpTransit Gotthard AG (ATG) – als Bauherrin des längsten Tunnels der Welt – dürfen mit Überzeugung und mit gutem Gewissen behaupten, dass die Arbeitssicherheit für uns – aus verschiedenen Beweggründen – einen sehr hohen Stellenwert aufweist.

Wir als ATG sind überzeugt, Gutes zu tun, wenn wir die Arbeitssicherheit sehr ernst nehmen und wir sind entschlossen, dies mit aller Konsequenz zu tun. Wir möchten unseren Beitrag zu möglichst unfallarmen Baustellen leisten.

Es ist in diesem Zusammenhang auch erfreulich festzustellen, dass in letzter Zeit bei den verschiedenartigsten Veranstaltungen im In- und Ausland, die Thematik «Arbeitssicherheit» ein immer bedeutenderes Gewicht erhalten hat.

Ein kurz zurückliegendes Beispiel: Vor gut 14 Tagen fand – wie wir heute schon gehört haben – beim Gotthard-Basistunnel die Andrehfeier der ersten TBM für den Tunnelabschnitt Amsteg statt. Wie immer bei solchen «Events» gabs eine ganze Reihe von Reden und Ansprachen, sei dies von Unternehmenseite, von Behördenseite oder auch von Bauherrenseite.

Alle Redner sprachen von den bevorstehenden grossen und herausfordernden Aufgaben. Das ist normal und auch üblich. Was uns aber auch sehr gefreut und beeindruckt hat, ist die Tatsache, dass in sämtlichen Voten auch die Unfallverhütung und Arbeitssicherheit mit ein Thema war.

Das ist nicht unbedingt selbstverständlich, es ist aber ein Indiz dafür, dass eine immer stärker werdende Sensibilisierung bezüglich der Thematik «Arbeitssicherheit» im Gange ist, und das ist zweifellos gut so!

Ich werde im Folgenden versuchen aufzuzeigen, wie wir beim GBT die Thematik «Arbeitssicherheit» handhaben und leben wollen und in welcher Rolle wir uns als Bauherr sehen.

Ich möchte folgende Schwerpunkte setzen

- Gefahren/Randbedingungen mit Einfluss auf die Arbeitssicherheit
- Arbeitssicherheits-Politik der ATG
- Umsetzung der Arbeitssicherheits-Politik
- Stop Risk – Kampagne
- Erste Erfahrungen und Erkenntnisse

2. Gefahren/Randbedingungen mit Einfluss auf die Arbeitssicherheit

Alle Baustellen bergen mehr oder weniger grosse Gefahren in sich, das ist uns allen leider bestens bekannt.

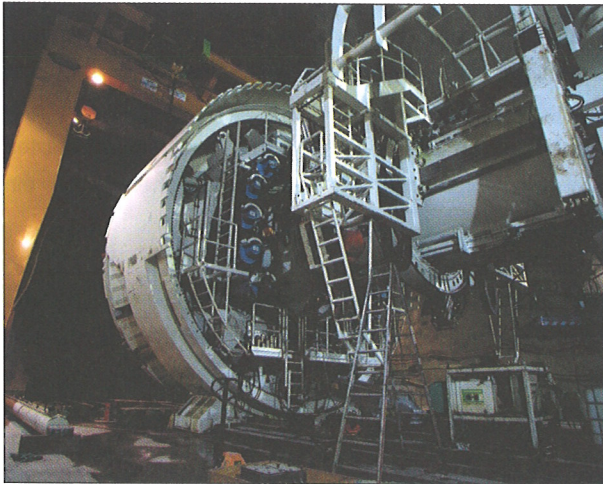
Untertagbaustellen und die dortigen Aktivitäten sind in dieser Hinsicht zweifellos noch etwas gefährdeter.

Bei grossen Untertagebau-Baustellen und insbesondere bei jenen der AlpTransit-Achsen lassen sich verschiedenste Randbedingungen mit ungünstigem Einfluss auf die Arbeitssicherheit herauskristallisieren, greifen wir nur einige wesentliche Punkte heraus:

Das Unfallrisiko bzw. die Arbeitssicherheit werden stark beeinflusst durch

- die aussergewöhnlichen Dimensionen des Bauwerkes und die damit verknüpften sehr anspruchsvollen Bauvorgänge und der Logistik für die Ausführung der Bauarbeiten
- die aussergewöhnlichen Dimensionen der eingesetzten Geräte (Bild 1)

Bild 1: Dimensionen Maschinen/Geräte



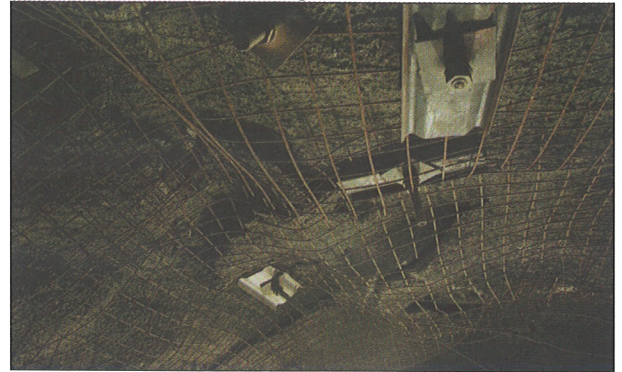
- die eher «düsteren», beengende, «unfreundlich» wirkenden Verhältnisse (Bild 2)

Bild 2: Dunkle, beengende Verhältnisse



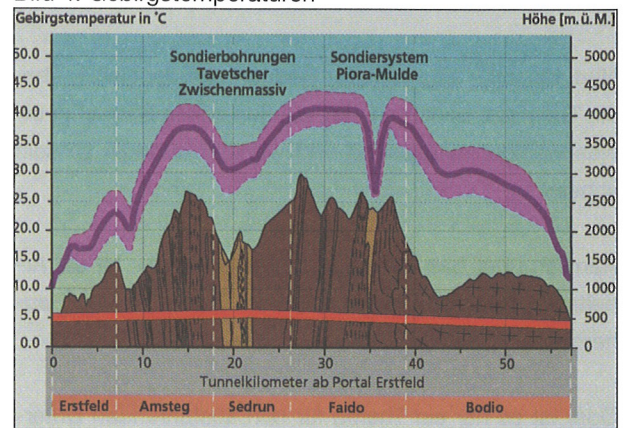
- das Verhalten des Gebirges (u.a. Standfestigkeit, Bild 3)

Bild 3: Verhalten des Gebirges



- die sehr hohen Gebirgstemperaturen, erfordert entsprechende Vorkehrungen zur Kühlung der Arbeitsstellen (Bild 4)

Bild 4: Gebirgstemperaturen



- verschiedenartige Bauvorgänge und -aktivitäten, welche alle gleichzeitig und nicht selten in beengten Verhältnissen stattfinden
- spezielle (arbeitshygienische) Randbedingungen, denen es zu begegnen gilt, z.B.
 - Staubbelastung, Lärmbelastung, Abgase etc.
 - Vorkommen von gesundheitsgefährdendem Gesteinsmaterial, mit z.B. lungengängigen Fasern -> Asbestproblematik

Es ist leicht erkennbar, dass alle diese (und noch viele andere) Randbedingungen dem Bestreben nach möglichst hoher Arbeitssicherheit entgegenlaufen.

Oder andersherum gesagt, alle diese speziellen Randbedingungen erfordern von den Beteiligten eher aussergewöhnliche Massnahmen um sicherzustellen, dass gute Voraussetzungen für eine wirksame Unfallverhütung geschaffen werden können.

Es ist natürlich auch nicht ganz zufällig, dass die Unfallhäufigkeit auf Tunnelbaustellen gegenüber der «normalen» Bautätigkeit i.d.R. deutlich höher liegt.

3. Die Arbeitssicherheitspolitik der ATG

Ich habe bereits bei verschiedenen früheren Gelegenheiten die ATG-Philosophie bezüglich phasen- und stufen-gerechter Berücksichtigung der Arbeitssicherheit im Rahmen einer Projektabwicklung erläutern dürfen.

Ich werde nicht alles, was schon je gesagt und geschrieben wurde, wiederholen. Auf einige der Schwerpunkte der ATG-Arbeitssicherheits-Politik will ich aber trotzdem kurz zu sprechen kommen.

Die ATG hat ihre Arbeitssicherheits-Politik formuliert, sie lautet – in gekürzter Form – wie folgt

- Die Arbeitssicherheit hat für die ATG eine hohe Priorität und ist in jeder Phase des Projektes ein Schlüsselthema

Die ATG nimmt ihre Verantwortung wahr

- durch frühzeitigen Einbezug der Arbeitssicherheit bei der Planung des Projektes
- durch entsprechende Gestaltung der Ausschreibungsunterlagen und der Werkverträge
- durch die konsequente Umsetzung der werkvertraglichen Regelungen und der gesetzlichen Vorschriften bezüglich Arbeitssicherheit.

Das tönt im Moment eigentlich recht trivial. Wenn wir das allerdings konsequent handhaben, merkt man sehr rasch, dass dann von der vermeintlichen Trivialität nicht mehr viel übrig bleibt.

Die Festlegung der Arbeitssicherheits-Politik der ATG erfolgt auf Stufe Geschäftsleitung, ein Mitglied der GL ATG nimmt die Funktion des «Arbeitssicherheits-Beauftragten» wahr.

Unsere operative Umsetzung erfolgt in den einzelnen Abschnitten durch die dortigen speziell bezeichneten Arbeitssicherheits-Verantwortlichen der ATG. Sie sind die prioritären Ansprechpartner für die Sicherheits-Verantwortlichen der Unternehmer oder aber auch für die Organe der SUVA.

4. Umsetzung der Arbeitssicherheits-Politik

Auch beim Thema «Arbeitssicherheit auf der Baustelle» gilt – wie bei allen anderen Arten von Problemstellungen –

natürlich der Grundsatz, dass Konzepte nur etwas taugen, wenn sie von allen Beteiligten auch umgesetzt, «gelebt» und «verinnerlicht» werden. Und ich kann Sie versichern, genau das wollen wir und werden wir auch tun.

Wir wollen unsere Arbeitssicherheits-Politik umsetzen, indem wir

- durch Vorbild und Verhalten unserer Mitarbeiter (und Beauftragten) als sicherheitsbewusster Bauherr gelten
- die Sensibilisierung bei allen Beteiligten mit Information und Schulung fördern
- über den Stand der «effektiv gelebten» Arbeitssicherheit vor Ort jederzeit im Bilde und auskunftsfähig sind und uns damit auseinandersetzen
- bei der Ausschreibung der Bauarbeiten die Arbeitssicherheit als mitmassgebendes Vergabekriterium bewerten
- gezielt Einfluss nehmen auf die Umsetzung der vertraglich vereinbarten Regelungen bezüglich Arbeitssicherheit
- dafür sorgen, dass arbeitssicherheits-relevante Schnittstellen erkannt und «behandelt» werden (z.B. Hauptunternehmer <-> Nebenunternehmer)
- die Einhaltung der arbeitssicherheitsrelevanten Vorschriften durch interne und externe Organe überwachen
- bei Abweichungen sofort und konsequent Einfluss nehmen zur Behebung.

Einer der entscheidenden Punkte ist der, dass alle Beteiligten – in ihrem jeweiligen Einflussbereich – für eine umfassende und tiefgehende Sensibilisierung sorgen. Und gerade dies ist – nach unserem Dafürhalten – der Ansatzpunkt seitens des Bauherrn für die Absicht, eine nachhaltige Wirkung bezüglich Arbeitssicherheit zu erzielen.

Wir sind der festen Überzeugung, dass es im Interesse aller am Werk Beteiligten liegen muss, dass den Anliegen der AS sehr grosse Bedeutung zugemessen wird.

Denn, weniger Unfälle, weniger «Negativ-Ereignisse» bezüglich Arbeitssicherheit bedeuten

- weniger menschliches Leid
- grössere Motivation und Leistungsbereitschaft der Ausführenden
- geringere Kosten (jeglicher Art, auch wenn man das im allerersten Moment vielleicht nicht unbedingt wahrhaben will ..., denn die Gewährleistung der Ar-

beitssicherheit ist nicht ohne Kostenfolgen)

- Kein Negativ-Image für die Baustelle, für das Bauwerk, für den Bauherrn, für die beteiligten Unternehmen, für die Bautätigkeit schlechthin.

Es gäbe noch weiteres aufzuzählen. Ich bin aber der Meinung, dass die vorgenannten Aspekte allein ohne «Wenn» und «Aber» das allseitige Engagement für die Belange der Arbeitssicherheit rechtfertigen, ich gehe davon aus, dass Sie diese Ansicht teilen können.

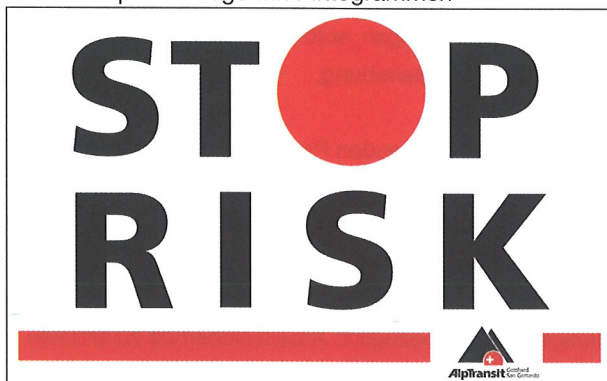
Wir möchten – und das ist eine unserer Zielsetzungen – auf unseren Baustellen eine Sicherheitskultur erreichen, die weit über unsere Gotthardachse hinaus Vorbildcharakter haben kann.

Wir haben – das ist meine feste Überzeugung – als Bauherr die Verpflichtung, bei allen Beteiligten mit Nachdruck auf die Einhaltung der AS-Belange einzuwirken (selbstverständlich auch bei uns selbst).

5. Stop-Risk-Kampagne

Ich möchte noch kurz auf unsere Stop Risk – Kampagne eintreten (Bild 5).

Bild 5: Stop Risk-Logo mit Piktogrammen



Das «Stop-Risk-Logo» soll unsere Baustellen während der gesamten Dauer eng begleiten. Sie werden dieses Logo – als sichtbares Zeichen unserer Bestrebungen in Sachen «Arbeitssicherheit» – auch bei Ihren morgigen Baustellen-Besuchen wahrnehmen können.

Am 18. März 2003 haben wir zusammen mit der SUVA und zusammen mit Vertretern der Arge der grossen Hauptlose eine Medienorientierung zum Thema «Arbeitssicherheit» durchgeführt und damit offiziell die «Stop Risk-Kampagne» auf unseren Baustellen gestartet.

Für uns war es erfreulich, dass das diesbezügliche Medienecho überdurchschnittlich gross gewesen ist. Das ist sicher nicht ganz selbstverständlich. Zwar sind sich in der Regel immer alle Beteiligten einig, dass die Arbeitssicherheit ein sehr bedeutendes Thema ist. Aber seien wir doch ganz realistisch und nüchtern-ehrlich:

Ein Anfräsen oder eine erste Sprengung in einem unserer grossen Lose oder dann irgendwann einmal eine Durchschlagsfeier sind «medienmässig» wesentlich attraktivere Veranstaltungen als die eher «trockene Materie» der Arbeitssicherheit.

Die Stop Risk – Kampagne ist eines unserer Mittel zur Sensibilisierung aller am Werk Beteiligten bezüglich des Themas «Arbeitssicherheit und Unfallverhütung».

Nun, wie wollen wir die Stop Risk – Kampagne umsetzen? Es geht weniger darum, möglichst viele «Stop-Risk-Plakate und -Kleber» in der Landschaft zu platzieren.

Es geht vielmehr darum,

- die «Stop Risk-Philosophie» an wichtigen Orten der Baustelle sichtbar zu machen (besonders heikle Orte oder Stellen, die überdurchschnittlich häufig frequentiert werden)
- mit dem Unternehmer periodisch Schwerpunkte zu setzen zum inhaltlichen Teils

Entscheidend ist aber folgendes: Das Anbringen von Klebern und Plakaten ersetzt aber selbstverständlich nicht das Gespräch, die Schulung, die Info durch die jeweiligen Arbeitssicherheits-Verantwortlichen auf den Baustellen in keiner Weise. Wir wollen aber mit der Thematik «Unfallverhütung/Arbeitssicherheit» omnipräsent sein und ein sichtbares Zeichen setzen. Wir hoffen, dass es uns auch dadurch gelingt, eine nachhaltige präventive Wirkung zu erzielen.

Die Stop-Risk-Philosophie, versinnbildlicht durch das Logo, gelebt durch unser Verhalten in Sachen Arbeitssicherheit ist aber nur eines der Elemente unserer Aktivitäten.

Ich möchte kurz aufzeigen, dass wir als Bauherr weitere Schwerpunkte setzen oder gesetzt haben wollen.

Wir möchten, dass

- auf unseren Baustellen eine «Ereignis-Meldekultur» herrscht, d.h. es sollen nicht nur eingetretene grössere Unfälle gemeldet werden, es soll auch eine (angemessene) Auseinandersetzung mit «beinahe» eingetretenen oder mit kleineren Ereignissen stattfinden, um daraus die nötigen Lehren und Schlüsse ziehen zu können. Aus diesem Grunde werden bei uns konsequent auch alle kleineren Ereignisse (sog. «Bagatell-Unfälle») beachtet und gemeldet,
- die «Arbeitssicherheit» ein ständiges Traktandum ist an Bausitzungen, aber auch in Führungssitzungen der ATG, so z.B. auch der Geschäftsleitungs-Sitzung
- allseitig verantwortliche Ansprechpartner definiert sind (beim Unternehmer, bei der Bauleitung und natürlich auch bei uns)
- regelmässige arbeitssicherheits-bezogene (bauherenseitig geführte) Kontrollgänge stattfinden mit anschliessender Besprechung
- periodisch Arbeitssicherheits-Audits durchgeführt werden, um allenfalls vorhandene Schwachstellen und/oder «Grauzonen» frühzeitig zu erkennen
- periodisch «Notfall-Übungen» unter Miteinbezug der Ereignisdienste stattfinden. Der Zweck dieser Übungen besteht darin, unter «simulierten Notfall-Bedingungen» das zu üben und zu testen, was wir alle nie erleben möchten...

6. Erste Erfahrungen und Erkenntnisse

Wir bauen an der Gotthardachse schon seit einiger Zeit, ich möchte kurz auch über erste Erfahrungen und Erkenntnisse seit Baubeginn der Hauptlose berichten, d.h. über den Zeitabschnitt Januar 2002 bis heute. Das sind knappe 1½ Jahre, erste Beurteilungen können also ohne weiteres vorgenommen werden.

Was stellen wir fest?

- Wir stellen fest, dass die Arbeitssicherheit i.d.R. sehr ernst genommen wird. Den Unternehmungen (im speziellen den AS-Verantwortlichen) und unseren Bauleitungen sei an dieser Stelle ein grosses Kompliment ausgesprochen, uns freut das gezeigte Engagement sehr. Zu jeder Regel gibts auch Ausnahmen, an den Ausnahmen arbeiten wir ...
- Wir stellen auch fest, dass Verbesserungen selbstverständlich immer und allseitig noch möglich sind (auch bei uns selbst, das möchte ich auch deutlich gesagt haben)

- Gewohnheiten: Wie immer, wenn man «heute» etwas mehr oder etwas anderes macht als «gestern», ist es nicht unüblich, dass man Redensarten hört wie «Das kann man gar nicht durchsetzen» oder «Das haben wir nie so gemacht».

Solche Bemerkungen haben wir anfänglich und vereinzelt natürlich auch gehört. Nun, dazu haben wir eine ganz simple Antwort und die lautet «Man kann (fast) alles, vorausgesetzt man will...» (nur muss man halt eben «wollen» ...)

- Auch ein erwähnenswertes, grundsätzliches Problem kann Personal darstellen, das nur teilweise oder nur zeitweise auf der Baustelle beschäftigt ist, z.B.
 - Personal von Subunternehmern
 - Personal von Montage- oder anderen Drittfirmen
 - Kurzfristig tätige Spezialisten o.ä. (Geologen, Vermesser o.a.)
 Deren Integration in die Arbeitssicherheits-Konzeption ist nicht immer ganz einfach zu lösen.
- Wir stellen ferner fest, dass viele der Unfälle nicht «typische Unfälle» als Folge von Untertagbau-Aktivitäten sind. Es sind vielfach Unfälle, die eigentlich «überall» passieren könnten. Möglicherweise passieren aber solche Unfälle unter Untertagbau-Bedingungen deshalb eher etwas häufiger, da dort halt eben doch etwas speziellere «Umgebungsverhältnisse» herrschen (ich erinnere an meine einleitenden Bemerkungen)
- Wir führen auch Statistiken und zwar einzeln pro Tunnel-Hauptlos und auch für die Arbeiten der offenen Strecken. Sie dienen zur unmittelbaren losbezogenen Beurteilung und zur entsprechenden Führungs-Einflussnahme. Vorab aber eine kurze Erläuterung zum besseren Verständnis der Statistiken

Interessant ist folgendes «Bench-Marking»

- In der Schweiz wird offiziell – unfallstatistisch – das «Bauhauptgewerbe» erfasst
- Unter diesem Titel werden alle Bau-Aktivitäten erfasst, also auch Hochbauten, Tiefbauten und auch die Aktivitäten im Untertagbau
- Eine offizielle, umfassende und lückenlose Unfallstatistik für den bezüglich Unfällen «heikleren» Untertagbau gibt es nicht.
- Der offizielle statistische Vergleichswert ist die Unfallhäufigkeit pro 1000 Mitarbeiter (MA) und pro Jahr, d.h. eine Firma mit 1000 MA und 220 Unfällen in einem Jahr hat den «Unfallhäufigkeits-Wert» 220 oder eine Firma mit 250 MA und 70 Unfällen in einem Jahr hat den «Unfallhäufigkeits-Wert» 280. Erfasst werden

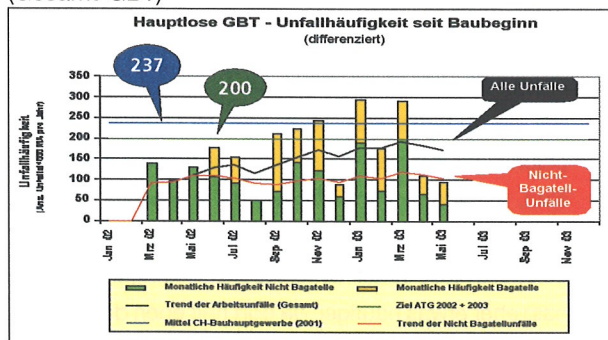
dabei alle Unfälle, also auch sogenannte «Bagatell-Unfälle». Bagatell-Unfälle sind solche mit einer «Ausfalldauer» eines Verunfallten von 0 bis 3 Arbeitstagen.

- Die mittlere Unfallhäufigkeit für das CH-Bauhauptgewerbe beträgt «237» (für das Jahr 2001, vor wenigen Tagen ist der Wert für 2002 bekanntgeworden, er beträgt «224»). Wir haben im Moment noch «237» als Vergleichszahl.

Konsolidierte Betrachtung der Unfallhäufigkeit für den Gotthard-Basistunnel

Ich möchte Ihnen jetzt eine konsolidierte Betrachtung über den gesamten Gotthard-Basistunnel zeigen (selbstverständlich mit gewichteter Berücksichtigung der einzelnen Hauptlöse, vgl. Bild 6).

Bild 6: Konsolidierte Statistik «Unfallhäufigkeit» (Gesamt-GBT)



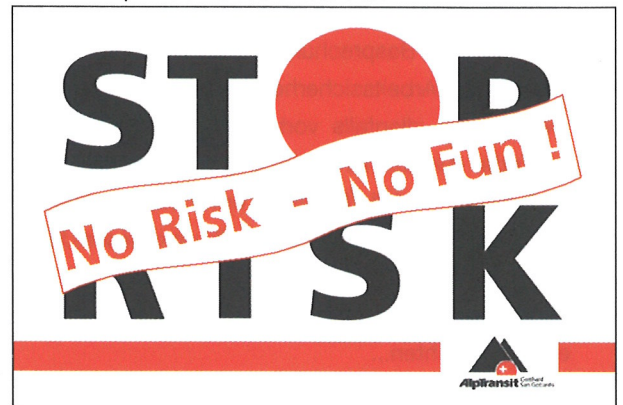
- Ganz grundsätzlich folgendes: Unfälle lassen sich leider nicht ganz vermeiden, jeder Unfall ist ein Unfall zuviel. Wir dürfen feststellen, dass die Entwicklung zur Zeit und über die Betrachtungsperiode beurteilt, respektabel ist.
- Der Grafik ist zu entnehmen, dass auch wir alle Unfälle betrachten, also auch die Bagatell-Unfälle
 - die «gelben Balken» zeigen die monatliche Häufigkeit der «Bagatell-Unfälle» (umgerechnet auf die 1000 MA und aufs Jahr)
 - die «grünen Balken» zeigen die monatliche Häufigkeit der «Nicht-Bagatell-Unfälle»)
 - die blaue Linie zeigt – wie schon erläutert – den Unfallhäufigkeits-Wert des Schweizerischen «Bauhauptgewerbes» (Wert = 237)
 - die grüne Linie zeigt das Ziel, das wir uns als ATG für die Untertagbauten für 2002 und 2003 gesetzt haben (Wert = 200), das ist sehr ambitioniert
 - die schwarze und die rote Kurve zeigen den Trend der letzten 1 1/2 Jahre, mit der Differenzierung «Alle Unfälle» (also inkl. der «Bagatell-Unfälle») und «Nicht-Bagatell-Unfälle» (ohne «Bagatell-Unfälle»).
- Für die beiden ersten Jahre liegen wir einigermaßen auf Kurs und das freut uns. Es werden aber allseitig

nicht nachlassende oder gar zu verstärkende Bemühungen nötig sein, diesen Kurs zu halten oder gar ein noch höher gesteckte Ziele zu erreichen. Vor allem werden natürlich alle Hauptarbeiten noch intensivere Phasen erleben, mit entsprechend grösserem Potenzial an Ereignissen.

- Vor allem möchte ich aber folgendes zum Ausdruck bringen: Eine Statistik ist als Beurteilungs- und Führungsmittel gut und auch nötig. Noch viel entscheidender ist, dass wir die Arbeitssicherheit Tag für Tag leben und uns zu verbessern suchen, uns mit der Problematik «Unfallverhütung» auseinandersetzen. Nicht die Statistik zählt, unser Verhalten bezüglich «Unfallverhütung und Arbeitssicherheit» ist das Entscheidende. Denn: Jeder Unfall ist einer zuviel!

Und zum Abschluss noch etwas zum Schmunzeln

Bild 7: Stop Risk/No Risk – No Fun



Vor wenigen Tagen war ich in einem unserer Hauptlöse an der Front, es war in Bodio. Auf der TBM sind im Nachläuferbereich an verschiedenen Orten auch Stop-Risk-Plakate platziert. Auf einem dieser Plakate habe ich folgende von einem Betrachter mit Filzstift «hingekritzelte» Bemerkung festgestellt (ich nehme an, es war ein Mitglied der Belegschaft aus der TBM-Vortriebsequipe):

«No Risk – No Fun»

Das hat mich grundsätzlich gefreut. Es hat mich auch zum Nachdenken angeregt, ich habe daraus folgende Schlüsse gezogen:

1. Die Stop Risk Kampagne wird an der Front wahrgenommen, und das ist gut so!
2. Es findet eine inhaltliche Auseinandersetzung mit dem Thema statt. Auch das ist bemerkenswert!

3. Wir alle haben uns heute und in den nächsten Jahren sehr grossen Herausforderungen zu stellen. Um diesen Herausforderungen gewachsen zu sein, braucht es ab und zu auch eine gewisse Risikobereitschaft. Risiko zu übernehmen, um den sehr grossen Herausforderungen gewachsen zu sein, kann tatsächlich «Fun» bereiten, das ist auch gut so. Aber, das Ganze darf nicht zu Lasten der Arbeitssicherheit geschehen!

Betonproduktion mit strengen Vorgaben

Martin Keller, Dipl. Bauing. HTL
Holcim (Schweiz) AG, Zürich

1. Agenda

Sehr verehrte Damen und Herren, ich freue mich, Ihnen in der Folge einen Überblick über die besonderen Bedingungen der Betonproduktion für den Gotthardbasistunnel geben zu dürfen.

Dabei möchte ich versuchen, Ihnen die für die NEAT zugelassenen Betonsysteme aus dem Blickwinkel des Lieferanten und die Aspekte der Betonproduktion für eine Arbeitsgemeinschaft näher zu bringen. Dazu werde ich kurz die Begründung für die Prüfsysteme und die daraus resultierten Betonsysteme zusammenfassen, um danach anhand der Betonproduktion der NEAT-Südloose aufzuzeigen, wie wir mit den uns gestellten Anforderungen umgehen.

Da die Anforderungen der Betonsysteme sich an extremen Verhältnissen orientieren, die bisher noch nie aufgetreten sind, muss der Betonproduzent einen Spagat zwischen den vereinbarten Systemen und den konkreten Anforderungen der Baustelle vollführen.

2. Betonsystem

2.1 Was ist ein Betonsystem? – Warum ein Prüfsystem?

Bild 1: Installationsplatz Bodio



An der letztjährigen FGU-NEAT-Fachtagung wurden die Fragen:

- Warum überhaupt ein Prüfsystem? und
- Was ist ein Betonsystem?

von Herrn H.C. Schmid ausführlich erläutert; sie sind in der FGU-Schrift zur 1. AlpTransit-Tagung 2002 im Detail nachzulesen.

Trotzdem erlaube ich mir, die wesentlichsten Punkte mit einigen Bemerkungen kurz zusammenzufassen:

Der Bauherr hatte in seiner Weitsichtigkeit 1996 im Vorfeld der Ausschreibung der Bauarbeiten für den Gotthardbasistunnel ein sogenanntes Prüfungssystem für Betonsysteme öffentlich ausgeschrieben, um seine Nutzungsanforderungen an den Beton – und die stellen in ihrer Gesamtheit eine grosse betontechnologische Herausforderung dar – gewährleistet zu sehen.

Dabei beschränkten sich die Prüfungen auf die wichtigsten Beton- und Spritzbetonsorten:

- OB1 Beton: Frühfestigkeit und Wasserdichtigkeit
- OB2 Beton: wie OB1, jedoch inkl. chemischem Widerstand (XA2)
- SB1 Spritzbeton: Frühfestigkeit und Wasserdichtigkeit
- SB2 Spritzbeton: wie SB1, jedoch inkl. chemischem Widerstand (XA2)

Lieferanten von Zement, Zusatzmitteln und Zusatzstoffen konnten sich als Anbieterteam in einem mehrstufigen Verfahren qualifizieren, wobei sie bei der Gesteinskörnung mit Ausbruchmaterial von Vorlosen zu arbeiten hatten, um die gestellten Anforderungen in Bezug auf die Verarbeitungszeit, die Festigkeitsentwicklung und die Dauerhaftigkeit sowie die folgenden extremen und weltweit einzigartigen Randbedingungen zu erfüllen:

- Hohe Felstemperatur von bis zu 45 °C
- Hohe Lufttemperatur von bis zu 30 °C
- Bis 20 km lange Transportdistanzen für den Frischbeton
- Betonaggressives Bergwasser auf langen Abschnitten
- Nutzungsdauer von 100 Jahren (kein Auftreten grösserer oder systematischer Schäden).

Bild 2: Kiesaufbereitung Bodio



Alle der fünf auf die verschiedenen Lose verteilten Anbieterteams erfüllten stets mit einer oder mehreren Mischungen die sogenannten Betonsysteme.

Dass nicht alle vorgeschlagenen Mischungen dieses Ziel erreichten, liegt unter anderem daran, dass die Teams neben den technischen Anforderungen auch den Preis der Mischung berücksichtigten und so zwangsläufig relativ kleine Vorhaltemasse wählten.

Unter dem Begriff Betonsysteme versteht man Betonrezepturen für Beton und Spritzbeton, die am Gotthardbasistunnel zugelassen sind und sich auf ein Anbieterteam beziehen. Das Prüfungssystem hat Auswirkungen auf den Bau: Zement, Zusatzmittel und Zusatzstoffe dürfen nur von präqualifizierten Anbietern im Rahmen zugelassener Betonsysteme geliefert werden.

Dass ein ausserordentliches Projekt wie der Gotthardbasistunnel eine Auswirkung auf die Betontechnologie im Allgemeinen hat, liegt in der Natur der Sache. So gelangten im Rahmen des Prüfungssystems für Betonmischungen viele massgeschneiderte neue Zemente, die in der Schweiz zuvor kaum je eingesetzt worden waren, zum Einsatz.

2.2 Wie kam es zu diesen Betonsystemen?

Bild 3: Zu Gesteinskörnern aufbereitetes Ausbruchmaterial



Zu Beginn wollte der Bauherr (AlpTransit Gotthard AG) eigentlich nur nachweisen, dass an den verschiedenen Betonaufbereitungsstandorten mit den verschiedenen Gesteinskörnungen Beton bzw. Spritzbeton mit den gestellten Anforderungen produziert werden kann und die definierten Eigenschaften an den Beton erfüllt werden. Mit dieser strategischen Überlegung, das aufbereitete Ausbruchmaterial für die Betonproduktion zu verwenden, konnten nicht nur die Material- und Transportkosten gesenkt, sondern auch bedeutende ökologische Vorteile erreicht werden.

Aus dieser Überlegung entstanden die Betonsysteme für die verschiedenen Angriffspunkte.

An der vor ca. 10 Jahren erfolgten öffentlichen Ausschreibung konnten sich weltweit sämtliche Lieferanten von Zement, Zusatzmitteln und Zusatzstoffen bewerben. Einzige Anforderung war die Formierung von Anbieter-teams.

Diese umfassenden und einzigartigen Versuche waren für alle Beteiligten – vom Bauherrn bis zu den Lieferanten – mit erheblichen Entwicklungskosten verbunden. Im Nachhinein kann durchaus diskutiert werden, ob diese Versuche vielleicht auch in einer anderen Weise hätten abgewickelt werden können. Tatsache ist, dass die Betonsysteme nach der Submission nun auch in der Praxis zur Anwendung kommen. Dabei sind die zusätzlichen Erkenntnisse laufend umzusetzen.

Für den bald anstehenden Generibasistunnel sollen jedoch die wertvollen Erfahrungen in der Präqualifikation und Anwendung der Betonsysteme und der Praxis beim Gotthard genutzt werden.

Wie bei den Bauunternehmungen das Bilden von Arbeitsgemeinschaften üblich ist, sind auch bei den Materialherstellern Liefergemeinschaften Usanz.

Bei den Anbieterteams der Betonsysteme dagegen liegt die Sache ein wenig anders. In diesem Falle handelt es sich um ein addierendes Know-how, d.h. der eine hat nicht die Fachkompetenz des anderen, die Verantwortung nach aussen übernehmen dagegen beide gemeinsam.

2.3 Besondere Prüfungen an die 100 Jahre Dauerhaftigkeit (Sulfat/AKR)

Mit der Definition der Nutzungsdauer von 100 Jahren und der Bedingung, dass keine grössere oder systematische Schäden vorher eintreten dürfen, wurden spezielle Anforderungen bezüglich des Widerstands gegen sulfathaltiges Bergwasser und später – bereits nach der Ausschreibung und Durchführung der Versuche im Versuchsstollen Hagerbach (VSH) im September 2001 – auch bezüglich der Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) formuliert.

Wie bereits erwähnt, müssen OB2 und SB2 eine zwei Jahre dauernde Sulfatprüfung nach den Anforderungen der AlpTransit Gotthard AG erfüllen. Dass eine derart lange Prüfung nicht praxistauglich ist, liegt auf der Hand. So ist es aus Sicht einer schnellen Überprüfung des eingebauten Betons und für eine umfassende Qualitätsgarantie unter Einhaltung der Definition der Hauptprüfungen von allen Beteiligten nur zu begrüssen, dass neu eine Kurzzeitprüfung von vier Wochen Dauer eingeführt wurde. Die Korrelation zwischen den beiden Prüfungen wurde von Herrn Studer, Mitglied der ATG-Fachkommission Beton, umfassend untersucht, so dass die Kurzzeitprüfung in naher Zeit definitiv eingeführt werden kann.

Sämtliche Hauptprüfungen wurden ohne Stahlfasern im Beton bzw. Spritzbeton durchgeführt. Auch wenn der Einfluss der Stahlfasern auf den Sulfatwiderstand noch nicht abschliessend erforscht ist, muss diesem Aspekt wie auch dem Einfluss des Glimmergehalts der Gesteinskörnung Rechnung getragen werden.

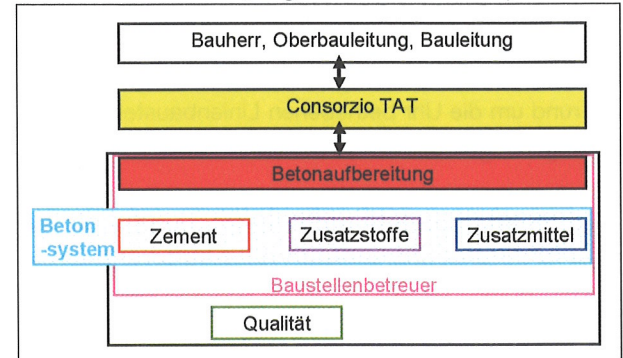
Im September 2001 wurden die Anforderungen an den Beton zudem um die Resistenz gegenüber einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) erweitert. Dieses Phänomen war in der Schweiz bis vor kurzem kein Thema, es zeigte sich aber, dass ein erheblicher Teil der Gesteine wahrscheinlich moderat reaktiv ist. Bei einer Gebrauchsdauer von 100 Jahren, den zum Teil hohen Temperaturen und dem erwarteten

Bergwasseranfall wurde die AKR damit bei der NEAT zu einem ernstzunehmenden Dauerhaftigkeitsproblem.

3. NEAT Südlose – Betonproduktion

3.1 Organisation der Südlose

Bild 4: NEAT Südlose, Organisation der Betonproduktion



Die AlpTransit Gotthard AG vergab den gesamten Rohbau der beiden Südlose Bodio und Faido an das Consorzio TAT (Tunnel AlpTransit-Ticino). Das TAT wiederum hat im Gegensatz zu üblichen grossen Untertagbaustellen die ganze Betonproduktion im Unterakkord der Holcim (Schweiz) AG vergeben. Betrieben wird die Anlage durch die Holcim Kies + Beton AG, die das Anbieterteam Holcim/Sika mit der Lieferung von Zement, Zusatzstoffen und Zusatzmitteln sowie mit der Verantwortung für die Betonsysteme beauftragte. Auch bei der vom Bauherrn direkt vergebenen Kiesaufbereitung ist die Holcim Kies + Beton AG in einer Minderheit beteiligt.

Damit sind mehrere Sparten der Holcim (Schweiz) AG involviert, was eine reibungslose interne Kommunikation voraussetzt, um u.a. den Auftraggeber wirkungsvoll von der Koordination zu entlasten.

Das Auftragsvolumen beträgt rund 120 Mio. Franken, mit den vom Bauherrn zu beziehenden Gesteinskörnungen sogar rund 180 Mio. Franken.

3.2 Warum hat das TAT die Betonaufbereitung an die Holcim übergeben?

Wie an der letztjährigen FGU-NEAT-Fachtagung von Herr R. Baggenstos erwähnt, wurde nach intensiven Abklärungen die gesamte Betonproduktion der Holcim (Schweiz) AG als Subunternehmer vergeben.

Mit dieser Vergabe (ca. 1'250'000 m³ Beton) kann sich das Consorzio TAT ganz auf die grossen Herausforderun-

gen rund um den Tunnelbau konzentrieren und sich bei Zement, Gesteinskörnung, Zusatzmitteln, Zusatzstoffen und Beton auf Fachleute von Holcim und Sika abstützen. Einerseits kann unser Auftraggeber in dieser Hinsicht seine Verantwortung an einen kompetenten Partner delegieren. Andererseits kann er von unserem Know-how und unserer Reputation in Sachen Betontechnologie profitieren. Zum dritten erhofft er sich auch einen schnelleren Zugriff auf die Resultate von Forschung und Entwicklung neuer Produkte. Und viertens ist die Liefersicherheit bei einer rund um die Uhr betriebenen Linienbaustelle ein gewichtiges Argument.

Diese Vorteile zählten im harten Wettbewerb bei der Vergabe für unseren Auftraggeber offensichtlich ebenso viel wie das Preisangebot.

3.3 Betonanlage



Bild 5:
Betonanlage Bodio

In Bodio wurde eine hochmoderne Betonanlage neu erstellt, und in Faido wird eine bestehende, für den Bau des Zugangsstollens installierte Betonanlage weiterbetrieben, um die Versorgung der Multifunktionsstelle Faido (ca. 70'000 m³) sicherzustellen. Aus betrieblichen sowie aus qualitativen Gründen wird geprüft, die gesamte Kubatur für die zwei knapp 30 km langen Vortriebsröhren von Bodio aus bis an die Losgrenze nach Sedrun zu liefern und nur die Multifunktionsstelle mit der Anlage in Faido zu versorgen. Diese betontechnologische Herausforderung sowie andere zusätzliche Überlegungen werden noch einige Zeit beanspruchen.

Bild 6: Maschinistenraum der Betonanlage in Bodio



Zwischen Auftraggeber und Betonproduzenten wurde vereinbart, dass die Betonproduktion während 24 Stunden am Tag und sieben Tagen pro Woche an rund 320 Arbeitstagen pro Jahr (exkl. den ca. 6 Wochen Betriebsferien) aufrecht zu erhalten ist. Um dies garantieren zu können, wurde in Bodio die erwähnte neue Betonanlage beschafft. Dabei handelt es sich um zwei unabhängige Betonproduktionsanlagen mit je einem 3-m³-Zweiwellenzwangsmischer, die pro Stunde bei einem Mischspiel von 3 Minuten je eine Leistung von 60 m³ haben und folgende Spezifikationen aufweisen:

Bild 7: 3-m³-Zweiwellenzwangsmischer der Betonanlage in Bodio



- 6 Zementsilos à 130 to
- 2 mal 6 Silos für Gesteinskörner mit je 400 m³ Volumen
- 8 Zusatzmitteltanks à 4000 lt.
- Stahlfaserdosieranlage bei einer Betonanlage
- Verlad auf Schiene, an der Südanlage auch auf Fahr-mischer möglich

Bild 8: Betonanlage Faido



Für die Lieferungen der Multifunktionsstelle in Faido wurde eine bestehende Betonanlage mit einem 1-m³-Mischer von den Vorlosen übernommen; die Betonleistung soll aller Voraussicht nach aufgestockt werden.

Bild 9: Belad der Mühlhäuser



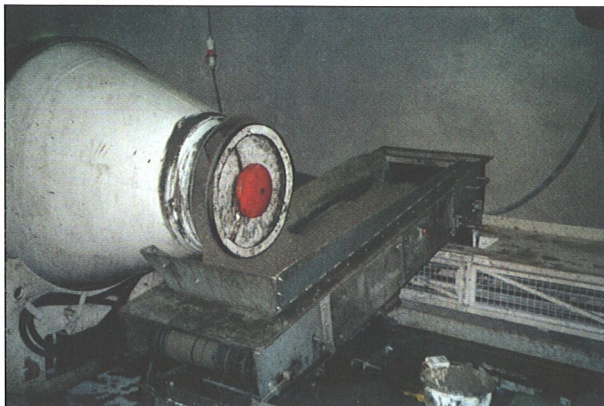
Die Logistik ist wie bei allen Untertagebaustellen eines der zentralen Themen beim Bauablauf. Darauf hat sich auch die Betonproduktion einzustellen.

Der Dreischichtbetrieb und der Verlad des Betons auf die Schiene war für einen Transportbetonhersteller neu und ungewöhnlich; er benötigte eine Einlaufzeit.

Die ersten Erfahrungen haben gezeigt, dass der Feuchtigkeitseinfluss der Korngruppen, die von einem Nebenlos aufbereitet werden, auf die Konsistenz extrem hoch ist. Bedenkt man, dass fast 50% der Gesteinskörnungen der Korngruppe 0/1 und 1/4 angehören, erklärt sich dieser Einfluss.

3.4 Betonsysteme

Bild 10: Betonübergabe Mühlhäuser – Förderband unter dem Nachläufer



Die Betonrezepturen unterliegen nicht wie bei ad-hoc-Änderungen der Transportbetonwerke gewissen Prüfungs- und Bewilligungsverfahren. Ein Verlassen der im Vorfeld den extremen Randbedingungen (Verzögerungszeit, Transportdistanz, Felstemperaturen usw.) angepassten Dosierungsgrenzwerte der Rezepturen muss von der Bauleitung bewilligt werden. Bei Neuentwicklungen und

Neuerkenntnissen aus dem In- und Ausland sind zur Gewährleistung der Qualität die technischen Vorteile zuerst nachzuweisen. So ist meiner Ansicht nach auch der selbstverdichtende Beton, der unter anderem Abhilfe bei der Lärmbelastung der Bauarbeiter schafft, eine wichtige Innovation, die weiter geprüft und verfolgt werden sollte.

Bild 11: Einbau Sohlenbeton



Dass die vor Jahren bestimmten und bei den Versuchen im VSH angewandten Randbedingungen nicht deckungsgleich mit den heute am Bau vorhandenen und geforderten Bedingungen sein können, leuchtet ein.

So wurde z.B. beim OB während der Versuchsphase stets von einer Verarbeitungszeit von 6 Stunden und einer minimalen Druckfestigkeit von 5 MPa nach zusätzlichen 12 Stunden ausgegangen. Unserem Auftraggeber genügt dies jedoch nicht, da der Beton bereits ca. 3 Stunden nach dem Einbringen die Ausschalfestigkeit aufweisen soll. Anhand dieses kleinen Beispiels wollte ich Ihnen den bereits angesprochenen Spagat kurz erläutern. Wir nehmen diese Herausforderung an und versuchen den Auftraggeber zufriedenzustellen, ohne dass der Bauherr eine Qualitätseinbusse erhält.

Die laufende Qualitätskontrolle der Frisch- und Festbetonprüfungen wurde von Holcim an die Labors VSH, Sargans, und IMM, Lugano, weitervergeben. Die technische sowie kommerzielle Optimierung der Betonsysteme obliegt jedoch den Baustellenverantwortlichen des Anbierteams Holcim/Sika.

Sämtliche Betonwerte aus allen verschiedenen Prüfungen werden in einer eigens dafür erstellten Datenbank erfasst und ausgewertet, was jederzeit ein gleichzeitiges Abfragen aller aktuellsten Werte erlaubt. Damit entfällt das aufwendige Versenden von Updates. Eine breite Öffnung der Zugriffsrechte der Datenbank auf alle am Bau Beteiligten trägt zu einer offenen und ehrlichen Kommunikation bei und stärkt das gegenseitige Vertrauen.

4. Schlussbemerkung

- Die Holcim als Betonproduzent für das Consorzio TAT ist bereit, für die örtlich von den bewilligten Betonsystemen möglicherweise abweichenden Anforderungen und Verhältnisse Lösungen zu finden, damit der Bauherr sein dauerhaftes Bauwerk und unser Auftraggeber den gewünschten, konstanten Beton geliefert bekommt.
- Die zugelassenen Betonsysteme werden angewendet und – wie in der schweizerischen Bauwirtschaft üblich – pragmatisch den Randbedingungen angepasst, d.h. die Möglichkeiten von Betonsystemänderungen und von Neuentwicklungen sind zu nutzen und laufend umzusetzen, um durch optimale Lösungen den anspruchsvollen betrieblichen, wirtschaftlichen und betontechnologischen Verhältnissen gerecht zu werden.

Dokumentationen/Documentations

Grundlagen/Bases

D 094	1992	Entwicklungszusammenarbeit - Auswertung von Ausländerfahrungen Coopération au développement - Mise en valeur des expériences acquises à l'étranger
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 0103	1993	Die gemeinsame Stimme der Ingenieure - Technik, Ingenieur, Gesellschaft
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 0157	1999	Vademecum. Versicherungen im Baualltag. Risiko und Versicherung
D 0165	2000	Kennzahlen im Immobilienmanagement
D 0165	2001	Indices pour le management de l'immobilier
D 0168	2000	Lohnerhebung 2000, Ermittlung der Gemeinkosten und der Arbeitsstunden 1999
D 0168	2000	Enquête sur les salaires 2000, Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 1999
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

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 096	1992	Renforcement du bâti existant
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	Untertagebau - 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 0114	1994	Einwirkungen auf Tragwerke - Anwendung der Norm sia 160 in der Praxis
D 0117	1994	Kunstabtuten der «Transjurane» N16/Ouvrages d'art de la «Transjurane» N 16
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-Bemessungsbeispiele - 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 Untertagebau. 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 Untertagebau. Lötschberg-Basistunnel, Gotthard-Basistunnel
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 0201	2003	AlpTransit-Tagung 2003. Fachtagung für Untertagbau

Architektur/Architecture

D 072	1991	Die Rolle des Architekten in den neuen Tragwerksnormen des sia
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 0123	1995	Hochbaukonstruktionen nach ökologischen Gesichtspunkten
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 garantiti di uno sviluppo durevole: liste di controllo
D 0146	1998	Umweltaspekte von Beton
D 0146	2001	Béton et environnement. Eléments d'appréciation de l'impact sur l'environnement
D 0146	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: Critères 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 technique 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 0136	1996	Grundlagen zur Nutzung der untiefen Erdwärme für Heizsysteme
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

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
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 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	Produktdokumentation: 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 3-908483-77-8



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