

AlpTransit-Tagung 2005
Swiss Tunnel Congress

Fachtagung für Untertagbau

Lötschberg-Basistunnel
Gotthard-Basistunnel

22. Juni 2005 in Luzern

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 Tunnelling 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, 2005

Auflage: 1050 Exemplare

ISBN 3-03732-000-1

Dokumentation SIA D 0215

AlpTransit-Tagung 2005 – Fachtagung für Untertagbau

Copyright © 2005 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
Thomas Pfisterer	Kosten, Mehrkosten und Politik in der NEAT	7
<hr/>		
Lötschbergachse		
Peter Teuscher	Stand und Ausblick Projekt	11
Hans-Jakob Ziegler	Geologische Prognose: Was beinhaltet sie und was kann man erwarten?	19
Valentina Orsenigo Martin Schelbert	Terminsteuerung bei einem Grossprojekt	25
Martin Keller	Die Beherrschung der Hohlraumverformungen in der Karbonzone	31
François Descoedres Jean-Paul Dudt Vincent Labiouse Federica Sandrone	Interpretation und Extrapolation der gemessenen Konvergenzen in der Karbonzone des Lötschberg-Basistunnels	39
Ulrich Blatter Peter Hufschmied	Eine innovative Lösung des Innenausbaus bei variablen Tunnelquerschnitten	45
Christoph Rudin Bernard Crausaz	Der komplexe Übergang von der Baulüftung, Ausrüstungslüftung zur Lüftung für den Betriebszustand	53
<hr/>		
Gotthardachse		
Peter Zbinden	Stand Projekt	63
Franz Keller	Geologie – Geologische Erkenntnisse aus einem weiteren Vortriebsjahr	69
Oliver Böckli	Bodio – Erfahrungen nach der Vortriebshälfte	77
Bruno Röthlisberger Alex Sala	Faido – Bewältigung schwieriger Gebirgsverhältnisse, Rückblick und Ausblick	89
Luzi Reto Gruber	Sedrun – Erfahrungen mit den Spezialvortrieben nach Norden und Süden	97
Claude Genoud	Amsteg – Tunnel Amsteg, zwei Jahre maschineller Hochleistungsvortrieb, Beurteilung aus Sicht der örtlichen Bauleitung	105
Benoît Stempfel	EDV-unterstützte Dokumentation zur verbesserten Entscheidungsfindung während dem Vortrieb	111
Roger Bremen	Oberflächensetzungen als Folge von Tunnelbauten in grosser Tiefe, Stand der heutigen Erkenntnisse	119

Verfasser

Blatter Ulrich	E+B/IUB, Bern
Böckli Oliver	Zschokke Bau AG, Aarau
Bremen Roger	Lombardi AG, Minusio
Crausaz Bernard	BG Ingénieurs-conseils SA, Lausanne
Descoedres François	EPFL, Lausanne
Dudt Jean-Paul	EPFL, Lausanne
Genoud Claude	Gähler & Partner AG, Emmelbadien
Gruber Luzi Reto	Batigroup AG, Zürich
Henke Andreas	Lombardi SA, Minusio
Hufschmied Peter	Emch+Berger AG Bern, Bern
Keller Franz	Dr. M. Kobel + Partner AG, Sargans
Keller Martin	IG E+B/IUB, Bern
Labieuse Vincent	EPFL, Lausanne
Orsenigo Valentina	Zschokke Bau AG, Aarau
Pfisterer Thomas	Ständerat, Präsident der NEAT Aufsichts-Delegation
Röthlisberger Bruno	Amberg Engineering AG, Regensdorf-Watt
Rudin Christoph	HBI Haerter AG Beratende Ingenieure, Bern
Sala Alex	Amberg Engineering AG, Regensdorf-Watt
Sandrone Federica	EPFL, Lausanne
Schelbert Martin	Emch+Berger AG Bern, Bern
Stempfel Benoît	SISO AG, Minusio
Teuscher Peter	BLS AlpTransit AG, Thun
Zbinden Peter	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Ziegler Hans-Jakob	Kellerhals + Haefeli AG, Bern

Vorwort

Die durch die Planung und den Bau der Schweizerischen Eisenbahn - Alpentransversalen gewonnenen Kenntnisse und vielfältigen Erfahrungen werden nun schon seit vier Jahren anlässlich der AlpTansit Fachtagung dem interessierten Fachpublikum weitergegeben. Dieser alljährlich stattfindende Anlass erfreut sich weiterhin wachsendem Interesse und hat sich inzwischen zum bedeutendsten Treffpunkt des Schweizer Tunnelbaus entwickelt. Mit der neuen Bezeichnung «Swiss Tunnel Congress» will der Veranstalter, die Fachgruppe für Untertagbau des SIA, auch der zunehmend internationalen Bedeutung der Tagung Rechnung tragen.

Im Jahr 2005 hat der Stand der Arbeiten an den beiden Basistunneln eine wichtige Etappe erreicht, indem die Ausbrucharbeiten am Lötschberg fertig abgeschlossen worden sind und diejenigen am Gotthard die Halbzeit verzeichnen. Beim ersteren konzentriert man sich nun auf die Ausrüstungs- und Fertigstellungsarbeiten. Im Hinblick auf die in zwei Jahren geplante Inbetriebnahme ist die Herausforderung an die Beteiligten dabei nicht geringer als bei den zurückliegenden Rohbauarbeiten. Beim Gotthard laufen die Vortriebe auf vollen Touren; vier Bohrmaschinen sind im Einsatz und zusätzlich sind rund ein Dutzend Sprengvortriebe in Arbeit. Hier liegt der Hauptakzent bei den Erkenntnissen aus den verschiedenartigen Vortriebsfronten.

Mehr als 700 Teilnehmer fanden sich zum Kongress im Luzerner Kultur- und Kongresszentrum ein und verfolgten die bestens vorbereitete und einwandfrei organisierte Vortragsreihe. Am Eröffnungsreferat legte der Präsident der parlamentarischen Neat-Aufsichtsdelegation einige grundsätzliche Überlegungen zu den Kosten der Grossprojekte aus politischer Sicht dar. Die nachfolgenden Fachvorträge wurden von den an der Planung und am Bau direkt Beteiligten bestritten, den leitenden Verantwortlichen der beiden AlpTransit-Gesellschaften, den beauftragten Planern sowie den Vertretern der ausführenden Unternehmungen. Die Grossveranstaltung endete in festlicher Stimmung und an den am Folgetag durchgeführten Exkursionen waren alle vier Baustellen des Gotthard-Basistunnels zugänglich für hautnahe Besichtigungen.

Der grosse Erfolg des Anlasses ist nicht nur den Organisatoren und den Referenten, sondern auch der grosszügigen Unterstützung durch die Sponsoren zu verdanken.

Es gab bisher wohl kaum ein Projekt, welches in der Fachpresse so grosse und andauernde Aufmerksamkeit geniessen konnte wie die AlpTansit Basistunnel. Darüber hinaus soll die Reihe der vorliegenden Tagungsbände ein inhaltlich abgerundetes Konzentrat mit aktuellen Informationen aus erster Hand bilden. Die Fachgruppe für Untertagbau manifestiert damit ihren Führungsanspruch beim Austausch von Wissen und Erfahrung über den Schweizer Tunnelbau.

Fachgruppe für Untertagbau



Andreas Henke, Präsident

Hauptsponsoren



Allianz Suisse, Zürich



Kumlier & Matter AG,
Zürich



Alpine Mayreder Bau GmbH,
Salzburg/Wals
Alpine Mayreder GmbH, Hergiswil



IG GBTS Ingenieurgesellschaft
Gotthard-Basistunnel Süd



BATIGROUP AG Tunnelbau,
Zürich



Marti Holding AG, Bern



Consorzio TAT, Pollegio
Zschokke, Alpine, Impregilo/CSC,
Hochtief



Murer-Strabag AG, Erstfeld



Sersa Group
Management AG, Zürich



TRIBETON* – eine Marke der CREABETON MATERIAUX AG

CREABETON MATERIAUX AG,
Lyss



Sika Schweiz AG, Zürich



Degussa Construction
Chemicals (Schweiz) AG, Zürich



Herrenknecht AG,
D-Schwanau



Walo Bertschinger AG,
Zürich



Holcim (Schweiz) AG,
Zürich



voestalpine KLÖCKNER
BAHNTECHNIK GMBH, Duisburg



Vorholt & Hermeler GmbH &
Co KG, Haltern am See



IUB Ingenieur-
Unternehmung Bern



Zschokke Bau AG, Aarau



jura cement,
Wildegg und Cornaux

Sponsoren

ARGE NS Lötschberg, Zürich – Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen/BE – Avesco AG Bautechnik, Langenthal – Bernold-Ceresola AG, Walenstadt – Dräger Safety Schweiz AG, Dietlikon – Ernst Basler + Partner AG, Zollikon – Gruner AG, Basel – Kiener+Wittlin AG, Zollikofen – Liebherr-Baumaschinen AG, Rothrist – Rittal AG, Neuenhof – Rowa Tunnelling Logistics AG, Wangen/SZ – Sarnafil International AG, Sarnen – Schneller Ritz und Partner AG, Brig – Totalunternehmen ABL Thun, Thun.

Kosten, Mehrkosten und Politik in der NEAT

Thomas Pfisterer, Prof. Dr.
Ständerat Kanton Aargau, Präsident der NEAT Aufsichts-Delegation

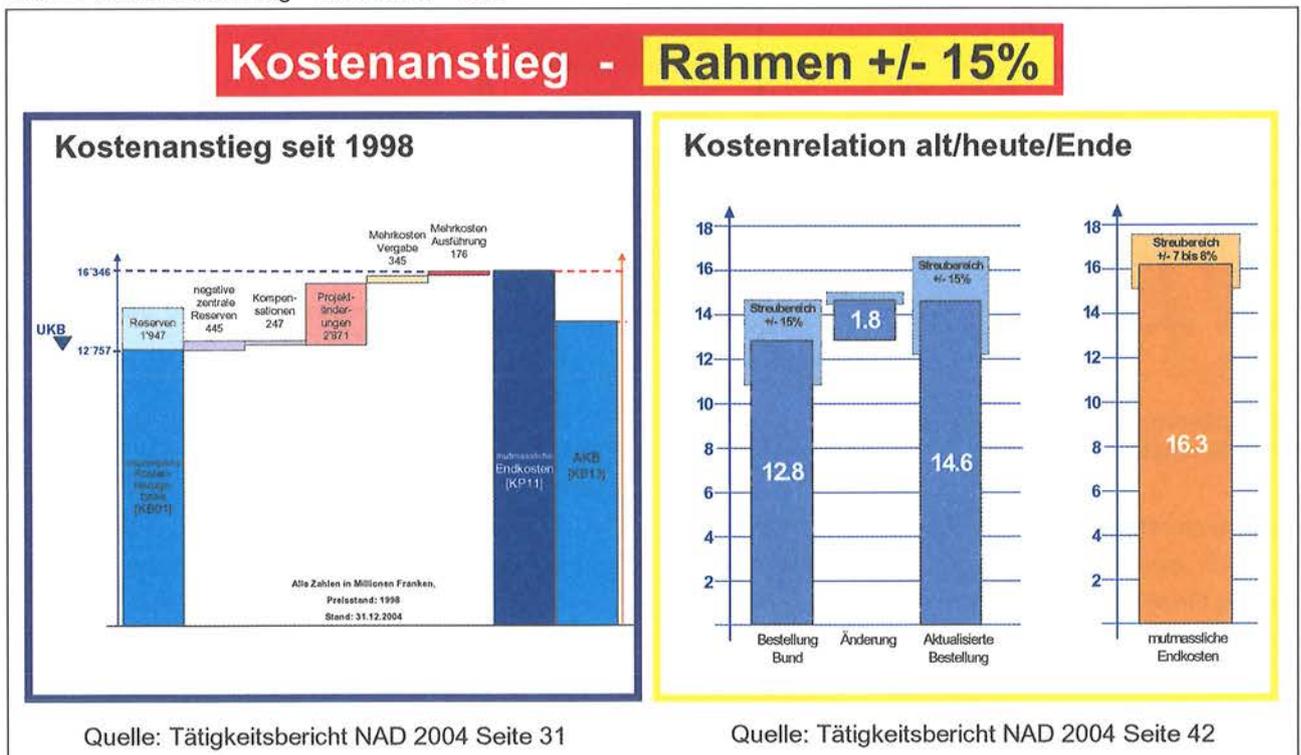
1. Das Werk ist gesamthaft gut unterwegs

Die NEAT wird langsam Wirklichkeit. Der Lötschberg-Basistunnel ist abgeschlossen. Schwerpunkt ist nun der Einbau der Bahntechnik. Der Gotthard-Basistunnel ist fast zur Hälfte ausgebrochen. Das Projekt ist aus der Sicht der parlamentarischen Oberaufsicht gut geführt. Dennoch: Probleme bestehen, namentlich im Hinblick auf die Inbetriebnahme am Lötschberg und auf die Kosten.

2. Der Kostenanstieg

Der Kostenanstieg der NEAT soll Ende 2004 28% betragen, also ab Preisbasis 1998 von 12,8 Mia auf 16,3 Mia Fr. Das sind Mehrkosten von 3,5 Mia, davon 0,53 allein 2004. Die 16,3 Mia sind der im Wesentlichen beeinflussbare Teil. Dazu kommen die weithin unbeeinflussbaren Positionen des Risikos sowie der Faktoren Teuerung, Mehrwertsteuer und Zinsen.

Bild 1: Folie Kostenanstieg – Rahmen +/- 15%



Man darf aber nicht dramatisieren. Die Kosten liegen mit einem Streubereich von + 15%, gemessen an den Erfahrungen mit weit kleineren Bauwerken, in einem akzeptablen Rahmen. Dabei sind in der ursprünglichen Bestellung des Bundes Positionen mit einem Streubereich von 25% und mehr enthalten.

3. Die Kostensteuerung

3.1 Mehrkosten

Die Mehrkostenmeldungen sind hauptsächlich durch zwei Gründe verursacht: Durch das System der Kostensteuerung und durch Bestellungsänderungen.

Durch das System der Kostensteuerung bedingte Mehrkosten sind akzeptabel. Das NEAT-Projekt steuert die Kosten, indem es Kostendruck aufsetzt, Transparenz schafft und die Reservenverwendung bei Bundesrat und Parlament zentralisiert. Man kann von einem 5-fach genähten

Kostenkorsett sprechen, ohne dies hier detaillieren zu können: Schon die «Offerte» wurde mit einer formellen Reserve eingeschränkt. Die Erstellergesellschaften verfügen über keine Reserven und können insofern auch weder von Unternehmen, noch von Kantonen oder Privaten zu Mehrausgaben gedrängt werden. Änderungen erfolgen meist ohne zusätzliche Reserven, bzw. zu Lasten der Reserven. Es besteht eine Kompensationspflicht und man arbeitet kreditrechtlich mit einer Unterdeckung.

Systemgemäss werden weitere Mehrkostenmeldungen folgen. Das System bewirkt, dass schon kleine Änderungen als Mehrkosten gemeldet und begründet werden müssen: das sind die laufenden Mehrkostenmeldungen, wie sie zumindest die halbjährlichen Standberichte zu Tage bringen. Das Werk schliesst weitere Unsicherheiten ein. Also ist mit weiteren Mehrkostenmeldungen zu rechnen, vor allem im Zusammenhang mit den halbjährlichen Standberichten. Dieses System hat sich m. E. grundsätzlich bewährt. Es schliesst aber Nachteile ein.

Dieser Versuchung ist die Politik in den letzten Jahren mehrfach erlegen. Die Mehrkosten von 28% sind zu mehr als der Hälfte auf politisch (und rechtlich) bedingte Bestandsänderungen zurückzuführen: Sie dienten namentlich erhöhten Sicherheitsanforderungen, der Modernisierung der Bahntechnik und Verbesserungen für Bevölkerung und Umwelt. Kritisch sind dazu vorab die Linienführung im Bereich Uri und die Bahntechnik: Uri mit Mehrkosten von rund 500 Mio. Fr. und die Bahntechnik mit rund 290 Mio. Fr. Bei der Bahntechnik besteht immerhin eine ausdrückliche gesetzliche Verpflichtung zur Modernisierung. Sie begründet Mehrkosten.

4. Die Kostenproblematik belastet die Glaubwürdigkeit

4.1 Kostenoptimierung tut Not – fürs gleiche Geld mehr bauen

Bei vielen heisst es: «Wir müssen die NEAT ohnehin fertig bauen.», vielleicht sogar: «koste es, was es wolle»: Das Kostenbewusstsein spielt für sie eine Nebenrolle. Indessen sprudelt der FinöV- Fonds nicht unversiegbar; zudem

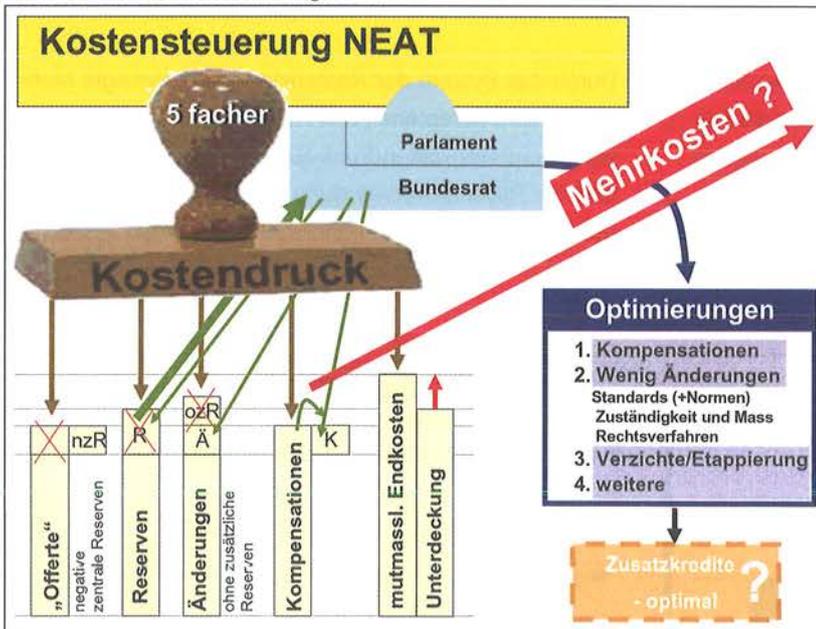
gibt es neben der NEAT andere, die auf dessen Mittel angewiesen sind. Die Finanzierung der Finöv-Projekte, der Bundeshaushalt allgemein stösst an Grenzen. Und mit öffentlichen Geldern ist ohnehin zu haushalten.

Wer bauen will, muss der Öffentlichkeit immer wieder beweisen, dass die Mittel möglichst haushälterisch verwendet werden. Die politische Glaubwürdigkeit setzt Kostenoptimierung voraus. Dabei stellen sich nicht nur technische, finanzielle und rechtliche, sondern politische Fragen.

4.2 Grossprojekte sind besonders kostenproblematisch

Sie sind besonders anspruchsvoll: der Turmbau von Babel lässt grüssen. Sie sind ausgedehnt. Sie lassen sich meist nur mit besonderen Anstrengungen beherrschen. Sie enthalten politisch grosses Misstrauenspotential, dauern lang, rufen unvermeidbar Änderungen hervor, führen nicht selten zu Kostenüberschreitungen. Grossprojekte sind unsicher. Sie können nicht fixfertig im Laden eingekauft werden. Entscheidend ist, diese Unsicherheit zu erkennen und Gegensteuer zu geben: zu optimieren.

Bild 2: Folie Kostensteuerung NEAT



3.2 Problematisch ist vorab das Ausmass der Bestandsänderungen

Mit dem gewählten System der Kostensteuerung verfügt die Politik über die Reserven. Das vergrössert ihre Verantwortung für einen haushälterischen Umgang mit den Mitteln. Gleichzeitig führt es sie in Versuchung, die Reserven für zusätzliche Wünsche – d. h. (im Sinne des NEAT-Rechts) «Bestellungsänderungen» – zu benutzen.

5. Ansätze für Optimierungsmassnahmen - Fragen

5.1 Auftrag zu dauernder Optimierung

Das geltende System der Kostensteuerung funktioniert nur, wenn auch die politischen Bundesbehörden laufend die nötigen Optimierungsmassnahmen treffen. Das heisst namentlich, dass man möglichst 1. Kompensationen erreicht, 2. Bestellungsänderungen vermeidet, 3. nötigenfalls auf beschlossene Projektteile verzichtet und 4. Zusatzkredite begrenzt. Nicht einzugehen ist hier auf die auch noch bestehende kreditrechtliche Problematik.

5.2 Kostenproblematik: grundsätzliche und finanzpolitische Fragen

Grundlage der Kostensteuerung sind eine laufende Auswertung und Evaluation der Bauarbeiten sowie ein dauernder Optimierungs- und Kostendruck. Annahmen, Risiken, Reserven sind sichtbar zu machen, aus der Gesamtsicht bewusst zu beurteilen, einzuordnen und zu entscheiden usw.

5.3 Überprüfung der Kostensteuerung – Bestellungsänderungen

Die Kosten kontrollieren heisst auch, die Elemente der Kostensteuerung laufend zu überprüfen und allenfalls anzupassen. So zum Beispiel bei den Bestellungsänderungen: Weil die Ersteller weitere Änderungen angekündigt haben und vor allem in der (regionalen) Politik solche Wünsche anstehen (z. B. zur Art der Ausführung des Ceneri-Basistunnels usw.), drängt es sich auf, den Umgang mit Änderungen zu überprüfen und eventuell anzupassen: Was fällt eigentlich unter den Begriff der Bestellungsänderung, wer ist zum Entscheid darüber zuständig (Ersteller, Bundesrat, Bundesrat oder Parlament), wie umfangreich darf sie sein, wie weit entspricht sie aus einer Gesamtsicht vernünftigen Kosten-Nutzen-Überlegungen, wie weit ist sie im Sinne einer vernünftigen (für die Bahntechnik sogar ausdrücklich vorgeschriebenen) Modernisierung zu unterstützen und nicht nur Luxus usw.

5.4 Bauwerk: Bessere Startvorgaben?

Wichtigste Voraussetzung ist es, die Bauprogramme umfassend auf die verfügbaren Finanzen abzustimmen. Ebenso gehört an den Anfang ein Konzept der Kostensteuerung sowie der Massnahmen zu ihrer Handhabung.

Kann sie erleichtert werden, indem man den Bau unterteilt, etappiert oder Reserven bildet? Auszumachen ist, ob und wie weit der im Laufe der Bauarbeiten eintretende technische Fortschritt, die Standards und Normen sowie ihre Änderungen zu berücksichtigen sind.

5.5 Prozess: Bessere Steuerung der Abwicklung?

In der Abwicklung des Bauprozesses gilt es namentlich, immer wieder Verantwortungen klarzustellen, möglichst gut vorzubereiten, nur am Anfang zu beeinflussen, nachher wenig zu ändern, sich mit den Kantonen abzustimmen, mit zweistufigen Verfahren (politischer Grundsatzentscheid und rechtlicher Ausführung) vorzugehen sowie allenfalls mit Konsens- oder Mediationslösungen zu arbeiten. Treten Mehrkosten auf, sind sie nach dem «Drei-V-Prinzip» – Verursachung, Verantwortlichkeit, Vermeidbarkeit für die Zukunft – zu hinterfragen und ist mit Massnahmen zu reagieren.

6. Reaktion der Politik

6.1 Kosten: Folgen für das Parlament

6.1.1 Verständnis für Kostensteuerung und begründete Mehrkostenmeldungen

Die Politik und das Parlament vor allem können das Kostenbewusstsein und die Kostensteuerung unterstützen, wenn sie möglichen künftigen Mehrkostenmeldungen zwar sehr kritisch begegnen, aber sie als Signal in einem gesamthaft sinnvollen System der Kostensteuerung werten. Die Politik soll sich primär darauf konzentrieren, Änderungswünsche abzuwehren oder doch nur aus einer Gesamtsicht zuzulassen, die alle Finöv-Werke, aber auch Belastungen des allgemeinen Haushalts einschliesst und vorweg genügende Kompensationen durchsetzt.

6.1.2 Finöv Fonds – genug Geld für die NEAT?

Das Parlament beeinflusst die NEAT, wenn es Entscheide trifft, die den Finöv-Fonds betreffen. Das war bei den Hochgeschwindigkeitsanschlüssen so. Je nach deren Ausgestaltung bewirken solche Entscheide u. U., dass für die NEAT nicht oder nicht zeitgerecht genügend Mittel vorhanden sind.

6.2 Rolle der Oberaufsicht ist beschränkt

Die eigentliche Aufsicht und die Verantwortung für das gesamte Werk liegen beim Bundesrat. Der Einfluss des Parlaments auf die Bauarbeiten ist beschränkt. Vor allem darf die NAD nicht zur Nebenregierung werden. Sie soll aber dem Bundesrat und seinen Organen ein fairer Partner, ein wirksamer Treuhänder und Vermittler zur Öffentlichkeit sein. Hauptsächlich hat sie auf Grenzen hinzuweisen und Optimierungsmassnahmen anzuregen und zu unterstützen, mit dem Ziel, die NEAT hinsichtlich Leistungen, Zeit und Finanzen abzusichern.

7. Zusammenfassung: Wie die Politik in Pflicht nehmen und stärken?

7.1 Glaubwürdigkeit heisst u. a., eine Kosten-debatte fördern!

Die Glaubwürdigkeit der Arbeiten an Grossprojekten sichern heisst, die Öffentlichkeit laufend zu überzeugen, dass die finanziellen Mittel optimal, verantwortungsbewusst und rechtmässig eingesetzt werden. Diese Kostenoptimierung hängt davon ab, dass neben den Bauleuten auch die Politik

- a) in Pflicht genommen, also verantwortlich gemacht wird, aber,
- b) auch verstärkt Bauten und Prozesse beeinflussen kann.

Dazu ist eine vermehrte Debatte nötig. Sie muss das Kostenbewusstsein stärken.

7.2 Die Politik mehr in Pflicht nehmen, mit dem Optimierungsauftrag

Optimierung ist nicht nur ein technisches und finanzielles, sondern auch und gerade ein politisches Problem. Die politisch bedingten Beststellungsänderungen sind der Hauptgrund für den Kostenanstieg.

7.3 Engagement und sinnvoller Umgang mit dem Restrisiko

Kostenoptimierung heisst für die Politik, nicht bloss (hässlich) zu kritisieren. Sie hat alles beizutragen, um einen verantwortlichen Umgang mit Infrastrukturauftrag und Geld zu erreichen. Grossprojekte bedeuten immer ein Risiko, ein Restrisiko, das bleibt. Wer damit nicht leben kann, darf keine Grossprojekte anpacken. Er soll Gartenmäuerchen bauen! Das sind die politischen Daueraufgaben: sich zu engagieren, sich in Pflicht nehmen zu lassen und gleichzeitig den Einfluss geltend zu machen. Mehr kann die Politik nicht; das muss sie aber leisten.

LÖTSCHBERGACHSE

Stand und Ausblick Projekt

Peter Teuscher, Dipl. Ing. HTL/SIA
Direktor BLS AlpTransit AG

Im Moment ist die meistgestellte Frage: Was macht ihr jetzt noch so lange bis der Zug durch den Tunnel fährt; der Durchschlag ist ja erfolgt! Dabei befindet sich das Projekt im Moment in der komplexesten Phase. Die Rohbauer sind mit dem Innenausbau beschäftigt, die Maler und Schlosser sind an der Arbeit, der Einbau der Wasserversorgung geht voran und bereits läuft auch der Einbau der bahntechnischen Ausrüstung (Bild 1). Eine grosse Herausforderung an die Projektsteuerung.

1. Einleitung

Die Realisierung des Lötschberg-Basistunnels nähert sich mit grossen Schritten der Fertigstellung. Mit dem Hauptdurchschlag des zweiröhrigen Eisenbahntunnels sind die Ausbrucharbeiten am insgesamt über 88 km langen Tunnelsystem abgeschlossen und es wurde somit ein wichtiger Meilenstein erreicht. Die Vortriebsinstallationen sind bereits weitgehend rückgebaut. Nun steht die Vollendung der Arbeiten zum Innenausbau und der beginnende Einbau der bahntechnischen Ausrüstung im Vordergrund. Die Ausrüstungsarbeiten haben im Herbst 2004 auf der Südseite begonnen und bereits haben die ersten Mineure und Bauarbeiter die Baustellen verlassen. Schrittweise übernehmen Gleisbauer, Metallbauer, Elektriker, Steuerungsfachleute, Installateure, Maler usw. das Zepter auf den verschiedenen Baustellen des Lötschberg-Basistunnels. Die ersten Teilbauwerke wie beispielsweise die Südbrücke zur Rhoneüberquerung in Raron und die Weströhre zwischen Südportal und der Verzweigung Lötschen konnten bereits termingerecht an die Bahntechnische Ausrüstung übergeben werden. Dort wurden auch bereits die ersten Kilometer Bahngleis der Basisstrecke verlegt. Die Produktions-, Montage- und Ausrüstungsarbeiten von allen Ausrüstungsfirmen sind auf Kurs. So wurden beispielsweise alle 136 Container in einer ehemaligen Fabrikhalle in Bern zusammengestellt und fertig ausgerüstet (Bild 12).

Bild 1: Die zeitlich überlappenden Phasen

2. Aktueller Stand der Arbeiten

2.1 Portal Nord – Fusspunkt Mitholz

Der Innenausbau des Basistunnels steht im Abschnitt Nordportal – Fusspunkt Mitholz bereits kurz vor dem Abschluss. Der Gewölbeton für die Innenschale ist in diesem Abschnitt bereits fertiggestellt. Die Bankette werden seit Anfang 2005 an mehreren Arbeitsstellen gleichzeitig ausgeführt. Die Innenausbauarbeiten im Spurwechsel Adelrain sind ebenfalls weit fortgeschritten und dauern noch bis August 2005. Der Bahntunnel Ost dieses Abschnitts wird am 31.08.2005 an die bahntechnische Ausrüstung übergeben. Der Innenausbau an den Nebenbauwerken Unterwerk sowie Lüftungs- und Elektrozentralen im Zugangsstollen Mitholz ist abgeschlossen. Der Innenausbau der Betriebszentralen im Fusspunkt Mitholz ist momentan in vollem Gange und teilweise schon weit vorangeschritten. Bild 2 zeigt den Stand der Innenausbauarbeiten und Bild 3 den fast fertigen Ausbau der Betriebszentrale Ost im Fusspunkt Mitholz.

2.2 Südvortriebe ab Fusspunkt Mitholz

Die Querung der Karbonzone in den beiden Südvortrieben ab dem Fusspunkt Mitholz konnte letztendlich erfolgreich bewältigt werden. Die in dieser Strecke umfangreich durchgeführte messtechnische Überwachung des Gebirgsverhaltens ergab bei den Konvergenzen Maximalwerte im Bereich von 70 cm (diametral auf halber Profilhöhe gemessen). Zur Aufnahme dieser grossen Ge-

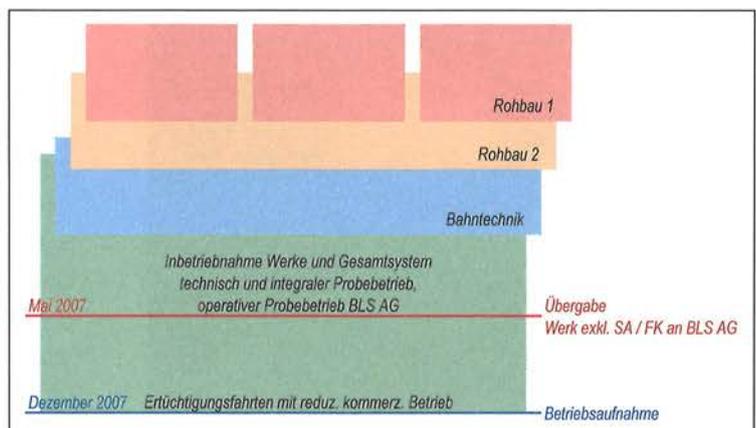
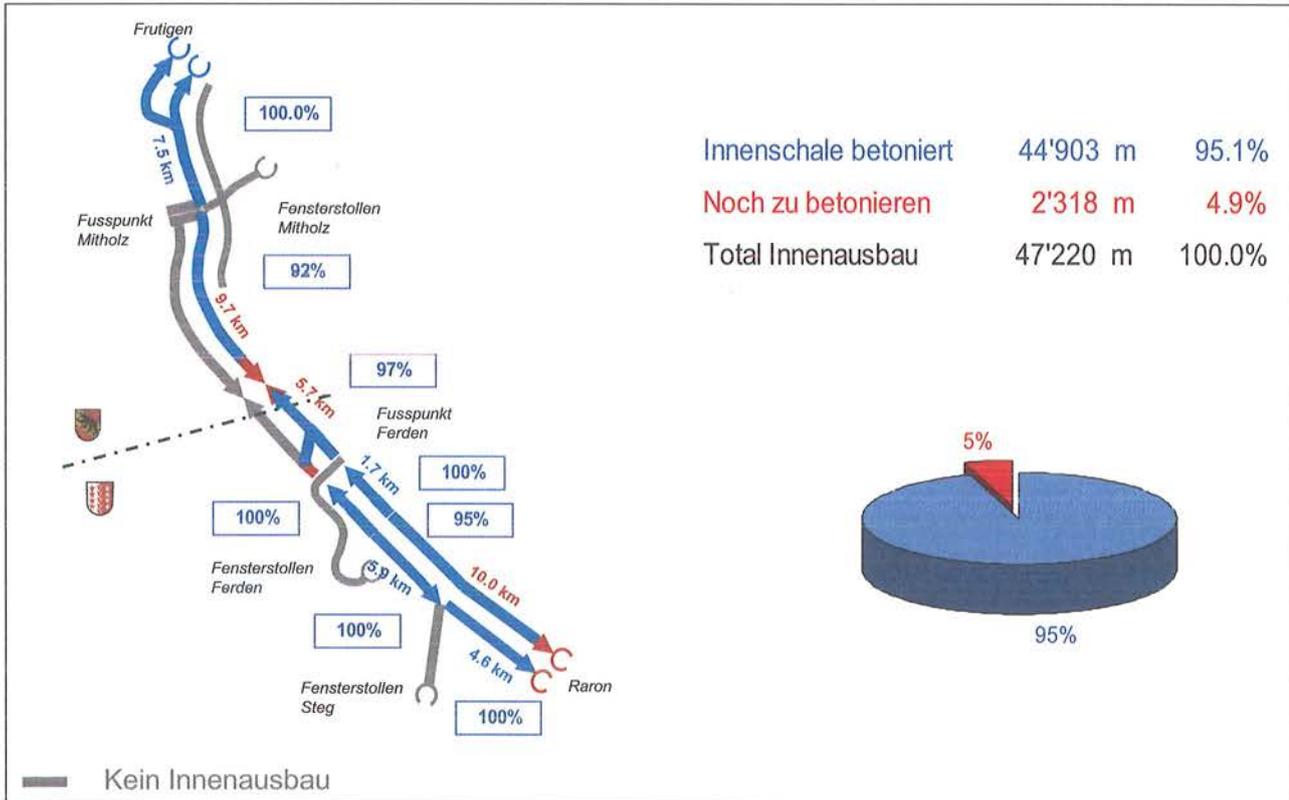


Bild 2: Stand der Innenausbauarbeiten (Rohbau 1) am 20. Juni 2005



birgsverformungen wurden in die Temporärsicherung Stauelemente eingebaut. Ab Oktober 2004 befanden sich die beiden Vortriebe wieder im Kristallin des Aarmassivs und treffen beim Hauptdurchschlag am 28.04.2005 im Bereich der Querverbindung 52 auf die Nordvortriebe des Hauptloses Ferden. Die beiden Relaisräume wurden unmittelbar südlich des Kulminationspunktes während der Erkundung des Karbons ausgebrochen und ihr Innenausbau ist in beiden Kavernen bereits im Gange (Bild 4). Durch eine Verlegung der Relaisräume aus dem Karbon in das Kristallin konnten wesentliche Mehrkosten bei den Ausbruchs- und Sicherungsarbeiten vermieden werden.

Bild 3: Innenausbauarbeiten in der Betriebszentrale Ost, Fusspunkt Mitholz

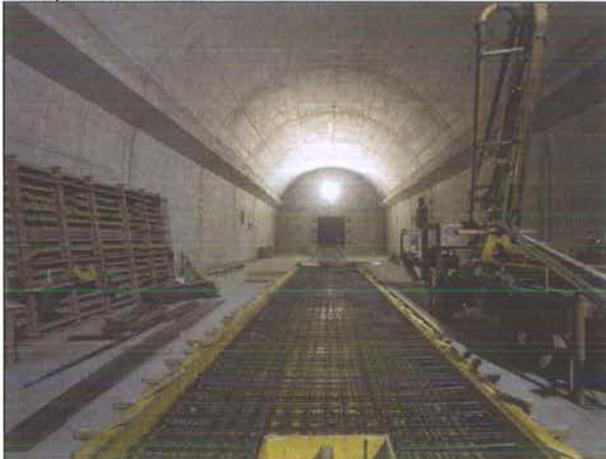


Bild 4: Innenausbauarbeiten in den Relaisräumen

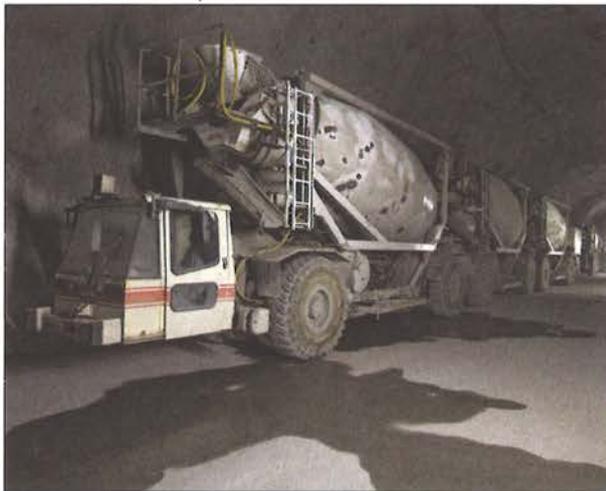


2.3 Vortriebe ab Ferden

Die Losgrenze zwischen Ferden und Mitholz wurde leicht angepasst, so dass die Zeitverzögerung infolge der Schwierigkeiten durch die unerwartete Karbonstrecke im Baulos Mitholz aufgefangen werden konnte. Am 20./21. Dezember 2004 konnten die Mannschaften der beiden Südvortriebe in Ferden die letzte Sprengung feiern. Ab Januar demontierten die Mineure die ganze Installation wie Brecher, Förderbänder und Hängebühne. Die letzten Sprengarbeiten beim Spurwechsel Ferden wurden im Januar 2005 ausgeführt. Die Arbeiten an der Sohle und am Spritzbetongewölbe sind in Gang. Im Tunnel Ost wird das Innengewölbe ab Fusspunkt Richtung Nord erstellt. Die Arbeiten an den Banketten im Tunnel Ost befinden sich

ca. 800 m hinter den Gewölbearbeiten. Der Südvortrieb West der ARGE Ferden wurde gleichzeitig mit dem Tunnel West der ARGE MaTrans am 14. Januar 2005 an die Ausrüster übergeben. Das Betonieren der Nothaltestelle im Tunnel West ist zurzeit im Gang. Das Betonieren der Strecke zwischen dem Spurwechsel West und der Nothaltestelle erfolgt im September 2005 (Bild 5). Ferden ist die komplexeste Baustelle des Lötschberg-Basistunnels. Seit März 2005 ist die Situation noch schwieriger geworden, weil der Ausrüster bereits in der Betriebszentrale arbeitet. Die Detailkoordination der Arbeiten aller Beteiligten erfordert einen sehr grossen Arbeitsaufwand.

Bild 5: Betontransport mit 3 Trommelmischern à 12 m³

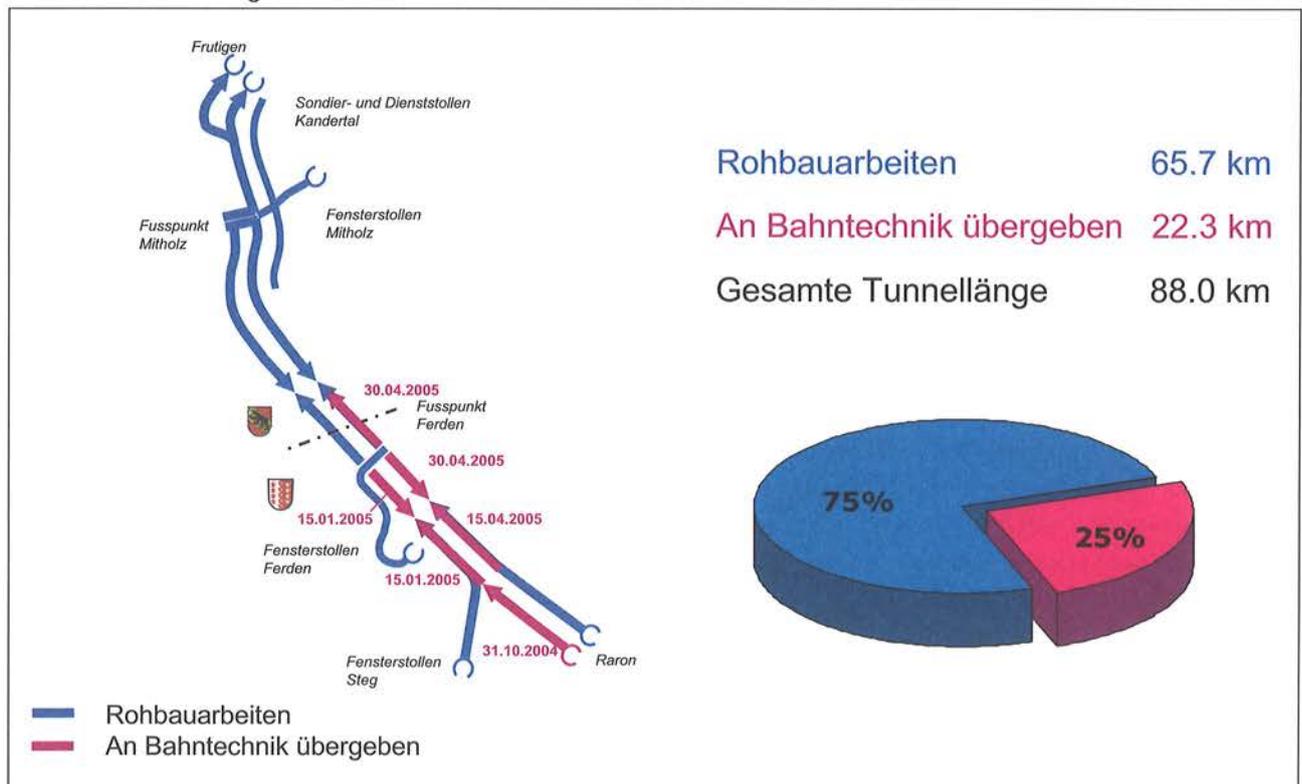


2.4 Ausbaurbeiten im Los Steg/Raron

2.4.1 Tunnel und Portal Raron

In Raron West wurden ab dem Sommer 2004 die sechs Schalungen zum Betonieren des Innenrings nach und nach demontiert. Die Betonarbeiten auf dem Abschnitt Lötschen – Portal West waren somit abgeschlossen. Ende Oktober 2004 fand wie geplant die Übergabe des ersten Abschnittes von 4,5 km (Lötschen – Portal West) an den Totalunternehmer ARGE Bahntechnik Lötschberg statt (Bild 6). Die Ausrüster begannen ab November 2004 mit der Installation des Baustroms und der Baukommunikation. Ab diesem Datum konzentrierte sich der Unternehmer auf die Übergabe der zweiten Teilstrecke an die Bahntechnik. Dieses zweite Paket beinhaltet die Kavernen der Verzweigung Lötschen, den Spurwechsel Lötschen West, die Betriebszentrale Lötschen West sowie den Tunnel zwischen Lötschen und dem Durchschlagspunkt mit der ARGE Ferden. Die Abnahme und Übergabe des zweiten Abschnittes (Tunnel West zwischen Lötschen und Ferden Süd) an den Ausrüster fand wie geplant am 14. Januar 2004 statt. Somit war ab Südportal Raron bis zur Losgrenze Ferden der ganze Westtunnel an die Bahntechnik übergeben. Die letzten Arbeiten an der Kabelgalerie und der Abschlusswand der Betriebszentrale Lötschen wurden nach der Übergabe fertiggestellt. Gleichzeitig strichen die Maler schon einen Teil der Querschläge und im Tunnel Ost betonierte man rund 1'000 m

Bild 6: Stand der Übergabe Rohbau an Bahntechnik vom 20. Juni 2005



Innengewölbe pro Tag. Nachdem auch der zweite Abschnitt im Januar termingerecht an die Ausrüster übergeben wurde, konzentrierte man sich bei der Unternehmung auf die dritte Übergabe:

- Fertigstellung der Bankette im Tunnel Ost zwischen Ferden und Lötchen
- Fertigstellung der Betriebszentrale Lötchen Ost inkl. die Kabelkeller
- Innenausbau des Fensterstollen Steg

Um den dritten Übergabetermin einzuhalten, wurde unter Hochdruck gearbeitet – pro Tag entstanden 275 – 300 m Bankette und Sohle im Tunnel Ost. Die Übergabe an die Bahntechnik fand somit wie geplant am 15. April 2005 statt. Seit Mitte April installierten sich jedoch im Tunnel Ost bereits die beiden Bahntechnik-Bereiche Baustrom und Baukommunikation. Ende Mai fand die Übergabe der Betriebszentrale West beim Südportal Raron an die Ausrüster statt.

3. Bahntechnik

3.1 Konzept der Ausschreibung

Die gesamte Planung der bahntechnischen Ausrüstung erfolgte durch eine Ingenieurgesellschaft, den sogenannten Fachdienstkoordinator FDK bis auf Stufe Vorprojekt. Das Ausführungsprojekt und die Ausführung wurde separat nach Fachbereiche in Einzellosen soweit wie möglich funktional ausgeschrieben. Bild 7 zeigt eine Übersicht über die einzelnen Fachbereiche für die bahntechnische Ausrüstung. Beim Los Grundausrüstung wurden folgende Fachbereiche zusammengefasst, da sie in der Umsetzung kaum trennbar sind: Koordination, Fahrbahn, Fahrleitung, Kabelanlagen und Transporte. Waren beim Rohbau die Aufteilung der Lose nach Regionen sinnvoll resp. zwingend, so geht der Leistungsbereich bei der Bahntechnik über den ganzen Tunnel. Nach der Vergabe der einzelnen Lose pro Fachbereich wurde einvernehmlich versucht, das Los Grundausrüstung (TU ABL) zu erweitern, indem gewisse Lose in das Los Grundausrüstung hineinfusioniert wurden. Mehrere der einzelnen Mandatsnehmer sahen die Synergievorteile, wenn sie Teil des Gesamtloses sind. Das aktuelle Organigramm zeigt zugleich die Vertragsstruktur (Bild 8).

Bild 7: Die primären Leistungsmodulare der bahntechnischen Ausrüstung

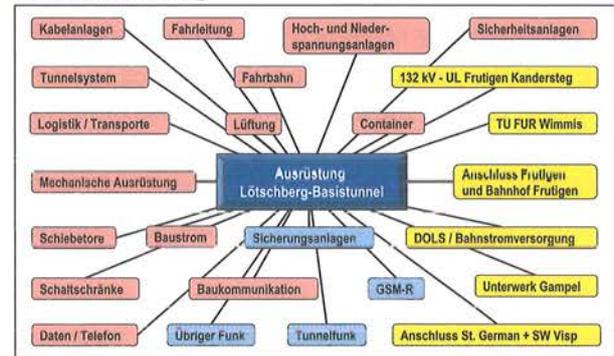
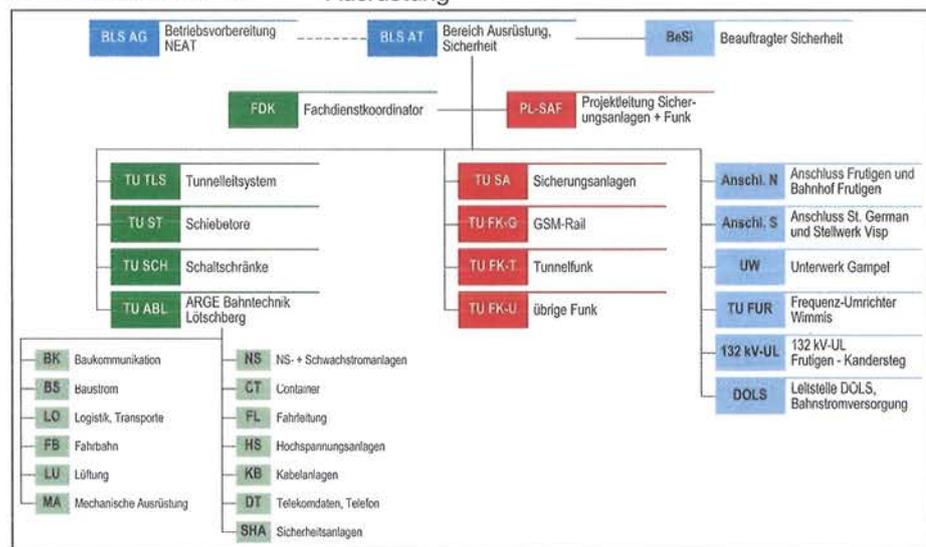


Bild 8: Organigramm/Vertragsstruktur bahntechnische Ausrüstung



3.2 Fahrbahn

Seit Mitte Dezember 2004 ist in der Tunnelröhre West ab dem Portal Raron der Einbau der festen Fahrbahn in vollem Gang. Bild 9 zeigt den Stand des Fahrbahneinbaus am 20. Juni 2005. Der Einbau erfolgt abschnittsweise, über Kopf ab dem Portal in Richtung Tunnel-Inneres. Die Länge der aufeinanderfolgenden Einbauabschnitte beträgt 2'100 m. Der gesamte Einbauzyklus pro Abschnitt dauert 21 Arbeitstage, was einer mittleren Tagesleistung von 100 m entspricht. Der Einbauzyklus beginnt mit dem Versetzen der auf dem Installationsplatz Raron vorgefertigten Montagejochen, bestehend aus 18 m langen Schienen, an denen die Einzelblockschellen im Abstand von 60 cm bereits vormontiert sind (Bild 10). Die Joche werden auf Betonstützkörpern aufgelegt und vorerst auf 1 cm grob gerichtet. Die Betonstützkörper werden dann untergossen und mit einer ersten Betonschicht stabilisiert. Nach dem Aushärten dieser Schicht wird das Gleis unter Einsatz eines interaktiven Vermessungssystems auf den Millimeter genau feingerichtet. Danach erfolgt das Ein-

Bild 9: Stand Fahrbahneinbau am 20. Juni 2005

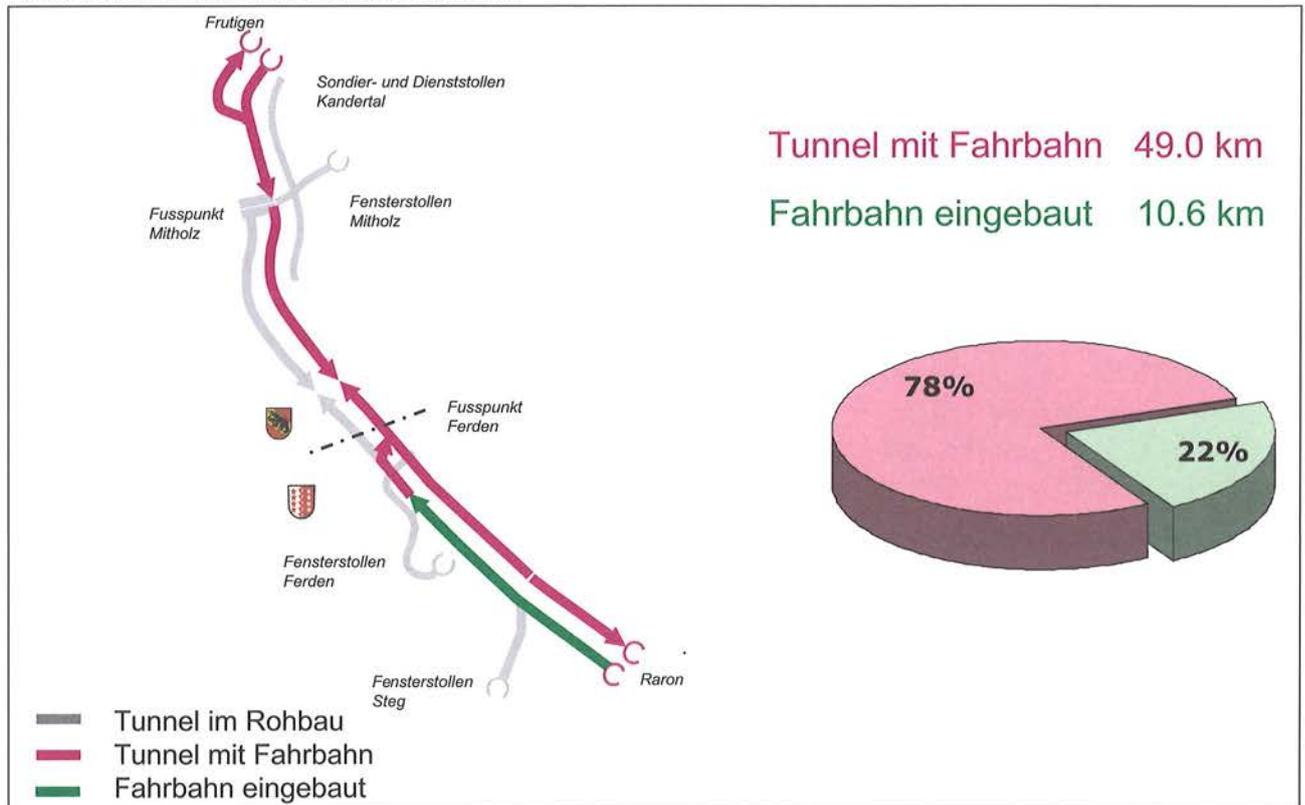


Bild 10: Mit dem Portalkran werden die 18 m langen Montagejoche verlegt



giessen der Schwellenblöcke mit anschliessender Demontage der Montagejoche und Einlegen der definitiven Langschienen (Bild 11). Gearbeitet wird im Durchlaufbetrieb, d.h 7 Tage pro Woche. Per Mitte Juni 2005 sind bereits über 10,6 km feste Fahrbahn eingebaut.

3.3 Container-Halle in Bern

Eine Hauptschwierigkeit des Projektes ist Gewährleistung der Montagetermine der Tunnel-Ausrüstung. Um die Termine einhalten zu können, wurde entschieden, die Ausrüstung der acht unterirdischen Betriebszentralen in Containern anstatt in Technikräumen aus Ortbeton zu realisieren. Diese Container sind in der Container-Halle auf dem alten von Roll-Gelände in Bern aufgebaut und werden dort mit

Bild 11: Verschweissen der definitiven 120 m langen Schienen



allen Installationen und Einbauten versehen (Bild 12). Mit dieser Vorgehensweise kann der Rohbau den Ausbruch beenden, während parallel dazu die Montagearbeiten in den Containern (Container-Halle) erfolgen kann. Die Unternehmen der Bahntechnik können so unbehindert ihre Montagen ausserhalb der Baustelle in die 136 Container liefern, installieren und austesten. In den Containern befinden sich folgende Ausrüstungen: Hochspannung 16 kV und 15kV, Niederspannung, Daten-Telefonanlagen, Klima & Gebäudelüftung, Brandmeldeanlagen, Feuerlöscheinrichtungen, Videoüberwachung, Tunnel-Leitsystem, Sicherungsanlagen und Funksysteme gemäss Standard ETCS Level 2. Die Montagearbeiten sind seit Februar 2005 abgeschlossen, die Testphase bis zum Tunnel-Leitsystem läuft. Sobald diese abgeschlossen ist, im Verlauf Herbst 2005, werden die

Container in den Tunnel transportiert und an den definitiven Standorten und Betriebszentralen platziert.

Bild 12: Die fertig ausgerüsteten Bahntechnik-Container im Systemtest



3.4 Logistik/Transporte

Das Tunnel- und Stollensystem (rund 88 km) der Lötschberg-Basislinie ist komplex und weitläufig; es unterwirft die Transporte für den Einbau der Ausrüstung zahlreichen Beschränkungen und Abhängigkeiten. Aufgrund dieser Tatsachen, gekoppelt mit dem starken Termindruck bei der Realisierung, kommt dem Bereich Logistik/Transporte daher eine Schlüsselrolle bei der termin- und kostengerechten Realisierung der Lötschberg-Basislinie zu.

Anforderungen, Aufgaben an den Bereich Logistik/Transporte:

- Steuerung und Koordination der gesamten strassengebundenen Transportaktivitäten der bahntechnischen Ausrüstung
- Steuerung und Durchführung aller gleisgebundenen Fahrzeugbewegungen der Ausrüstung
- Sicherstellung einer optimierten Infrastruktur, genügendem Rollmaterial inkl. erforderlichem Personal zur Bewirtschaftung der logistischen Tätigkeiten und der Installationsplätze

3.5 Schnittstellenplanung/Koordinationspläne

Eine weitere Herausforderung war die Schnittstellenplanung. Es musste in einem aufwendigen Prozess erarbeitet werden, welcher Bereich hat Auswirkungen und Einflüsse auf welche anderen Bereiche (Bild 13). Nur so war es möglich, die Koordination und die gegenseitige Abstimmung zu ermöglichen. Zwingend ist die Schnittstellenplanung auch im Rahmen des Änderungswesens.

Muss irgendwo geändert werden, so kann systematisch verfolgt werden, wo Änderungen ihre Auswirkungen haben und somit ein erneuter Koordinationsbedarf besteht.

Ein grosser Aufwand ist auch bei den Koordinationsplänen zu bewältigen. Alles was eingebaut werden muss, braucht Platz, Verbindungen, Aussparungen, Nischen, Befestigungen, die zum grossen Teil rohbaurelevant sind. Nur so ist die Gewähr gegeben, dass alles seinen Ort hat und für den späteren Unterhalt eine praktische Zugänglichkeit gewährt werden kann. Bewährt haben sich dabei die Round Table Sitzungen, wo jeder Bereich seine Bedürfnisse einbringen konnte und die sich ergebenden Konflikte gleich vor Ort ausgeräumt werden konnten. Das Ergebnis ist dann in die sogenannten Koordinationspläne eingeflossen (Bild 14). Der Ablauf, wie die Koordination sowie der Prüf- und Freigabeprozess eines Planes zu erfolgen hat, wurde im Organisationshandbuch der Bauherrschaft vorgegeben. Bis alle Instanzen durchlaufen sind, dauerte dies pro Plan im Idealfall 38 Arbeitstage (Bild 14). Bedenkt man, dass der Plan spätestens 4–6 Wochen vor Baubeginn beim Unternehmer sein muss, bedeutet dies, dass jeder Plan ca. 3–4 Monate vor Baubeginn im Entwurf für die Einleitung der Koordination und Freigabe vorliegen musste. Diese Vorgabe war ein wichtiges Element für die Terminsteuerung der Planbearbeitung bei den planenden Ingenieurbüros.

Bild 13: Schnittstellenplanung

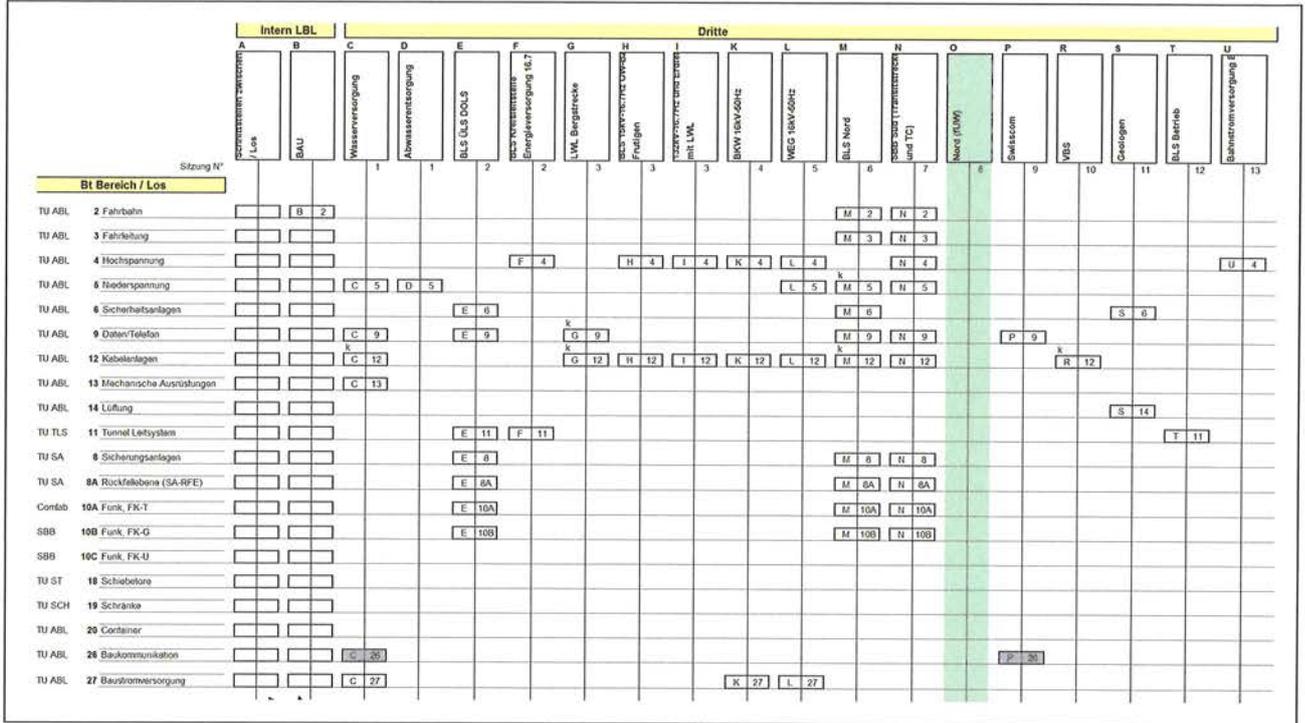
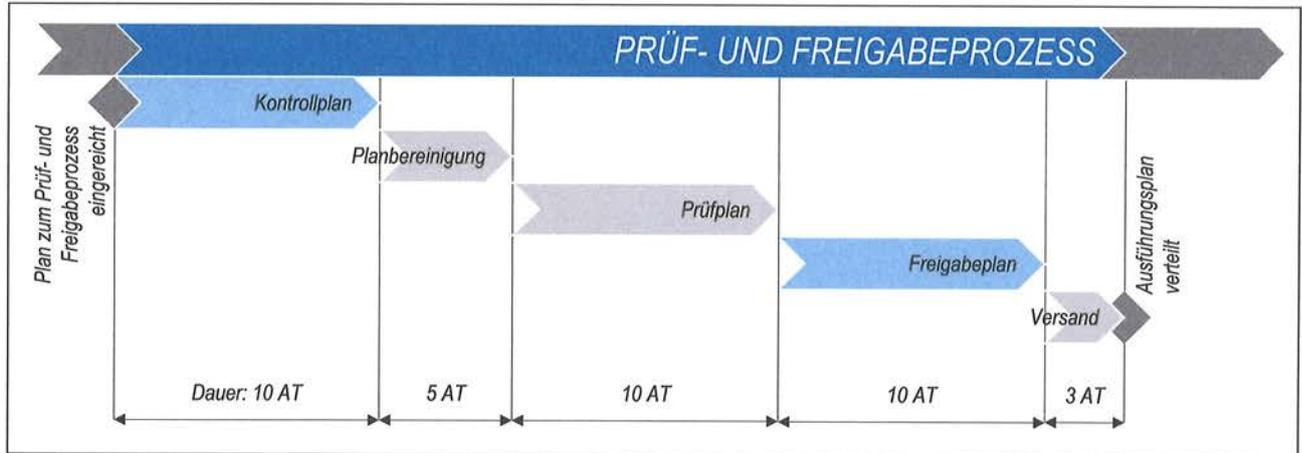


Bild 14: Prüf- und Freigabeprozess der Koordinationspläne



Geologische Prognose: Was beinhaltet sie und was kann man erwarten?

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

1. Einleitung

Bei der Geologie handelt es sich um jene Wissenschaft, die sich mit dem Aufbau und der Entwicklung der Erde befasst. Dabei ist sie ebenso eine Naturwissenschaft wie z.B. die Biologie oder die Chemie. Der grosse Unterschied zu den meisten anderen Naturwissenschaften und insbesondere zu den Ingenieurwissenschaften liegt aber darin, dass in der Geologie mit Beschreibungen und nicht mit mathematischen Formeln gearbeitet wird. Daraus ergibt sich schon eine erste Schwierigkeit, da die Sprache nie so eindeutig sein kann wie eine Formel.

Eine zweite Schwierigkeit besteht darin, dass die Geologie aufgrund einer genauen Beobachtung der heutigen Verhältnisse Rückschlüsse auf die Entstehung macht. Da aber z.B. in einer Gebirgskette zuerst verfaultet und dann überschoben oder, umgekehrt zuerst überschoben und dann verfaultet werden kann und beides im Endeffekt gleich aussieht, ist eine eindeutige Aussage oft nicht möglich.

Die dritte Schwierigkeit der Geologie liegt in der Zeitabhängigkeit aller Prozesse. Dabei laufen die meisten dieser Prozesse so langsam ab, dass sich Veränderungen innerhalb eines solchen Prozesses im allgemeinen der direkten Beobachtung entziehen. Zudem liegt den meisten Prozessbeschreibungen das aktualistische Prinzip zugrunde, das aber nicht immer zutreffen dürfte.

Von den Geologen wird erwartet, dass sie bei ihrer Prognose versuchen, Antworten auf mindestens drei Fragen zu geben: Wo? Was? Wie? (z.B. wo: bei Tm 1'250; was: Wechsel von Sandstein zu Kalk; wie: entlang einer dünnen Scherzone). Damit unterscheidet sich eine geologische Prognose, bei der die geografische Lokalisierung sehr wichtig ist, ganz wesentlich von allen anderen Prognosen, wo es meist «nur» darum geht, vorherzusagen, wann etwas eintrifft (z.B. morgen gibt es gegen Abend Gewitter oder die berühmte Prognose des St.Galler Wirtschaftsprofessors Kneschaurek, der in den 60er Jahren des vergangenen Jahrhunderts prognostizierte, dass in

der Schweiz gegen Ende des 20. Jahrhunderts 10 Mio Einwohner leben werden).

2. Geologische Prognose

Die geologische Prognose umfasst sehr vieles. Gemäss SIA-Norm 199 werden Angaben zu folgenden Punkten erwartet:

- Lithologie und Tektonik (Welche lithologische resp. tektonische Einheit befindet sich wo?)
- Störungszonen (Gibt es solche? Wenn ja wo und wie sind sie ausgebildet?)
- Gesteinseigenschaften (inkl. Wiederverwendbarkeitsmöglichkeiten)
- Gebirgseigenschaften (Trennflächenhäufigkeit, -lage, -ausbildung etc.)
- Wasserführung inkl. Wasserdruck und -chemie (Versinterung/Aggressivität)
- Temperatur
- Gasführung (Kann Gas auftreten? Wenn ja wo? Und welches?)
- Radioaktivität und andere gesundheitsgefährdende Stoffe (z.B. Asbest)

Mit diesen Grundlagen ist das Gebirgsverhalten zu prognostizieren. Wie z.B. auch schon L. Müller-Salzburg 1978 in seinem Buch «Der Felsbau» gezeigt hat, ist das Gebirgsverhalten unter anderem auch von der Vortriebsart und der Ausbruchmethode abhängig. Damit kommt hier menschliches Verhalten ins Spiel, welches sich noch schlechter prognostizieren lässt als die Geologie (wie z.B. Wirtschaftsprognosen zeigen), sowie technische Faktoren, die zum Zeitpunkt der Prognose meist noch gar nicht bekannt sind.

Anschliessend sind Gefährdungsbilder zu beschreiben und ganz zum Schluss werden vom Geologen noch Aussagen über die Prognosesicherheit resp. -unsicherheit erwartet.

3. Beispiele der geologischen Prognosemöglichkeiten

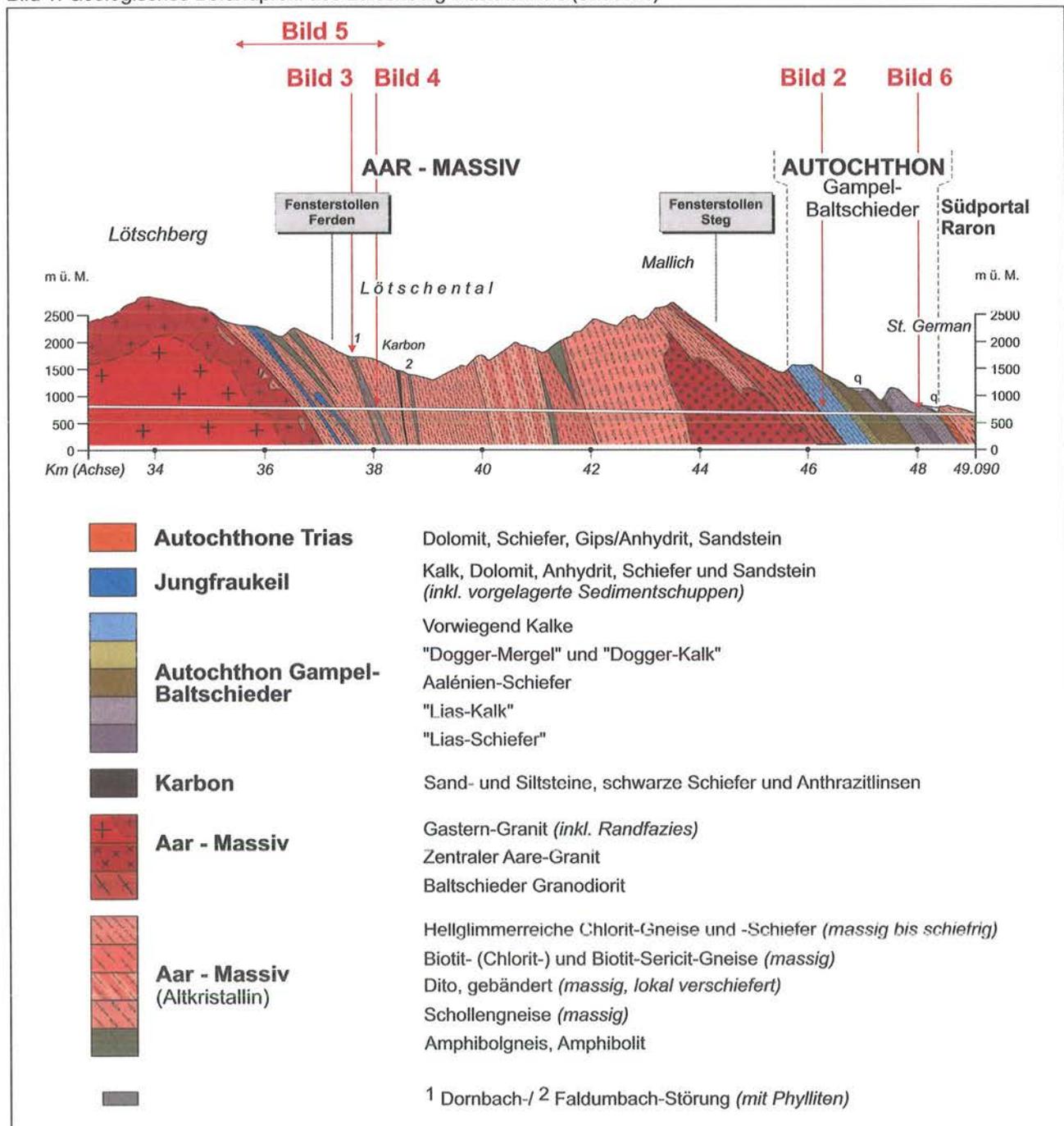
Im Folgenden wird versucht, die Möglichkeiten und Grenzen der geologischen Prognose anhand einiger Beispiele aus dem Lötschberg-Basistunnel zu erläutern. Dabei ist aus dem geologischen Befundprofil des südlichen Teils des Basistunnels ersichtlich, aus welchem Bereich des Tunnels die Beispiele stammen (Bild 1).

Lithologie/Tektonik:

Neben der Auswertung vorhandener Literatur sind zumindest zu Beginn die geologischen und strukturellen Feld-

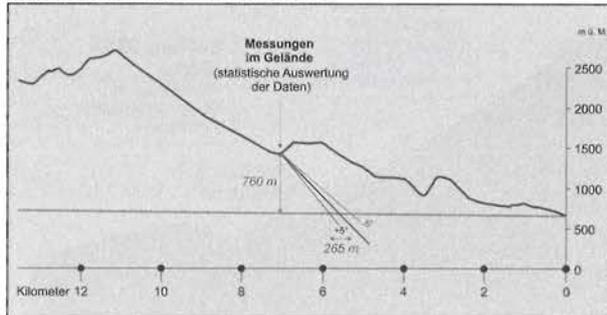
aufnahmen die wichtigste Arbeit des Geologen. Dabei werden unter anderem an Feldaufschlüssen an der Oberfläche und in bestehenden Bauwerken mit dem Geologenkompass Schicht- resp. Strukturmessungen gemacht. Diese werden anschliessend für die Erstellung des Prognoseprofils in die Tiefe projiziert (Bild 2). Bei einer angenommenen Messgenauigkeit von $\pm 5^\circ$ ergeben sich im vorliegenden Beispiel in 760 m Tiefe schon allein deswegen Abweichungen von $\pm \sim 130$ m. Hinzu kommt noch, dass geologische Flächen nur ausnahmsweise eben sind und somit die Abweichung natürlicherweise noch grösser ist. Dies zeigt auch, dass eine genauere Messung sinnlos

Bild 1: Geologisches Befundprofil des Lötschberg-Basistunnels (Südseite)



ist, da für eine Projektion in die Tiefe immer noch zusätzliche Annahmen und Abschätzungen erforderlich sind.

Bild 2: Beispiel der Projektion einer Strukturmessung von der Oberfläche in die Tiefe



Störungszonen/Gebirgseigenschaften:

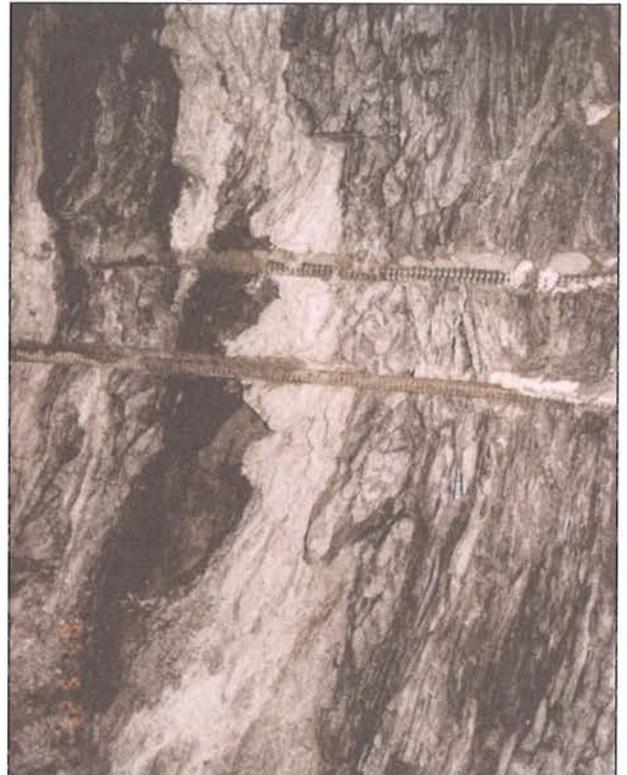
Mit dem Lötschberg-Basistunnel wurden die beiden Phyllitonen Faldumbach und Dornbach durchquert. Diese sind an der Oberfläche beide als stark zerrüttete und mit dünnen Kakiritlagen durchsetzte Phyllite aufgeschlossen (Bild 3) und bilden im Gelände markante Runsen. Im Tunnel wurde die Phyllitzone Dornbach mit einer Wechsellaagerung von Chlorit-Serizit-Schiefern und Phylliten mit kakiritischen Einschaltungen effektiv auch in dieser Ausbildung angetroffen (Bild 4). Die für diese Zone vorgesehenen Zusatzmassnahmen (Injektionsrohrschirm und Microbenching) mussten deshalb wie geplant eingesetzt werden.

Die Phyllitzone Faldumbach dagegen war im Tunnel «nur» als Schieferzone ausgebildet (Wechsellaagerung von Chlorit-Serizit-Schiefern und schiefrigen Biotit-Gneisen) und es waren keine Spezialmassnahmen erforderlich. Auf Grund der Erfahrungen mit der Querung dieser Zone im Fensterstollen Ferden und in der Tunnelröhre Ost von Ferden in Richtung Raron wurde entschieden, diese Zone in der Weströhre von Süden her mit der TBM aufzufahren, was problemlos möglich war.

Bild 3: Foto des Aufschlusses der Phyllitzone Dornbach an der Strasse Ferden – Chummenalp



Bild 4: Vortrieb mit Microbenching und Injektionsrohrschirm in der Phyllitzone Dornbach



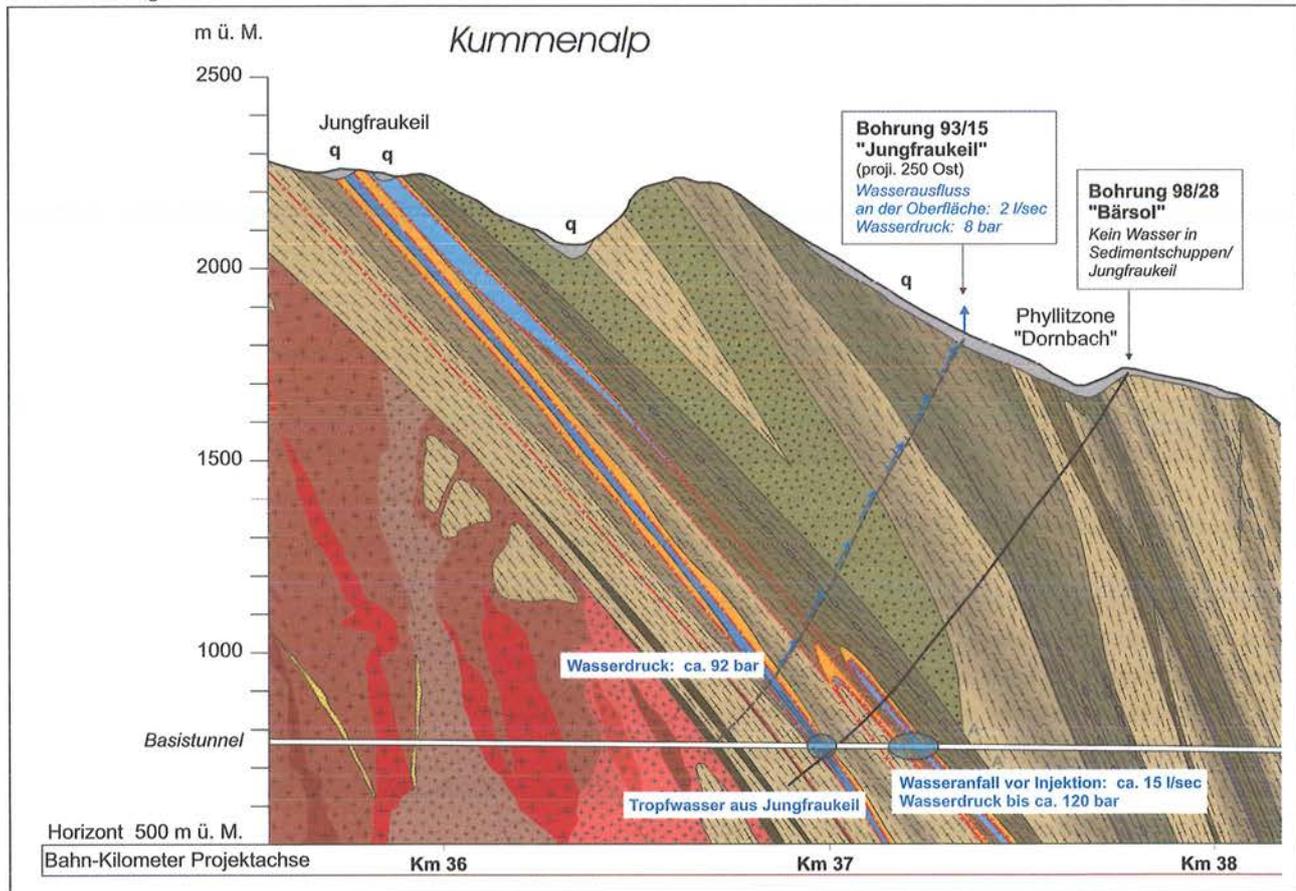
Dieses Beispiel zeigt deutlich, dass auch bei gleichen Verhältnissen in Aufschlüssen an der Oberfläche nicht immer auf gleiche Verhältnisse im Tunnel geschlossen werden kann, wie dies eigentlich vernünftigerweise angenommen werden müsste.

Wasserführung:

Die im Bereich des Jungfraukeils durchgeführten Bohrungen von der Oberfläche und der Befund im Tunnel ergaben sehr unterschiedliche Wasserführungen (Bild 5). So wurde in der ersten Bohrung (93/15) eine grosse Wasserführung im Jungfraukeil festgestellt. In der zweiten Bohrung (98/27) dagegen war die Wasserführung sowohl im Jungfraukeil als auch in den südlich davon angetroffenen Sedimenteinschuppungen gering.

Beim Vortrieb wurden dann jedoch erhebliche Wassermengen in beiden Sedimentschuppen und keine Wasserführung im Jungfraukeil selber festgestellt. Dies ist insofern erstaunlich, als es sich bei sämtlichen, in den diversen Bohrungen und Tunnels angetroffenen Wässern chemisch um das gleiche Wasser handelt und alle Resultate aus einem Bereich von ± 250 m um den Tunnel herum stammen. Dies zeigt einmal mehr, dass die lateralen und vertikalen Verhältnisse auch bei mehr oder weniger an offene Trennflächen gebundenen Fliesswegen auf kleinstem Raum rasch ändern können und deshalb Voraussagen insbesondere über grössere Strecken sehr unsicher sind.

Bild 5: Geologisches Profil Ferden



Gebirgsverhalten:

Der Lias-Kalk des Autochthon Gampel-Baltschieder wurde von Raron aus in der Oströhre mit einer TBM und in der Weströhre konventionell aufgeföhren. Der Vortrieb in den beiden Röhren erfolgte bei absolut gleichen lithologischen Verhältnissen und gleichen Gebirgseigenschaften. Trotzdem wurde ein stark unterschiedliches Gebirgsverhalten festgestellt: in der Oströhre war das Gebirge stark nachbrüchig (Bild 6a), in der Weströhre dagegen standfest (Bild 6b).

Eine Erklärung für dieses unterschiedliche Gebirgsverhalten dürfte darin liegen, dass die freie Stützweite im Sprengvortrieb mit Abschlagslängen von rund 3.5 m und sofortiger Sicherung im L1 ausreichte, um das Niederbrechen von Kluffkörpern zu verhindern. Im TBM-Vortrieb war dagegen die freie Stützweite mit etwa 5 m deutlich grösser (erste Sicherung erst hinter dem Bohrkopf möglich) und für dieses Gebirge vermutlich zumindest teilweise zu gross. Deshalb entstand eine deutliche Auflockerung und grössere Partien konnten sich beim Vortrieb auf die TBM absetzen, was aufwändige Sicherungsmassnahmen (Einbau von Stahlbögen, zusätzliche Ankerungen) notwendig machte.

Bild 6: a) TBM-Vortrieb Oströhre (Tm 1'051)



Bild 6b) SPV-Vortrieb Weströhre (Tm 1'041)



4. Schlussfolgerungen

Mit diesen Beispielen sollten die bei jeder geologischen Prognose verbleibenden Ungenauigkeiten und Unsicherheiten etwas präziser abgeschätzt werden können. Zudem können einige wichtige Erkenntnisse daraus gezogen werden:

- Ingenieure und Unternehmer sollten den Geologen eine nicht zu vermeidende Ungenauigkeit der Prognose zugestehen und diese bei ihren Berechnungen bzw. Offerten berücksichtigen.
- Vorauserkundungen während dem Vortrieb sind neben der genauen Lokalisierung von erkannten

schwierigen Zonen zur Klärung der verbleibenden Unsicherheiten unabdingbar.

- Die mit dem Vortrieb anfallenden, neuen geologischen Erkenntnisse sind von der geologischen Baubegleitung umgehend in die geologische Prognose einzuarbeiten und diese ist laufend anzupassen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass von der Geologie resp. den Geologen eine sehr umfassende Prognose verlangt wird. Neben den erwähnten Schwierigkeiten liegt das Problem zudem darin, dass aus technischen (und wirtschaftlichen) Gründen wohl nie alle Daten, die es für eine vollständige geologische Prognose brauchen würde, vorgängig beschafft werden können.

Terminsteuerung bei einem Grossprojekt

Valentina Orsenigo, Dipl. Bauing. ETH; ARGE Bahntechnik Löttschberg, Zschokke Bau AG, Aarau
Martin Schelbert, Dipl. Kulturing. ETH; Emch+Berger AG Bern, Bern

1. Einleitung

Mit dem Beginn der bahntechnischen Ausrüstung im Löttschberg-Basistunnel mussten die Projektsteuerung und damit die dazugehörigen Instrumente der Terminplanung und -überwachung überdenkt und ergänzt werden. Die Überwachung und Steuerung der Vortriebe und des Innenausbaus der Haupttunnellose musste nicht nur auf die bahntechnische Ausrüstung im Tunnel und in den technischen Räumen ausgeweitet werden, die beiden Bereiche Rohbau und Bahntechnik waren ausserdem in eine dynamische Wechselwirkung zu setzen. Es galt ein umfassendes System zu erstellen, welches für alle Projektbeteiligten optimal praktikabel ist. Dieses ergab sich nach einer gewissen Abstimmungs- und Entwicklungsphase zwischen den bisherigen und den neu dazugekommenen Akteuren. Diese Phase ist beim Löttschberg-Basistunnel soweit abgeschlossen.

Der folgende Beitrag geht auf die Ergänzungen der Projektsteuerung für die bahntechnische Ausrüstung und Inbetriebsetzung in der Ausführungsphase, sowie das Schnittstellenmanagement zwischen Rohbau und Bahntechnik in der Terminplanung ein.

2. Grundlagen und Vorgaben

Die wichtigsten Projektbeteiligten sind das Bundesamt für Verkehr (BAV) als Besteller, die BLS AG als zukünftige Betreiberin und die BLS AT als Erstellerin.

Die Terminplanung und -steuerung beim Löttschberg-Basistunnel müssen gewissen Vorgaben des Bundesamtes für Verkehr (BAV) entsprechen. Diese betreffen insbesondere die Strukturen, sowie die Reporting- und Controlling-abläufe. Zur Überwachung des Projektfortschritts sind zwischen dem Besteller und dem Ersteller Meilensteine vereinbart, welche gesondert analysiert werden. Die Liste dieser Meilensteine umfassten bisher Tätigkeiten des Rohbaus und wurden mit den Tätigkeiten der Bahntechnik ergänzt.

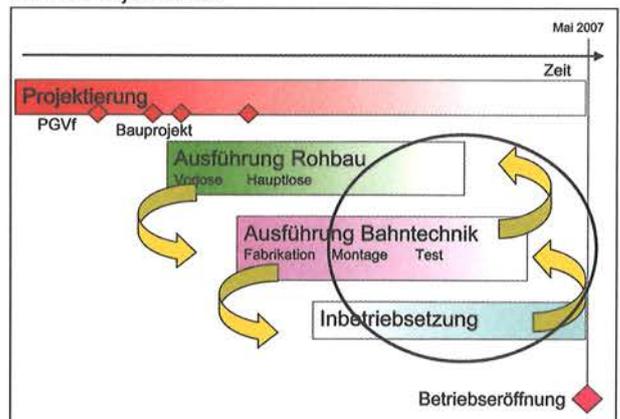
Die BLS AG als Betreiberin gibt der BLS AT Vorgaben terminlicher Art, vor allem im Bereich der Prüfungen in der Inbetriebsetzung, vor.

Beim Löttschberg-Basistunnel handelt es sich um ein komplexes Bahnprojekt mit erhöhten Standards, die in der Schweiz noch nie realisiert wurden. Aufgrund der notwendigen sicherheitsrelevanten Prüfungen für die Eröffnung der Neubaustrecke, spielt die Inbetriebsetzungsphase eine sehr wichtige Rolle in der Terminplanung.

3. Projektablauf

Bevor ins Detail der Terminsteuerung eingegangen werden kann, ist ein kurzer Überblick über den Projektablauf nötig. Die zwei sich aktuell in der Ausführung befindlichen Grossprojekte der NEAT (Neue Eisenbahn-Alpentransversale), der Gotthard-Basistunnel und der Löttschberg-Basistunnel, laufen nach dem Prinzipschema gemäss Abbildung 1 ab.

Bild 1: Projektablauf



Als erstes beginnt die Projektierung mit verschiedenen Teilphasen, deren Detaillierungsgrad dem jeweiligen Planungsstand entsprechen (z.B. Plangenehmigungsverfügungen, Bauprojekte, Ausschreibungen, Vergaben). Die Teilphasen werden zum Teil mit Genehmigungen abgeschlossen. Die Projektierung läuft bis zum Projektende mit der Schlussdokumentation weiter.

Die Realisierung gliedert sich in zwei Hauptbereiche. Als erstes werden die Rohbauarbeiten mit den Haupttunnellosen und den Vor- und Nebenlosen (Materialaufbereitungsanlagen, Zufahrtsstrassen usw.) ausgeführt. Anschliessend kommt die Ausrüstung, welche die Montage der Installationen im Tunnel und den Nebenbauwerken, sowie deren Prüfungen umfasst.

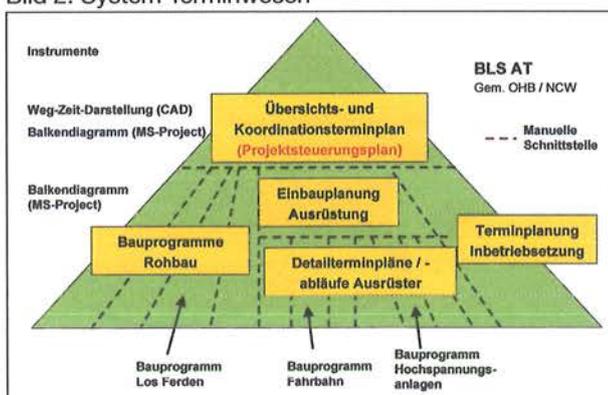
Die darauf folgende Inbetriebsetzungsphase führt zum Endmeilenstein: Die Eröffnung für den kommerziellen Betrieb. Im Falle des Lötschberg-Basistunnels ist dies im Mai 2007 für einen reduzierten kommerziellen Betrieb mit Güterverkehr resp. beim Fahrplanwechsel im Dezember 2007 für Personenzüge vorgesehen.

Diese verschiedenen Phasen der Projektierung, Realisierung und Inbetriebsetzung laufen aus Zeitgründen zum Teil parallel. Diese Parallelität bzw. Gleichzeitigkeit führt zu Schnittstellen in der Terminplanung zwischen dem Rohbau und der Bahntechnik sowie zwischen der Bahntechnik und der Inbetriebsetzung. Das System der Terminplanung für die Ausführung wird so aufgebaut, dass diese Schnittstellen optimal berücksichtigt und gelöst werden.

4. Systemaufbau Terminwesen Ausführung

Das Terminwesen für die Ausführung basiert auf dem klassischen Modell der Datenverdichtung von unten nach oben (siehe Abbildung 2).

Bild 2: System Terminwesen



Die Daten für den Rohbau werden pro Los von den Unternehmern und Bauleitungen geliefert.

Die Ausrüster der Bahntechnik planen die Details pro Fachbereich (Fahrbahn, Kabelanlagen, Lüftung, Kommunikation etc.). Da die Fachbereiche keine geografische Trennung wie die Losgrenzen des Rohbaus im Tunnel aufweisen, müssen sie über den ganzen Projektperimeter

koordiniert werden. Diese Koordination über alle Fachbereiche und die gesamte Lötschberg-Basislinie erfolgt in der Einbauplanung der Ausrüstung. Die Terminplanung der Inbetriebsetzung erfolgt ebenfalls über die gesamte Strecke.

Die Datenübertragung aus den verschiedenen Bauprogrammen, welche mit der Software «MS-Project» erstellt sind, erfolgt manuell, damit die Angaben gleichzeitig kritisch überprüft werden.

Die Konsolidierung und Koordination der Termine wird mit einem Weg-Zeit-Diagramm, dem Projektsteuerungsplan, gemacht. Diese Darstellung hat sich als bestes Instrument zur Auswertung von Konflikten und kritischen Wegen erwiesen. Aus Abbildung 3, als vereinfachte Darstellung des Projektsteuerungsplans, sind folgende Hauptelemente erkennbar:

- Rohbau (Linien für Vortriebe und den Innenausbau, Blöcke für den Ausbruch und Ausbau von Kavernen sowie die Erstellung von Nebenbauwerken)
- Bahntechnische Ausrüstung
- Inbetriebsetzung

Zudem sind die Meilensteine des BAV ersichtlich.

Im Folgenden wird etwas näher auf die Strukturen des Terminwesens der bahntechnischen Ausrüstung eingegangen.

5. Terminplanung bahntechnische Ausrüstung

Die bahntechnische Ausrüstung beginnt etappenweise, sobald ein Teilbauwerk im Rohbau fertig gestellt und übergeben wird. Es handelt sich dabei um Tunnelabschnitte der West- und Oströhre von etwa 5 bis 7 km Länge, Zugangs- und Fensterstollen oder technische Räume im Tunnel, in einem Zugangstollen oder im Aussenbereich.

In Abbildung 4 ist das Beispiel der Ausrüstung eines Tunnelabschnitts nach der Übergabe schematisch dargestellt. Die Übergabe wird dabei als Startmeilenstein betrachtet. Ein Tunnelabschnitt kann als Linienbaustelle bezeichnet werden, in der als erstes die Bauprovisorien (Strom, Licht und Kommunikation) installiert werden müssen. Erst danach sind die Voraussetzungen hinsichtlich Sicherheit gegeben, dass mit der Montage der definitiven Ausrüstungen begonnen werden darf. Der Einbau der Fahrbahn sollte möglichst früh erfolgen, da er auf dem kritischen Weg liegt. Anschliessend erfolgt der Kabelzug in den Kabel-

Bild 3: Projektsteuerungsplan

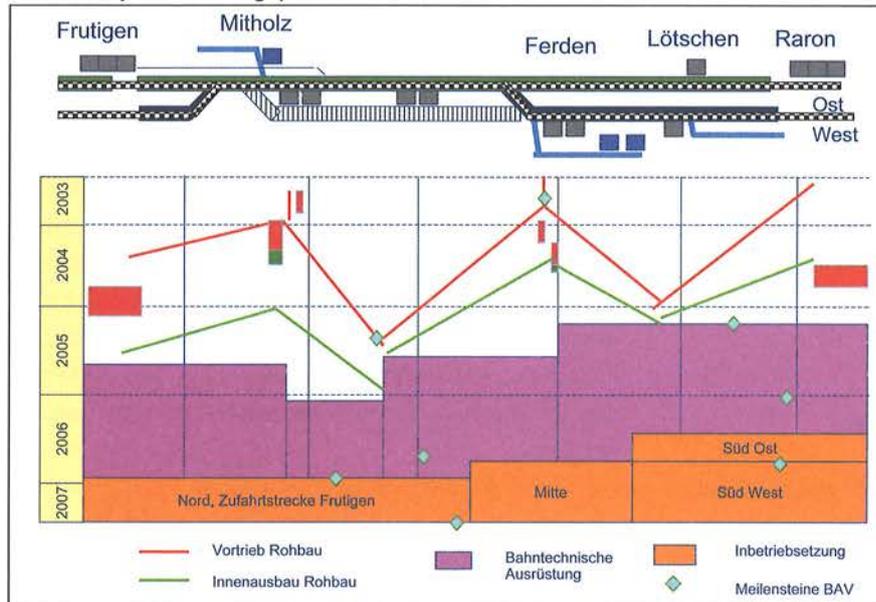
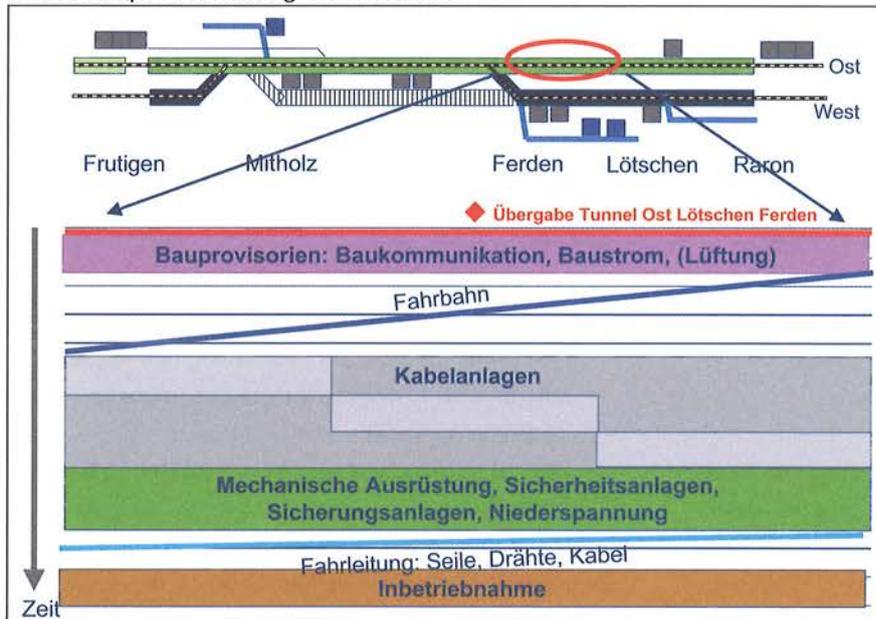


Bild 4: Beispiel Ausrüstung Tunnelabschnitt



rohrblöcken. Weitere Installationen wie Handläufe, Brandnotbeleuchtung, Balisen usw. werden vor der Aufhängung der Fahrleitung eingebaut. Die Reihenfolge und Abhängigkeiten der Arbeiten sind nicht fix und können zum Teil variieren. Als Beispiel sei hier der Kabelzug genannt, der auch vor dem Fahrbahneinbau erfolgen kann.

Die Abhängigkeiten zwischen den verschiedenen Tunnelabschnitten sind sehr eng. Deshalb ist die Übergabereihenfolge an die Ausrüstung, bzw. sind die Prioritäten bei den Rohbauarbeiten, so zu planen, damit es zu keinen Stillstandzeiten bei der Ausrüstung aufgrund von nicht übergebenen Abschnitten kommt. Dies ist vor allem für den Fahrbahneinbau wichtig.

Neben den Tunnelabschnitten sind verschiedene technische Räume (Lüftungszentralen, Unterwerke, Betriebszentralen, Trafostationen, ...) auszurüsten. Dies erfolgt nach der Übergabe vom Rohbau wie im Anlagenbau. Die technischen Räume weisen wenige Schnittstellen untereinander in der Montage auf und können deshalb praktisch unabhängig voneinander eingerichtet werden.

6. Koordination Rohbau - Ausrüstung

Zur Koordination zwischen dem Rohbau und der Ausrüstung am Löttschberg-Basistunnel wird eine Liste der Übergabetermine geführt, welche intensiv an Koordinations-sitzungen zwischen den Beteiligten besprochen und laufend an den Fortschritt des Rohbaus angepasst wird. Insbesondere werden der Fertigstellungsgrad der verschiedenen Teilbauwerke sowie die Restarbeiten/Mängelbehebung präzise analysiert. Gesamthaft handelt es sich um mehr als hundert einzelne Starttermine für die bahntechnische Ausrüstung, welche mit dem Rohbau koordiniert werden müssen.

Die Ressourcen werden laufend überprüft, angepasst und optimiert, um die Endtermine einhalten zu können. An Begehungen werden die Übergabezustände und -grenzen genau definiert. Diese Anpassungen und Optimierungen fließen fortwährend in die Einbauplanung ein.

Da der Rohbau und die Bahntechnik sehr lange parallel arbeiten und die gleichen Zufahrten (z.B. ein Zugangstollen) nutzen, werden Phasenpläne für diese Zufahrtswege und die Logistik/Transporte geführt. Diese Phasenpläne sind ein weiteres zentrales Instrument für die Koordination. Sie dienen ausserdem für die Erfassung von Behinderungen/Einschränkungen, wie z.B. Wetterwände für die Lüftung sowie Zuweisung der Zufahrtswege (rot Rohbau, blau Bahntechnik) (Abbildung 5).

Als drittes Element zur frühzeitigen Koordination dienen die Rohbauaufnahmen (DIBIT), damit die Ausrüstung ohne Behinderungen durch Behebungen von Rohbaumängeln beginnen kann. Dies betrifft zum Beispiel die Abmessungen der Kavernen für Krananlagen, die Aussparungen für Tore oder die Bankette für den Fahrbahneinbau. Die Bahntechniktoleranzen bewegen sich zum Teil bei vorgefertigten Teilen wie Kranen oder Schleusetoren im Millimeter- bis Zentimeterbereich und nicht im Dezimeterbereich.

7. Inbetriebnahme/Inbetriebsetzung

Die Terminplanung der Bahntechnik ist mit der Montage noch nicht abgeschlossen, sondern wird mit der Teilphase Inbetriebnahme ergänzt. Die Gewerke werden stufenweise geprüft, d.h. von den einzelnen Anlagen in den einzelnen Zentralen und Tunnelabschnitten bis zum Zusammenspiel über das ganze Tunnelsystem. Voraussetzung für die Prüfungen der verschiedenen Fachbereiche sind Energie (unterschieden zwischen Bahnstrom und Strom für die übrigen Anlagen) und Datenkommunikation. Diese müssen vorab freigeschaltet werden. Erst wenn alle diese Prüfungen erfolgreich abgeschlossen sind, werden die Systeme integriert bzw. hochgefahren, damit die Testfahrten durchgeführt werden können. Gewisse Funktionen können erst getestet werden, wenn das ganze Tunnelsystem zur Verfügung steht, wie z.B. die Lüftung oder Schutzstrecken der Fahrleitung.

Bei der Inbetriebnahme ist zu beachten, dass ein Strukturwechsel in der Terminplanung erfolgt, da die elektrischen Systeme und die Kommunikationssysteme von den Einspeise- und Versorgungskonzepten abhängen und nicht von der geografischen Struktur des Rohbaus und der Montagen. Dies ist bereits aus Abbildung 3 ersichtlich, da die Inbetriebsetzung des Abschnitts Süd Ost nicht mit den Übergabegrenzen zur Ausrüstung übereinstimmen. Die Schnittstelle zwischen der Terminplanung der Ausrüstungsmontage und der Terminplanung für die Inbetriebnahmephase wird mit Meilensteinen gelöst. Diese Endmeilensteine der Montage dienen als Startmeilensteine für die Inbetriebnahme.

Am Ende der Inbetriebnahmephase werden die Gewerke an die BLS AT übergeben. Diese Bereitstellungstermine sind ebenfalls durch Meilensteine definiert. Darauf folgend beginnt die Inbetriebsetzungsphase.

Aufgrund der Komplexität des Bauvorhabens und dem Zusammenspiel mehrerer Fachbereiche und Vertrags-

partnern, wurde von der BLS AT für die Inbetriebsetzungsphase ein Verfahren mit verschiedenen Phasen und Teilprüfungen festgelegt, welches zur Abnahme und zur Erteilung der Betriebsbewilligung durch das BAV führt. Die Inbetriebsetzung startet mit der so genannten 1. Teilprüfung. Die Terminplanung für die Inbetriebsetzung liegt ebenfalls bereits vor. Für diese Phase werden die Tage in 4 Schichten à 6 Stunden aufgeteilt, 2 Schichten davon sind für Testfahrten und andere sicherheitsorientierte Prüfungen des BAV reserviert. Die übrigen Zeitfenster können für Mängelbehebung, Unterhalt Rohbau/Bahntechnik, Revisionen und Rückbauten genutzt werden.

Abbildung 6 gibt einen Überblick über das Zusammenspiel zwischen der BLS AT mit der BLS AG (Erstellerin – Betreiberin). Die BLS AG wird schon vor der eigentlichen Betriebserprobung mit einbezogen.

8. Controlling

Der Projektsteuerungsplan als übergeordnetes Instrument der Terminplanung wird alle 3 Monate nach folgendem Ablauf aktualisiert:

- Überprüfung Fortschritt Rohbau
- Überprüfung Fortschritt Ausrüstung und Anpassung aufgrund der Übergabetermine des Rohbaus
- Überprüfung Meilensteine Montage
- Überprüfung Meilensteine Inbetriebnahme und Inbetriebsetzung

Bei speziellen Ereignissen erfolgt eine Sofortmeldung und es werden umgehend Massnahmen erarbeitet, welche in Terminplan-Szenarien einfließen.

9. Erfahrungen und Schlussfolgerungen

Aus den bisherigen Erfahrungen hat sich die Schnittstelle Rohbau – Ausrüstung als entscheidend für den Projekterfolg erwiesen. Dies wirkt sich in der Terminplanung mit folgenden Teilaspekten aus:

- Frühzeitige Terminplanung der Fertigstellungsarbeiten des Rohbaus und Rückbau seiner Installationen, damit diese den Einbau der Bahntechnik nicht verzögern bzw. behindern.
- Koordination der Zufahrten/Logistik aufgrund von Parallelarbeiten, damit keine No-go-Situation für den

Bild 5: Auszug aus Phasenplan Fusspunkt Mitholz

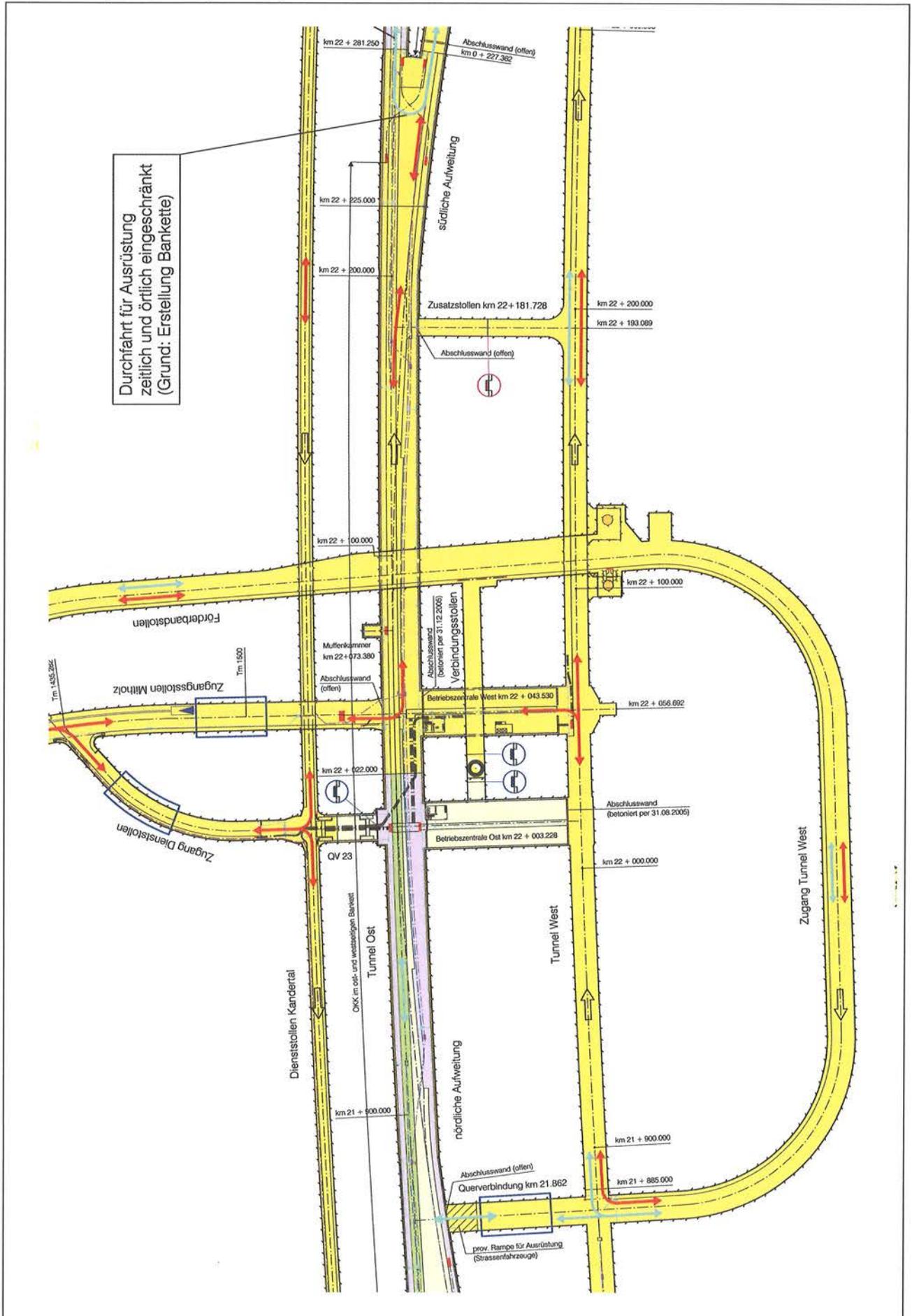
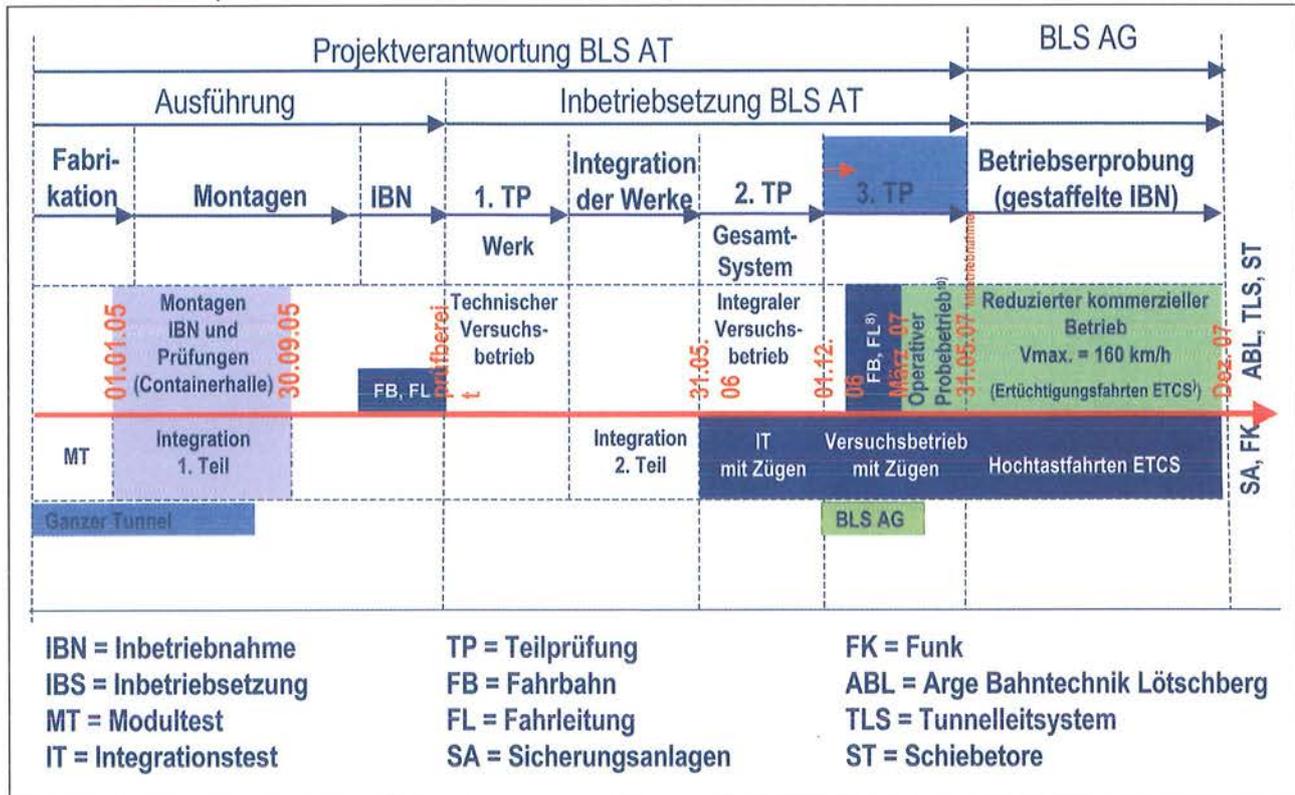


Bild 6: Zusammenspiel zwischen BLS AT mit BLS AG



Einbau der Bahntechnik entsteht (z.B. Wetterwände der Rohbaulüftung, welche den Zugang zu den vom Rohbau fertig gestellten Kavernen versperren).

- Optimierung und Überprüfung der Etappierung der Rohbauarbeiten aufgrund der Systeme der Ausrüstung (Energieversorgung, Kommunikationskonzepte), so dass die verschiedenen Gewerke in der richtigen Reihenfolge für den Einbau und später für die Inbetriebnahme/Inbetriebsetzung übergeben werden.

Um eine stabile Terminplanung als Basis für die Terminsteuerung zu erreichen, ist zudem eine frühzeitige Planung der Inbetriebnahme- und Inbetriebsetzungsphase notwendig.

Eine optimale Terminsteuerung basiert nicht zuletzt auf einer transparenten Datenerfassung und dementsprechend einer engen Zusammenarbeit zwischen allen Projektbeteiligten. Die Herausforderung bei solchen Grossprojekten liegt nicht nur im Aufbau eines komplexen EDV-Planungs- und Controllingsystems, sondern auch im Aufbau und ständiger Pflege von organisatorischen Massnahmen, damit alle Projektbeteiligten mit ihren zum Teil unterschiedlichen Teilzielen (z.B. Rohbau - Bahntechnik) geeignete Plattformen erhalten, um gegenseitiges Verständnis zu entwickeln. Auf diese Weise werden die Schnittstellen optimal geregelt, Lösungen gemeinsam erarbeitet und vor allem Prioritäten im Sinne des Gesamtziels der Inbetriebnahme im Mai/Dezember 2007 gemeinsam festgelegt.

Die Beherrschung der Hohlraumverformungen in der Karbonzone

Martin Keller, Dipl. Bauing. ETH
IG E+B/IUB, Lötschberg-Basistunnel Nord, Bern

1. Einleitung

An der AlpTransit-Tagung 2004 wurde von Dr. H.-J. Ziegler über die unerwartet angetroffene Geologie im Gasteremassiv berichtet (Lötschberg-Basistunnel, Vergleich Prognose/Befund, Erkenntnisse. Hans-Jakob Ziegler, Dr. phil. nat., Vortrag gehalten am 17.06.2004 an der AlpTransit-Tagung 2004). Die Sedimentgesteine waren nicht nur eine geologische Überraschung. Insbesondere die schiefrigen Karbongesteine stellten bei der herrschenden Überlagerung auch eine bautechnische Herausforderung dar.

Nachdem das Autochthon Nord im Übergang von den helvetischen Decken zum Gasteremassiv durchörtert war, glaubte man, alle bautechnischen Erschwernisse überwunden zu haben und der verbleibende Vortrieb würde im Kristallin des Gasteremassivs vorwiegend im Granit erfolgen. Im Dezember 2003 wurden jedoch zuerst im Tunnel West etwa bei km 29.850 wieder Sedimentgesteine angetroffen, welche schliesslich in Vortriebsrichtung eine Ausdehnung von etwa 700 m aufwiesen.

Auf einer Länge von rund 200 m erwiesen sich die Schiefer des Karbons als besonders druckhaft.

Solche Gesteine waren unter den im betreffenden Abschnitt vorhandenen Überlagerungen nicht erwartet worden und stellten für alle am Projekt Beteiligten eine neue Herausforderung dar.

2. Projektübersicht

2.1 Projekt

In seinem mittleren Abschnitt zwischen Mitholz und Ferden werden beim Lötschberg-Basistunnel 2 Einspurtunnel mit einem Achsabstand von 40 m ausgebrochen, wovon in der ersten Betriebsphase jedoch nur der ostseitige Tunnel verkleidet und bahntechnisch ausgerüstet wird. Der parallel dazu verlaufende Tunnel West wird nur ausgebrochen und gesichert und dient vorläufig als Rettungsstollen. In Abständen von durchschnittlich 333 m

Bild 1: Im Karbon zur Anwendung gelangte Profiltypen

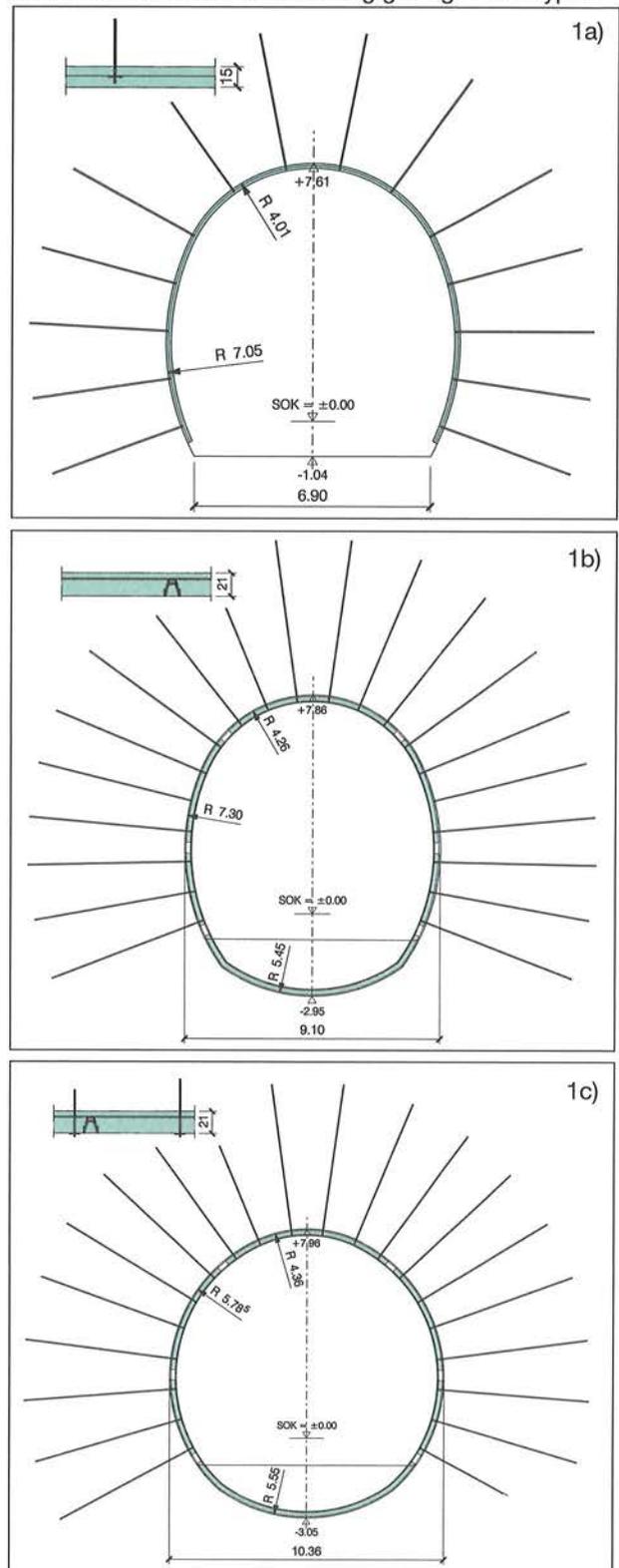


Tabelle 1: Gesteine der Sedimentstrecke im Gasteremassiv. Die Gesteine des Karbons sind grau hinterlegt, die druckhaften Gesteine sind dunkler dargestellt.

Stationierung Tunnel Ost	Stationierung Tunnel West	Beschrieb
29.852 – 29.873	29.874 – 29.900	Basissandstein
29.873 – 29.928	29.900 – 29.960	Quartenschiefer
29.928 – 30.012	29.960 – 30.051	Rhät-Sandstein und -Schiefer
30.012 – 30.240	30.051 – 30.277	(fraglich) Lias Sand- und Siltsteine
30.240 – 30.295	30.277 – 30.341	Sand- und Siltsteine des Karbons, hart, kompakt
30.295 – 30.354	30.341 – 30.426	Graphitische Schiefer und Siltsteine, mit spiegeligen Rutschharnischen und Schieferungsflächen, mit 1 – 3 dm mächtigen, stark zersetzten Anthrazitlagen
30.354 – 30.394		Sandstein, kompakt, z.T. mit schiefrigen Bankungsfugen (fehlt im Tunnel West)
30.394 – 30.442	30.426 – 30.489	Sand- und Siltsteine mit Anthrazitbändern
30.442 – 30.524	30.489 – 30.647	Plattige bis blättrige, schwarze Schiefer mit glänzenden Schieferungsflächen, mit dünnplattigen Siltsteinen mit glimmerreichen Schieferungsflächen, einzelne Anthrazit-Flöze bis 1 m Mächtigkeit
30.524 – 30.557	30.547 – 30.594	Grauacke (Sandsteine)
30.557 - ...	30.594 - ...	Randbereich des Kristallins

sind Querverbindungen angeordnet, welche ebenfalls mit einer Betoninnenschale verkleidet werden.

Die vertikale Überlagerung im Karbon beträgt 1'400 bis 1'500 m. Auf Grund der topografischen Situation ist mit einer wirksamen Überlagerung von rund 1'600 m zu rechnen, was einer primären Vertikalspannung von 43 MN/m² entspricht.

2.2 Bautechnik

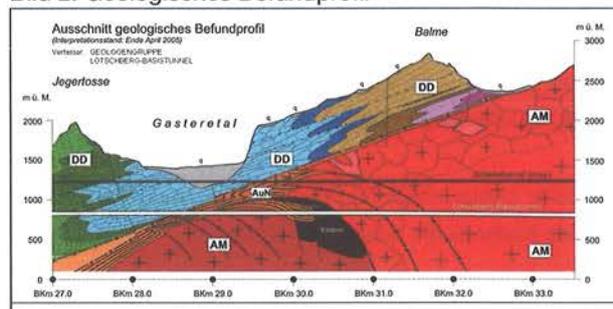
Auf Grund der geologischen Prognose war im Nordabschnitt des Lötchberg-Basistunnels konkret nur in der oberen und unteren Schuppenzone des Autochthons Nord mit druckhaftem Gebirge gerechnet worden.

Für diese Zonen war Profiltyp ES6A vorgesehen (Bild 1b)). Mittels der 6 am Profilumfang angeordneten Konvergenzschlitze sollten theoretisch Konvergenzen bis zu rund 1.0 m ohne Schäden an der Ausbruchsicherung aufgenommen werden können.

Der Vollständigkeit halber ist in Bild 1a) auch Profiltyp ES3 dargestellt, wie er anfangs auch im Karbon eingesetzt wurde.

2.3 Geologische Verhältnisse (Bild 2)

Bild 2: Geologisches Befundprofil



Bei ca. km 29.850 wurde mit den Vortrieben unerwartet eine Sedimentserie angefahren. Die ersten rund 400 m werden der Trias und (fraglich) dem Lias zugeordnet.

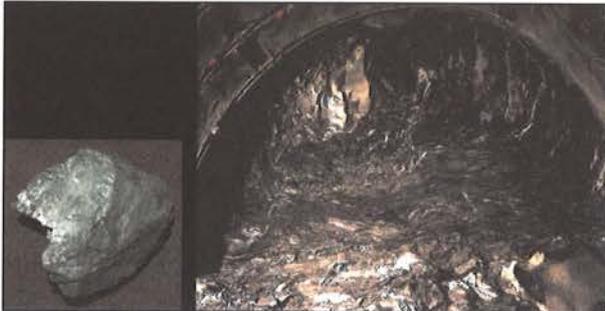
Anschliessend folgten auf einer Länge von rund 300 m Gesteine des Karbons, wovon etwa ein Drittel am Anfang und am Ende vorwiegend aus grobbankigen Sand- und Siltsteinen besteht. Bei den restlichen zwei Dritteln handelt es sich hauptsächlich um schiefrige Gesteine mit bis zu 1 m mächtigen Anthrazitflözen.

Die Schiefer des Karbons fallen mit rund 30° in Vortriebsrichtung ein.

In Tabelle 1 ist die Abfolge der Sedimente mit der Charakterisierung der Gesteine im Detail dargestellt. Besonders ungünstig verhielt sich das Gebirge von etwa 30.44 bis 30.52, bezogen auf den Tunnel Ost.

Die äusserst glatten, glänzenden Schieferungs- und Gleitflächen dieser Gesteine sind im Bild 3 gut zu erkennen.

Bild 3: Die Aufnahme rechts zeigt die Ortsbrust bei km 30.485 im Tunnel West. Bei den glänzenden Flächen in der Kalotte handelt es sich um spiegelige Schicht- oder Scherflächen. Die kleine Aufnahme links zeigt ein Handstück Karbonschiefer.

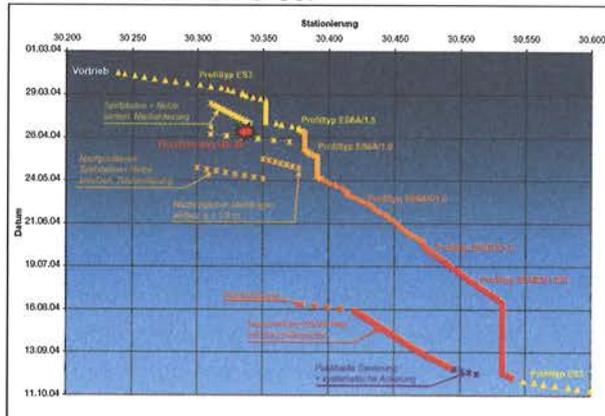


3. Bauablauf

3.1 Tunnel Ost

Anhand des Bauablaufs, beispielhaft beim Tunnel Ost, soll das Vorgehen zur Beherrschung der Gebirgsdeformationen erläutert werden (Bild 4).

Bild 4: Bauablauf Tunnel Ost



Bei km 30.242 trat der Vortrieb ins Karbon ein. In den Sandsteinen, welche sich nicht druckhaft verhielten, erfolgte die Sicherung mit Profiltyp ES3.

3.1.1 Vortrieb mit Profiltyp ES6A

Auch in den Schiefen ab km 30.295 erfolgte die Ausbruchsicherung anfänglich mit Profiltyp ES3. Nachdem

sich jedoch gezeigt hatte, dass grössere Konvergenzen auftreten, welche bereits eine Nachsicherung einer Strecke von 30 m Länge erforderten, wurde beim Vortriebsstand von 30.377 der Profiltyp ES6A ohne Sohlgewölbe angeordnet.

Als immer grössere Konvergenzen auftraten wurde bei km 30.390 auf den Profiltyp ES6A mit Sohlgewölbe umgestellt. Mit diesem Profil erfolgte der Vortrieb bis km 30.472.

2 – 3 Monate nach dem Ausbruch und bei Konvergenzen von etwa 400 bis 600 mm war die Ausbruchsicherung des Profiltyps ES6A in einem sehr schlechten Zustand, wie Bilder 5 und 6 zeigen.

Bild 5: Durch Gebirgsdeformationen beschädigte Ausbruchsicherung



Bild 6: Infolge schiefer Einfallen der Schichtung schief gestellte Einbaubogen

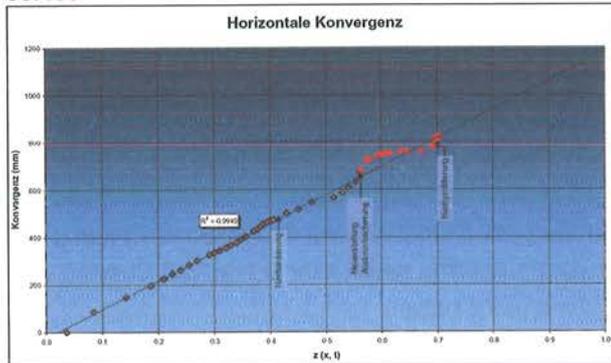


Neben der Spritzbetonschale wurden teilweise auch die Ankerköpfe zerstört (gebrochene Ankerplatten, Durchstanzen der Ankerköpfe durch den Spritzbeton).

Des Weiteren wurden die Stahlbogen durch die Gebirgsdeformationen schief gedrückt und zwar entgegen der Einfallrichtung der Schieferung, d.h. im Scheitel verschob sich der Ausbruchrand entgegen der Vortriebsrichtung.

Der Bereich ab km 30.380 bis 30.472 musste instand gestellt werden. Im Folgenden werden die Auswirkungen der Instandstellungsmassnahmen auf den Verlauf der Konvergenzen aufgezeigt.

Bild 7: Verlauf der Konvergenzen im Tunnel Ost bei km 30.430



In der Grafik Bild 7 sind die horizontalen Konvergenzen bei km 30.430 zu sehen. Die Konvergenzen sind in Abhängigkeit einer Funktion $z(x,t)$ dargestellt. Dabei bedeutet x den Abstand der Vortriebsbrust vom Messquerschnitt und t die seit dem Ausbruch des Messquerschnitts verstrichene Zeit. Die Funktion z ist von der empirischen Formel von Sulem, Panet und Guenot hergeleitet, welche den Verlauf von Konvergenzen in Abhängigkeit von x und t vorhersagen lässt. In Abhängigkeit von z ergibt sich damit im Idealfall ein linearer Verlauf der Konvergenzen. Für x und $t = 0$ ist $z = 0$, für x und $t = \infty$ wird $z = 1$. Mit diesen Auswertungen wurden auch die Endkonvergenzen und die beim Einbau der definitiven Verkleidung aufgetretenen Konvergenzen mittels Extrapolation bestimmt.

Der Ausbruch bei km 30.430 war am 16.05.04 im Profiltyp ES6A mit Sohlgewölbe und einem Bogenabstand von 1.0 m erfolgt.

Nach knapp 2 Monaten und bei einer Konvergenz von rund 500 mm mussten zusätzlich 10 IBO-Anker von 12 m Länge pro Meter versetzt werden. Diese Massnahme machte sich im Verlauf der Konvergenzen nicht bemerkbar. Diese nahmen vielmehr etwa im gleichen Masse wie bisher zu.

Im September 2004 musste schliesslich die Strecke von km 30.420 bis km 30.472, welche in diesem Profiltyp ausgebrochen wurde, im Profiltyp ES6B mit einem Bogenabstand von 1.0 m und Stauchelementen vom Typ HYC neu erstellt werden. Die beschleunigte Zunahme der Deformationen ist auf die vorübergehende Reduktion des Ausbauwiderstandes zurückzuführen. Zu beachten ist, dass nach der Ausführung dieser Arbeiten eine neue Null-

messung durchgeführt werden musste und deshalb ein Teil der Deformationen nicht erfasst wurde. Nach dieser Sanierung kamen die Bewegungen vorübergehend zum Stillstand, um dann aber im Februar/März 2005 wieder etwa in der gleichen Weise zuzunehmen.

Der letzte beschleunigte Anstieg am Ende der Messreihe ist auf Nachprofilierungsarbeiten im April 2005 zurückzuführen. Dabei mussten die Firstbogen höher gesetzt werden um eine ausreichende Verkleidungsstärke gewährleisten zu können.

3.1.2 Vortrieb mit annähernd kreisförmigem Profil

Nachdem der Vortrieb mit Profiltyp ES6A mit Sohlgewölbe nicht die erhoffte Reduktion der Verformungen brachte wurde beschlossen, eine einem Kreisprofil angenäherte Querschnittsform anzuwenden. Gleichzeitig sollte der Ausbauwiderstand mit Hilfe von Stauchelementen vergrössert werden.

Gegenüber einer Ankerung mit 15 IBO-Ankern vom Typ 38N pro Laufmeter beim Profiltyp ES6A ergibt sich eine Erhöhung des Ausbauwiderstandes von etwa 50 bis 100%.

Das rundere Profil mit der Bezeichnung ES6B (s. Bild 1c)), wurde ab km 30.472 verwendet, während die Stauchelemente ab km 30.489 eingesetzt wurden. Dieses Profil wurde in der Folge bis zum Ende der Karbonschiefer bei km 30.545 angewendet.

Im Tunnel Ost gelangte als Stauchelement ein von Prof. Dr. Kalman Kovári zusammen mit der SOLEXPARTS AG entwickeltes Element zur Anwendung. Es handelt sich dabei um aus Spezialzement, Schaumglas, Stahlfasern und Betonzusatzmitteln hergestellte Betonkörper, welche zudem in Querrichtung eine Spezialbewehrung aufweisen. Die Stauchelemente haben eine Abmessung von 800 x 200 x 200 mm (Bild 8).

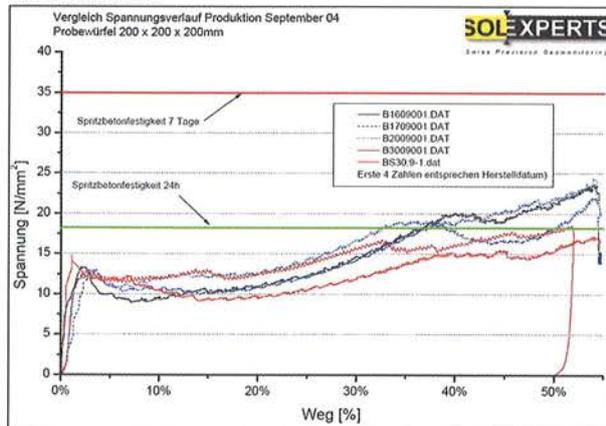


Bild 8: Stauchelemente Typ HYC

An ihrer Ober- und Unterseite sind sie mit einer Hart-schaumstofflage von je 40 mm Stärke versehen um die Verformungen bis zur Erhärtung des Spritzbetons aufnehmen zu können.

Die Charakteristik ist im Spannungs-/Dehnungs-Diagramm in Bild 9 ersichtlich.

Bild 9: Spannungs-/Stauchungsdiagramm der Stauchelemente HYC



Es zeigten sich aber nicht nur in den Strecken mit dem hufeisenförmigen Profil ES6A Brucherscheinungen an der Ausbruchsicherung. Auch die Sicherung in der mit dem runden Profil und mit Stauchelementen erstellten Strecke musste streckenweise erneuert werden.

Da die Stauchung der Elemente innerhalb eines Querschnitts in den einzelnen Konvergenzschlitzen sehr unterschiedlich ausfiel, hatten einzelne Elemente bereits das Ende der Verformbarkeit erreicht (Bild 10), während andere noch intakt waren mit zusammengedrückter Schaumstoffeinlage und wenigen Zentimetern Stauchung des Betonkörpers.

Bild 10: Deformiertes Stauchelement Typ HYC. Die als Querarmierung dienenden Lochbleche liegen teilweise frei.

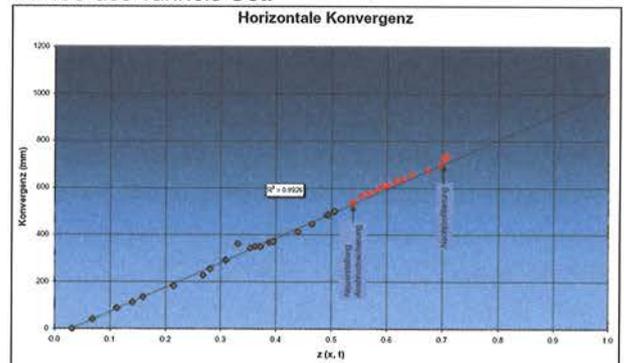


Die Ausbruchsicherung der Strecke von km 30.472 bis km 30.496 musste daher erneuert werden. Im Anschluss

daran waren auf 17 m Länge punktuelle Instandstellungen erforderlich.

Die Auswirkung auf den Verlauf der Gebirgsdeformationen wird im Bild 11 anhand des Profils km 30.490 aufgezeigt.

Bild 11: Verlauf der Konvergenzen im Querschnitt km 40.490 des Tunnels Ost.



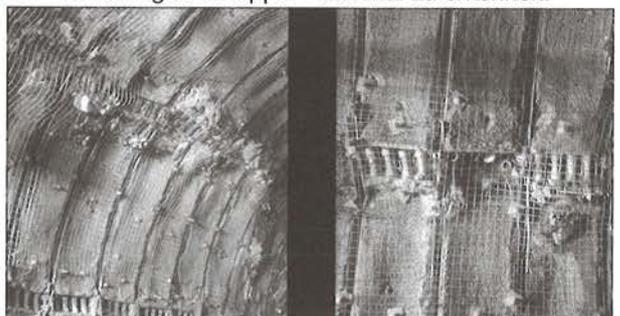
Der Ausbruch dieses Querschnitts war am 16.07.04 mit dem Profiltyp ES6B erfolgt mit einem Bogenabstand von 1.0 m, mit 4 Stauchelementen von Typ HYC und mit 31 IBO-Ankern 38N pro Tunnelmeter.

Zwischen dem 6 und 19. September 2004 erfolgte rund 2 Monate nach dem Ausbruch und bei rund 550 mm Konvergenzen die Neuerstellung der Ausbruchsicherung mit dem Profiltyp ES6B mit einem Bogenabstand von 1.0 m mit 6 Stauchelementen HYC und 16 IBO-Ankern 38N von 16 m Länge pro Meter Tunnel.

Nach dieser Instandstellung nahmen die Konvergenzen in Funktion von z etwa mit der gleichen Neigung weiter zu.

Im April 2005 musste auch in diesem Querschnitt eine Nachprofilierung vorgenommen werden, was sich in einer vorübergehenden Beschleunigung der Verformungen bemerkbar macht.

Bild 12: Deformierte Stauchelemente ALWAG-TECHMO. Im Bild links sind die Stauchelemente der unteren Reihe noch weitgehend unverformt, während sich in der oberen Reihe Brucherscheinungen im Spritzbeton bemerkbar machen. Im rechten Bild sind infolge Schiefstellung der Einbaubogen verkippte Elemente zu erkennen.



3.2 Tunnel West

Im Tunnel West waren die Erfahrungen dieselben wie im Tunnel Ost. Als Stauchelemente wurde im Vortrieb der Typ LSC A-II der Firma ALWAG-TECHMO verwendet.

Es wurden Elemente mit 4 Zylindern mit einer Fließlast von 2800 kN eingesetzt, was einem Ausbauwiderstand von rund 500 kN/m² entspricht.

Die Stauchelemente verhielten sich nicht überall den Vorstellungen entsprechend. Als Folge des inhomogenen Gebirgsaufbaus mit Schiefen, Siltsteinen und Sandsteinen können folgende Gründe für den vorzeitigen Ausfall der Stauchelemente genannt werden:

- Durch die Schiefstellung der Einbaubogen oder sonst ungleiche Verschiebungen der Spritzbetonschale am Rand der Konvergenzschlitze kippten die Zylinder teilweise statt einzubeulen
- Die Stauchungen in den einzelnen Konvergenzschlitzen waren sowohl in Längsrichtung aber auch innerhalb desselben Querschnitts sehr unterschiedlich. Dadurch wurde die Verformungsfähigkeit der Sicherung vorzeitig erreicht.

Wie im Tunnel Ost musste die Ausbruchssicherung ebenfalls auf eine Strecke von 75 m Länge nach Erschöpfung der Verformbarkeit komplett erneuert werden. Davon waren 48 m im Profiltyp ES6A mit Sohlgewölbe aufgefahren worden und die restlichen 27 m im Profiltyp ES6B, wovon 21 Meter mit Stauchelementen.

4. Vergleich der Ausbautypen

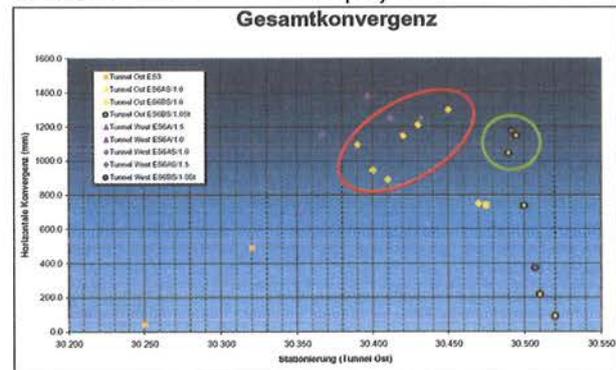
4.1 Allgemeines

Zum Vergleich der verschiedenen Sicherungsmassnahmen sind in Bild 13 die durch Extrapolation geschätzten horizontalen Gesamtkonvergenzen vom Ausbruch bis zu ihrem vollständigen Abklingen dargestellt. Nicht berücksichtigt sind die bereits vor der Ortsbrust eingetretenen Verformungen.

Der Messquerschnitt bei km 30.250 liegt ganz am Anfang der Karbonstrecke in den Sandsteinen und ist hier nicht relevant.

Der Punkt bei 30.320 liegt in den Schiefen. Hier macht sich vermutlich noch der Randeinfluss der Sandsteine bemerkbar.

Bild 13: Geschätzte horizontale Gesamtkonvergenzen. Die Messquerschnitte des Tunnels West sind senkrecht auf die Achse des Tunnels Ost projiziert.



4.2 Vergleich zwischen den Profiltypen ES6A und ES6B

Quadrate symbolisieren Profile mit Sicherheitstyp ES6A mit flacher Sohle, d.h. Glockenprofile mit verschieblichen Stößen und Konvergenzschlitzen. Die kleinen Symbole bedeuten einen Bogenabstand von 1.5 m und die grösseren einen solchen von 1.0 m.

Die grösste Konvergenz weist der Querschnitt bei km 30.396 auf, was vermutlich auf den in der Sohle fehlenden Ringschluss zurückzuführen ist. Bei den vorhandenen Streuungen der Resultate ist diese Aussage jedoch rein statistisch gesehen keineswegs gesichert.

Die auf der Spitze stehenden Quadrate bedeuten Profile mit Sicherheitstyp ES6A mit Sohlgewölbe. Die kleineren Symbole gelten wiederum für einen Bogenabstand von 1.5 m. Schliesslich stehen die runden Symbole für den Profiltyp ES6B, d.h. den annähernd kreisförmigen Querschnitt, wobei Profile mit Stauchelementen einen schwarzen Umriss aufweisen.

Verglichen werden können die Profiltypen ES6A mit Sohlgewölbe (in der Grafik rot umrahmt) und ES6B (grün), da die Messquerschnitte in gleichartigen Gesteinen liegen. Aus der Grafik ist a priori keine Verbesserung durch die rundere Querschnittsform und die Stauchelemente zu erkennen. Wie jedoch bereits erwähnt, sind die geologischen Verhältnisse zwischen etwa km 30.440 und km 30.520 besonders ungünstig, d.h. die Form des Ausbruchquerschnitts und der Einsatz von Stauchelementen haben durchaus eine gewisse, jedoch nicht quantifizierbare Reduktion der Konvergenzen bewirkt.

Nachsicherungen wurden in beiden Profiltypen nach eingetretenen Konvergenzen von 400–600 mm notwendig. Die Verformungsfähigkeit der beiden Sicherungs-

typen ES6A und ES6B unterscheidet sich demnach nicht signifikant.

4.3 Vergleich zwischen den Stauchelementen

Im Verhalten der Deformationen in Querschnitten mit den unterschiedlichen Stauchelementen konnten keine signifikanten Unterschiede festgestellt werden. Auch die Verformungsfähigkeit des Querschnitts unterscheidet sich nicht wesentlich.

5. Schlussfolgerungen

Aus den beim Vortrieb in der Karbonzone gemachten Erfahrungen können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Konvergenzen sind beim Kreisprofil mit Stauchelementen tendenziell kleiner als beim Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe.
- Die Verformbarkeit des Hufeisenprofils und des Kreisprofils unterscheiden sich nicht signifikant. Bei Konvergenzen von 400–600 mm werden Nachbesserungen an der Ausbruchsicherung notwendig.
- Unregelmässige Verformungen des Ausbruchquerschnitts infolge von Inhomogenitäten des Gebirges führten zum vorzeitigen Ausfall von Stauchelementen.

Zum Abschluss darf noch erwähnt werden, dass diese heikle Zone dank des Einsatzes aller Beteiligten ohne nennenswerte, durch die Gebirgsverhältnisse bedingte Zwischenfälle aufgefahren werden konnte.

Verdankungen

Der Verfasser dankt der örtlichen Bauleitung, der Ingenieurgemeinschaft IG BBA für die Zurverfügungstellung der fotografischen Aufnahmen und der Geologengruppe Lötschberg-Basistunnel für den geologischen Längsschnitt.

Interpretation und Extrapolation der gemessenen Konvergenzen in der Karbonzone des Lötschberg-Basistunnels

François Descoeurdes, Professeur hon., EPFL; Jean-Paul Dudt, Ing. Civil des Mines de Paris, EPFL; Federica Sandrone, Ing. Politecnico di Torino; Vincent Labiouse, Dr. Ing. UCL

1. Zielsetzung

Die ausserordentlich grossen Konvergenzen in der Karbonzone des Lötschberg-Basistunnels (LBT) stellten besondere Herausforderungen an die Tunnelbauer. Eine der zu lösenden Fragen war die Bestimmung des optimalen Zeitpunktes für das Einbringen des Innengewölbes: nicht zu spät, um die Termine einhalten zu können, aber auch nicht zu früh, um die Druckbelastung durch noch nicht abgeklungene Konvergenzen zu minimieren.

Um den zu erwartenden zeitlichen Konvergenzverlauf abzuschätzen, wurden Konvergenzmessungen an mehreren Messquerschnitten durchgeführt. Ziel dieser Untersuchung war es, die von der Bauleitung gelieferten Messwerte anhand von Verhaltensmodellen zu interpretieren und zu extrapolieren.

Es wurde von der Hypothese ausgegangen, dass die Zunahme der Konvergenzen mit der Zeit zwei Hauptursachen hat: einerseits das Kriechen des Gebirges, und andererseits die Abminderung des Stützeffektes der Tunnelbrust bei deren Entfernung vom Messquerschnitt. Im Prinzip verschwindet der Stützeffekt ab einer Entfernung von einigen Tunneldurchmessern.

Es wurden drei verschiedene Ansätze (Verhaltensmodelle) untersucht:

- rein elastisches Kriechen des Gebirges,
- Kombination Kriechen-Bruststützeffekt (nach Sulem, Panet & Guenot [1]),
- elastisch-plastisches Kriechen des Gebirges (nach P. Fritz [2]).

Die Parameter der drei Verhaltensmodelle wurden durch Kurvenanpassungen an die Messwerte bestimmt. Mit diesen Parameterwerten wurde dann der Kriechverlauf zeitlich extrapoliert und die Endkonvergenz bestimmt.

2. Ansatz 1: rein elastisches Gebirgskriechen

Dieser einfache Ansatz berücksichtigt keinen Bruststützeffekt. Somit musste vor den Kurvenanpassungen zuerst der zeitliche, bzw. räumliche Abstand, nach welchem der Bruststützeffekt verschwindet und somit nur noch reines Gebirgskriechen stattfindet, bestimmt werden.

Der kritische Zeitpunkt hängt aber leider vom Gebirge und vor allem von der Ausdehnung der plastischen Zone ab, und ist somit schwer abzuschätzen. Im vorliegenden Fall wurde er mit Hilfe folgender Beobachtung festgelegt: die auf beiden Seiten des Tunnels gemessenen Konvergenzen verlaufen anfänglich asymmetrisch, ausser beim Stillstand der Tunnelbrust, wo sie sich symmetrisch weiterentwickeln; ab einer bestimmten Entfernung von der Orstbrust verlaufen sie hingegen immer symmetrisch, sogar bei fortschreitender Tunnelbrust.

Diese an praktisch allen Messquerschnitten gemachten Beobachtungen führten uns zu der Hypothese, dass die Kriech-Konvergenzen symmetrisch verlaufen, während sich der Bruststützeffekt asymmetrisch auswirkt. Stimmt diese physikalisch noch zu untermauernde Hypothese, dann entspricht der kritische Zeitpunkt dem Moment, ab welchem die gemessenen Konvergenzen symmetrisch verlaufen, auch mit Fortschreitender Tunnelbrust. Bei den verschiedenen Messquerschnitten entsprach dies 20 bis 30 Vortriebstagen, d.h. einer Entfernung von etwa 30 bis 50 Metern (Vortriebsgeschwindigkeit: ca. 1.5 m/VT).

Zusammengefasst haben wir angenommen, dass ab spätestens 30 Vortriebstagen nur noch reine Kriechkonvergenzen stattfinden. Nimmt man ein exponentiales Kriechgesetz an, können die totalen Konvergenzen ab dem 30. Tag wie folgt ausgedrückt werden:

$$\delta(t \geq 30) = \delta_{30} + \delta_{\infty}^{kr} \left[1 - \exp\left(-\frac{t-30}{T}\right) \right] \quad (1)$$

- δ_{30} totale Konvergenz bei $t=30$ VT, dh. nach verschwinden des Bruststützeffektes
- δ_{∞}^{kr} verbleibende Kriechkonvergenz für $t > 30$ VT
- T Zeitkonstante, die die Kriechgeschwindigkeit bestimmt

Diese elastischen Kriechkurven wurden den gemessenen Konvergenzen der Messquerschnitte 30.400 und 30.440 (Oströhre), sowie 30.425 und 30.475 (Weströhre) angepasst (Bild 1).

Bild 1: Punkte = Messwerte für die 4 untersuchten Messquerschnitte. Die exponentialen Kriechkurven wurden den bis Anfang September erhaltenen Messwerten, dh. bis zu den mit einem Datum versehenen Punkten, angepasst. Die seither erhaltenen Messwerte sind bis Mai 2005 weiter aufgetragen (leere Punkte).

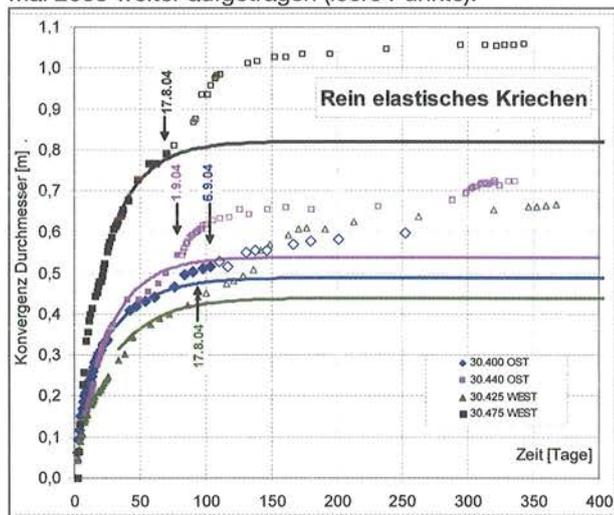


Tabelle 1: Konvergenzen nach Sulem & al. berechnet mit den Parametern der Figur 2:

- totale Konvergenz nach unendlicher Zeit (δ_{∞}),
- Konvergenz zwischen Abschlag und Nullmessung (δ_0),
- Konvergenz 200 Tage nach der Nullmessung bei unendlicher Entfernung ($\delta_{200}-\delta_0$), noch zu erwartende Konvergenz nach 200 Tagen, absolut ($\delta_{\infty}-\delta_{200}$) und in Prozenten der bei 200 Tagen gemessenen Konvergenz ($\delta_{\infty}-\delta_{200})/(\delta_{200}-\delta_0)$ ausgedrückt,
- Geschwindigkeit der Konvergenzen bei 200 und 300 Tagen (V_{200} und V_{300}).

Durchmesserkonvergenzen Messquerschnitte	30.400 OST	30.440 OST	30.425 WEST	30.475 WEST
δ nach Ansatz Sulem & al.				
totale Konvergenz: δ_{∞}	90.5 cm	92.4 cm	81 cm	156 cm
vor Nullmessung: δ_0	11.7 cm	7.8 cm	9.7 cm	17 cm
nach Nullmessung: $\delta_{\infty}-\delta_0$	78.8 cm	84.6 cm	71.3 cm	139 cm
von t_0 bis 200 Tg: $\delta_{200}-\delta_0$	57.1 cm	70.0 cm	61.0 cm	99.6 cm
nach 200 Tg: $\delta_{\infty}-\delta_{200}$	21.7 cm	14.6 cm	10.3 cm	39.4 cm
$(\delta_{\infty}-\delta_{200}) / (\delta_{200}-\delta_0)$ in %	38%	21%	17%	40%
Geschw. bei 200 Tg: V_{200}	2.99 mm/Wo	3.19 mm/Wo	29.84 mm/Wo	5.40 mm/Wo
Geschw. bei 300 Tg: V_{300}	1.18 mm/Wo	1.35 mm/Wo	4.11 mm/Wo	2.39 mm/Wo

Der Ansatz war aber nicht befriedigend, weil die Kurven bei jedem neu erhaltenen Messwertensatz immer wieder neu angepasst werden mussten, da die neuen Messwerte ständig oberhalb der zuletzt prognostizierten Kurven lagen. Somit wurde mit den Kurvenanpassungen Anfang September 2004 aufgehört, mit der Schlussfolgerung, dass die gemessenen Konvergenzen nicht durch ein rein elastisches Kriechen zu erklären seien, weil sich Exponentialkurven zu rasch stabilisieren.

3. Ansatz 2: Kombination Kriechen-Bruststützeffekt (nach Sulem, Panet & Guenot)

Sulem, Panet und Guenot [1] haben 1987 die Formel (2), welche sowohl den Bruststützeffekt wie auch das Kriechen des Gebirges berücksichtigt, veröffentlicht. Die Formel berücksichtigt hingegen die bereits vor der Ortsbrust erfolgten Konvergenzen nicht.

$$\delta(x, t) = \delta_{\infty} \left[1 - \left(\frac{X}{X+x} \right)^2 \right] \cdot \left\{ 1 + m \left[1 - \left(\frac{T}{T+t} \right)^{0.3} \right] \right\} \quad (2)$$

- $\delta(x, t)$ Konvergenz nach der Zeit t und der Distanz x hinter der Ortsbrust
- δ_{∞} Konvergenz bei $t=0$ und unendlicher Distanz (Konstante)
- x Abstand des Messquerschnittes von der Ortsbrust
- t laufende Zeit
- X, T, m Entfernungs-, Zeit- und dimensionslose Konstanten

Figur 2: Messwerte (Punkte) für die 4 untersuchten Messquerschnitte und angepasste Sulem & al. Kurven nach Formel (2). Die Kurvenknicke entsprechen Ortsbrust-Stillständen. Obwohl die Kurvenanpassungen im Oktober 2004 abgeschlossen wurden, sind die seither gemessenen Werte weiterhin aufgetragen.

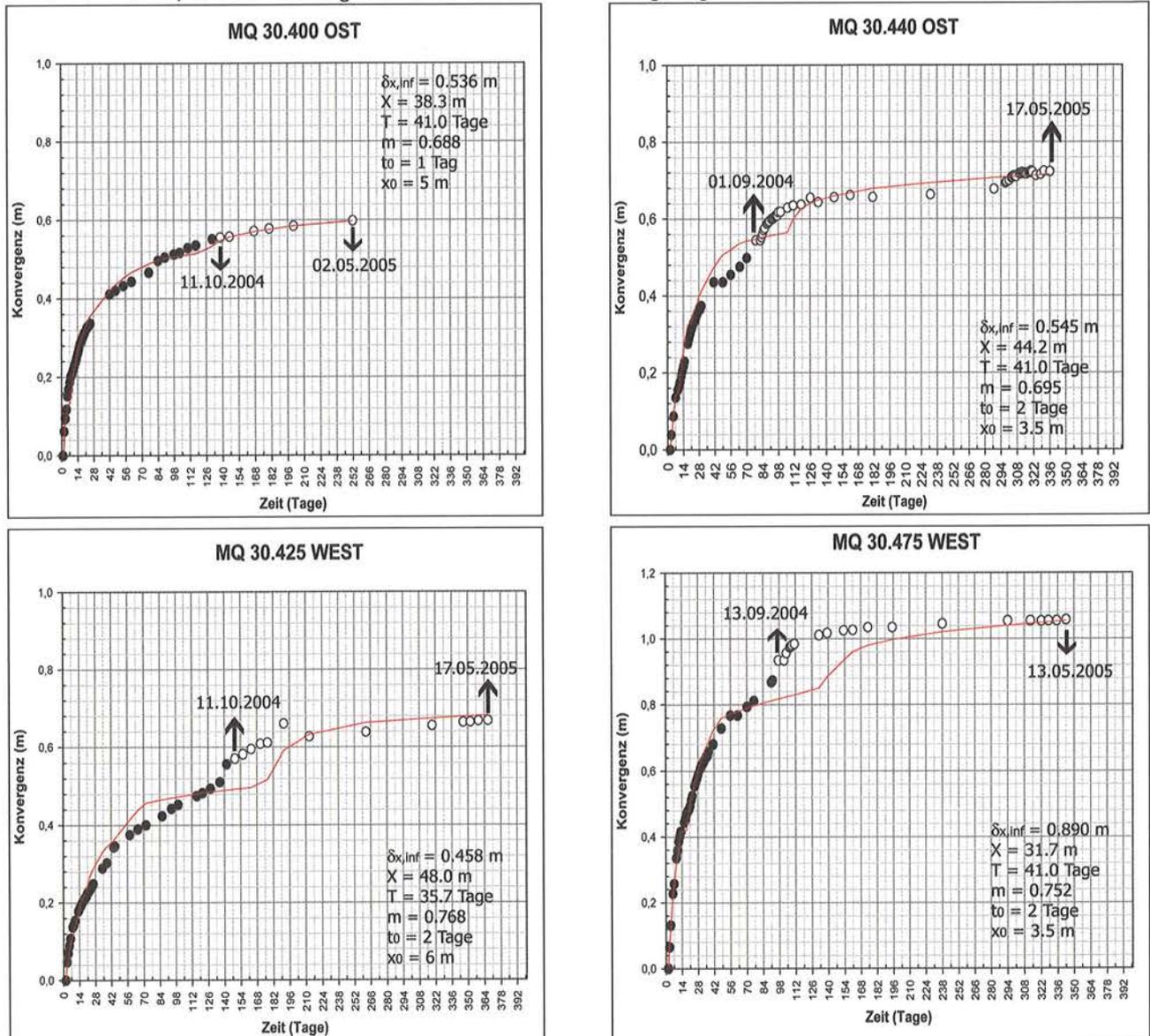


Bild 2 gibt die für jeden Messquerschnitt durch Kurvenanpassungen ermittelten Werte der Konstanten $\delta_{x,inf}$, X , T und m , sowie die zeitlichen und räumlichen Abstände (t_0 und x_0) zwischen Abschlag und Nullmessung, an.

Zu bemerken sind die ausserordentlich grossen Werte der Zeitkonstante T (35 bis 41 Tage) und besonders der Distanzkonstante X (31 bis 48 m, was einen Einflussbereich der Ortsbrust bis zu ca. 200 m, d.h. 20 Tunneldurchmesser bedeutet!). Dies erklärt, warum die Konvergenzen nach diesem Ansatz sehr langsam abklingen und warum nach 200 Tagen noch bis zu 40% der Konvergenzen zu erwarten sind (Tabelle 1). Es sind auch die Konvergenzgeschwindigkeiten bei 200 und 300 Tagen aufgeführt. Der grosse Wert von V_{200} bei 30.425 WEST ist durch das Wiederstarten des Vortriebes, der kurz vor 200 Tagen bei diesem MQ stattfand, zu erklären.

4. Ansatz 3: elastisch-plastisches Kriechen (nach P. Fritz)

P. Fritz [2] hat 1984 eine analytische Formulierung zur Konvergenzberechnung axisymmetrischer Tunnel in elastisch-viskoplastischem Gebirge vorgeschlagen. Dieser Ansatz wurde für die vier untersuchten Messquerschnitte angewandt. Die hoch nichtlineare Fritz'sche Gleichung wurde numerisch gelöst.

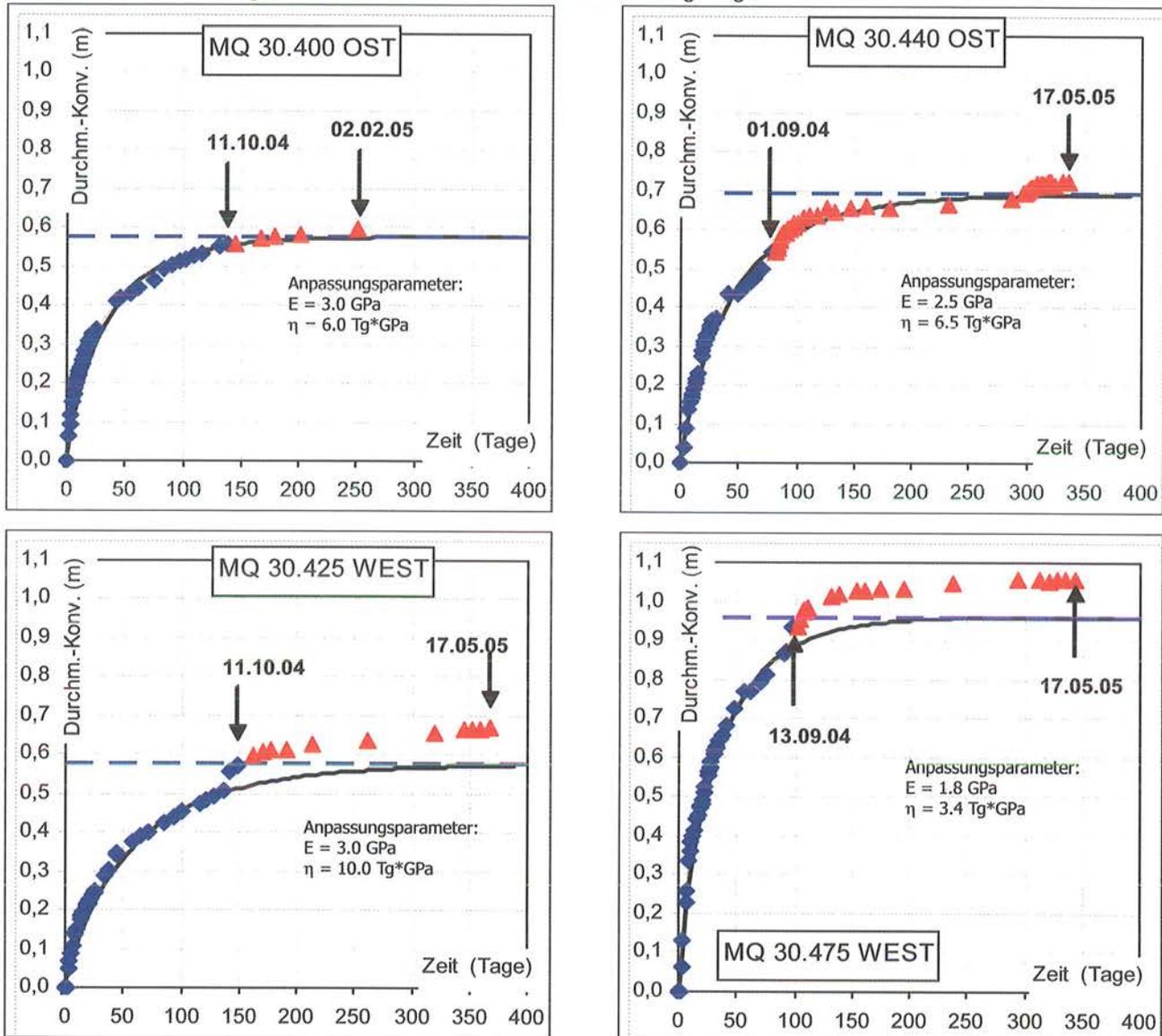
Es wurden folgende Materialkennwerte eingesetzt:

Primärspannungen: $H = 1'300 \text{ m}$; $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$; $\lambda = 1.0$
 $\Rightarrow \sigma_{prim} = \sigma_{h_{prim}} = 33.8 \text{ MPa}$

Innendruck: $p_i = 0.3 \text{ MPa}$ (entspricht der maximalen Ankerkraft)

Elastisch: $\nu = 0.3$; das E-Modul wurde als Anpassungsparameter benützt;

Figur 3: Durchmesserkonvergenzen: Messwerte (Punkte) für die 4 untersuchten Messquerschnitte und angepasste Kriechkurven bei elastisch-plastischem Kriechen (nach P. Fritz). Die Kurvenanpassungen wurden im Oktober 2004 abgeschlossen; die seither gemessenen Werte sind als rote Dreiecke aufgetragen.



Höchstfestigkeit: $c^h = 1.5 \text{ MPa}$; $\phi^h = 35^\circ$;
 Restfestigkeit: $c^r = 1.0 \text{ MPa}$; $\phi^r = 30^\circ$;
 Dilatanz: $\psi = 20^\circ$.

Weiter wurde angenommen, dass bereits vor der Nullmessung 35% der Konvergenzen stattgefunden hatten (dieser Prozentsatz gab die besten Kurvenverläufe).

Bild 3 fasst die für jeden Messquerschnitt durch Kurvenanpassungen bestimmten Werte des E-Moduls E und der Viskosität η zusammen. Zu bemerken ist, dass die so erhaltenen E-Moduli (1'800 bis 3'000 MN/m²) gut den Laborwerten (2'000 bis 5'000 MN/m²) entsprechen.

Die Tabelle 2 zeigt, dass mit dem Fritz'schen Ansatz und mit der Hypothese, dass vor der Nullberechnung bereits 35% der Konvergenzen stattgefunden haben, nach 200

Tagen nur noch Zentimetergrosse Konvergenzen zu erwarten sind (0.8 bis 4.0 cm bei den vier untersuchten Messquerschnitten). Auch zu bemerken ist, dass nach dem Fritz'schen Ansatz die Konvergenzgeschwindigkeiten nach 300 Tagen weniger als 1 mm pro Woche betragen.

5. Schlussfolgerung: Vergleich der drei Ansätze

Bei den untersuchten Messquerschnitten gibt der rein viskoelastische Ansatz relativ schlechte Resultate, weil sich die Konvergenzen gegenüber den Messwerten viel zu rasch stabilisieren (Bild 1).

Die Ansätze von Fritz und von Sulem & al. geben hingegen beide gute Ergebnisse und sind in der Lage, die neuesten

Messresultate gut vorauszusagen, abgesehen von lokalen Konvergenz-Beschleunigungen. Dagegen prognostiziert der Ansatz von Sulem viel grössere Restkonvergenzen als derjenige von Fritz. Das ist nicht konsequenzenlos für die Dimensionierung des Innengewölbes und die Wahl des optimalen Zeitpunktes seines Einbringens.

Im Allgemeinen ist aber zu bemerken, dass alle drei Modelle eine Einzelröhre voraussetzen, die hinter der Orts-

brust unbetastet bleibt. In der Tat beeinflussen sich aber beide Röhren gegenseitig, besonders bei einer grossen Ausdehnung der plastischen Zone. Zudem wurden sie immer wieder durch Nachankerungen und Sanierungen in der Nähe der untersuchten Messquerschnitte nachbearbeitet. Letzteres erklärt höchstwahrscheinlich die lokalen Konvergenz-Beschleunigungen, die man auf den Bildern feststellen kann, die aber durch keinen der drei Ansätze nachzuahmen sind.

Tabelle 2: Durchmesserkonvergenzen nach dem Fritz'schen Ansatz mit $p_i = 300$ kPa:

- totale Konvergenz nach unendlicher Zeit (d_∞),
- Konvergenz, die bereits vor der Nullmessung stattgefunden hat ($d_0 = 0.35d_\infty$),
- Konvergenz 200 Tage nach der Nullmessung ($d_{200} - d_\infty$),
- noch zu erwartende Konvergenz nach 200 Tagen, absolut ($d_\infty - d_{200}$) und in Prozenten der bei 200 Tagen gemessenen Konvergenz ($(d_\infty - d_{200}) / (d_{200} - d_0)$) ausgedrückt,
- Geschwindigkeit der Konvergenzen bei 200 und 300 Tagen (V_{200} und V_{300}).

Durchmesserkonvergenzen d nach Fritz'schem Ansatz mit $p_i = 300$ kPa	Messquerschnitt			
	30.400 OST	30.440 OST	30.425 WEST	30.475 WEST
totale Konvergenz: d_∞	88.7 cm	106.5 cm	88.7 cm	147.9 cm
vor Nullmessung: $d_0(0.35d_\infty)$	31.0 cm	37.3 cm	31.0 cm	51.8 cm
nach Nullmessung: $d_\infty - d_0$	57.7 cm	69.2 cm	57.7 cm	96.1 cm
von t_0 bis 200 Tg: $d_{200} - d_0$	56.7 cm	66.8 cm	53.7 cm	95.0 cm
nach 200 Tg: $d_\infty - d_{200}$	0.8 cm	2.4 cm	4.0 cm	1.1 cm
$(d_\infty - d_{200}) / (d_{200} - d_0)$ in %	1.5%	3.6%	7.5%	1.2%
Geschw. bei 200 Tg: V_{200}	1.15 mm/Wo	2.70 mm/Wo	3.54 mm/Wo	1.60 mm/Wo
Geschw. bei 300 Tg: V_{300}	0.15 mm/Wo	0.56 mm/Wo	1.01 mm/Wo	0.19 mm/Wo

Eine innovative Lösung des Innenausbaus bei variablen Tunnelquerschnitten

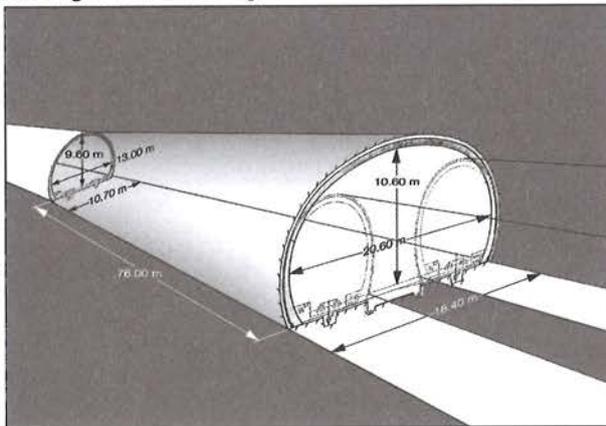
Ulrich Blatter, Dipl. Bauing. HTL; IUB Ingenieur-Unternehmung AG, Bern
 Peter Hufschmied, Dr. sc. techn., Dipl. Bauing. ETH; Emch+Berger AG Bern, Bern

1. Projektbeschreibung

Am 34,5 km langen Lötschberg-Basistunnel werden total 86,2 km Stollen und Kavernen ausgebrochen. Der grösste Teil dieser Ausbrüche besteht aus Regelprofilen.

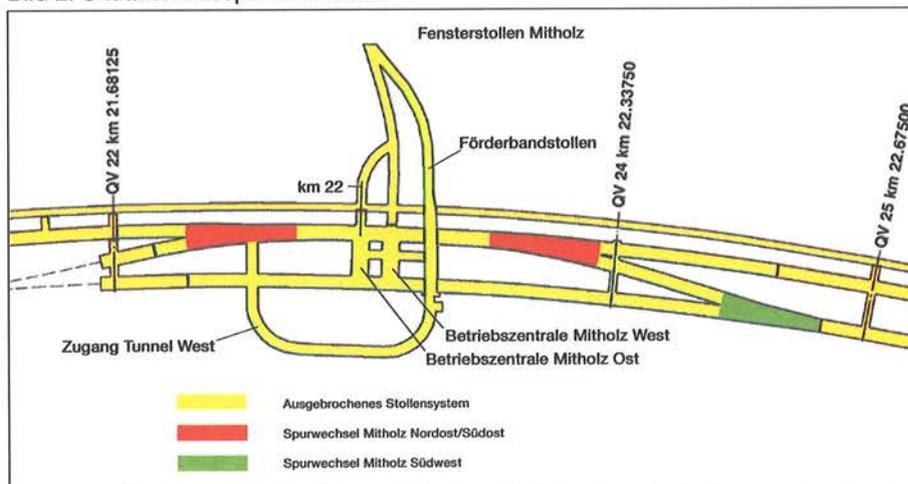
Dazu gibt es aber auch 11 Spurwechselkavernen welche ein dreidimensionales Gebilde darstellen. Die Ausbruchfläche variiert von 125 m² im Anschluss an die Regelprofile bis 215 m² am Ende der Verzweigung.

Bild 1: Spurwechselkaverne Fusspunkt Mitholz 3D Abbildung mit Abmessungen



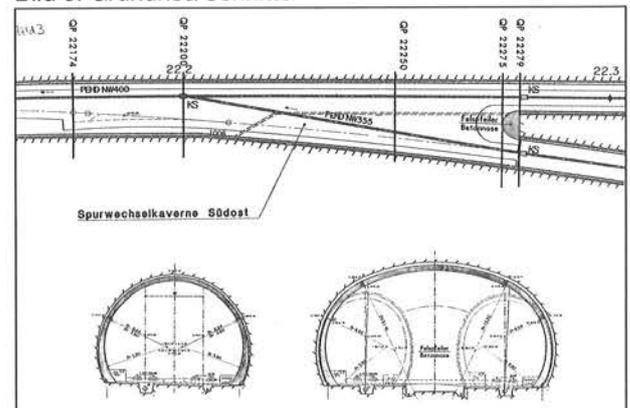
Von diesen 11 Spurwechselkavernen befinden sich 3 Stk im Fusspunkt Mitholz. Die beiden Mitholz Nordost und Südost werden ausgekleidet. Mitholz Südwest bleibt vorläufig im Rohbauzustand.

Bild 2: Situation Fusspunkt Mitholz



Gemäss Ausschreibung war vorgesehen, dass die beiden Spurwechsellaufweitungen im Fusspunkt Mitholz Nordost und Südost konventionell mit einer Ort betonverkleidung ausgeführt werden. Dies hätte im Gewölbe eine dreidimensionale Schalung mit massiven Abstützungen erfordert.

Bild 3: Grundriss/Schnitte



Diese aufwändigen Arbeiten führten zu diversen Überlegungen und schliesslich dazu, eine neue innovative Lösung zu finden. Die ausführende Unternehmung hat folgende Punkte als sehr wichtig betrachtet:

- Durchfahrt durch die Baustelle möglichst gewährleistet
- Gewinn von Bauzeit

Für den Bauherrn BLS AT musste es eine technische Lösung sein, die nicht teurer zu stehen kam als die Ausführung gemäss Ausschreibung und Werkvertrag. Weiter durften nur Abdichtungssysteme angewendet werden, welche die Anforderungen der Zulassungsprüfungen für Abdichtungssysteme erfüllen.

Eine Lösung ergab sich mit dem zugelassenen System Valplast. Dabei soll das Parament in Ortsbeton (Regelprofil) und die Kalot-

te (variables Profil) in Spritzbeton ausgeführt werden. Mit diesem System konnte eine Durchfahrt für die Baustellenfahrzeuge wie auch eine kürzere Bauzeit garantiert werden.

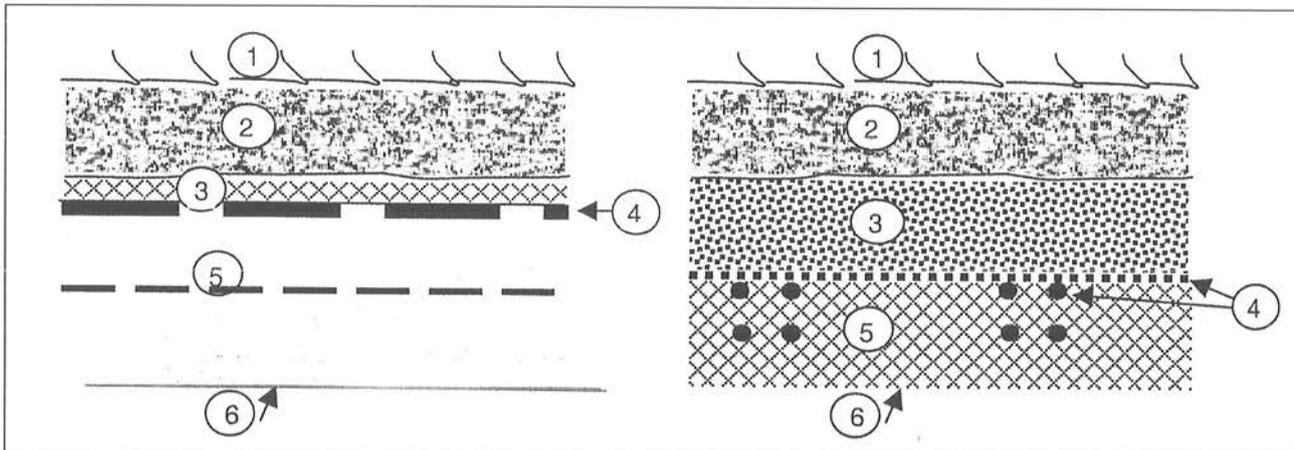
Die mit dem System Valplast zu verkleidende Fläche im Spurwechsel Nord betrug 950 m² im Parament und 1550 m² in der Kalotte.

Unterschiede zwischen Ausschreibung mit normalem Abdichtungssystem und Abdichtungssystem Valplast

	Normale Systeme	System Valplast
Unterprofil	kein Unterprofil tolerierbar Einspritzen der nachprofilierten Flächen mit Spritzbeton	kein Unterprofil tolerierbar kein Einspritzen der nachprofilierten Flächen erforderlich. Zusätzlich 8 cm Ausbruch für minimale Kieshinterfüllung.
Vordichtung	Vordichtung für Einbau Ausbruchssicherung	Keine Vordichtung erforderlich
Welligkeit	Welligkeit der Oberfläche muss mit zusätzlichem Spritzbeton nachkorrigiert werden	keine Korrekturen notwendig
Dichtungsbahn	Aufwändige Verlegung mittels punktwiser Befestigung, hohe Qualitätsansprüche - faltentrees verlegen - möglichst keine Spickelungen - möglichst untergrundnahes Verlegen (Befestigungspunkte)	Einfache Verlegung auf profilgenaue Oberfläche (Stützkonstruktion), keine Falten, keine Spickel Stützkonstruktion notwendig: z.B. mit Netz und 3 Gurträger
Drainageschicht	Wirrgelege oder Noppenbahn, wird als System mit der Dichtungsbahn verlegt	Kies, Korngrösse 4-22 mm Es wurde Kies 4-8 mm als Überschusskorn verwendet
Beton	theoretische Betonkubatur, zusätzlich Beton für Überprofil	nur theoretische Betonkubatur

Bild 4

Bild 5



Schnitt durch normales System

- 1 Fels
- 2 Spritzbeton mit Mittel 21 cm
- 3 Spritzbetonausgleichsschicht (Welligkeitsausgleich)
- 4 Abdichtung z.B. System 212
- 5 Verkleidungsbeton 40 cm stark und Überprofilbeton
- 6 Schalung (Dreidimensional)

System Valplast

- 1 Fels
- 2 Spritzbeton mit Mittel 21 cm
- 3 Kieshinterfüllung (Überprofilbereich)
- 4 Abdichtung System 620/21
- 5 Spritzbeton in div. Lagen 40 cm stark in der Kalotte, Verkleidungsbeton 40 cm stark im Parament
- 6 Nachbehandeln der Spritzbetonfläche in der Kalotte

2. Arbeitsablauf schematisch

Bild 6/1: Schnitt durch Spurwechselkaverne

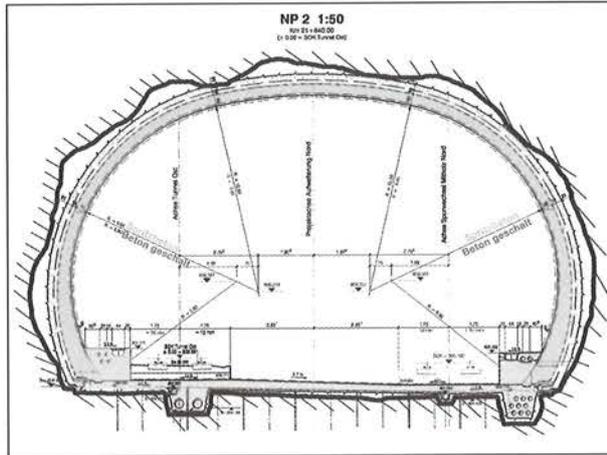


Bild 6/2: Montage der Gitterträger als Hilfskonstruktion für Isolation und Splitt hinterfüllung

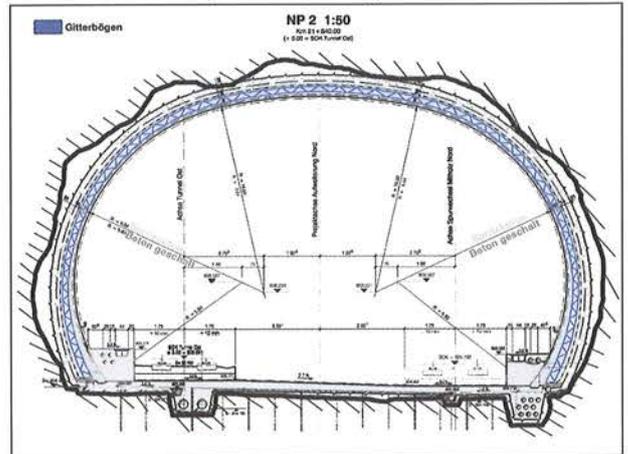


Bild 6/3: Verlegen der Isolation. Bildet mit dem Gitterträger und Kieshinterfüllung zusammen das Alptransit zugelassene System 620/21

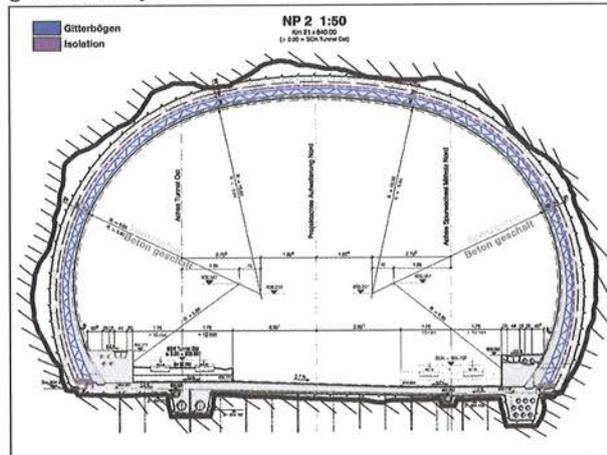


Bild 6/4: Einfüllen Splitt 1. Etappe Parament

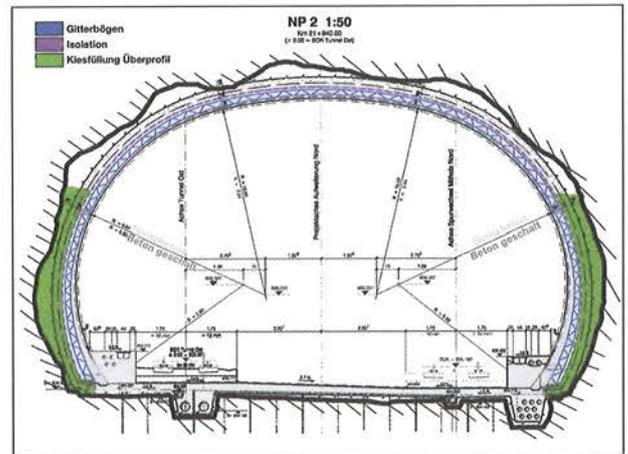


Bild 6/5: Betonieren Parament (Regelprofil)

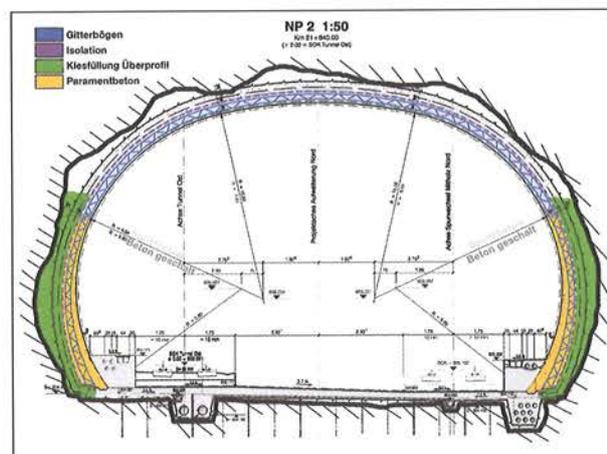


Bild 6/6: Einfüllen Splitt 2. Etappe Gewölbe

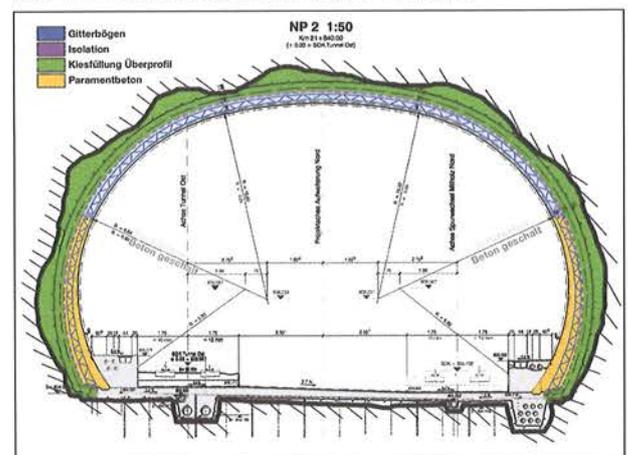
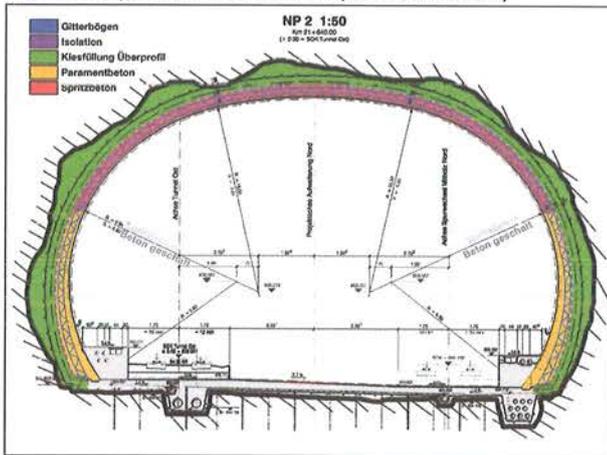


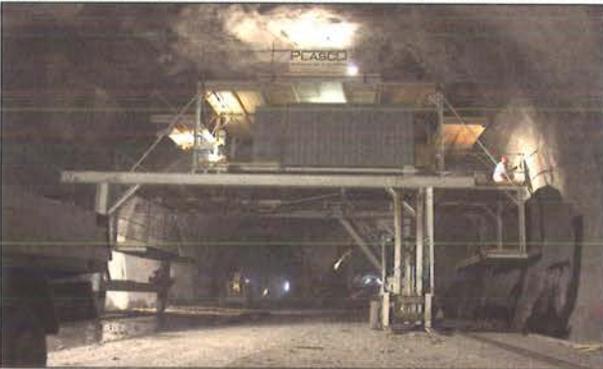
Bild 6/7: Spritzbeton Gewölbe (Variables Profil)



3. Ausführung

Für die Ausführung war ein Arbeitsgerüst notwendig, das sich dem variablen Tunnelquerschnitt anpassen konnte. Dazu wurden beidseitig dem Hauptgerüstbock ausfahrbare seitliche Konsolen montiert. Dieses Gerüst gewährleistete auch immer eine freie Durchfahrt.

Bild 7: Fahrbares Gerüst mit seitlich ausfahrbaren Konsolen

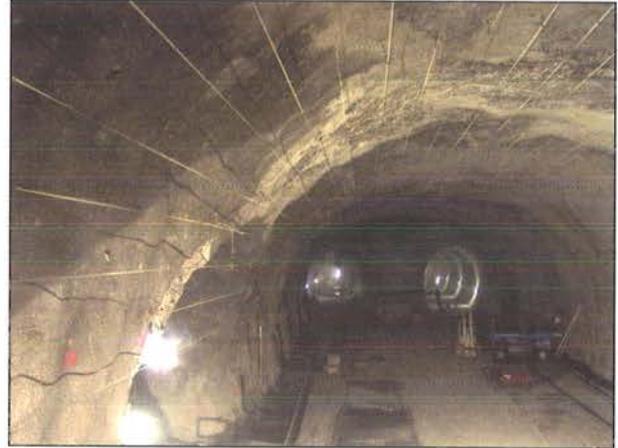


Damit die 3-Gurtgitterbögen, die als Stützelemente für die Isolation und das überprofilfüllende Kies dienen, genau verlegt werden können, wurden vorgängig alle 15 m radial Hilfsanker mit Ösen versetzt. Diese Ösen wurden cm genau auf die theoretische Ausbruchlinie eingemessen. Anschließend wurden durch diese Ösen Spannbänder gezogen.

Bild 8: Anker mit Ösen. Die vorstehende Ankerlänge entspricht dem effektiven Überprofil.



Bild 9: Ansicht der Spurwechselkaverne mit den durch die Ösen gezogenen Spannbändern.



Auf diese Bänder, die genau der dreidimensionalen Form der Spurwechselaufweitung entsprachen, wurde etappenweise mit dem Klettverfahren die Dichtungsbahn verlegt. Anschließend konnten die Bogenelemente der Stützkonstruktion montiert werden. Beim kleinsten Querschnitt brauchte es 4 Bogenelemente, beim grössten 6 Bogenelemente.

Bild 10: Verlegte 1. Dichtungsbahn auf die Spannbänder und Stellen der 1. Gitterbogenelemente

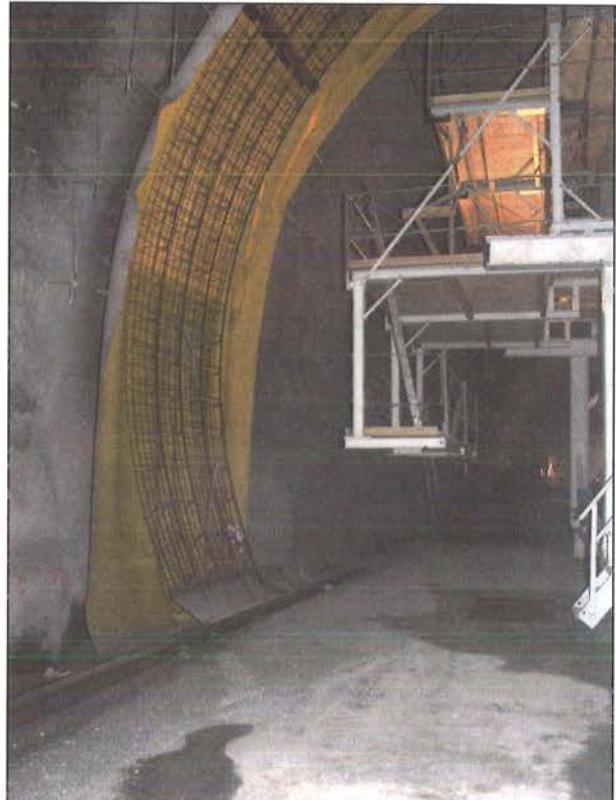


Bild 11: Ansicht der Dichtungsbahn- und Gitterbogenmontage



Die 3-Gurtgitterbogen mussten infolge der grossen Spannweite (flaches Gewölbe und der Kiesauflast) gemäss statischer Berechnungen, in den Fels verankert werden.

Dabei wurde für das Gewölbe mit einer statischen Auflast von 1 m Kieslast = 1.6 t/m^2 und 15 cm noch nicht selbsttragenden Spritzbeton = 0.36 t/m^2 , d.h. Total $1.96/\text{m}^2$ gerechnet.

Bild 12: Detail Verankerung Gitterbogen



Nachdem ca. 1/3 der Gitterbogen montiert war, konnte mit der Kieshinterfüllung der Paramente begonnen werden. Diese Kieshinterfüllung geschah über ein Umschlag-silo mit anschliessendem Steilförderband, von wo das Kies in einen Trichter gelangte und seitwärts mit Schneckenförderer in das Parament eingefüllt wurde. Versuche haben ergeben, dass das hinterfüllte Kies während dem Einfüllen vibriert werden muss, damit eine satte Hinterfüllung entsteht.

Bild 13: Hohlraum Überprofil zwischen Fels und Abdichtung. Die Abdichtungsfolie wird noch mit einem Vlies geschützt.

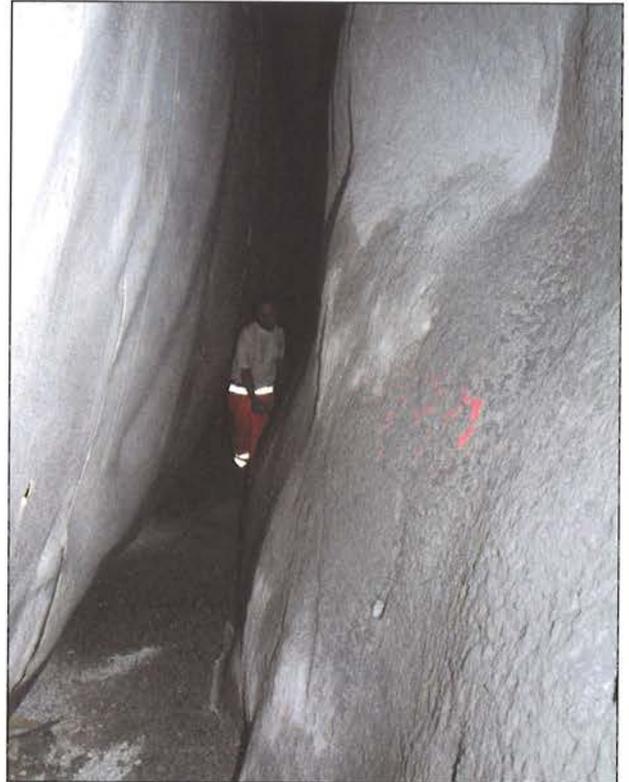


Bild 14: Installationseinrichtung für das Einbringen von Kies seitlich in die Paramente

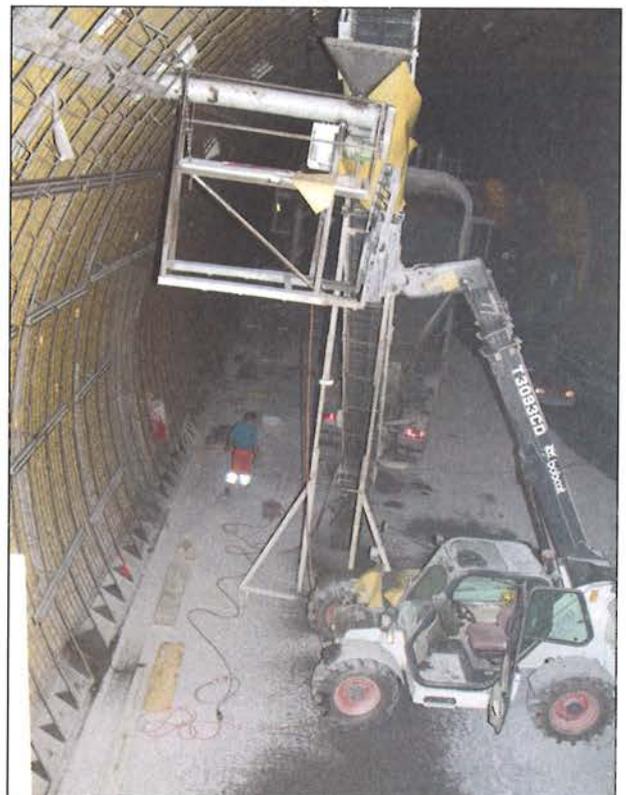


Bild 15: Vibrator zum Verdichten der Kieshinterfüllung

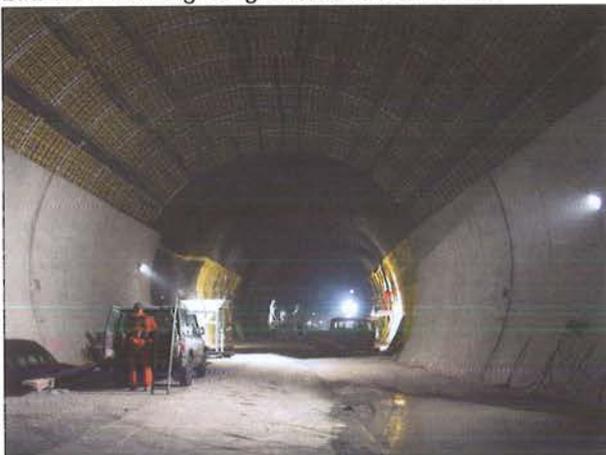


Anschliessend wurden mit einer Paramentschalung links und rechts die Paramente betoniert.

Bild 16: Paramentschalung



Bild 17: Beidseitig fertig betonierte Paramente



Das Füllen des Überprofils in der Kalotte mit Kies gab zu einigen Diskussionen Anlass. Es gab Befürchtungen, dass trotz allen statischen Berechnungen die Verankerungen oder Gitterträger Deformationen erleiden können. Darauf wurde beschlossen, allfällige Deformationen zu überwachen, in dem man vorgängig Messmarken ver-

setzte, welche während dem Füllen der Kalotte laufend kontrolliert wurden.

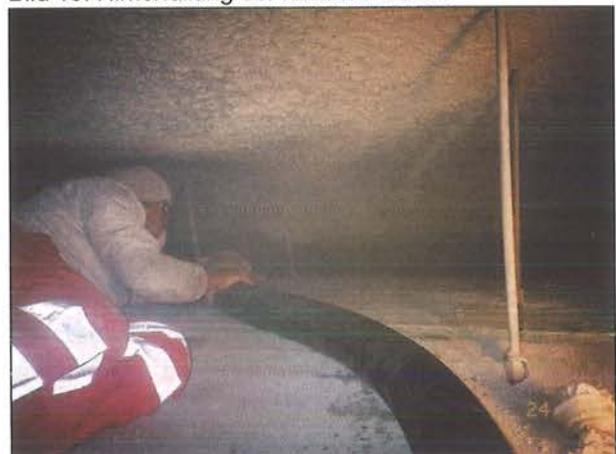
Bild 18: Kalotte mit Messpunkten während dem Einfüllen des Kies. Die gemessenen Verformungen lagen alle unter 10 mm.



Das Kies 4–8 mm wurde mit einer Universalbetonpumpe mit 1,5 bar Druck in den Firstbereich eingblasen. Die Förderleistung betrug 20 m³ pro Std.

Auch die Gewährleistung einer satten Hinterfüllung der Kalotte wurde unter den Projektbeteiligten diskutiert. Für die Kontrolle wurden dann einige Kontrollrohre montiert, welche nach dem Füllen der Kalotte mit Kies gezogen wurden. Sobald Kies durch das Kontrollrohr kam, konnte man die Hohlraumgrösse feststellen. Diese Kontrollmethode hatte sich gut bewährt. Kam doch überall bereits nach 1–3 cm Kies, was auf eine sehr gute Hinterfüllung hinwies.

Bild 19: Hinterfüllung der Kalotte mit Kies



Am Schluss wurde die Kalotte in mehreren Schichten von total 42 cm Stärke in Spritzbeton erstellt. Die erste Schicht wurde mit einem Spritzbeton 0–4 mm mit 520 kg Zement/m³, 50 mm stark aufgetragen. Anschliessend folgten 4 Schichten alle 80 mm stark mit Spritzbeton 0–8 mm und 420 kg Zement/m³. Darauf wurde profilge-

nau ein Armierungsnetz 150/150/12/8 mm verlegt. Als letzte Schicht wurde ein Spritzbeton 0–4 mm mit 420 kg Zement/m³ 50 mm aufgetragen. Die Spritzbetonoberfläche wurde am Schluss mit Wasserhochdruck von losen Sandkörnern und Schmutz gereinigt.

Bild 20: Rechts Kontrollrohr zum Feststellen der satten Hinterfüllung



4. Fazit

Die Ausführung der Spurwechsellaufweitung Mitholz Nord nach dieser neuen Baumethode war ein voller Erfolg.

- Es konnte auf diesem Lösungsweg die vom Bauherrn geforderte Profilgenauigkeit des Innenausbaus in der Spurwechselkaverne erstellt werden.
- Mit der oben vorgestellten Verlegeinstallation war jederzeit die Durchfahrt für die Baustellenfahrzeuge gewährleistet. Dies wäre bei einer in Schalbeton ausgeführten Verkleidung nicht möglich gewesen.

- Die Qualität der Abdichtung wurde mit der losen Verlegung auf die profilgenau versetzte Stützkonstruktion verbessert. Es entstanden keine Falten und es sind keine Spickelungen der Dichtungsbahn für den untergrundnahen Einbau erforderlich gewesen.
- Mit der Füllung des Überprofils mit überschüssigem Kies 4–8 mm konnten gleichzeitig mehrere Ziele erreicht werden:
 - Verwerten von überschüssigem Kies. Es wurden total 2'290 t = 1'685 m³ Kies an Stelle von Überprofilbeton eingebaut. Diese Menge entspricht einer durchschnittlichen Schichtdicke von 67 cm.
 - Die Verwendung von überschüssigem Kies aus der Produktion von Betonzuschlagstoffen trägt wesentlich zur Wirtschaftlichkeit der Variante Valplast bei, an Stelle einer Ausführung der gesamten Kaverne in Schalbeton.
 - Der mit Kies gefüllte Hohlraum zwischen Untergrund und Abdichtung ergibt einen ausgezeichneten Drainagekörper rund um die Spurwechselkaverne.
- Die Erstellung eines Spritzbetongewölbes an Stelle eines in Schalbeton erstellten Gewölbes ergab höhere Kosten pro m³ Spritzbeton gegenüber einem m³ Schalbeton. Grosse Kostenersparnisse ergaben sich aber wieder durch den Wegfall einer sehr teuren dreidimensionalen Gewölbeschalung.

5. Ausblick

Im Herbst 2005 wird auch die Spurwechselkaverne Mitholz Süd in der gleichen Ausführung erstellt.

Der komplexe Übergang von der Baulüftung, Ausrüstungslüftung zur Lüftung für den Betriebszustand

Christoph Rudin, Dipl. Physiker, El.-Ing. HTL; HBI Haerter AG Beratende Ingenieure, Bern
Bernard Crausaz, Dipl. Maschinen-Ing. ETHL; BG Bonnard & Gardel AG, Lausanne

1. Einleitung

Um während der verschiedenen Erstellungsphasen des Lötschberg-Basistunnels (LBT) bis zur Betriebsaufnahme des Tunnels die klimatischen-, lufthygienischen- und sicherheitsrelevanten Anforderungen im Tunnelsystem einhalten zu können, wird in den jeweiligen Phasen eine Tunnellüftung und allenfalls eine Tunnelkühlung erforderlich. An die Einrichtungen zur Belüftung und Kühlung des Tunnels werden in den jeweiligen Phasen unterschiedliche Anforderungen gestellt. Das hat zur Folge, dass die Tunnellüftung und Kühlung entsprechend den Anforderungen für jede Phase angepasst, geplant und ausgeführt werden muss. Aufgrund der etappierten Übergänge muss auch die Tunnellüftung (nachfolgend schliesst der Begriff «Lüftung» auch allfällige Massnahmen zur aktiven Kühlung mit ein) entsprechend schrittweise im Tunnel realisiert und in Betrieb genommen werden. Insbesondere während der Übergangsphasen muss sichergestellt werden, dass eine unterbrechungsfreie Belüftung möglichst ohne gravierende Behinderungen der Bau- und Ausrüstungsarbeiten erfolgen kann. Dazu sind umfangreiche Koordinationsarbeiten von allen Beteiligten erforderlich. Der vorliegende Artikel vermittelt einen Überblick über die wesentlichen Lüftungsphasen und die Anforderungen an die Lüftung in den jeweiligen Phasen. Die detaillierte Darstellung bezieht sich auf die Übergänge von der Baulüftung zur Ausrüstungslüftung und zur Lüftung für den definitiven Betriebszustand.

2. Die Ausführungsphasen des LBT

2.1 Definition und Beschreibung der wesentlichen Vorgänge

Die Bauphase umfasst den Ausbruch, den Gewölbe- und Sohlensausbau, den Einbau der Bankette, des Entwässerungssystems und die Erstellung weiterer Infrastrukturbauten. An den Bauarbeiten sind die ARGE SATCO, ARGE FERDEN und ARGE MATRANS beteiligt.

Die Ausrüstungsphase umfasst die Fabrikation, Montage und die Inbetriebnahme der bahntechnischen Ausrüstung. Die meisten an den Ausführungsarbeiten beteiligten Unternehmungen sind dem Totalunternehmer ARGE Bahntechnik Lötschberg (TU ABL) unterstellt. Dieser koordiniert unter anderem die bahntechnischen Bereiche Fahrbahn, Fahrleitung, Nieder- und Hochspannungsanlagen, Datentelekommunikation, Tunnellüftung, mechanische Ausrüstungen, Sicherheitsanlagen, Container, Bauprovisorien und koordiniert die Einbauarbeiten im Tunnel. Weitere TU's bearbeiten das Tunnelleitsystem und Spezialanlagen. Die Ausführung der Sicherungsanlagen erfolgt unter Federführung der SBB.

Die Inbetriebsetzungsphase und die anschliessende Phase der Betriebserprobung umfasst die Prüfungen, Abnahmen, Integration der bahntechnischen Einrichtungen, die Versuchsfahrten, den Probebetrieb und den reduzierten kommerziellen Betrieb. An diesen Phasen sind die TU's, die BLS AT, die SBB und die BLS AG beteiligt.

Die definitive Betriebsphase beginnt mit dem Fahrplanwechsel 2007. Der LBT wird anschliessend durch die BLS AG betrieben.

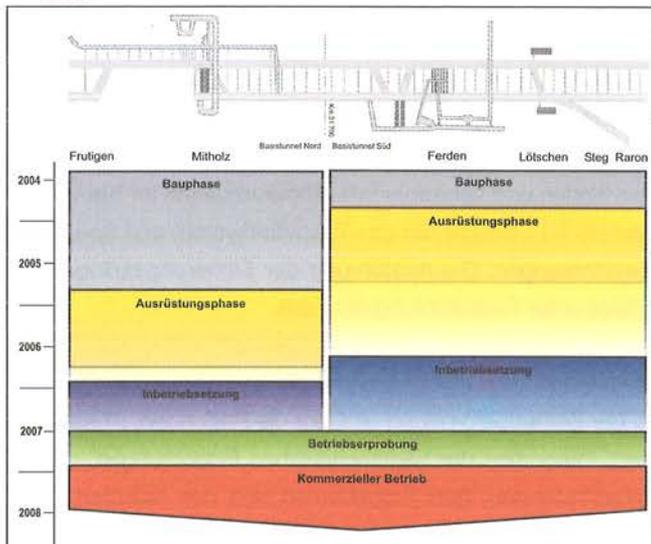
2.2 Der zeitliche Ablauf der Ausführungsphasen

Mit den Bauarbeiten der Hauptvortriebe im LBT wurde im Anschluss an die FinÖV Abstimmung 1999 begonnen. Die Abschlussarbeiten des Baus im Bahntunnel dauern im Südabschnitt bis zum 3. Quartal 2005 und im Nordabschnitt bis zum 3. Quartal 2006 (vgl. Bild 1).

Die Ausrüstungsarbeiten im Südabschnitt haben bereits Ende 2004 parallel zu den Abschlussarbeiten des Baus begonnen. Die Ausrüstungsarbeiten im Nordabschnitt beginnen im Herbst 2005, während der Abschlussarbeiten des Baus. Die Ausrüstungsphase dauert im Südabschnitt bis Mitte 2006 und im Nordabschnitt bis Ende 2006. Die Ausrüstungsarbeiten beginnen in den abschnittsweise vom Bau übergebenen Tunnelabschnitten.

Nach Abschluss der Ausrüstungsarbeiten beginnt Ende 2006 abschnittsweise die Inbetriebsetzung der bahntechnischen Einrichtungen im Tunnel. In einer ersten Etappe erfolgt die Inbetriebsetzung der bahntechnischen Einrichtungen im Südabschnitt. Anschliessend erfolgt stufenweise eine Integration und Inbetriebsetzung der bahntechnischen Einrichtungen im mittleren und im nördlichen Tunnelabschnitt. Die Inbetriebsetzungsphase dauert bis Mai 2007. Anschliessend beginnt die BLS AG mit der Betriebserprobung. Die Aufnahme des kommerziellen Betriebs durch die BLS AG erfolgt Dezember 2007.

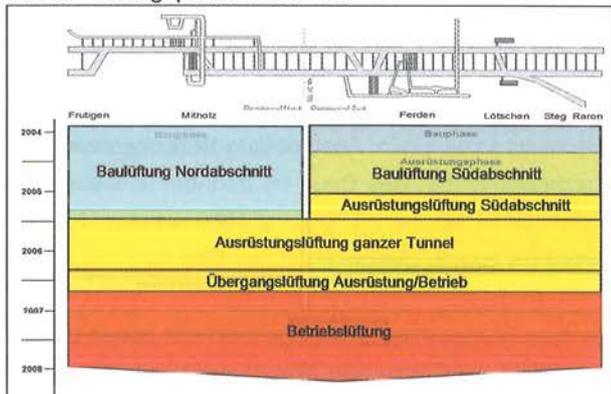
Bild 1: Phasen von der Bau- bis zur Betriebsphase des LBT



3. Die Lüftungsphasen der Ausführungsphasen

Die einzelnen Lüftungsphasen bei der Erstellung des LBT sind in der Abbildung 2 dargestellt.

Bild 2: Lüftungsphasen des LBT



Auch nach dem Durchstich anfangs 2005 wird der Nord- und der Südabschnitt durch zwei separate Lüftungssysteme belüftet. Die Baulüftung im Südabschnitt, unter der Verantwortung der ARGE FERDEN bleibt bis Ende Oktober 2005 in Betrieb. Die Lüftung hat ab Ende 2004 auch

den Anforderungen der Ausrüstung Rechnung zu tragen, die mit der Ausrüstung der Querschläge und dem Einbau der Fahrbahn im Tunnel West beginnt. Die Baulüftung im Nordabschnitt unter der Verantwortung der ARGE SATCO bleibt bis Ende 2005 in Betrieb. Auch hier hat die Lüftung zusätzlich den Anforderungen der Ausrüstung Rechnung zu tragen, die Ende 2005 mit der Ausrüstung der Querverbindungen und dem Einbau der Fahrbahn im Tunnel Ost beginnt.

Ende Oktober 2005 erfolgt im Südabschnitt ein Wechsel von der Baulüftung auf die Ausrüstungslüftung unter Verantwortung des TU ABL. Dieser vorzeitige Wechsel im Südabschnitt wird erforderlich, weil durch die Baulüftung eine zunehmende Behinderung der Ausrüstungstätigkeiten erfolgt und weil durch die Einbautätigkeiten ein erhöhter Lüftungsbedarf besteht.

Ende 2005 erfolgt die Demontage der Baulüftung im Nordabschnitt. Der Betrieb der Ausrüstungslüftung wird auf den ganzen Tunnel ausgedehnt und bleibt bis November 2006 in Betrieb.

Zwischen November 2006 und Februar 2007, während der Inbetriebsetzungsphase, wird der gesamte Tunnel durch eine Übergangslüftung belüftet.

Ab Februar 2007, kurz vor Abschluss der Inbetriebsetzungsphase, wird die definitive Betriebslüftung in Betrieb genommen.

4. Die Notwendigkeit einer Tunnellüftung

Die Notwendigkeit einer Tunnellüftung in den Ausführungs- und in der Betriebsphase wird anhand der nachfolgenden Beispiele beschrieben:

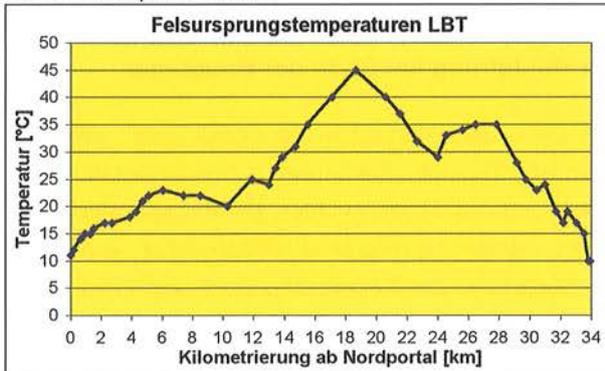
- Der Lötschberg-Basistunnel weist im Endzustand Tunnelabschnitte mit einer Gesamtlänge von ca. 80 km auf. Diese Abschnitte müssen aus klimatischen – und lufthygienischen Gründen belüftet werden (Eintragung von Feuchtigkeit und Abwärme, vgl. Bild 3).



Bild 3: Einspurige Bahntunnelröhre nach dem Einbau der Fahrbahn und der Geleise

- Aufgrund der stellenweise hohen Felsursprungstemperaturen entlang der Tunneltrasse von bis zu 45 °C erfolgt in der Regel eine natürliche Erwärmung der Tunnelluft (vgl. Bild 4).

Bild 4: Prognostiziertes Profil der Felsursprungstemperatur entlang der Tunneltrasse vom Nordportal Frutigen bis zum Südportal Raron



- Im Nordabschnitt des LBT gibt es vereinzelt Bereiche mit Methangasvorkommen. Ohne Lüftung kann die Gefahr einer Gasexplosion nicht ausgeschlossen werden (vgl. Bild 5).
- Durch eingesetzte Baumaschinen und Transportfahrzeuge entstehenden Abgase und Abwärme (vgl. Bild 6)



Bild 6: Eingesetzte Baumaschinen unter Tage

- Durch Inbetriebnahme bahntechnischer Einrichtungen im Tunnel fällt zusätzlich Abwärme an (vgl. Bild 7).



Bild 7: Bahntechnische Einrichtungen (Transformatoren) in den Querschlägen entlang des Bahntunnels

- Die durch den Tunnel fahrenden Züge führen aufgrund der Dissipation der gebrauchten Traktionsleistung zu einer Erwärmung der Tunnelluft (vgl. Bild 8).



Bild 8: Reisezug

- Die im Tunnel während der Ausführungs- und Betriebsphase beschäftigten Personen müssen ausreichend mit Frischluft versorgt werden (vgl. Bild 9).



Bild 9: Unterhaltspersonal

- Durch die eingesetzten Baumaschinen und die technischen Einrichtungen im Tunnel steigt auch das Risiko eines Brandereignisses (vgl. Bild 10).



Bild 10: Brandschaden an einem Schaltschrank

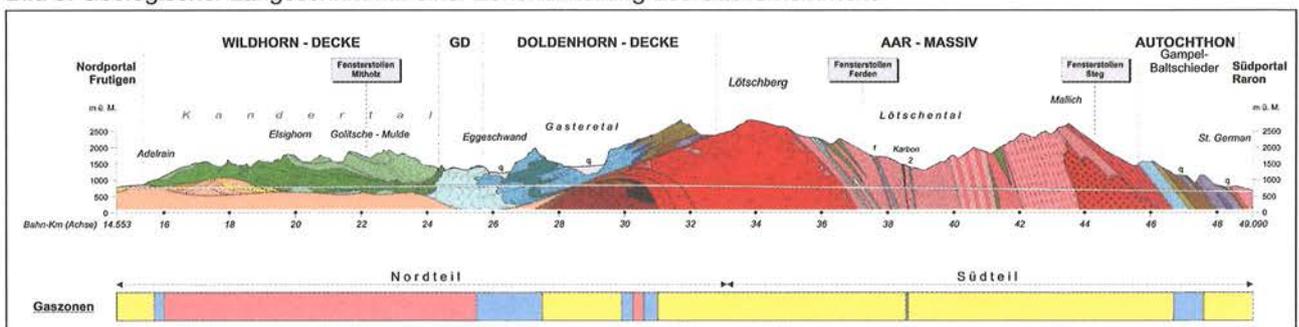
5. Anforderungen an die Tunnellüftung

5.1 Anforderungen an die Tunnellüftung in der Bau- und Ausrüstungsphase

Es gelten die folgenden spezifischen Anforderungen:

- Klimatisch günstige Bedingungen müssen in allen Arbeitsbereichen sichergestellt werden.
- Das Lüftungssystem muss mit der Vortriebslänge erweiterbar sein.

Bild 5: Geologischer Längsschnitt mit einer Zoneneinteilung des Gasvorkommens



- Das Lüftungssystem ist nur über eine begrenzte Zeitdauer in Betrieb. Dieser Tatbestand ist bei den Investitionskosten entsprechend zu berücksichtigen.
- Eine Behinderung der Ausführungsarbeiten im Tunnel durch die Lüftungseinrichtungen ist möglichst zu vermeiden.
- Beim Übergang der Lüftungsphasen darf keine Unterbrechung der Tunnelbelüftung stattfinden.
- Falls die Tunnellüftung zur Wärmeabfuhr alleine nicht ausreicht, müssen zusätzlich Kühleinrichtungen vorgesehen werden.
- Bei einem Tunnelbrandereignis muss der Personen- und Sachschaden begrenzt bleiben.

5.2 Anforderungen an die Tunnellüftung in der Betriebsphase

Es gelten die folgenden spezifischen Anforderungen:

- Klimatisch günstiger Betriebsbedingungen müssen im Tunnel sichergestellt werden.
- Die Tunnellüftung muss über viele Jahre funktionsfähig bleiben. Die Anlage muss eine hohe Qualität aufweisen.
- Die Lüftung muss einfach betrieben und unterhalten werden können.
- Die Arbeitsschutzbestimmungen bei Unterhaltsarbeiten sind zu gewährleisten.
- Bei einem Tunnelbrandereignis ist insbesondere der Personenschutz zu gewährleisten.

6. Lüftungskonzepte

Das folgende Kapitel vermittelt einen Überblick über die einzelnen Lüftungsmassnahmen und die wesentlichen lüftungstechnischen Einrichtungen der Bau-, Ausrüstungs- und Betriebslüftung.

6.1 Baulüftung am Ende der Bauphase

Am Ende der eigentlichen Bauphase (nach erfolgtem Durchstich) erfolgt weiterhin eine getrennte Belüftung des Nord- und des Südabschnittes. Die beiden Lüftungssysteme werden mit Hilfe einer provisorischen Trennwand ca. in der Mitte des Tunnels entkoppelt (siehe Bild 11).

Bei beiden Lüftungssystemen wird die Frischluft über die Zugangsstollen Mitholz und Ferden möglichst gezielt mit Hilfe von Ventilatoren auf die zu belüftenden Tunnelabschnitte geführt. Zur Luftverteilung werden Lutten und Schleusentore im Tunnel eingesetzt.

Die nachfolgenden Bilder 12 bis 14 vermitteln einen Eindruck über einzelne Einrichtungen der Baulüftung.

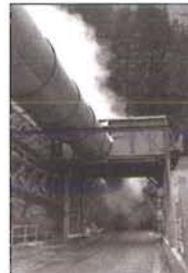
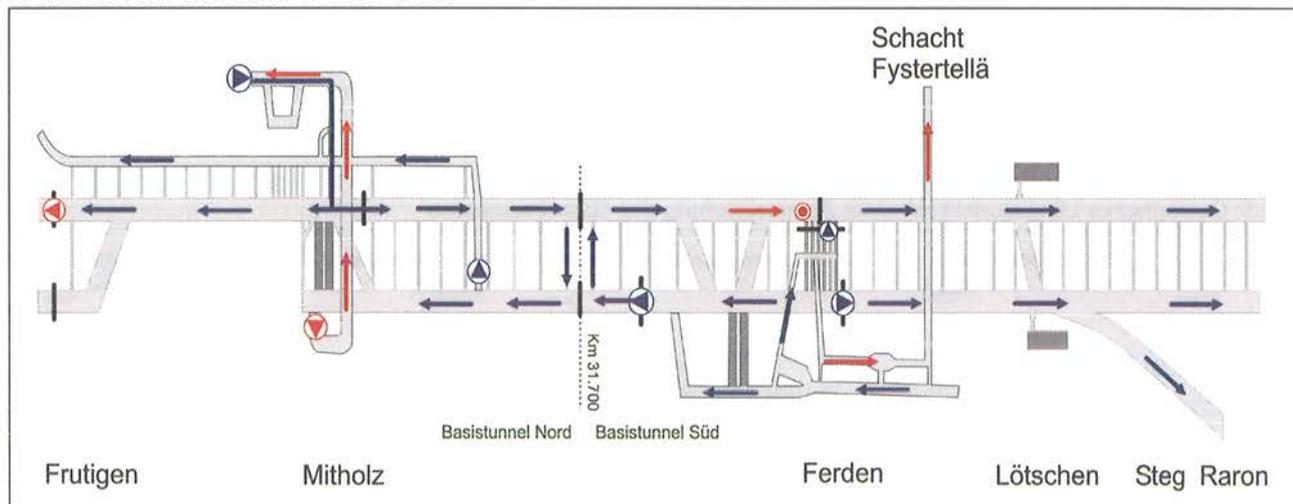


Bild 12: Der Zuluftventilator und ausströmende Abluft im Portalbereich Mitholz

Bild 11: Lüftungsschema der getrennten Baulüftung für den Nord- und Südabschnitt am Ende der Bauphase. Die aerodynamische Entkopplung der beiden Lüftungssysteme erfolgt ca. in der Mitte des Tunnels mit Hilfe einer provisorischen Trennwand im Bahntunnel Ost und West.



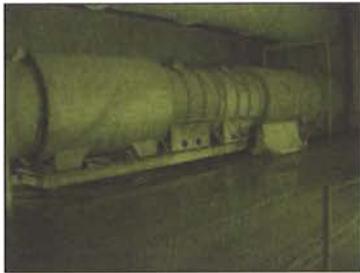
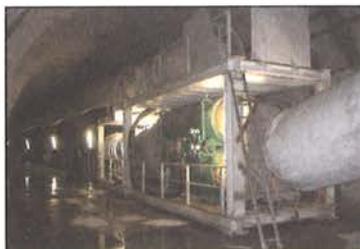


Bild 13: Einer der beiden Zuluftventilatoren im Fusspunkt Ferden im Tunnel West



Bild 14: Kühleinrichtungen im Fusspunkt Ferden bestehend aus einem System von Wasserleitungen im Abluftstollen Fystertellä (Bild oben) und Kühlaggregate an den kritischen Stellen im Tunnel Ost und West zur zusätzlichen Kühlung der Tunnelluft (Bild unten)



6.2 Ausrüstungslüftung

Die erste Phase der Ausrüstungslüftung beginnt im Südabschnitt mit der Umstellung von der Bau- auf die Ausrüstungslüftung, während im Nordabschnitt der Tunnel noch durch die Lüftung des Baus belüftet wird.

Nachdem auch im Nordabschnitt von der Bau- auf die Ausrüstungslüftung umgestellt werden kann, erfolgt eine Belüftung des gesamten Tunnels durch die Ausrüstungslüftung (vgl. Bild 15).

Aufgrund einzelner Verzögerungen bei der Übergabe von Tunnelabschnitten an die Ausrüstung und der damit verkürzten Einsatzdauer der Ausrüstungslüftung, wurde vom Bahntechnikbereich Lüftung des TU ABL vorgeschlagen, die ursprünglich vorgesehene Ausrüstungslüftung durch eine optimierte, flexiblere und reduzierte Variante einer Ausrüstungslüftung zu ersetzen.

Das Kernstück der optimierten Ausrüstungslüftung bildet ein Abluftventilator in der Lüftungszentrale (LZ) Fystertellä (vgl. Bild 16). Es handelt sich dabei um einen vorzeitig in Betrieb genommenen Abluftventilator der definitiven Betriebslüftung. Über steuerbare Klappen in den Abluftöffnungen der NHS Ferden und zusätzlichen Bahntunnelorten erfolgt eine gezielte Belüftung der Tunnelabschnitte.



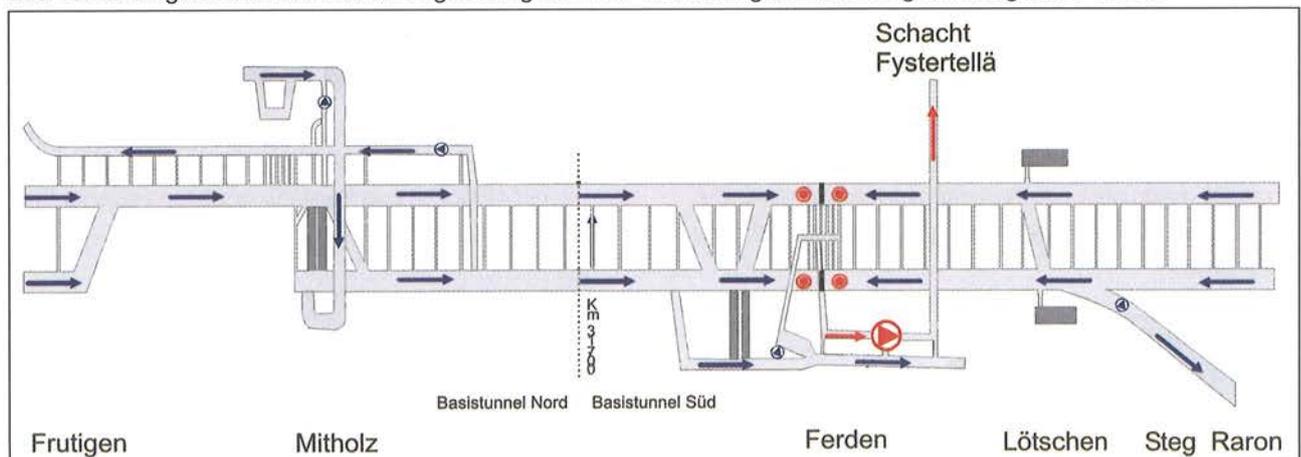
Bild 16: Abluftventilator Fystertellä der Betriebslüftung

Um eine ausreichende Kühlung der Tunnelabschnitte zu ermöglichen, wird durch Versprühen von Wasser an einzelnen Stellen im Tunnel der vorbeiströmenden Luft zusätzlich Wasser zugeführt (vgl. Bild 17).



Bild 17: Sprühdüsen zur Versprühung von Wasser im Tunnel

Bild 15: Lüftungsschema der Ausrüstungslüftung nach der Umstellung der Belüftung für den ganzen Tunnel



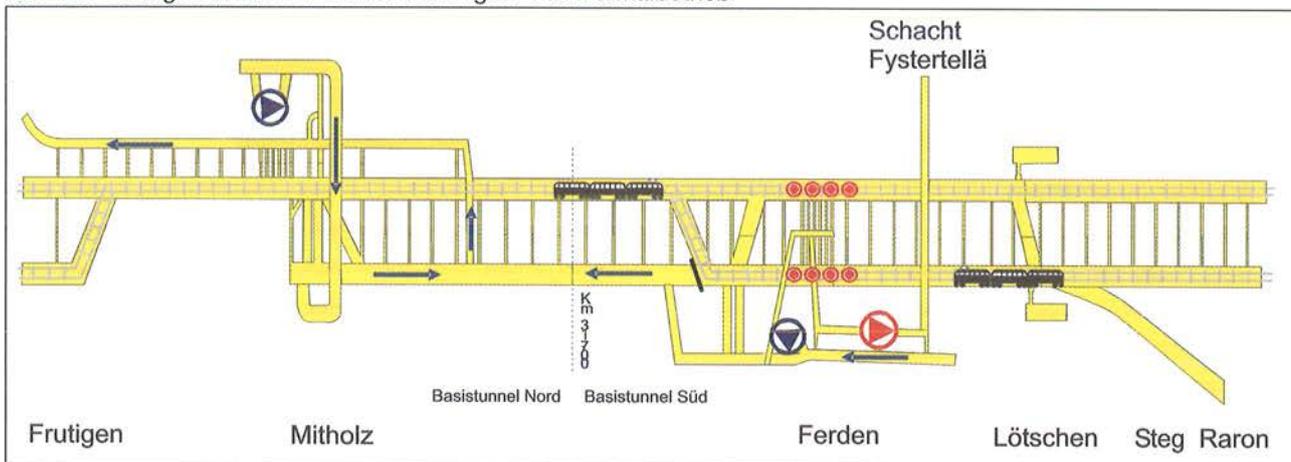
Mit kleineren Hilfsventilatoren in den Zugangsstollen Mitholz, Ferden und Steg sowie im Dienststollen Kandertal, erfolgt eine aktive Luftverteilung auf einzelne Tunneläste.

6.3 Betriebslüftung

Bei der Betriebslüftung werden 3 typische Betriebszustände unterschieden, den Normal-, Erhaltungs- und Ereignisbetrieb.

Im Normalbetrieb erfolgt eine dauernde, minimale Belüftung der nicht direkt von den Zügen durchfahrenen Tunnelabschnitte mit Hilfe der Zuluftventilatoren in der LZ Mitholz und LZ Ferden. Die Belüftung des Bahntunnelsystems erfolgt durch die Kolbenwirkung der fahrenden Züge im Tunnel (siehe Bild 18).

Bild 18: Lüftungsschema der Betriebslüftung für den Normalbetrieb



Mit Hilfe vorgegebener Lüftungsszenarien können für den Normalbetrieb sowie den Unterhalts- und den Ereignisfall die angestrebten Lüftungsziele im Tunnelsystem eingehalten werden. Auf eine ausführliche Beschreibung dieser Lüftungsszenarien wird an dieser Stelle verzichtet.

Die wesentlichen lüftungstechnischen Einrichtungen der Betriebslüftung sind:

- Die LZ Mitholz mit redundanten Zuluftventilatoren mit einer maximalen Fördermenge von je $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Nenndauerleistung pro Ventilator beträgt 850 kW (vgl. Bild 19).



Bild 19: Lüftungszentrale Mitholz (Luftkanal) kurz vor der Fertigstellung

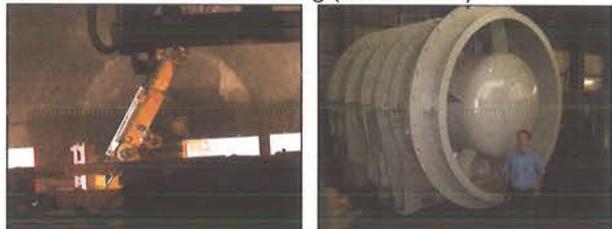
- Die LZ Ferden mit redundanten Zuluftventilatoren mit einer maximalen Fördermenge von je $200 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Nenndauerleistung pro Ventilator beträgt 570 kW (vgl. Bild 20).

Bild 20: Lüftungszentrale Ferden in der Rohbauphase (linkes Bild). Gehäuseteile der beiden Zuluftventilatoren in Ferden während der Fabrikation im Werk (rechtes Bild)



- Die LZ Fystertellä im Abluftkanal Fystertellä mit redundanten Abluftventilatoren mit einer maximalen Fördermenge von je $250 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Nenndauerleistung pro Ventilator beträgt $1'500 \text{ kW}$ (vgl. Bild 21).

Bild 21: Lüftungszentrale Fystertellä in der Rohbauphase (linkes Bild). Fertig fabrizierter Abluftventilator Fystertellä kurz vor der Auslieferung (rechtes Bild)



- Die NHS Ferden mit je 7 steuerbaren Abluftklappen in der NHS Ost und West zur gezielten Rauchabführung im Ereignisfall (vgl. Bild 22).



Bild 22: Abluftklappe der NHS Ferden während der Endmontage im Werk

7. Übergang der Lüftungsphasen

Im folgenden Kapitel werden die wesentlichen Abläufe während des Übergangs von der Baulüftung, Ausrüstungslüftung zur Lüftung für den Betriebszustand beschrieben.

7.1 Lüftung während des Übergangs von der Bau- zur Ausrüstungsphase und während der Umrüstungsphase

Ende 2004, gegen Ende des Bauvortriebs, findet wie bereits erwähnt eine getrennte Belüftung des Nord- und des Südabschnittes mit Hilfe von zwei Baulüftungen statt.

Es finden diverse Abschlussarbeiten des Baus im Tunnel statt. Damit der Einbau der Ausrüstungslüftung im Sommer 2005 beginnen kann, erfolgt eine rasche Fertigstellung der LZ Fystertellä durch den Rohbau.

Ab Frühjahr 2005 beginnt im Südabschnitt der TU ABL mit dem Einbau der Fahrbahn im Tunnel West bis zur NHS Ferden und ab Löttschen im Tunnel Ost bis nördlich der Verzweigung in Ferden.

Ab Sommer 2005 beginnt der TU ABL, parallel zum Baulüftungsbetrieb, mit dem Einbau der Ausrüstungslüftung und der Kühleinrichtung. Gleichzeitig werden im Südabschnitt die Ausrüstungsarbeiten im Tunnel West fortgesetzt. Anschliessend beginnen im Nordabschnitt die Ausrüstungsphase und der Einbau der Fahrbahn im Tunnel Ost ab Portal Frutigen.

Ab Oktober 2005 erfolgt im Südabschnitt die Demontage der Baulüftung, da diese sonst den weiteren Einbau der Ausrüstung behindern würde.

Mit der Demontage der Baulüftung im Südabschnitt erfolgt im Oktober 2005 die Inbetriebnahme der Ausrüstungslüftung im Südabschnitt unter der Verantwortung des TU ABL (vgl. Bild 23).

Nach der Inbetriebnahme der Ausrüstungslüftung im Südabschnitt werden in weiteren Tunnelabschnitten parallel zu den Rohbauarbeiten durch den TU ABL Hilfsventilatoren für den späteren Vollbetrieb der Ausrüstungslüftung eingebaut.

Die Abschlussarbeiten des Rohbaus und die Ausrüstungsarbeiten werden fortgesetzt.

Ende 2005 erfolgt im Nordabschnitt die Demontage der Baulüftung. Anfangs 2006 geht ohne Unterbrechung der Belüftung die Ausrüstungslüftung für den ganzen Tunnel in Betrieb (vgl. Bild 24).

7.2 Lüftung während der Inbetriebsetzungsphase

Der Einbau der Betriebslüfter in der LZ Mitholz und Ferden ist im Frühjahr/Sommer 2006 vorgesehen. Diese Lüfter sollen während der Inbetriebsetzungsphase von der BLS AT als Übergangslüftung betrieben werden, bevor die Betriebslüftung als Gesamtsystem in Betrieb genommen wird.

Ab Sommer 2006 beginnen im Süden die Inbetriebsetzungsphase und erste Versuchsfahrten mit Zügen. Ende

Bild 23: Lüftungsschema während des Übergangs von der Bau- zur Ausrüstungsphase (ca. Oktober 2005). Die Belüftung im Nordabschnitt erfolgt durch die Baulüftung und die Belüftung des Südabschnittes erfolgt durch die erste Realisierungsphase der Ausrüstungslüftung.

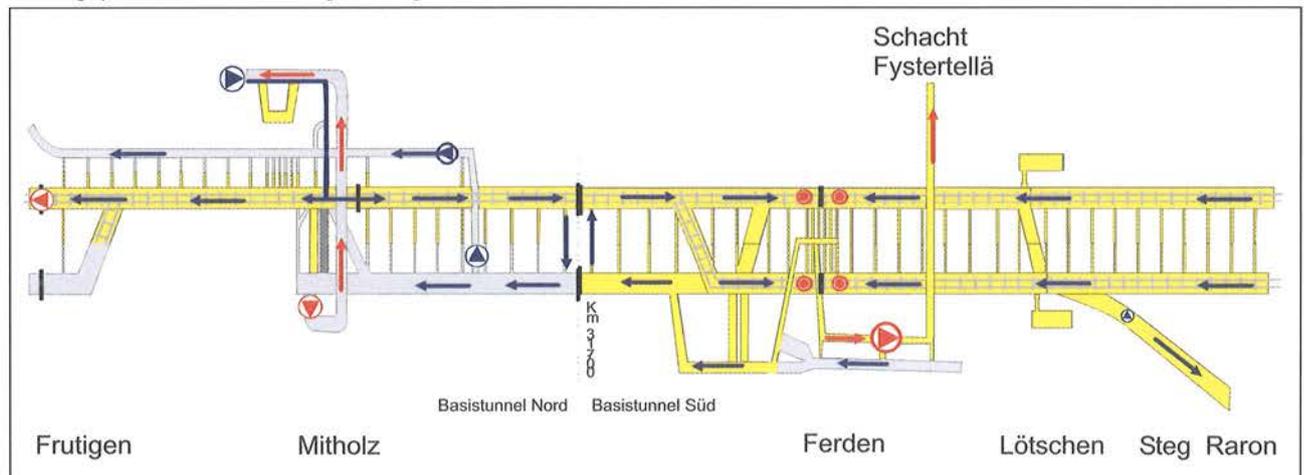
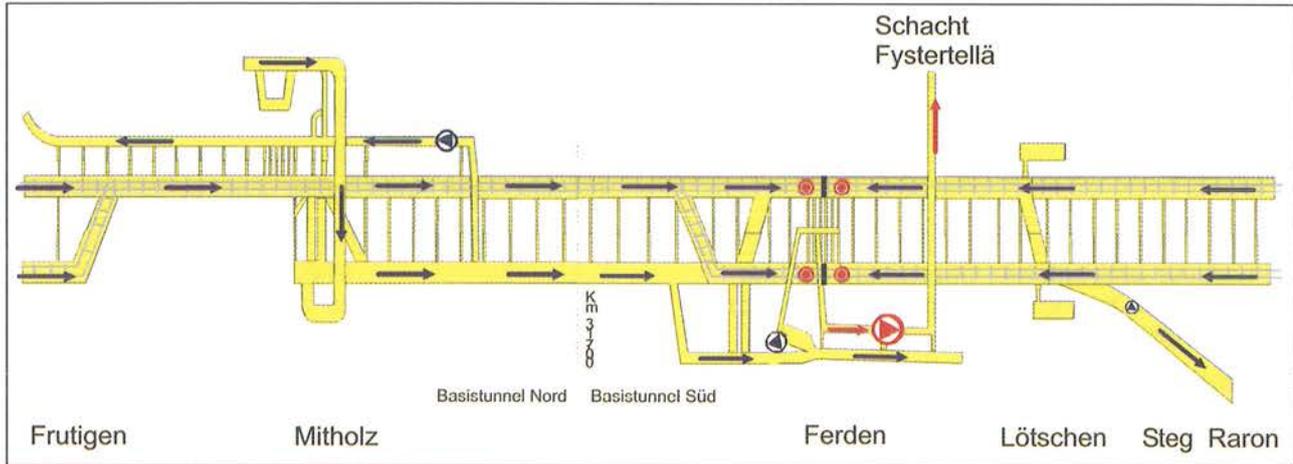


Bild 24: Lüftungsschema nach der Demontage der Baulüftung im Nordabschnitt und der Ausweitung der Ausrüstungslüftung auf den ganzen Tunnel (ab Januar 2006)



2006 sind im Nordabschnitt die Arbeiten des Rohbaus weitgehend abgeschlossen.

Die Ausrüstungsarbeiten im Tunnel West und Dienststollen Kandertal werden fortgesetzt. Ende 2006 sind die Ausrüstungsarbeiten und die Integration der bahntechnischen Einrichtungen im ganzen Tunnel weitgehend abgeschlossen.

Ende 2006 wird die Ausrüstungslüftung abgeschaltet. Für eine Zeitdauer von ca. 2 bis 3 Monaten erfolgt eine Belüftung des LBT durch die Übergangslüftung, bestehend aus den definitiven Betriebsventilatoren in den LZ Mitholz und Ferden.

Die provisorischen Lüftungseinrichtungen der Ausrüstungslüftung werden demontiert. Die für die Ausrüstungslüftung provisorisch in Betrieb genommenen Betriebslüftungseinrichtungen in der LZ Fystertellä werden zur definitiven Betriebslüftung umgebaut. Dazu gehört die

Erneuerung einzelner Komponenten der Lüftungseinrichtungen zur Wiederherstellung der Garantieansprüche.

Während dieser Zeit erfolgt eine minimale Durchlüftung des Bahntunnels durch die fahrenden Testzüge und eine Belüftung der nicht direkt mit den Zügen durchfahren Tunnelabschnitten mit Hilfe der Übergangslüftung (vgl. Bild 25).

7.3 Lüftung während der Betriebsphase

Ab Frühjahr 2007 kann die Betriebslüftung als Gesamtsystem in Betrieb genommen werden (vgl. Bild 26).

Ende Mai 2007 ist die Inbetriebsetzung des LBT weitgehend abgeschlossen. Anschliessend beginnt die Betriebsprobung in Verantwortung der BLS AG.

Der Fahrplanwechsel und die Aufnahme des kommerziellen Betriebs durch die BLS AG erfolgen im Dezember 2007.

Bild 25: Lüftungsschema kurz vor Ende der Inbetriebsetzungsphase der bahntechnischen Ausrüstung durch die BLS AT (ab Ende 2006)

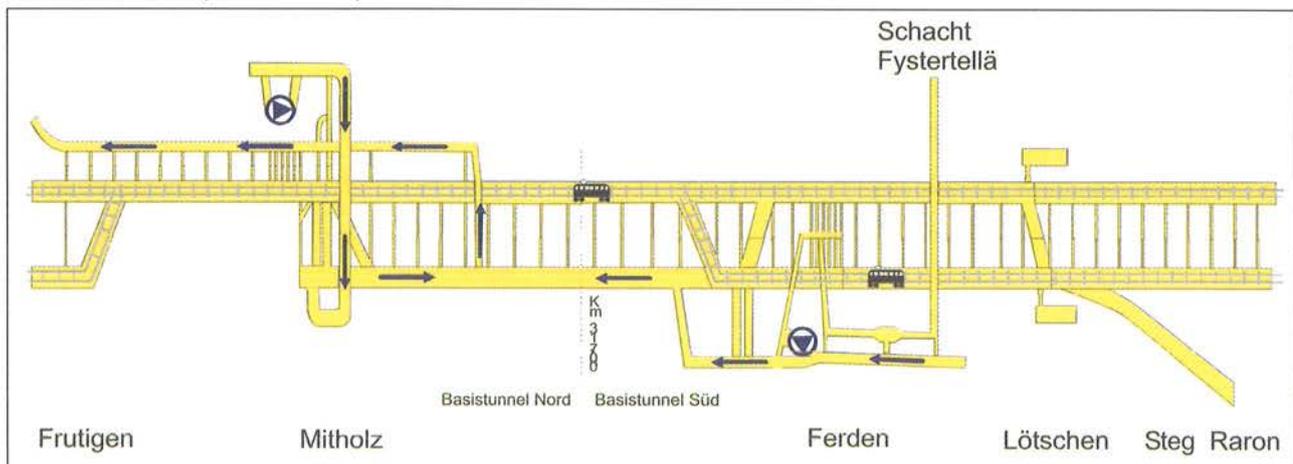
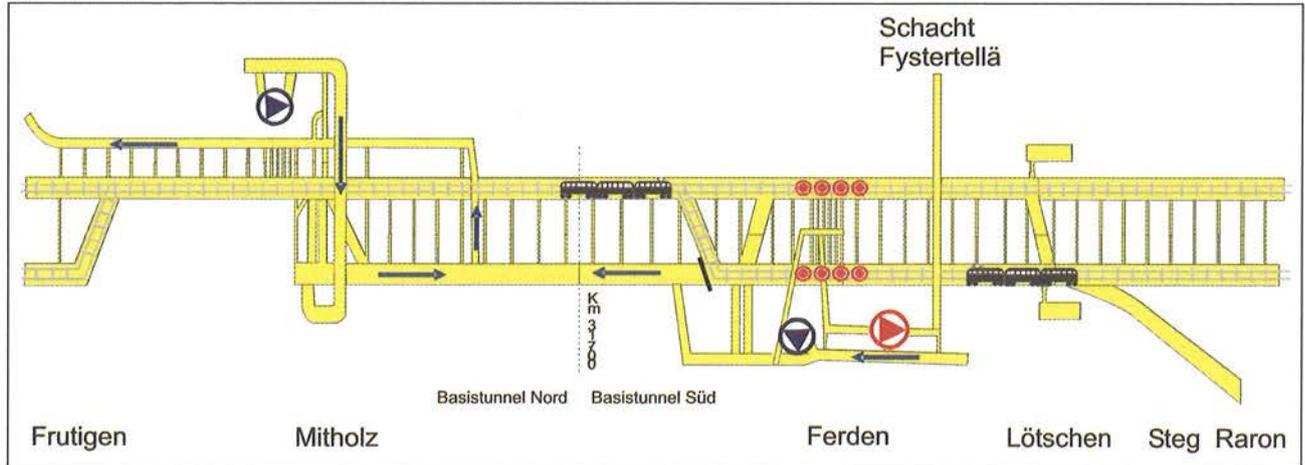


Bild 26: Lüftungsschema (Normalbetrieb) ab Beginn der Betriebserprobung durch die BLS AG (ab Mai 2007) und während der anschließenden Betriebsphase des LBT



8. Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse

Die wesentlichen Erkenntnisse aus den bisherigen Projektierungs- und Ausführungsarbeiten lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Eine klare Zuordnung der Verantwortlichkeiten für alle Orte und Zeiten zwischen den beteiligten Parteien für die Belüftung des Tunnels ist zwingend erforderlich.
- Aufgrund von Interessenkonflikten ist eine Koordination zwischen den beteiligten Unternehmungen des Rohbaus und der Ausrüstung und eine Begleitung der Ausführung durch die Bauherrschaft zwingend erforderlich.
- Aufgrund der schwierig terminierbaren Abläufe und der engen Platzverhältnisse im Tunnel kann eine Behinderung der Arbeiten durch die Bauprovisorien nicht immer vermieden werden.
- Durch eine vorgezogene Inbetriebnahme von Einrichtungen der Betriebslüftung und der mechanischen Ausrüstung in der Ausrüstungsphase anstelle einer separaten Ausrüstungslüftung können Kosten in der Höhe von mehreren Millionen eingespart werden. Durch entsprechende Erneuerungsarbeiten an den in Betrieb gestandenen Betriebseinrichtungen kann der hierdurch allenfalls gefährdete Garantieanspruch weitgehend wieder hergestellt werden.
- Bei der Planung der Tunnellüftung bestehen Planungsrisiken aufgrund vieler unsicherer Planungsparameter.
- Bei der Planung der Tunnellüftungseinrichtungen sind daher entsprechend ausreichende Leistungsreserven und allenfalls Lüftungstechnische Rückfallebenen vorzusehen.

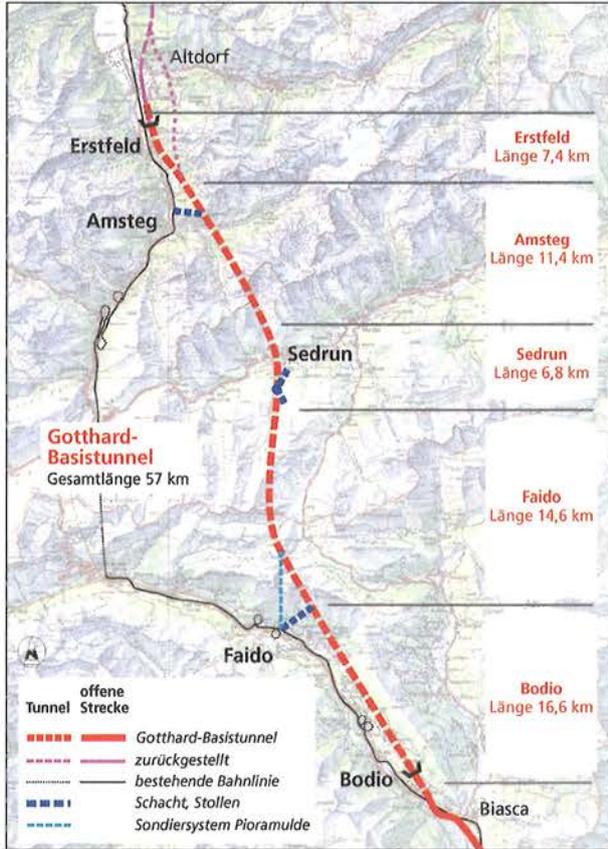
GOTTHARDACHSE

Stand Projekt

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

Der Gotthard-Basistunnel

Bild 1: Linienführung GBT



Der Gotthard-Basistunnel durchquert auf einer Länge von 57 km verschiedenste Gesteinsformationen der Alpen. Das Tunnelsystem besteht aus zwei einspurigen Röhren, die rund alle 300 Meter durch Querstellen verbunden sind. An den Drittelpunkten in Sedrun und Faido werden Multifunktionsstellen mit Spurwechseln und Nothaltestellen eingebaut. Um Bauzeit und Kosten zu optimieren, erfolgt der Vortrieb gleichzeitig in fünf Teilabschnitten mit unterschiedlicher Länge. Die Arbeiten kommen planmässig voran. Das Gesamtsystem mit einer Gesamtlänge von 153,4 km besteht aus Tunnelröhren, Schächten und Stollen. Davon sind per 30. Juni 2005 74,6 km oder 48,6 % ausgebrochen.

Stand der Arbeiten

Teilabschnitt Erstfeld und offene Strecke Rynächt–Altdorf
Die Arbeiten im Teilabschnitt Erstfeld begannen am 19. Juli 2004. Zurzeit wird in einer ersten Bauphase der Installationsplatz vorbereitet. Die Arbeiten für das Hauptlos (Los 151) werden diesen Sommer vergeben. Dieses umfasst den Bau von zwei einspurigen Tunnelröhren mit einer Gesamtlänge von 7,7 km und das unterirdische Verzweigungsbauwerk für die künftige Bergvariante. Der Beginn der eigentlichen Vortriebsarbeiten ist auf Ende 2006 vorgesehen.

Bild 3: Baustelle Erstfeld



Noch offen ist die genaue Linienführung nördlich des «Knickpunktes» bei km 98,2 zwischen Rynächt und dem Bahnhof Altdorf, insbesondere die Querung des Schächenbachs.

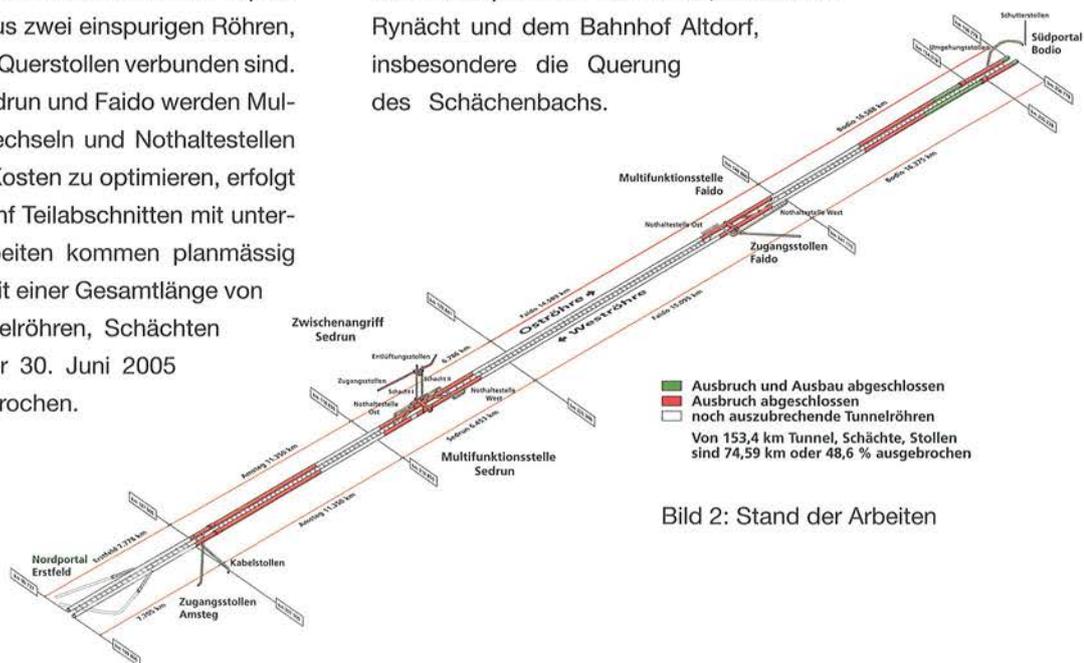


Bild 2: Stand der Arbeiten

Der Kanton Uri, das Bundesamt für Verkehr und die Alp-Transit Gotthard AG (ATG) haben nach intensiven Verhandlungen mögliche Lösungen gefunden. Die ATG arbeitet nun an einem neuen Auflageprojekt, das voraussichtlich im April 2006 vorliegen wird.

Teilabschnitt Amsteg

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

In der Oströhre sind per 30. Juni 2005 total 7'670 Meter und in der Weströhre 7'610 Meter aufgefahren.

Bild 4: Amsteg, gefräste Ortsbrust



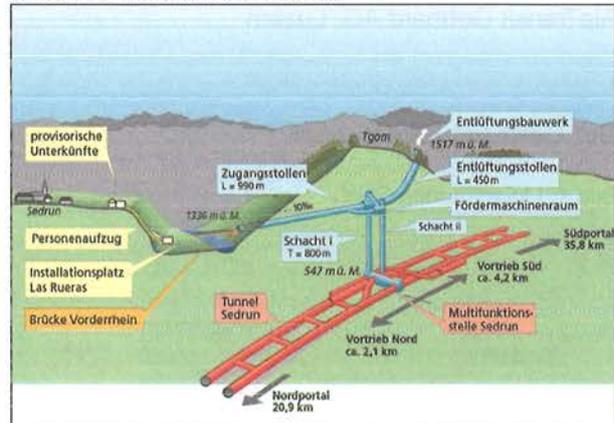
Im Juni 2004 haben die beiden TBM innert kürzester Zeit und ohne grosse Probleme die erwartete, bautechnisch anspruchsvolle Intschi-Zone durchfahren. Prognostiziert war, dass die beiden TBM die Zone auf einer Länge von mehreren hundert Metern antreffen werden. Im Bauprogramm war im Störzonen-Bereich in beiden Tunnelröhren ein Vortriebsstillstand von je vier Monaten vorgesehen, um Massnahmen zur Verfestigung des Gebirges treffen zu können. Dies erübrigte sich. Der geplante Stillstand der beiden TBM wurde nicht benötigt. Kurz vor Weihnachten 2004 war die halbe Strecke zwischen Amsteg und Sedrun ausgebrochen. Am 13. Juni 2005 verliessen die beiden TBM das Hölleitsgebiet des Kantons Uri.

Teilabschnitt Sedrun

Die Bauarbeiten am Zwischenangriff Sedrun laufen seit 1996. Sie beinhalten insbesondere den rund 1'000 m langen Zugangsstollen, einen 450 m langen Entlüftungsschacht ins Val Nalps und zwei 800 m tiefe Vertikal-

schächte. Vom Fusspunkt der Schächte aus werden jetzt die Tunnel des Teilabschnittes Sedrun mit je zwei Vortrieben nach Norden (ca. 2 km) und nach Süden (ca. 4,5 km) und die Multifunktionsstelle Sedrun gebaut.

Bild 5: Grafik Baustelle Sedrun



Um die enormen Materialmengen zu bewältigen, wurde eine leistungsstarke Schachtförderanlage eingebaut. Diese befördert täglich über 6000 Tonnen Material durch den 800 m hohen Schacht 1. Mit einer Fahrt werden rund 50 Tonnen Gesamtgewicht mit einer Geschwindigkeit von 18 m/s an die Oberfläche transportiert.

Der Ausbruch der Tunnelröhren begann im Herbst 2002 und erfolgt im konventionellen Sprengvortrieb. Tunnelbohrmaschinen können aufgrund des druckhaften Gebirges nicht eingesetzt werden. Die Vortriebsarbeiten kommen besser als erwartet voran. Die prognostizierten Störungen im Vorfeld des Tavetscher-Zwischenmassivs Nord konnten in beiden Tunnelröhren ohne bautechnische Probleme ausgebrochen werden. Richtung Süd wurde ohne grössere Probleme das Tavetscher-Zwischenmassiv und die Urseren-Garvera Zone durchfahren und das Gotthardmassiv erreicht. Gegenwärtig haben wir im Vortrieb Richtung Süden einen Zeitvorsprung von etwas mehr als einem Jahr auf das Terminprogramm. Richtung Nord bewährt sich bis heute das Konzept des deformierbaren Stahleinbaus. Die Druckhaftigkeit des Gebirges haben wir bisher unter Kontrolle. Von den 1'200 m im druckhaften Tavetscher-Zwischenmassiv Nord wurden bis Ende Mai rund 360 m aufgefahren.

Bild 6: Stahleinbau Sedrun



Teilabschnitt Faido

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

Am Fuss des Zugangsstollens wird, wie in Sedrun, eine Multifunktionsstelle mit Spurwechseln und Nothaltestellen errichtet. Im Oktober 2003 gab die ATG bekannt, dass wegen einer geologischen Störzone die Multifunktionsstelle teilweise nach Süden verschoben werden muss. Nur mit erheblichen technischen Risiken und grossem finanziellem Aufwand hätte diese im Bereich der Störzone realisiert werden können. In der Zwischenzeit ist die Störzone in Richtung Süden vollständig durchfahren. In nördlicher Richtung hat die Oströhre den Kern der Störzone ebenfalls verlassen. Beim Vortrieb in der Weströhre Richtung Norden hatten die Mineure mit dem äusserst druckhaften Gebirge zu kämpfen. Der Stahleinbau konnte dem Gebirgsdruck nicht standhalten: er wurde stark deformiert, so dass die aufgefahrenen Strecken mit TH-Bögen überfirstet werden mussten. Diese Arbeiten konnten per Ende 2004 abgeschlossen werden. Die Deformationen in der Weströhre und entsprechende Umlagerung von Kräften im Gebirge verursachten auch Deformationen an der parallel verlaufenden Oströhre, die dadurch auf einer Länge von rund 300 m ebenfalls saniert werden musste. Heute darf festgestellt werden, dass der Entscheid für die Verschiebung der Multifunktionsstelle nach Süden richtig war.

Seit Frühjahr 2001 wird in Faido in der Anlage für die Materialaufbereitung geeignetes Ausbruchmaterial vor Ort zu Betonzuschlagstoffen aufbereitet. Ein Teil des überschüssigen Ausbruchmaterials des Tunnelabschnittes Faido gelangt über ein rund 5 km langes Förderband in den stillgelegten Steinbruch Caviencia. Mit diesem Aus-

bruchmaterial kann eine weitgehende Rekultivierung jener Zone erreicht werden. Insgesamt werden rund 2,2 Mio. Tonnen Ausbruchmaterial umweltfreundlich abtransportiert und zur Landschaftsgestaltung zweckmässig wieder verwertet.

Bild 7: Weströhre Faido, Überfirstung



Bild 8: Caviencia



Teilabschnitt Bodio

Die Montage der beiden TBM erfolgte ab Spätsommer 2002. Die Maschinen starteten im Januar (Oströhre), resp. Februar 2003 (Weströhre) Richtung Faido. Ende Juni 2005 sind in der Oströhre 9'650 m und in der Weströhre 9'663 m ausgebrochen. In den letzten Monaten mussten einige bautechnisch relevante geologische Störzonen durchfahren werden. Die teilweise schwierigen Verhältnisse mit erhöhtem Bedarf an Sicherungsmitteln führten dazu, dass die vorgesehenen Vortriebsleistungen nicht erreicht wurden. Im Sommer 2003 hat darum die ATG einen Rückstand auf das Terminprogramm in Bodio kommuniziert. Aufgrund steigender Vortriebsleistungen wurde angenommen, dass die Verzögerung mindestens teilweise aufgeholt werden könnte. Es zeichnete sich aber später ab, dass dies nicht möglich sein würde. Die ATG erwartet nach heutigem Kenntnisstand den Durchschlag der beiden von Bodio kommenden TBM in Faido in der zweiten

Hälfte des Jahres 2006 und nicht wie ursprünglich vorgesehen 2005.

Bild 9: Bodio Oströhre



Das Ausbruchmaterial der Tunnellose Bodio und später auch Faido gelangt über eine knapp 6 km lange Förderbandanlage vom Installationsplatz Bodio ins benachbarte Bleniotal. Es dient dort zur Rekultivierung eines alten Kieswerks inmitten eines ehemaligen Bergsturzgebietes. Das Band verläuft durch einen – speziell zu diesem Zweck gebauten – 3,2 km langen Schutterstollen mit einem Durchmesser von 5 m. Der Transport des Ausbruchmaterials mit Förderbändern erspart der Region Biasca zehntausende Lastwagenfahrten.

Bild 10: Buzza di Biasca



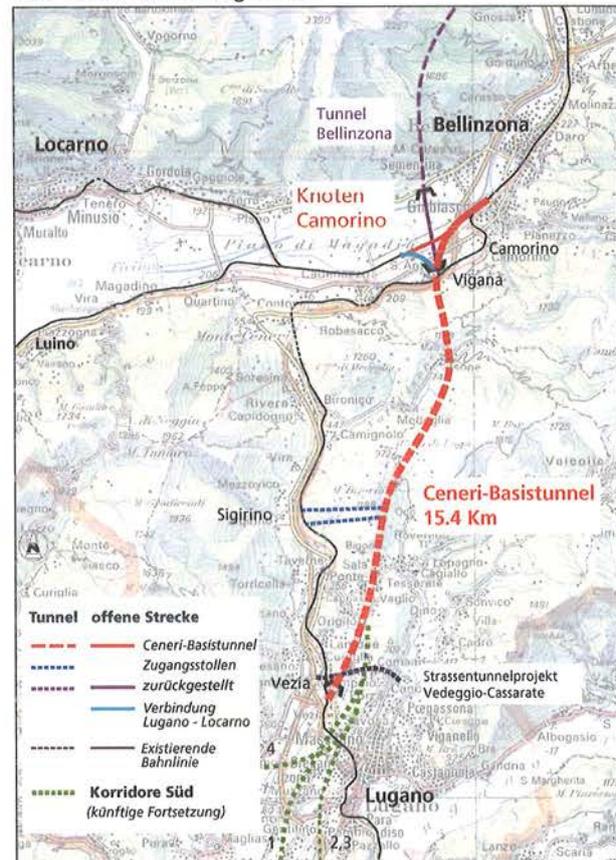
Die Arbeiten an der offenen Zufahrtsstrecke in Biasca zum Südportal kommen gut voran und liegen im Rahmen der geplanten Termine und Kosten.

Bild 11: Luftbild offene Strecke



Der Ceneri-Basistunnel

Bild 12: Linienführung Ceneri

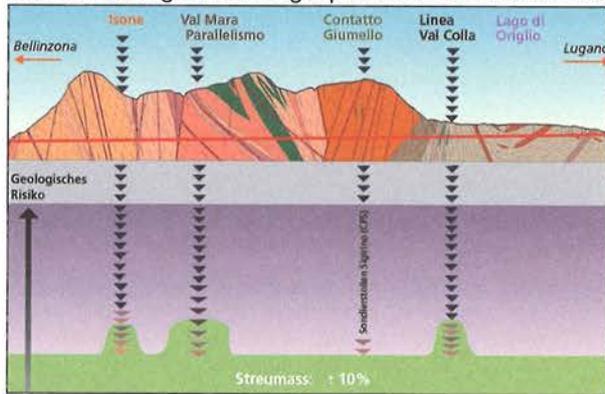


Nach der Genehmigung des Vorprojekts im Jahr 1999 beauftragte das Bundesamt für Verkehr (BAV) die ATG, ein Auflageprojekt für den Ceneri-Basistunnel vorzubereiten. Im Juli 2001 entschied sich der Bundesrat hauptsächlich aus Sicherheitsgründen auch am Ceneri für ein Tunnelsystem mit zwei Einspurröhren, die durch Querschläge miteinander verbunden sind. Die öffentliche Planaufgabe fand im April 2003 statt. Nach dem Ständerat im Dezember 2003 stimmte auch der Nationalrat im Juni 2004 dem entsprechenden Kredit zu. Wir erwarten die Baubewilligung und die Freigabe des Kredites durch den Bundesrat im August 2005. Damit kann mit den ersten Vorarbeiten für den Bau des Ceneri-Basistunnels noch in diesem Jahr begonnen werden. Die Inbetriebnahme des Ceneri-Basistunnels ist für das Jahr 2016/17 vorgesehen.

Der Ceneri-Basistunnel durchquert auf der Strecke vom Nordportal Vigana/Camorino bis zum Südportal in Vezia verschiedenste Gesteinsschichten. Trotz umfangreicher Sondierungen liegen die genauen Kenntnisse über die Geologie erst beim letzten Durchschlag vor. Ein Restrisiko bleibt trotz umfangreicher Sondierungen des Baugrunds bestehen. Dieser kann Einbrüche oder Stillstände der Vortriebsarbeiten verursachen, führt in den verschiedenen Planungsphasen zu Kostenstreumassen und hat

auch Auswirkungen auf die Genauigkeit des Terminprogramms für die Inbetriebnahme des Tunnels. Um mögliche Risiken auf ein akzeptables Mass zu begrenzen, ist darum – soweit technisch machbar und finanziell sinnvoll – der Baugrund zu erkunden und die Termine und Kosten sind entsprechend zu berechnen.

Bild 13: Geologisches Längsprofil mit Risikostreumass



Um das Risiko möglichst zu minimieren, hat die ATG in einem ersten Schritt abklären lassen, wo sich potenzielle Störzonen befinden und welche möglichen Auswirkungen diese auf die Vortriebsarbeiten haben könnten. Dies führte im Vorprojekt 1994/96 zu einem Risikostreumass von 20 %. In der Zwischenzeit wurden bei Sigrino ein Erkundungs- und Sondierstollen vorgetrieben und von 1999 bis 2003 im Gebiet des Ceneri-Basistunnels – insbesondere in Schlüsselzonen wie der Linea Val Colla – Sondierkampag-

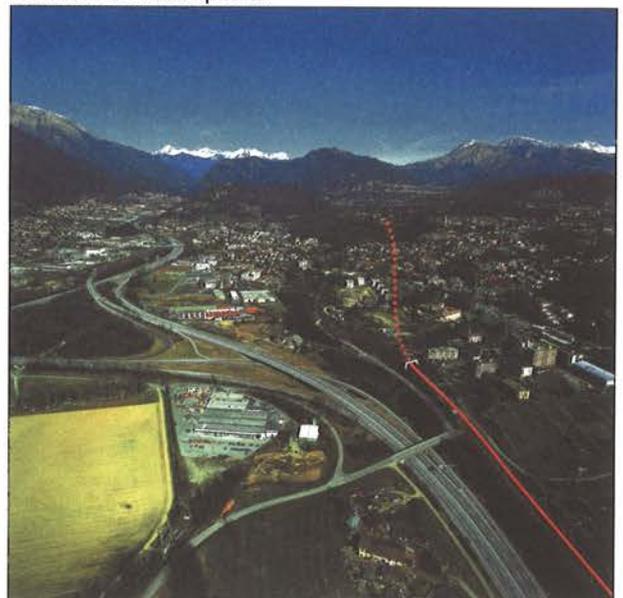
nen durchgeführt. Dies verbesserte die Prognosegenauigkeit markant und reduzierte im Ausführungsprojekt das Risikostreumass auf 10 %.

Erst mit der Realisierung des Ceneri-Basistunnels entsteht eine durchgehende Flachbahn durch die Alpen. Diese ermöglicht schnelle und wirtschaftliche Angebote im Güterverkehr und schafft damit die Voraussetzung für die angestrebte Verlagerung des Güterverkehrs von der Strasse auf die Schiene. Im Personenverkehr kann die nötige Fahrzeitreduktion erreicht werden, um den Reisenden in Zürich im schweizerischen und in Mailand im italienischen Fahrplansystem optimale Anschlüsse zu gewährleisten. Der Kanton Tessin profitiert zudem von massiven Verbesserungen im Regionalverkehr. Nur mit dem Ceneri-Basistunnel und den beiden Nordanschlüssen Richtung Bellinzona und Locarno kann eine S-Bahn im Tessin verwirklicht werden. Direkte, schnelle und häufige Verbindungen zwischen den Ballungszentren Bellinzona, Locarno, Lugano, Mendrisio-Chiasso, Como und Varese werden damit möglich. Das regionale Eisenbahnsystem Tessin-Lombardei (TILO) wird die Reisezeiten im Vergleich zu heute um die Hälfte verkürzen. Nach Inbetriebnahme entfällt beispielsweise bei Fahrten zwischen Lugano und Locarno der Umweg über Bellinzona und die Reise dauert anstatt der heutigen 50 Minuten noch rund 22 Minuten.

Bild 14: Camorino Nordportal



Bild 15: Vezia Südportal



Geologie – Geologische Erkenntnisse aus einem weiteren Vortriebsjahr

Franz Keller, Dr. phil. II, Projektgeologe
IG GBTS/IG GBTN, Dr. M.Kobel + Partner AG, Sargans

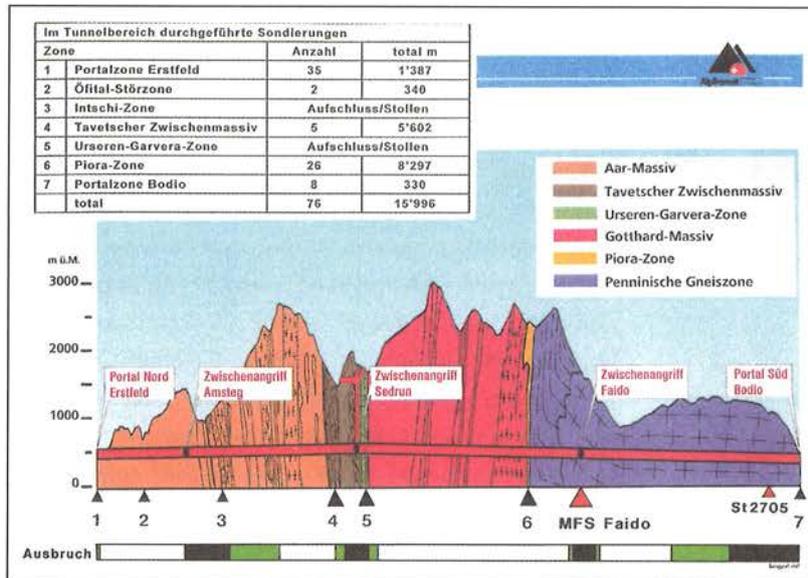


Bild 1: Schematisches geologisches Längsprofil mit den erwarteten geologisch-geotechnisch schwierigen Strecken (schwarze Dreiecke) und den in diesen Abschnitten durchgeführten Sondierungen und Abklärungen (Tabelle oben links). Rote Dreiecke = nicht erwartete Störungen. Unterer Balken aufgefahrene Strecken (grün = Fortschritt seit FGU-Tagung 2004)

1. Einleitung

Obwohl, wie das Bild 1 zeigt, seit der letztjährigen Tagung die grössten Vortriebsleistungen in den mit Tunnelbohrmaschinen aufgefahrenen Strecken der Teilabschnitte Amsteg und Faido erzielt worden sind, wird dieses Jahr vor allem auf den zentralen Teilabschnitt Sedrun eingegangen. Dies weil dort inzwischen einerseits die als geotechnisch schwierig eingestufte Urseren-Garvera-Zone (Nr. 5 in Bild 1) vollständig durchörtert worden ist, andererseits die Nordvortriebe im druckhaften Gebirge des Tavetscher Zwischenmassivs Nord liegen (Nr. 4 in Bild 1).

Die Schilderung der geologischen Verhältnisse erfolgt von Nord nach Süd, d.h. in der Richtung der Tunnelkilometrierung. Zum Schluss wird noch kurz auf das Bergwasser eingegangen.



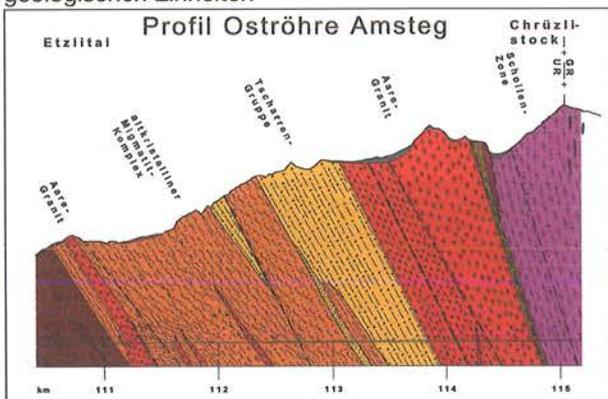
Bild 2: Baustelle Erstfeld Tagbaustrecke mit Voreinschnitt

2. Teilabschnitt Erstfeld

In Erstfeld sind die Arbeiten im Bereich des 600 m langen Tagbautunnels in vollem Gange. Die ersten 420 m verlaufen entlang oder knapp oberhalb der Terrainoberfläche, die restlichen 180 m bis zum bergmännischen Felsportal in einem bis zu 27 m tiefen Voreinschnitt, welcher mit einer im seitlichen Fels verankerten Bohrpfehlwand gesichert wird. Der Voreinschnitt quert einen Wildbachschuttkegel. Dass beim Erstellen der Bohrpfähle und der bis rund 60 m langen Anker einzelne harte Felssturzböcke durchbohrt sind, war aufgrund von Sondierbohrungen bekannt. Die Böcke stammen aus den seitlichen Felsflanken und bestehen vorwiegend aus Erstfelder Gneis.

3. Teilabschnitt Amsteg

Bild 3: Geologisches Profil Oströhre Teilabschnitt Amsteg mit den seit der Tagung 2004 neu durchfahrenen geologischen Einheiten



Im Teilabschnitt Amsteg wurde unter dem Ostgrat des Chrüzlistocks nicht nur die Kantongrenze zu Graubünden durchfahren, sondern an der gleichen Stelle auch der Punkt mit der höchsten Überlagerung von 2150 m erreicht und damit mit rund 45 °C auch die höchste Felstemperatur dieses Teilabschnittes.

Aufgefahren wurden innerhalb eines Jahres nicht ganz 4 km, mit allen im Aar-Massiv vorkommenden Gesteinsgruppen. Ab Intschi-Zone wurden von km 110.215 – 114.790 durchfahren:

- 2905 m (63.5%) Altkristallin, das vorwiegend aus Migmatiten besteht
- 1062 m (23.2%) Spätvariszischer Aare-Granit
- 608 m (13.3%) aus vulkanischen Gesteinen (Pyroklastiten) bestehendes Permokarbon der Tscharren-Gruppe.

Bis km 115 wurden keine geotechnisch relevanten Störungen angetroffen, welche Sondermassnahmen erfordert hätten. Bei der zuletzt bei km 115.07 angetroffenen Störung A13 wurde der Vortrieb allerdings durch nachbrechendes Gestein und leicht druckhaftes Gebirge verzögert.

Auch die spannungsbedingten bergschlagartigen Erscheinungen waren weit weniger schlimm, als dies in den massigen Gesteinen des Aare-Granits und der Tscharren-Gruppe erwartet worden war.

Vor allem im altkristallinen Migmatit-Komplex (siehe Bild 3) kam der Vortrieb gut voran. In diesem Gestein wurde mit total 1311 m im vergangenen Oktober die bisher grösste Monatsleistung erzielt. Auch in dem vorwiegend gneisig ausgebildeten Aare-Granit waren die Vortriebsleistungen gut. Stark reduziert waren sie indessen in den Pyroklastiten der Tscharren-Gruppe. Ein erster Grund dafür sind die Trennflächenverhältnisse und die Petrographie. Das aus einer feinkörnigen Matrix mit eingebetteten Mineralbruchstücken bestehende Gestein enthält zwar rekristallisierten feinkörnigen Serizit (Hellglimmer), der aber dispers verteilt ist und kaum glimmerbelegte Schieferungsflächen bildet. Das massiv aussehende Gestein ist spärlich, aber grob geklüftet.

Der zweite Grund sind die hohen einachsigen Druckfestigkeiten, die an den Bohrkernen aus der Tscharren-Gruppe bestimmt wurden und die deutlich höher sind als jene in den beiden anderen Homogenbereichen (Bild 4 und Tabelle 1).

Bild 4: Teilabschnitt Amsteg; an Bohrkernen im Abschnitt km 110.400 bis 114.700 bestimmte einachsige Druckfestigkeiten. Homogenbereiche: W = Altkristallin; Y = Aare-Granit; X2 = Tscharren-Gruppe; b - c = Streubreite Resultate Voruntersuchungen bis und mit Bauprojekt; a = Grenze für Homogenbereichsregelung

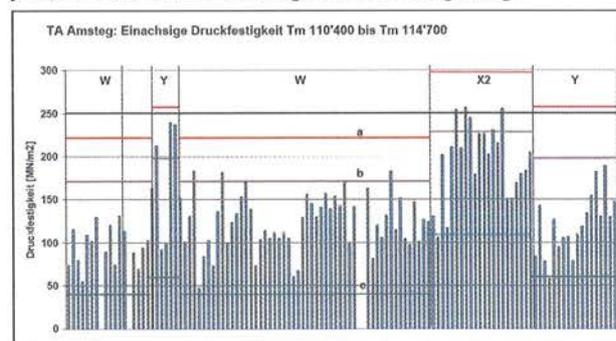


Tabelle 1: An Bohrkernen südlich der Intschi-Zone bestimmte Druckfestigkeiten (MPa) m = Mittelwert, s = Standardabweichung, n = Anzahl Proben

Homogenbereich	n	Druckfestigkeiten			
		Min	Max	m	s
W Altkristallin	19	55	158	99	26
W altkristalliner Migmatit-Komplex	50	47	183	124	33
Y nördlicher Aare-Granit	6	92	240	174	67
Y zentraler Aare-Granit	18	58	189	120	35
X2 Tscharren-Gruppe	20	105	257	196	45

Die Grenze, ab welcher der Unternehmer eine Mehrentschädigung zu gute gehabt hätte, wurde allerdings nie überschritten (Linie a in Bild 3). Dass die Druckfestigkeiten in den Gesteinen der Tscharren-Gruppe sehr hoch sein können, war nämlich bereits seit den Untersuchungen aus dem Jahre 1972 für das damalige Projekt eines Basistunnels bekannt. Damals wurden an Oberflächenproben Werte von bis zu 229 MPa ermittelt.

Im Rahmen des Projektes für den Gotthard-Basistunnel wurde das Tavetscher Zwischenmassiv auf Grund der Resultate der verschiedenen Tiefbohrungen unterteilt in einen südlichen Teil, der vorwiegend aus Quermuskovitgneisen besteht und von Einzelstörungen durchsetzt ist (= Tavetscher Zwischenmassiv Süd) und einen nördlichen Teil, der vorwiegend aus Schiefern und Phylliten besteht und in welchem die Gesteine generell tektonisch stark überprägt, zerschert und kakiritisiert sind (= Tavetscher Zwischenmassiv Nord).

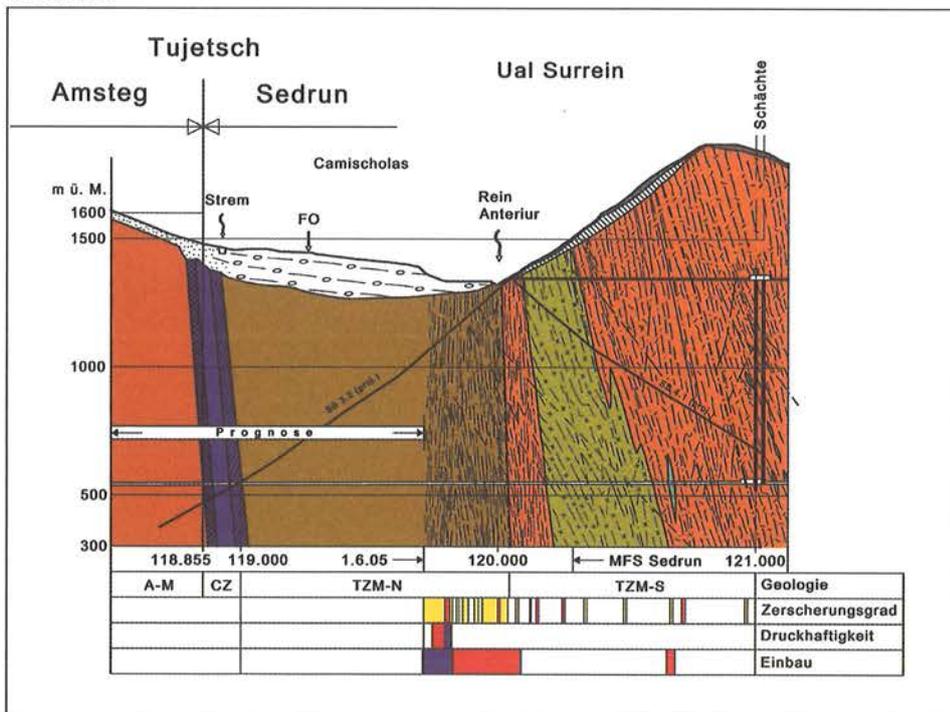
4. Teilabschnitt Sedrun

4.1. Nordvortriebe im Tavetscher Zwischenmassiv Nord

Wie das Band Zerscherungsgrad in Bild 5 zeigt, beginnt die Zone mit nahezu durchgehend stärker zerscherten Gesteinen und damit das Tavetscher Zwischenmassiv Nord – in Vortriebsrichtung gesehen - bei km 120.040.

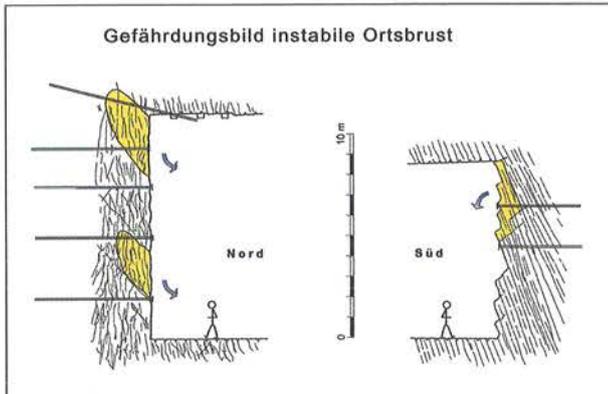
Bild 5: Teilabschnitt Sedrun; Geologisches Profil Oströhre durch die Nordvortriebe: A-M = Aar-Massiv; CZ = Clavaniev-Zone; TZM-N = Tavetscher Zwischenmassiv Nord; TZM-S = Tavetscher Zwischenmassiv Süd (orange: Gneise; grün: hornblendeführende Gesteine); Zerscherungsgrad: gelb = allgemein zerschert; rot = Kakirite; Druckhaftigkeit: violett = gering - mittel, rot = stark, Deformation > 10 cm. Stahlleinbau: rot = starr; violett = deformierbar

Obwohl das Gestein teilweise mit einem Bagger abgebaut werden konnte, verhielt es sich erstaunlicherweise vorerst nicht druckhaft. Ab km 119.816 erfolgte dann der Übergang zu den Grubenprofilen TH 44, da aufgrund der



Kerne in den Vorausbohrungen druckhaftes Gebirge zu erwarten war. Es verhielt sich dann beim Auffahren auch tatsächlich so, indem streckenweise Konvergenzen von im Mittel 20 – 40 cm, resp. örtlich auch 40 – 70 cm, maximal 80 cm, gemessen wurden. Die am stärksten druckhafte Zone fällt in einen Bereich in welchem zerscherte Talklinsen vorkommen. Im übrigen bestand das Gestein aus verlehmtten kakiritisierten Chlorit-Serizit-schiefern, die vorwiegend steil stehen und oft gefaltet sind.

Bild 6: Teilabschnitt Sedrun; Gefährdungsbild instabile Ortsbrust und Massnahmen



Das Hauptgefährdungsbild für die Vortriebsmannschaft ist aber nicht die Druckhaftigkeit, sondern die mangelnde Stabilität der Ortsbrust. Die steilstehenden verlehmteten und zerscherten Schiefer haben die Tendenz paketweise auszubrechen. Oft können deshalb nur Teilflächen der Ortsbrust geöffnet werden. Gegen den Tunnel einfallende Gleitflächen sind oft Brüche, die durch die Scheitel einer immer wieder zu beobachtenden Knitterfältelung («kink bands») gehen. Die Situation erfordert eine massive Sicherung mit Ortsbrustankern, Netzen, Spritzbeton und Spiessen.

4.2. Südvortriebe, Urseren-Garvera-Zone

Auch in den Südvortrieben besteht die Gefahr, dass sich hängende, steil südfallende Platten lösen (Bild 6, rechts) und zwar hauptsächlich in dünn gebankten Gesteinen mit glatten Schieferungsflächen, was vor allem für die Gesteine der Urseren-Garvera-Zone zutrifft, wie das entsprechende Band im Bild 7 zeigt.

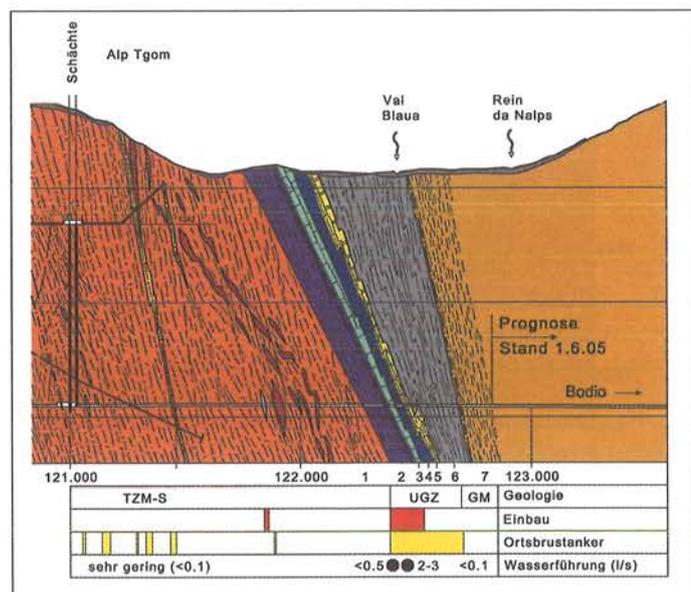
Im Südvortrieb wurde die aufgrund der Erfahrungen im Gotthard-Strassentunnel (Keller et al 1987) als schwierig eingestufte Urseren-Garvera-Zone später erreicht als prognostiziert. Dies weil die Nordgrenze mit 65 – 70° gegen Süden einfällt und nicht steil wie prognostiziert und publiziert (Leu, W. und Wyss, R. (1992)). Auf das Projekt wirkte sich die Verlagerung gegen Süden sehr günstig aus, denn dadurch kommt die ganze, bis km 122.040 reichende, Multifunktionsstelle Sedrun mit all ihren Stollen und Abluftschächten vollständig in die geotechnisch günstigeren Gneise des Tavetscher Zwischenmassivs Süd zu liegen.

Die Urseren-Garvera-Zone umfasst eine Serie von Sedimenten mit den marmorisierten plattigen Kalken und schwarzen Tonschiefern des Jura als jüngsten Schichten. Auf die Trias mit Schiefern und Dolomiten und einem geringmächtigen Basisquarzit folgen die bläulichgrauen phyllitischen Tonschiefer des Permokarbons als Ältestem. Aufgrund dieser Schichtfolge wird die Urseren-Garvera-Zone der Sedimentbedeckung des Gotthard-Massivs zugerechnet.

Aus geologischer Sicht am erstaunlichsten ist die Tatsache, dass die Nordgrenze der Urseren-Garvera-Zone, d.h. jene Stelle an der zwei grosse tektonische Einheiten - nämlich das Gotthard-Massiv und das Tavetscher Zwischenmassiv - aneinander stossen, aus einer messerscharfen ungestörten Fuge besteht.

Im Gotthard-Strassentunnel erforderten stark druckhafte Gesteine im Bereich des Mesozoikums und des unmittelbar anschliessenden verlehmteten Permokarbons einen Vortrieb in der deutschen Bauweise und mehr als andert-halb Jahre Bauzeit. Im Gotthard-Basistunnel waren die in

Bild 7: Teilabschnitt Sedrun: Geologisches Profil Ost-röhre durch die Südvortriebe: TZM-S = Tavetscher Zwischenmassiv Süd; UGZ = Urseren-Garvera-Zone; GM = Gotthard-Massiv; Geologische Einheiten: 1 = Gneise (Quermuskovitgneise), 2 = Schiefer, 3 = Kalke (Spitzmeilen-Serie); 4 = schwarze Schiefer (Prodkamm-Serie); 5 = Trias (Quarten-Serie und Röti-Serie), 6 = phyllitische Schiefer (Permokarbon), 7 = Gneise und Schiefer (Paragneise) des Gotthard-Massivs



den verschiedenen geologischen Einheiten durchfahrenen Schiefer dagegen nie druckhaft. Der Einbau beschränkte sich auf das Mesozoikum, während Ortsbrustanker – örtlich ergänzt durch Spiesse – durchgehend notwendig waren. Der Zeitaufwand für die Durchörterung der Urseren-Garvera-Zone betrug weniger als ein halbes Jahr.

Bild 8: Teilabschnitt Sedrun, Vortrieb in der Röti-Serie; Sicherung: Stahleinbau, Ortsbrustanker



Die mittlere Trias mit der dolomitischen Röti-Serie kann Sulfatgesteine wie Gips und Anhydrit führen. Pessimistische Szenarien gingen von einem durch Gipskarst bedingten Wassereintritt von bis zu 1000 l/s aus. Es wurde aber kein Karstsystem angefahren. Die anfallende Bergwassermenge in der Urseren-Garvera-Zone betrug lediglich 2-3 l/s und Röhre. Zudem konnte weder Gips noch Anhydrit nachgewiesen werden.

Die verschiedenen geologischen Einheiten verhielten sich nicht nur günstiger, sondern waren durchwegs auch kürzer als in der vorsichtigen, auf der sicheren Seite liegen-

den, Prognose. Insgesamt war die Urseren-Garvera-Zone rund 40% kürzer als prognostiziert.

Entscheidend für die kurze Bauzeit ist aber nicht die Streckenlänge, sondern das Fehlen von verlehnten kakiritisierten Gesteinen wie sie im Strassentunnel vorkamen. Warum fehlen diese im Gotthard-Basistunnel? Die auf eine junge Störung zurückzuführende tektonische Zone mit verlehntem Gestein, folgt offensichtlich nicht der westlich des Oberalppasses gegen Süden umbiegenden Urseren-Garvera-Zone, sondern zieht von Altkirch bei Andermatt aus geradlinig über die Passfurche in Richtung Disentis (Disentiser-Zone). Folgerichtig würde die druckhafte Zone im Strassentunnel dem druckhaften Gebirge der Clavaniev-Zone entsprechen. Das Ganze entspricht der Rhein-Rhone Linie nach Eckardt (1974, 1983).

5. Teilabschnitt Faido

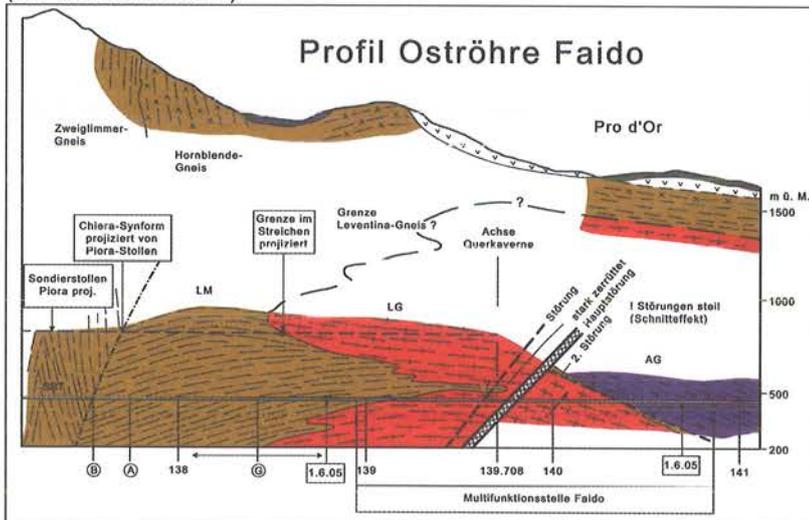
Aus dem Teilabschnitt Faido gibt es aus geologischer Sicht wenig Neues zu berichten, die Verhältnisse blieben komplex. Oft war es nicht möglich die geologischen Verhältnisse von der einen auf die andere Tunnelröhre zu projizieren.

Es zeichnet sich aber inzwischen doch ab, dass der Basistunnel in nördlicher Richtung definitiv die Lucomagno-Gneise (siehe Bild 9) erreicht hat und die Grenze somit südlicher liegt als prognostiziert (Punkt G im Profil). Durchörtert werden in der Oströhre flach nordfallende biotitreiche granat- und hornblendeführende, gefaltete, aber ungestörte Gneise.

Tabelle 2: Teilabschnitt Sedrun. Urseren-Garvera-Zone, Vergleich Prognose – Befund (Streckenlängen)

Geologische Einheiten		Streckenlängen (m)			
		Druckstollen KVR	Gotthard-Basistunnel		
			Prognose	Befund Prognose	Differenz Befund-Prognose
Jura (Lias)	Spitzmeilen-Serie, Kalke	33	100	23	- 77
Jura (Lias)	Prodkamm-Serie, Schiefer	36	75	45	- 30
Trias	Quarten-Serie, Schiefer	10	30	22	- 8
Trias	Röti-Serie, Dolomite	21	25	19	- 6
Permokarbon	Phyllite	222	280	201	- 79
Urseren-Garvera-Zone total		322	510	310	- 200

Bild 9: Teilabschnitt Faido, Geologisches Profil durch die Oströhre; LM = Lucomagno-Gneise, LG = Leventina-Granitgneise, AG = flaserige Augengneise; A = Chiera-Synform gemäss Prognose; B = mögliche nördliche Lage Chiera-Synform; G = Prognose Grenze Leventina-Granitgneis mit Streubreite (km 138.420 ± 300 m)



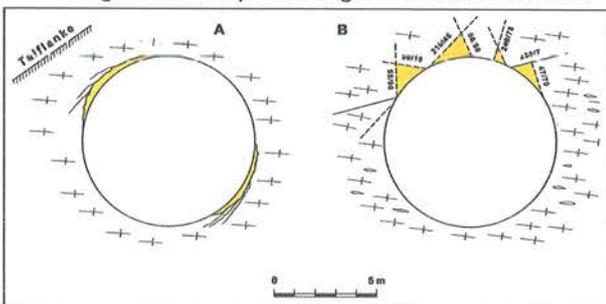
Positiv zu vermerken ist im Nordvortrieb, dass die im Sondierstollen Piara vorgefundenen und teilweise als relevant eingestuft, mit den Nr. 67b – 67f bezeichneten, Störungen in der MFS Faido nicht angetroffen wurden.

Südlich der Querkaverne ist nach der zweiten Störung ein flaseriger biotitreicher, oft gefalteter Augengneis vorhanden, der sich geotechnisch relativ günstig verhält.

6. Teilabschnitt Bodio

Obwohl im Teilabschnitt Bodio seit der letztjährigen Taugung rund 4 km neu aufgefahen wurden, gibt es auch hier geologisch gesehen nichts Neues. Der Vortrieb blieb im prognostizierten flach liegenden Leventina-Gneis, der in unterschiedlichem Grad geklüftet und meist sehr grob gebankt war. Das eine Hauptklufsystem verläuft talparallel und damit sehr spitzwinklig zur Tunnelachse, was sich in stärker geklüfteten Zonen oder geringmächtigen, aber parallel zu diesem System verlaufenden Störungen, ungünstig auf die Standfestigkeit auswirkte und wirkt.

Bild 10: Teilabschnitt Bodio, Gefährdungsbilder: A = spannungsbedingte (bergschlagartige) Ablösungen; B = häufigste Klufkörperbildungen im Kalottenbereich



Das häufigste und auch so prognostizierte Gefährdungsbild sind Klufkörperperablösungen im Firstbereich (rechte Bildhälfte). Auch die links im Bild dargestellten spannungsbedingten Abschalungen traten immer wieder auf. Ihre Lage im Querschnitt zeigt, dass die Richtung der Hauptspannungen von der glazial geprägten Durchtalung beeinflusst ist. Ähnliches ist auch von den Tunnels zwischen den ebenfalls U-förmigen Fjorden Norwegens bekannt (Myrwang u. Grimstad 1983).

7. Bergwasser

7.1 Bergwassermenge

Beim Bergwasseranfall konnte bisher die Erfahrung gemacht werden, dass in der auf eine Modellierung zurückgehenden Prognose die Wasserführung der Störungen massiv überschätzt wurde. Die Menge des aus dem ungestörten Gestein anfallenden Bergwassers kann beim jetzigen Vortriebsstand noch nicht schlüssig beantwortet werden. In Amsteg wird z.B. der grösste Wasseranfall aus den noch kommenden grob geklüfteten Graniten erwartet.

Der Gesamtwasseranfall ist bis jetzt in den Teilabschnitten Amsteg und Sedrun deutlich tiefer, im Teilabschnitt Bodio dagegen ebenso deutlich höher als prognostiziert (Bild 11).

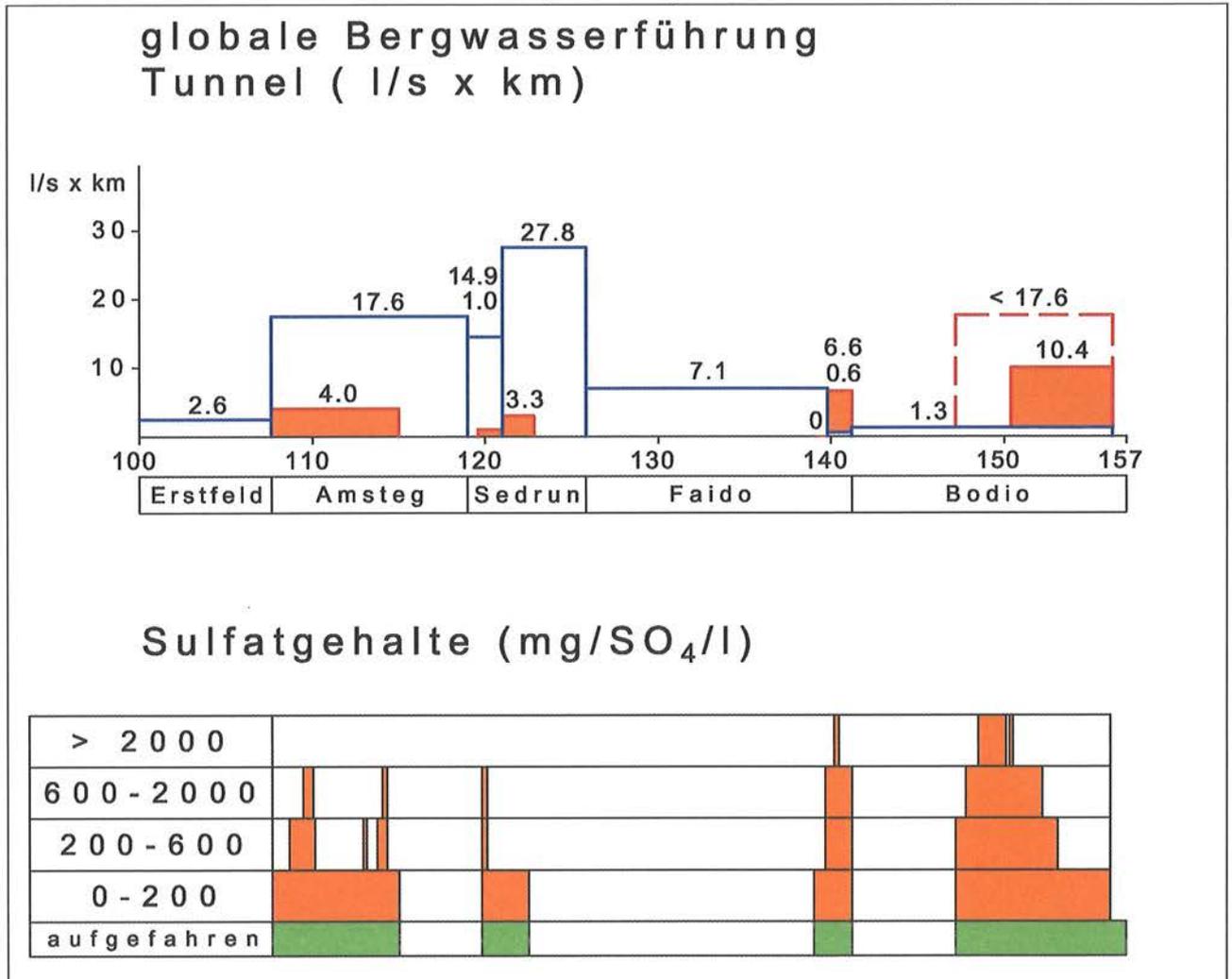
7.2 Sulfatgehalt

Was den Sulfatgehalt des Bergwassers betrifft, so war zwar in der Intschi-Zone eine höhere Mineralisation erwartet und in granitischen Gesteinen allenfalls mit hohen Einzelwerten gerechnet worden. Aber dass die Sulfatgehalte über längere Strecken des Leventina-Gneises die Grenze von 2000 mg/l übersteigen, ab welcher eine drucklose Vollabdichtung notwendig ist, ist eine Überraschung, auch wenn in der Tiefbohrung Biaschina Anhydrit in Zwickeln des Korngefüges beobachtet wurde.

8. Ausblick

Mit dem vollständigen Durchörtern der Urseren-Garvera-Zone ist im vergangenen Jahr ein weiteres geologisches Risiko eliminiert worden. Im Tavetscher Zwischenmassiv Nord mit seinen druckhaften Zonen schreitet der Vortrieb

Bild 11: Bergwasserführung: blau = Prognose; rot = Befund; Sulfatgehalte; Projektrelevante Grenzen: ab 600 mg/l Einsatz von Betonsorten mit hohem Sulfatwiderstand; ab 2000 mg/l drucklose Vollabdichtung



stetig voran. Die Vortriebsmannschaften können sich so auf die voraussichtlich schwierige Schlussstrecke in der Clavaniev-Zone einarbeiten.

Von den in der Figur 1 aufgeführten geologisch-geotechnisch schwierigen Strecken, die erwartet wurden, bleiben nur noch zwei übrig:

- Die 300 m lange Öfital-Störzone, in der zwar mit gerächem aber nicht mit druckhaftem Gebirge gerechnet wird.
- Die Piöra-Zone mit einer 125 m langen Strecke, welche aufgrund der Sondierungen aus einem festen trockenen Dolomit-Anhydritgestein besteht.

Es bleiben zusätzlich aber immer noch einige Fragen offen, wie z.B. ob die Verhältnisse bezüglich Bergschlag in massigen Graniten und Wasserführung in Störzonen weiterhin so günstig bleiben?

Die bisher im Teilabschnitt in Amsteg mit dem TBM-Vortrieb in querschlägigem steilstehendem Kristallin gemachten Erfahrungen stimmen sehr zuversichtlich im Hinblick auf den noch 12 km langen Vortrieb in Faido, der auf analoge geologische Verhältnisse bei ähnlichen Überlagerungen stossen wird.

Bodio – Erfahrungen nach der Vortriebshälfte

Olivier Böckli, Dipl. Bauing. ETH/SIA
 Consorzio TAT, Bodio, Zschokke Bau AG, Aarau

1. Einleitung

Der Teilabschnitt Bodio ist der südlichste Abschnitt der insgesamt fünf Hauptbaulose des knapp 57 km langen Gotthardbasistunnels (Bild 1). Im Gegensatz zu den übrigen Losen, wo bis zu 2'300 m mächtige Überlagerungen nahezu senkrecht stehen und dementsprechend querschlägig durchfahren werden, müssen im Abschnitt Bodio die beiden Einspurtunnels durch die subhorizontalen Schichten der Leventina-Gneise nahezu schleifend vorangetrieben werden (Bild 2).

Bild 1: Gesamtübersicht Gotthard Basistunnel

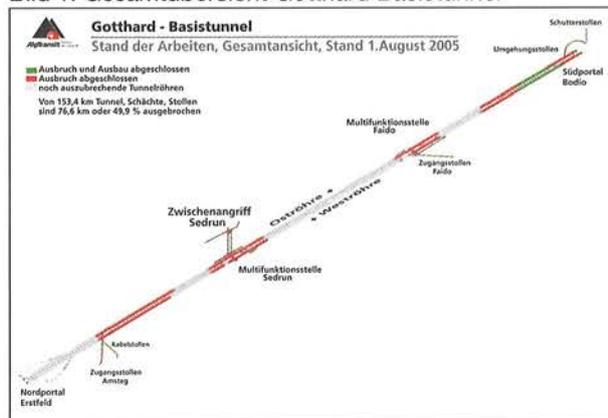
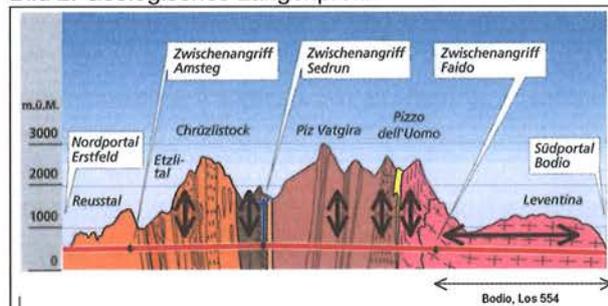


Bild 2: Geologisches Längensprofil

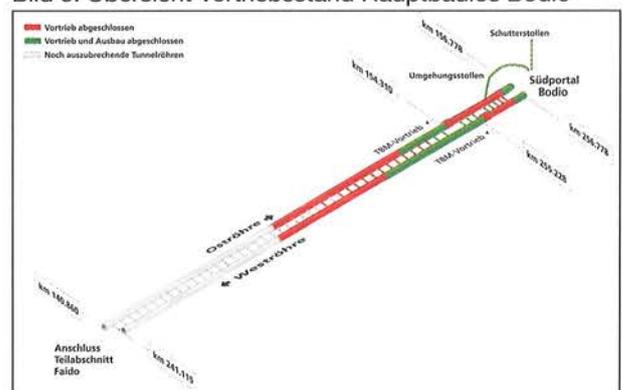


Für den Ausbruch der beiden Einspurtunnels sind zwei offene Gripper-Tunnelbohrmaschinen mit einem Bohrdurchmesser von 8.8 m im Einsatz. Beide Maschinen haben nun nach gut zwei Jahren die Hälfte ihrer Frässtrecken bis zur Losgrenze in Faido zurückgelegt, am 5. März 2005 die TBM West und am 18. April 2005 die TBM Ost.

1.1 Kurzpräsentation des Bauloses 554, Bodio

(Bild 3) Die technischen und programmlichen Randbedingungen des 16 km langen Bauloses Bodio stellen ausserordentliche Herausforderungen an die Ausführung und Koordination der einzelnen Bauarbeiten dar. In der Einspurröhre Ost werden parallel zu den eigentlichen Vortriebsarbeiten im Abstand von 312 m Querschläge im Sprengvortrieb ausgebrochen, sowie in allen Abschnitten, leicht zurückversetzt, die definitiven Innengewölbe betoniert.

Bild 3: Übersicht Vortriebsstand Hauptbaulos Bodio



Die Lockergesteinsstrecke am Südportal wurde als zeitraubende und bautechnisch kritische Herausforderung betrachtet. Diese Umstände veranlassten den Bauherrn, über einen Umgehungsstollen hinter diese Lockergesteinsstrecke zu gelangen, um gleichzeitig mit Sprengvortrieb in den beiden Einspurröhren den Tunnelvortrieb und die beiden Montagekammern für die beiden TBM's auszuführen. Während des Beginns der umfangreichen Ausseninstallationen durch das Baulos Bodio Mitte 2002 wurde gleichzeitig an vier Vortriebsstellen und an der Tagbaustrecke durch andere Baulose Bauleistungen erbracht.

1.2 Kurzpräsentation des Consorzio TAT, Bodio

Das Consorzio TAT (Bild 4), bestehend aus den Partnerfirmen Zschokke Bau AG (Schweiz), Alpine Mayreder Bau GmbH (Österreich), CSC Impresa Construzioni SA

(Schweiz), Hochtief AG (Deutschland) und Impregilo SpA (Italien), hat von der ATG im Jahre 2001 den Zuschlag für die Ausführung der beiden südlichen Baulose Bodio und Faido erhalten. Die international zusammengesetzte Arbeitsgemeinschaft unter schweizerischer Federführung setzt zur Bewältigung der Bauleistungen vor Ort mit rund 80 Kadern, 730 gewerblichen Arbeitnehmern und 120 Subunternehmervertretern in Summe ca. 950 Mitarbeiter ein. Auf das Baulos Bodio entfallen dabei rund 2/3 der gesamten Belegschaft.

Bild 4: Consorzio TAT, Bodio Los 554



Nach der Inbetriebnahme der drei Innengewölbebaustellen (Bild 6, Nr. 2, 3, 6) im Herbst 2004 konnte Ende letzten Jahres die Organisationsstruktur der Produktionsbetriebe dahingehend geändert werden, dass die ursprünglich abteilungsorientierte Struktur (TBM-Vortrieb, Innenausbau, Logistik, MTA) einer baustellenorientierten Struktur (Bild 5) Platz gemacht hat (EST West, EST Ost, Hilfsbetriebe Logistik und MTA). Die Koordinationsaufgaben wurden dementsprechend angepasst, die Führung gestaltet sich seitdem äusserst direkt.

Die Bauproduktion des Einspur隧nells West und Einspur隧nells Ost werden jeweils durch einen Tunnelchef geführt, der in Personalunion die Funktion der Stellvertretung des Baustellenchefs wahrnimmt. Innerhalb der zugeteilten Einspur隧nells gewährleisten die Tunnelchefs durch eine optimale Führung und Koordination der einzelnen Teilbaustellen (TBM Vortrieb, Querschläge, Innenausbau, rückwärtige Unterhaltsarbeiten) die Erbringung einer maximalen, kostenoptimierten Bauleistung unter Einhaltung der werkvertraglich definierten qualitativen, arbeitssicherheitstechnischen und terminlichen Randbedingungen.

Die Bauproduktion wird operativ durch die Hilfsbetriebe der Logistik und der maschinentechnischen Abteilung unterstützt.

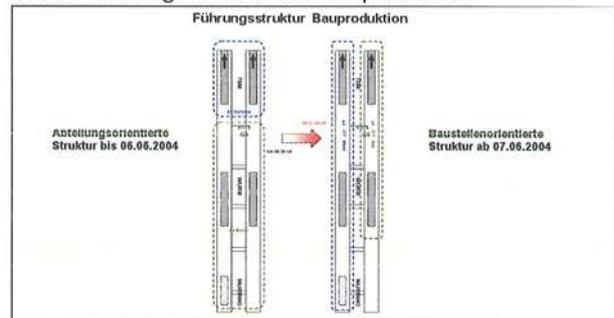
Die Logistik ermöglicht durch eine optimale Koordination und Disposition der Infrastrukturen (Rollmaterial, Ausbruchkipfstelle, Betonproduktion, Materialumschlag) und die effiziente Durchführung der rückwärtigen Unter-

haltsarbeiten, unter Berücksichtigung der Randbedingungen der maschinentechnischen Abteilung, die Zielerreichung der Bauproduktion.

Die maschinen- und elektrotechnische Abteilung MTA gewährleistet durch ihre Leistung eine maximale Verfügbarkeit der eingesetzten Gerätschaften und Infrastruktur.

Die Baustellenleitung und Bauproduktion wird durch das Technische Büro in der Abwicklung der administrativen Aufgaben und technischen Arbeitsvorbereitung unterstützt.

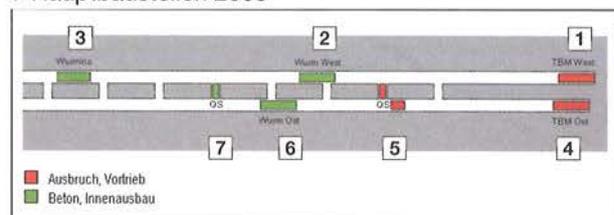
Bild 5: Führungsstruktur der Bauproduktion



2. Rückblick, Erfahrungen aus der ersten Vortriebshälfte

2.1 Allgemein

Bild 6: Schematische Darstellung der 7 Hauptbaustellen 2005



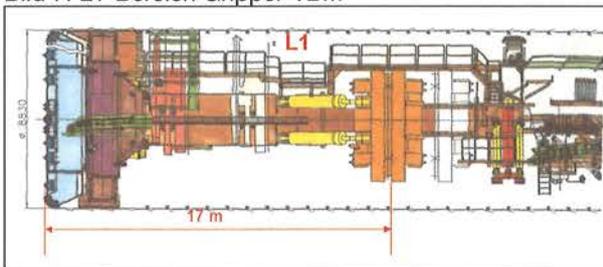
Jede der sieben, nachfolgend beschriebenen, aufgrund des Bauprogramms zeitgleich auszuführenden Teilbaustellen Untertag, stellt für sich allein eine Herausforderung besonderer Art dar. Die gleichzeitige Ausführung dieser sieben Teilbaustellen (Bild 6), zusätzlich erschwert durch den erforderlichen betrieblichen Unterhalt der Tunnel- und Gleisanlagen und den 24-stündigen Durchlaufbetrieb über sieben Tage pro Woche, stellt höchste Ansprüche an die Führung und Koordination der Bauproduktion.

2.2 Vortriebe

Die Vortriebsausrüstungen sind in beiden Einspur隧nells praktisch identisch. Es werden 2 offene Gripper-Hartgesteintunnelbohrmaschinen vom Typ Herrenknecht mit einem Bohrdurchmesser von 8.8 m und einer Hublänge von

2 m eingesetzt. Die gewählten Vortriebsmaschinen bieten mit der relativ weit hinter der Tunnelbrust verspannten TBM den erforderlichen Raum für die vorgesehenen Sicherungsarbeiten im L1 (Bild 7). Über die 400 m lange Nachläuferkonstruktion erfolgt die Versorgung der Tunnelbohrmaschinen mit Energie, Ersatzrollenmeisseln, Spritzbeton, Ankern, Einbaustahl, Sohlbeton, Entwässerungsleitungen sowie Kühlwasser und Bewetterung. Die Sohle wird inkl. Entwässerungsleitungen und Schächten im Zuge der Vortriebsarbeiten unter der ca. 90 m langen Rohrbrücke des Nachläuferwagens Nr. 2 mit einer Nutzlänge von 70 m, ca. 100 m hinter der Tunnelbrust, erstellt. Der Ausbruch der Schächte erfolgt unter dem Nachläufer im Sprengverfahren, wobei die darüber liegenden Baustelleneinrichtungen mittels Sprengschutzmatten abgeschirmt werden. Die Arbeiten werden im 3-Schichtbetrieb durchgeführt, wobei pro Arbeitstag 2-schichtig 18 Stunden auf reinen Vortrieb, und mit entsprechender Überlappung zur eigentlichen Produktion, 1-schichtig 9 Stunden für Wartungsarbeiten aufgewendet werden. Die Vortriebschichten auf der Vortriebsausrüstung zählen jeweils 18 Mann zuzüglich 5 Lokführer, die Wartungsschichten 14 Mann.

Bild 7: L1-Bereich Gripper-TBM



Die Entsorgung von Ausbruchsmaterial erfolgt ebenfalls über die Nachläuferkonstruktion, wobei am Ende des Nachläufers das Ausbruchsmaterial vom Förderband auf Rotationskipper umgeladen wird.

Am 1. Juni 2002 erfolgte durch den Bauherrn die Übergabe des Umgehungsstollens und der beiden Einspurtunnels bis zu den Montagekavernen. Die Montagekaverne Ost befindet sich 1.7 km, die Montagekaverne West 2.6 km im Bergesinnern. Für den Bau der knapp 9 km langen Gleisanlage Untertag, insgesamt 4 Portalkräne für die Montage der Tunnelbohrmaschinen und sämtliche Versorgungseinrichtungen (Strom, Wasser, Kommunikation) standen dem Consorzio 6 Wochen zur Verfügung. Mitte Juli konnte mit der Montage der Vortriebsausrüstungen in den beiden Montagekavernen begonnen werden, die nach gut 6 Monaten abgeschlossen werden konnte.

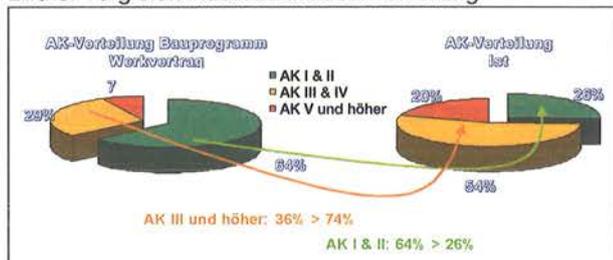
Seit Vortriebsaufnahme, am 07.01.2003 im Einspurtunnel Ost und am 18.02.2003 im Einspurtunnel West, wurden bis Ende Mai 2005 insgesamt gut 15.5 km Tunnel aufgefahren, bei einer Spitzentagesleistung von 35 m/AT. Die Jahresvortriebsleistung konnte von gut 4 km im Jahre 2003 auf knapp 8 km im Jahre 2004 gesteigert werden. Diese Leistungssteigerung begründet sich einerseits mit der 6 Monate in Anspruch genommenen Durchörterung einer gut 400 m mächtigen Störzone durch die Ost-TBM unmittelbar nach Aufnahme der Vortriebsarbeiten im Jahre 2003, andererseits durch diverse Umbauten und Optimierungen der Vortriebsausrüstungen im Laufe des Jahres 2004 infolge veränderter Verteilung der Ausbruchsklassen. Bei gleich bleibender Geologie für das laufende Jahr wird mit einer ähnlichen Vortriebsleistung wie im Vorjahr gerechnet, was zu einem voraussichtlichen Durchschlagstermin in Faido anfangs des letzten Quartals 2006 führt.

Die im Frühjahr 2003 aufgefahrene kakiritisch-kataklastische Störzone verlief subhorizontal mit der Schieferung des sie umgebenden Leventinagneises, und war einige Meter stark. Sie begleitete den Vortrieb Ost auf gut 400 m und den Vortrieb West auf knapp 100 m undulierend, teils im Profil, teils am Profil anliegend, und wurde Anfang September 2003 wieder verlassen. In dieser Zone mussten im L1-Bereich und oberhalb des TBM-Schildes zum Teil meterhohe Kavernen gesichert und teils vortriebsbegleitend, teils in einem späteren Arbeitsschritt verfüllt werden.

Für die Vortriebsleistungen ist der Sicherheitsaufwand im L1-Bereich massgebend, d.h. die entsprechenden Ausbruchsklassen. Über den Bauabschnitt Bodio bis Faido war die nachfolgende Ausbruchsklassenverteilung vorgesehen (Bild 8). Die effektiv angetroffene Ausbruchsklassenverteilung bis Ende März 2005 zeigt eine entsprechende Verschiebung in höhere Ausbruchsklassen auf (Bild 8). In den höheren Ausbruchsklassen ist infolge kontinuierlich niederfallenden Materials im L1-Bereich eine Sicherung während des Vortriebszyklus nicht, oder nur bedingt möglich, was massgebend die Bauzeitverlängerung begründet. Die Entsorgung des dadurch in erhöhtem Masse anfallenden Niederbruchmaterials, die zudem getrennt vom Spritzbetonrückprall zu erfolgen hat, schlägt sich ebenfalls in der Vortriebsleistung nieder.

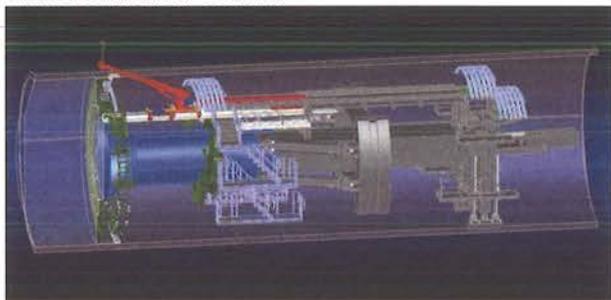
Im Jahre 2004 haben die Konsequenzen der Verschiebung der Ausbruchsklassenverteilung zum Entscheid geführt, den L1-Bereich beider Tunnelbohrmaschinen umzubauen.

Bild 8: Vergleich Ausbruchklassenverteilung



Ziel des Umbaus war die grösstmögliche Optimierung von Leistung, Produktivität und Sicherheit, insbesondere der Arbeitsplätze im L1-Bereich (Bild 9), die von der Verschiebung der Ausbruchsklassen am meisten betroffen waren. Der Umbau beinhaltet im wesentlichen Spritzroboter, Arbeitspodeste, Bogenversetzgerät und -zuführwagen. Die erzielte Leistungssteigerung, insbesondere in höheren Ausbruchsklassen, hat die Effizienz der Umbaumassnahmen bestätigt.

Bild 9: Umbau L1-Bereich



Betreffend des Verschleisses hat sich ergeben, dass die eingesetzten Tunnelbohrmaschinen rund alle 6 Monate, oder jeweils nach rund 2 km Fräsleistung, einer umfangreichen Sanierung unterzogen werden müssen, wobei insbesondere die Verschleissplatten im Frontbereich des Bohrkopfes sowie die Räumerelemente im Peripheriebereich zu ersetzen sind.

Für die Einhaltung der Klima- und Staubgrenzwerte ist eine enge Überwachung und, soweit erforderlich, eine ziel- und fristgerechte Umsetzung von Korrekturmaßnahmen unerlässlich. Dabei musste ein Grossteil der Erfahrungen erst gesammelt werden, da ein Zugriff auf Erfahrungswerte aufgrund der ausserordentlichen Dimensionen des Projektes nur in beschränktem Masse möglich war. Für die Einhaltung einer maximalen Umgebungslufttemperatur von 28°C werden die 60 m³/Sek. Frischluft, die jeder Vortriebsausrüstung zugeführt werden, mittels insgesamt 4 Wetterkühlern à 350 kW auf 20°C heruntergekühlt und auf die einzelnen Arbeitsplätze verteilt. Die Anforderungen der zulässigen MAK-Grenzwerte sind je nach Quarzgehalt des Gesteines ausserordentlich anspruchsvoll. An jedem Arbeitsplatz sind einerseits eine in der Menge ge-

nügende und möglichst unbelastete Frischluftzufuhr, und andererseits effiziente Entstaubungsanlagen unerlässlich. Bei eintretenden Anomalien ist für den Gesundheitsschutz von grösster Bedeutung, dass alle vor Ort befindlichen Mitarbeiter die in den Prozeduren festgelegten Abläufe einhalten, und die Umsetzung dieser Massnahmen vom Führungspersonal konsequent durchgesetzt wird. Regelmässige Orientierungen der Belegschaft helfen, die Mitarbeiter dahingehend zu sensibilisieren.

Vortriebe Querschläge Nr. 5 (Bild 6)

Die Baustelleinrichtungen für den sprengtechnischen Ausbruch der 32 m langen Querschläge beinhalten unter anderem:

- eine 90 m lange Nachläuferkonstruktion (Bild 10) und Sprengschutzwagen in der Oströhre
- Sprengschutz in der Weströhre
- Bohrwagen, Hebebühne, Ladegerät und Spritzroboter

Bild 10: Nachläufer Querschläge



Der schonende Ausbruch der ersten 3 m erfolgt im Teilausbruch, um insbesondere das Felsgefüge des Kreuzgewölbes im Anschlussbereich Querschlag-Einspurtunnel nicht zu stören und die Versorgung der TBM Ost nicht zu beeinträchtigen. Die restlichen Abschlüsse erfolgen im Vollausbuch bei Abschlagslängen von 2 m. Die Sicherung wird täglich nachgezogen. Die Arbeiten werden im Wochenbetrieb mit drei 6 Mann starken Schichten ausgeführt. Eine zeitliche Beschränkung der Ausbruchsarbeiten auf die Wartungsschichten der Hauptvortriebe ist aufgrund des zeitintensiven schonenden Ausbruchs nicht möglich, da der Abstand zwischen den Hauptvortrieben und dem ersten begehbaren Querschlag von sicherheitsrelevanter Bedeutung ist. Im Bereich der Querschlagsbaustelle reduziert sich der Gleisbetrieb in der Oströhre von zwei auf ein Gleis. Im Gesamtbauablauf kommt dem TBM-Vortrieb gegenüber den Querschlägen eine höhere Priorität

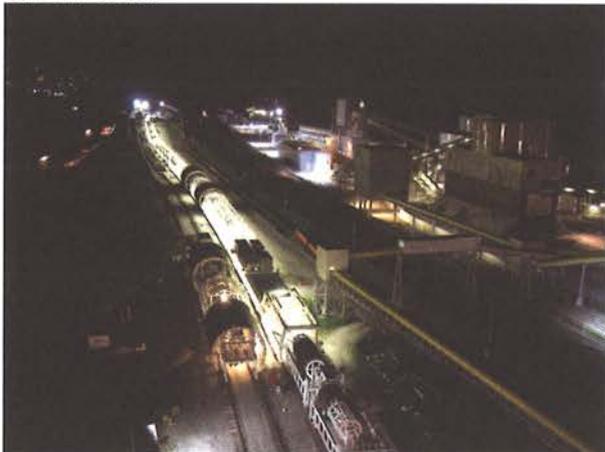
zu. Da insbesondere in der Anschliessphase der Querschläge die eingesetzten Geräte mehr als den halben Tunnelquerschnitt in Anspruch nehmen würden, müssen diese Arbeiten zwecks Gewährleistung einer möglichst ungehinderten Versorgung des Hauptvortriebs des öfteren unterbrochen werden. Der Ausbruch der Querschläge erfolgt momentan im 2-Wochen-Rhythmus.

2.3 Innenausbau

Würmer Nr. 2 und 6 (Bild 6)

Die Baustelleneinrichtungen für die Erstellung der Innengewölbe der beiden Einspurtunnels, die so genannten Würmer, bestehen aus 26 zusammenhängenden Wagen mit einer Gesamtlänge von rund 600 m (Bild 11). Die Funktion der einzelnen Wagen lässt sich auf folgende Haupttätigkeiten zusammenfassen:

Bild 11: Wurm



- Schlauchportal Nord
- Rohrrückbau
- Nachprofilierung, Erstellung Abdichtungsträger
- Erstellung Gewölbefussdrainage, inkl. Abdichtungsanschluss
- Betonieren der sog. Krawatten
- Abdichtung der Gewölbe
- Bewehrung der Gewölbe (nur in Teilstrecken)
- Betonieren der Vorläufer- und Nachläuferschalung
- Nachbehandlung der Betongewölbe
- Rohrvorbau
- Schlauchportal Süd

Pro Arbeitstag werden pro Einspurtunnel 24 m fertiges Innengewölbe erstellt, d.h. jede der zwei 12 m langen Schalungen wird täglich einmal mit Beton gefüllt. Im aktuellen 5-Tage-Betrieb entspricht dies einer Wochenleistung von 120 m pro Einspurtunnel (Bild 12). Für die Be-

wältigung sämtlicher Arbeitsschritte werden insgesamt 63 Mann im 3-Schicht-Betrieb auf den rund 20 Arbeitsplätzen der Würmer eingesetzt.

Bild 12: Innengewölbe



Da die Arbeitsplätze installationsbedingt zusammenhängen, genügen Verzögerungen an einem Arbeitsplatz, um das tägliche Fortschreiten des gesamten Wurmes um jeweils 24 m zu verzögern. Die zeitgerechte und korrekte Einflussnahme durch das Führungspersonal, eine praktisch 100%ige Verfügbarkeit der Baustelleneinrichtungen dank intensiver Wartungstätigkeit sowie eine intensive Begleitung der Betontechnologie haben es dem Consorzio ermöglicht, während der vergangenen zwei Monate praktisch ohne Ausfallblöcke in beiden Einspurtunneln täglich 24 m Innengewölbe zu erstellen.

Die Beherrschung der Betontechnologie stellt aufgrund der anspruchsvollen, projektbedingten Randbedingungen höchste Anforderungen an die produktionsbegleitenden Techniker des Consorzio. Dementsprechend hat sich der Betrieb eines Betonlabors mit zwei vollamtlichen Betontechnologen als zwingend erforderlich erwiesen. Die Erreichung korrekter Festbetoneigenschaften ist dabei weniger problematisch als die Gewährleistung der zeitabhängigen Frischbetoneigenschaften, die für die Verarbeitbarkeit des Betons massgebend sind. Durch die in Linie befindliche Aufbereitung des Ausbruchsmaterials der TBM's und der Querschläge zu Zuschlagstoffen müssen die eingesetzten Betonrezepturen kontinuierlich angepasst werden, insbesondere da das ausgebrochene Naturprodukt Leventinagneis in seiner Zusammensetzung starken Schwankungen unterworfen ist. So müssen z.B. Schwankungen im Glimmergehalt zwischen 10 und 45 %, Schwankungen im Siebdurchgang der gebrochenen Sandfraktionen 0/1 im Bereich 0 – 0,25 mm zwischen 45 und 60 Massen-% (Bild 13) oder Feuchtigkeitsschwankungen der Zuschlagstoffe zwischen 5 und 30% in den einzelnen Mischungsberechnungen kompensiert werden.

Grundsätzlich muss die zeitabhängige Konsistenz des Frischbetons der Produktion erlauben, den Beton über eine längere Strecke stabil zu halten, ohne Entmischung zu transportieren und kontinuierlich in die Schalungen pumpen zu können. Anschliessend muss die minimale Ausschalfestigkeit 10 Stunden nach der Betonherstellung erreicht werden, damit im geforderten Tagestakt jeweils wieder ausgeschalt und um 24 m fortgeschritten werden kann.

Für die Erstellung der Abdichtung wurde zur Rationalisierung der Arbeitsabläufe und Prozesse ein hoher Mechanisierungsgrad beim Folienverlegesystem angestrebt. Die Folienverlegemaschine drückt mittels Anpressrollen die PVC-Abdichtungsfolien (Bild 14) an die Tunnelwandung. Auf den PVC-Abdichtungsfolien ist rückseitig ein Vlies aufkaschiert. Mit Anpressrollen und Vibratoren, die auf die ganze Folienbreite verteilt sind, werden die mit Klettverschlüssen versehenen Befestigungspunkte auf die vorgängig aufgeschossenen Enkadrainmatten einvibriert.

Die Würmer müssen die Durchfahrt der Ver- und Entsorgungszüge der vorauslaufenden Baustellen zumindest eingleisig ermöglichen. Die Durchfahrt unter den rund 600 m langen Würmern erfolgt mit max. 5 km/h, im Gegensatz zu den freien Strecken, wo eine Spitzengeschwindigkeit von bis zu 30 km/h gefahren wird.

Durch die mit 8.8 m Bohrdurchmesser bedingt engen Platzverhältnisse haben zu speziellen Lösungen geführt, unter anderem der Aufteilung des Innenringes in beidseitig auf so genannten Kickern des Sohlgewölbes abgestützten Krawatten und dem eigentlichen Gewölbe (Bild 15). Die Krawatten werden rund 140 m vor den Gewölben erstellt und haben dadurch beim Betonieren der Gewölbe selbst ein Mindestalter von sieben Kalendertagen. Der Ausschalvorgang des Gewölbefussbereichs wäre technisch, ohne die vorgängige Erstellung dieser Krawatten, infolge der engen Platzverhältnisse kaum realisierbar.

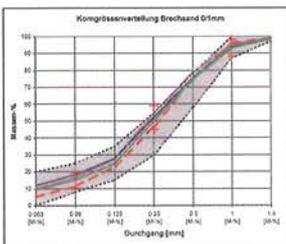
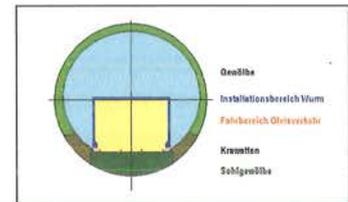


Bild 13: Korngrößenverteilung Brechsand 0/1 mm

Bild 14: Abdichtung



Bild 15: Normalprofil Einspurtunnel, Innenausbau



Die Gewölbeschalungen sind auf den Positionen ein und elf Uhr gelenkig ausgebildet. Zusammen mit den sich am Anschluss der Krawatten ergebenden Gelenken lässt sich die Schalung zwecks Einhaltung der minimalen Gewölbeausbaustärke von 25 cm und des nicht verletzbaren Lichtraumprofils sowohl in der Höhe, als auch seitlich jeweils um +/- 10 cm verstellen. Dies ist einerseits zwecks Aufnahme der Fahrtoleranzen der TBM, andererseits zwecks Kompensation eintretender Konvergenzen sowie zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Schichtstärken der im L1- und L2-Bereich der Gripper-TBM aufgetragenen Ausbruchsicherung (Spritzbeton) erforderlich. Die Definition der optimierten Schalungspositionen erfolgt auf so genannten Synopsisplänen. Die korrekte Einmessung der Schalungen wird durch ein Vermessungsteam des Consorzio gewährleistet.

Wurmino Nr. 3 (Bild 6)

Beide Würmer haben ihre Produktion ab den Montagekavernen der jeweiligen TBM Richtung Norden aufgenommen. Die Bereiche zwischen den Montagekavernen und den am Südportal erstellten Tagbaustrecken wurden im Sprengvortrieb (Felsbereich) und im Rohrschirmverfahren (Lockergesteinsstrecke) aufgefahren. Aus programmlichen Gründen wird für die Erstellung der Innenringe in diesen Bereichen jeweils Richtung Süden ein kleiner Wurm, der so genannte Wurmino, eingesetzt.

Der Wurmino besteht aus 7 Wagen mit einer Gesamtlänge von rund 100 m. Die Funktionen der einzelnen Wagen

lassen sich auf folgende Haupttätigkeiten zusammenfassen:

- Nachprofilierung, Erstellung Abdichtungsträger
- Abdichtung der Gewölbe
- Bewehrung der Gewölbe (10 – 20 to pro Block)
- Gewölbeschalung
- Nachbehandlung der Gewölbe

Im Gegensatz zum Wurm werden die Gewölbefussdrainagen, die Abdichtungsanschlüsse und die Krawatten der Hauptinstallation vorauslaufend erstellt.

Pro Arbeitstag werden 12 m fertiges Innengewölbe erstellt, d.h. die Schalung wird täglich einmal mit Beton gefüllt. Im aktuellen 5-Tage-Betrieb entspricht dies einer Wochenleistung von 60 m. Für die Bewältigung sämtlicher Arbeitsschritte werden insgesamt 14 Mann im 2-Schichtbetrieb auf den rund 10 Arbeitsplätzen eingesetzt.

Querschläge Nr. 7 (Bild 6)

Die Abdichtung der Querschläge wird jeweils vorgängig mit Hilfe eines Gerüsts appliziert. Für die Erstellung der Innengewölbe wird eine ca. 10 m lange Stahlschalung eingesetzt, welche die rund 32 m langen Querschläge jeweils in 3 Etappen betoniert. Die Anschlüsse an die Einspurtunnels werden zuvor, zusammen mit dem Innengewölbe der Einspurtunnels, mittels einer aufgesetzten Kragenschalung erstellt. Das Betonieren eines Querschlages nimmt 7 Arbeitstage in Anspruch. Für das Umsetzen der Gewölbeschalung von einem Querschlag, um weitere 312 m, zum nächsten erfolgt mittels eines speziellen Flachbettwagens.

2.4 Logistik

Die Koordination der Ver- und Entsorgung der einleitend erwähnten 7 Baustellen Untertag sowie insbesondere die Durchführung des betrieblichen Unterhalts der per dato rund 40 km umfassenden Gleisanlage Untertag wird operativ durch die Logistik (Bild 16) in enger Koordination mit der Bauproduktion wahrgenommen.

Der täglich abzuwickelnde Personenverkehr und Materialumschlag ist beim bestehenden Gleisbetrieb gewaltig, dazu einige Zahlenbeispiele

- Pro Arbeitstag werden bis zu 850 m³ Beton und Spritzbeton produziert, transportiert und eingebaut.
- Pro Arbeitstag werden bis zu 6'000 m³ Ausbruchsmaterial lose gefördert und abtransportiert, was einem Nettogewicht von ca. 12'000 to entspricht. Für den Umschlag dieser Ausbruchsmenge werden täglich mit den heute 7 eingesetzten Schutterzügen in Summe rund 450 km zurückgelegt.
- Insgesamt befanden sich bis Ende Mai 2005 rund 40 Lokomotiven und 240 Wagen (Nachmischer, Rotationskipper, Flachbettwagen) im Einsatz. Aneinandergereiht ergäbe das gesamte Rollmaterial eine Zugkomposition von über 3 km Länge.
- Die Abwicklung des Zugverkehrs führt in Spitzenzeiten bis zu 180 Zugbewegungen pro Arbeitstag, die zentral über eine Leitstelle koordiniert und gesteuert werden.
- Betrachtet man die gesamte Baustelle, umfasst die überwachte Gleisanlage Über- und Untertag bis Ende Mai rund 170 Weichen und 46.5 km Gleis, gut 1 km länger als die im letzten Herbst in Betrieb genommene Neubaustrecke Mattstetten–Rothrist der Bahn 2000!

Die Steuerung des Zugverkehrs erfolgt über ein blockgesteuertes Leitsystem, das zentral über eine Leitstelle (Bild 17) betrieben wird. Bei Engpässen oder Konflikten legt die Disposition die Prioritäten in der Zugabwicklung fest.

Die Versorgung der einzelnen Baustellen mit Beton und Spritzbeton erfolgt über eine Betonanlage mit zwei Zweiwelvenzwangsmischern à 3 m³. Die theoretische Leistung von je 60 m³/h (in Summe 120 m³/h) gewährleistet eine gleichzeitige Abfüllleistung von 2 mal 48 m³ in je 50 Minuten, was zwei Vierwagen-Betonzugkompositionen entspricht.

Um extreme Betonbedarfsspitzen zu vermeiden, sind die beiden Hauptbetonverbraucher Innengewölbe der Würmer und Sohlgewölbe der TBM-Vortriebe in der Ausführung zeitlich versetzt.

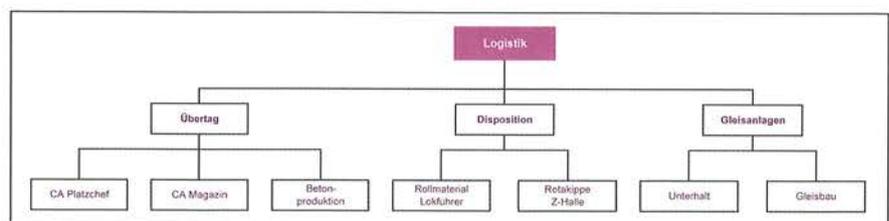


Bild 16: Organigramm Logistik

In der Regel werden die Innengewölbe in der Frühschicht (Bild 18) während der Wartungsschichten der TBM-Vortriebe betoniert. Der Betonbezug für die Sohlgewölbe beschränkt sich auf die Spätschicht während der Aushärtung der Innengewölbe und auf die Nachtschicht während des Umsetzens der Innengewölbeschalungen.

Bild 17: Leitstelle

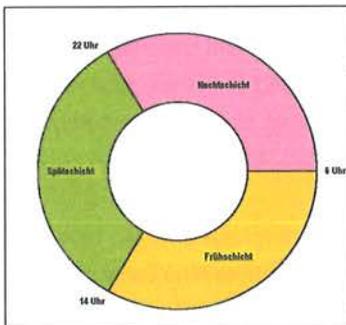


Bild 18: Schichtenteilung

Verkehrsspitzen treten hauptsächlich jeweils zwei bis drei Stunden vor Vortriebsaufnahme der Tunnelbohrmaschinen auf. Die beiden Hauptvortriebe werden mit dem Tagesbedarf an Baumaterialien (Sicherungsmittel, Drainageleitungen usw.) und Spritzbeton versorgt, die Schutterzüge werden bereitgestellt, während das Betonieren der Innengewölbe kurz vor dem Abschluss steht.

Übertag nimmt die Logistik die Aufgaben der Lager- und Materialbewirtschaftung wahr. Hierzu werden die an klar definierten Plätzen eingelagerten Baumaterialien periodisch erfasst, kontrolliert und bei Unterschreitung der mit der Produktion festgelegten Minimalbestände wieder aufgestockt. Einerseits wird dadurch ein zentraler und koordinierter Abruf von Baumaterialien ermöglicht, andererseits die Produktion von dieser Aufgabe entlastet.

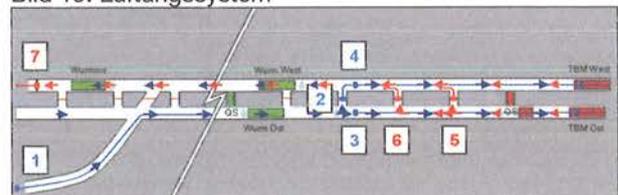
Dem Betrieb der Rotationskippanlage und der nachlaufend in Linie eingebaute Brecher kommt eine Schlüssel-funktion zu. Je nach Wiederverwendbarkeit des Ausbruchmaterials wird das Ausbruchmaterial als A-

(Verwendung für die Kiesaufbereitung), B- (Schütt- und Auffüllmaterial) oder Z-Material (Überschussmaterial) deklariert. Über die leistungsfähige Brecheranlage wird das Überkorn auf die zulässige Kantenlänge von max. 15 cm vorbereitet und anschliessend dem Nebenunternehmer Los 506 zur Weiterverarbeitung übergeben.

Das Lüftungssystem wird zentral in der Leitstelle überwacht, von wo aus jeder Ventilator für sich angesteuert und geregelt werden kann. Grundsätzlich funktioniert der eine Tunnel (Einspurtunnel Ost) als Frischluftfröhre und der andere Tunnel (Einspurtunnel West) als Abluftfröhre. Die Durchströmung der beiden Tunnel mit Frischluft wird einerseits durch zwei drückende Ventilatoren Nr. 1 (siehe Bild 19) beim Umgehungsstollen, welche die Frischluft über zwei Luttenstränge in den Einspurtunnel Ost einblasen, und andererseits durch zwei saugende Ventilatoren Nr. 7 am Südportal des Einspurtunnels West, die in einer mit einem Rolltor versehenen Wetterwand platziert sind, erreicht. Einwandfrei verschlossene Querschläge sind eine wichtige Voraussetzung für ein optimal funktionierendes Umluftsystem. Die Frischluft wird grundsätzlich über zwei mobile Lüfterwagen Nr. 3 und 4 via Luttenstränge bis auf die Nachläuferkonstruktionen geführt, wo sie durch die Einrichtungen der Sekundärventilation übernommen wird. Die Überleitung der Frischluft in den Einspurtunnel West erfolgt durch den in einem Querschlag befindlichen Ventilator Nr. 2. Die Abluft der Oströhre wird über zwei Ventilatoren Nr. 5 und 6 in den freien Querschnitt der Weströhre überführt, wo sie schliesslich über die zwei saugenden Ventilatoren Nr. 7 wieder der Umgebung abgegeben wird.

Unmittelbar vor den Baustelleneinrichtungen der beiden Würmer und des Wurmino, sowie bei der Frischluftverteilung für die beiden Tunnelbohrmaschinen vor den Lüftern Nr. 3 und 4 sind zusätzlich Wassernebelvorhänge in Betrieb, welche die Grundstaubbelastung der Frischluft massiv reduzieren sowie die Temperaturen herabsetzen. Ein Wassernebelvorhang unmittelbar nach der Querschlagsbaustelle erlaubt, die nach den einzelnen Abschlägen entstehenden Sprenggase niederzuschlagen, damit nachfolgende Baustellen nicht zusätzlich belastet werden.

Bild 19: Lüftungssystem



Das oben beschriebene Lüftungssystem erlaubt der Baustelle bei einem Brandfall Untertag jeweils eine Röhre als Fluchröhre rauchfrei zu halten, wobei mittels der reversierbaren Ventilatoren Nr. 7 die Zirkulationsrichtung der Luft vorgegeben werden kann.

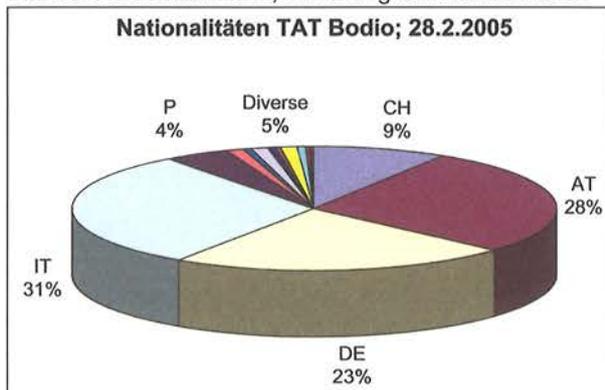
2.5 Personal

Gewerbliches Personal

Im Verlaufe des Jahres 2004 wurde im TBM-Vortrieb von einem 4/3-Betrieb (4 Vortriebsschichten mit jeweils integrierter Wartungsschicht) auf einen 3/2-Betrieb (3 Vortriebsschichten) umgestellt. Die Wartungsarbeiten werden pro Vortriebsausrüstung nun durch 2 komplette Schichten im 8–6 Schichtbetrieb wahrgenommen. Das neue Modell erwies sich für die mittleren Ausbruchsklassen als äusserst effizient. Für die Bewältigung von Störzonen wurde jeweils kurzfristig wieder auf 4/3-Betrieb umgestellt. Die Problematik der mit dem Baufortschritt zunehmenden Wegzeiten, gültig für alle Teilbaustellen Untertag, konnte durch ein gemeinsam mit den Gewerkschaften und dem SECO erarbeitetes Schichtmodell und begleitenden Massnahmen gelöst werden. Während den Produktionsschichten beziehen die Mitarbeiter gestaffelt Pausen, und auf den einzelnen Installationen Untertag sind Pausenräume, in der Regel die Rettungscontainer, mit Kochgelegenheiten eingerichtet worden. Für das letzte Vortriebsjahr des Teilabschnitts Bodio wird durch das Consorzio, in Anbetracht des für Anfang des letzten Quartals geplanten Durchschlagtermins, eine erweiterte Lösung im Zusammenhang mit der Gleitzeit angestrebt.

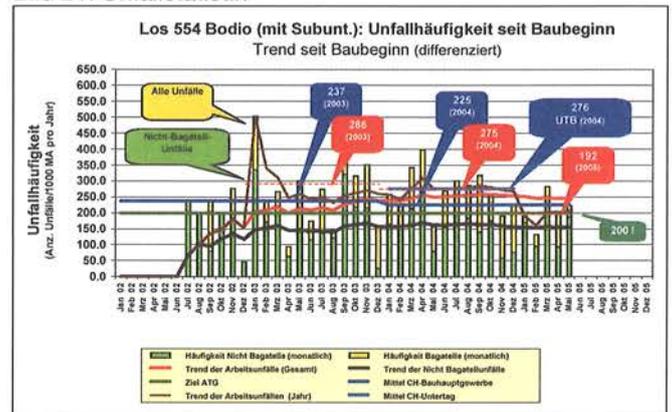
Die Baustelle Bodio ist äusserst multikulturell zusammengesetzt. Es sind insgesamt 14 Nationalitäten vertreten, wobei entsprechend der nachfolgenden Grafik 82 % (Bild 20) der eingesetzten gewerblichen Mitarbeiter aus den Nachbarländern Italien, Österreich und Deutschland stammen.

Bild 20: Personalstatistik; Verteilung der Nationalitäten



Arbeitssicherheit und Gesundheitsschutz werden auf allen Grossbaustellen der Neuen Alpen transversalen gross geschrieben. Die entsprechenden Zielvorgaben der ATG sind mit < 200 Unfällen pro 1'000 Mitarbeiter und Jahr (Bild 21) gegenüber dem Mittel der schweizerischen Bauwirtschaft im allgemeinen (2004: 225), und gegenüber der Unterklasse T im speziellen (2004: 275), bewusst hoch angesetzt. Die Unfallhäufigkeit der Baustelle Bodio konnte seit 2003 kontinuierlich auf den aktuellen Jahreswert von 192 gesenkt werden. Unter anderem durch periodisch durchgeführte Stop-Risk Kampagnen, regelmässige Sicherheitsübungen und Schulungen sowie durch zweimonatliche Sitzungen des Arbeitnehmersausschusses mit Sicherheitsdelegierten wird aktiv auf das Unfallgeschehen Einfluss genommen. Trotzdem hatte die Baustelle Bodio am 21. Januar leider 2 tödlich verunfallte Mitarbeiter zu beklagen. Ein Risiko, das wir uns als Untertagebauer, die tagtäglich mit grössten, bis zu 4'000 kW starken Baumaschinen auf engstem Raum arbeiten, wohl bewusst ist; wenn es uns aber einholt, nur schwer zu akzeptieren ist.

Bild 21: Unfallstatistik



Technisches und kaufmännisches Personal

Für den Baustellenleiter stellt das Sicherstellen, dass die richtige Information und Instruktion zum richtigen Zeitpunkt an den richtigen Ort gelangt, führungstechnisch eine der grössten Herausforderungen dar. Dementsprechend müssen die einzelnen Bauführer unter anderem einen möglichst lückenlosen Informationsfluss zwischen den sich ablösenden Produktionsschichten gewährleisten und die durch die Baustellenleitung beschlossenen Massnahmen konsequent durchsetzen.

Der Durchlaufbetrieb, 7 Tage pro Woche, 24 Stunden am Tag, stellt insbesondere an das Führungspersonal höchste Ansprüche. Dem Durchhaltewillen der Führungskräfte wird einiges abgefordert, verstärkt durch die projektbedingt langen Ausführungszeiten der einzelnen

Bauabschnitte und den Umstand, dass man sich aus verschiedenen Gründen im Schaufenster der Öffentlichkeit und der Medienwelt befindet.

3. Ausblick, Herausforderungen für die zweite Vortriebshälfte

3.1 Allgemein

Anfang Juni haben beide Vortriebseinrichtungen den Tunnelmeter 10'000 überfahren, womit ab Tunnelportal Süd knapp 2/3 der Strecke bis zur Losgrenze Faido überwunden sind. Die technischen Anforderungen aufgrund der immer längeren Transportwege steigen im gleichen Umfang wie die Erfahrung der Belegschaft. Durch permanente und hartnäckige Führung und den unermüdlichen Einsatz sämtlicher Beteiligten wird die Baustelle Bodio das hohe aktuelle Leistungsniveau bis Faido durchziehen und unter Umständen sogar übertreffen. Konkret führen vor allem die Konsequenzen aus den kontinuierlich zunehmenden Transportdistanzen und der zunehmenden Überlagerung zu neuen Herausforderungen für die einzelnen Teilbaustellen. Die Gewährleistung von über 15 km Transportweg stabilen und verarbeitbaren Betonrezepturen, um nur eine der unzähligen Herausforderungen zu erwähnen, stellt eine äusserst anspruchsvolle Bauaufgabe dar.

3.2 Vortriebe

Die langen Transportwege und die dadurch verlängerten Transportzeiten, bedingen eine detaillierte und vorausblickende Planung des täglichen Güterumschlags durch die Produktion, um durch fristgerechten Abruf der Transporte rechtzeitig versorgt werden zu können. Um der Produktion eine gewisse Flexibilität bewahren zu können, werden sukzessive kritische Ersatzteile vermehrt vom Magazin Übertag auf die Vortriebsausrüstung vor Ort verschoben. Dementsprechend wird den elektromechanischen Werkstätten vor Ort zunehmend grössere Bedeutung zukommen. Höhere Temperaturen infolge grösserer Felsüberlagerungen werden ebenfalls neue Anforderungen an die Kühlung der einzelnen Arbeitsplätze stellen. Dementsprechend werden neben der bereits 1'400 kW starken installierten Kühlleistung auf den Vortriebseinrichtungen weitere Aggregate vorgehalten, um bei Bedarf, je nach angetroffenen Felstemperaturen, weiter aufstocken zu können. Die aktuelle Felstemperatur beträgt 32°C.

3.3 Innenausbau

Die Anforderungen an die Verarbeitbarkeit des Betons werden mit zunehmendem Vortriebsstand anspruchsvoller. Die «Offenzeit» des Betons muss kontinuierlich den länger werdenden Transportzeiten angepasst werden, die Aushärtezeit nach Einbringen des Betons muss zwecks Aufrechterhaltung des Arbeitsrhythmus konstant bleiben.

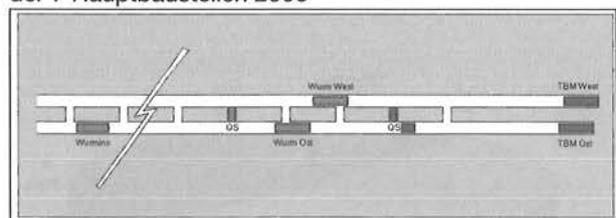
Je nach Eignung des Ausbruchmaterials zur Zuschlagsproduktion, werden vermehrt Zuschlagsstoffe aus externen Quellen herangezogen werden müssen. Das Consorzio konnte diesbezüglich bereits Erfahrungen mit Ausbruchmaterial aus dem nördlichen Bauabschnitt Amsteg oder aus benachbarten Steinbrüchen sammeln. Die umfangreichen, zusammen mit dem Planer durchgeführten Eignungs- und Vorversuche müssen kontinuierlich produktionsbegleitend durchgeführt werden. Bis zum heutigen Zeitpunkt hat sich aufgrund komplexer Randbedingungen keine der im Prüfzyklus 96 erarbeiteten Rezepturen in der Praxis bewährt.

Aktuell wird die Arbeitsvorbereitung der Banketterstellung initialisiert. Bereits hoch angesetzte Terminvorgaben sollen weiter optimiert werden, um raschmöglichst nach Fertigstellung des Innenausbaus der Weströhre zwischen Bodio und Faido diese dem Folgeunternehmer, der Bahntechnik, übergeben zu können.

3.4 Logistik

Die Bedeutung der Logistik nimmt mit zunehmender Transportdistanz der einzelnen Teilbaustellen beinahe exponentiell zu. Die zeitlichen Konsequenzen einer Fehllieferung zu einem der Hauptvortriebe, aktuell gut 10 km im Berginnern, werden immer grösser. Dementsprechend haben sich die Aufgaben des Platzdienstes und der Betonproduktion zu Schlüsselfunktionen entwickelt.

Bild 22: Schematische Darstellung der 7 Hauptbaustellen 2006



Der Wurmino wird bis Ende 2005 den Innenausbau der Lockergesteinsstrecke und des Sprengvortriebs in der Weströhre abgeschlossen haben und in die Oströhre

transferiert werden können (Bild 22). Dadurch wird die Weströhre, die der Bahntechnik als erste übergeben werden muss, um eine Baustelle entlastet und die Oströhre um eine zusätzliche Baustelle auf insgesamt 5 aufgestockt. Dementsprechend ist insbesondere in der Oströhre eine umsichtige Gleisbelegungsplanung, z.B. für notwendige Wartungsarbeiten, von zentraler Bedeutung. Die Abwicklung des Gleisverkehrs auf der bis zur Losgrenze Sedrun gut 100 km umfassenden Gleisanlage, und entsprechend heutigem Planungsstand aneinandergereiht knapp 4 km langem Rollmaterial, ist nur dank dem erstmals im Untertagebau eingesetzten Leitsystem denkbar. Bereits heute sind täglich mehr Zugsbewegungen zu steuern und zu überwachen als im Rangierbahnhof Limmattal, dem grössten Rangierbahnhof Zürichs.

3.5 Personal

Die Aufrechterhaltung eines sicheren und vernünftigen Baustellenbetriebs auf der Jahrhundertbaustelle des Gotthardbasistunnels erfordert aufgrund der Konsequenzen der zum Teil gigantischen geometrischen Randbedingungen oft Sonderlösungen, die in Zusammenarbeit mit allen beteiligten Sozialpartnern gefunden werden müssen. Die bis anhin enge Zusammenarbeit zwischen Bund, Kanton, Gewerkschaften, Arbeitnehmern und Arbeitgebern ist hierzu eine Grundvoraussetzung. Ohne die Umsetzung von Sonderlösungen oder Kompromissen ist heute ein Projekt dieses Ausmasses im europäischen Raum schlichtweg nicht mehr realisierbar.

3.6 Herausforderungen für den Teilabschnitt Faido–Sedrun

Der Teilabschnitt Faido–Sedrun wird für die südlichen TBM-Vortriebe die Kür der maschinellen Vortriebe der Loskombination sein. Technisch werden noch höhere Anforderungen gestellt als im Abschnitt Bodio–Faido. Eine der erschwerten Randbedingungen ist, dass sich mit der Multifunktionsstelle MFS der Ausgangspunkt rund 15 km im Berginnern befindet. Zudem reduziert sich die Versorgung der nach wie vor sechs Teilbaustellen auf rund 15 km von Bodio bis Faido von aktuell zwei auf nur einen Einspurtunnel, da die Weströhre dem Nachfolgeunternehmer der Bahntechnik übergeben werden muss. Zudem ist der 2.8 km lange Zugangsstollen Faido, mit einem Gefälle von 13 %, nur beschränkt für Zu- und Abtransporte nutzbar. Im Bereich der MFS erfolgt geologisch der Wechsel vom subhorizontal geschichteten Leventinagneis zum nahezu

senkrecht stehenden, aufgrund der zunehmenden Überlagerung druckhaften Lucomagnagneises. Diese Übergangszone machte sich durch eine massive Störzone bemerkbar, die in der aktuellen Bauausführung der MFS zu umfangreichen technischen und programmlichen Anpassungen geführt hat, die heute noch nicht abgeschlossen sind. So werden Querschnittsverformungen bis zu 80 cm mittels nachgiebiger Elemente in den Ausbaubögen aufgefangen, und Bereiche, die aufgrund von Spannungsumlagerungen bergschlaggefährdet sind, müssen abgesperrt und nachgesichert werden. Mit der Pioramulde, rund 3.6 bis 4.0 km nach Vortriebsaufnahme in Faido, stellt sich den Planern und Ausführenden ein weiteres technisches Hindernis in den Weg, dessen Umfang sich erst aufgrund entsprechender Vorausbearbeitungen aus den TBM-Vortrieben enger eingrenzen und abschätzen lassen wird. Nach der Durchörterung der Pioramulde sind bis zur Losgrenze Sedrun die Gesteinsformationen des Gottthardmassivs zu durchfahren.

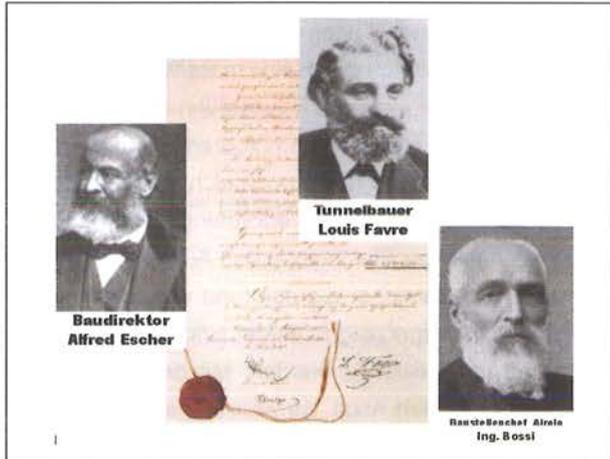
In der MFS erfolgt innerhalb von ca. 8 Monaten der Verschiebung und der Umbau der beiden Vortriebsausrüstungen. Der Werkvertrag, die Erfahrungen der auf dem Abschnitt Bodio–Faido aufgefahrener ersten 15 km, sowie die Beurteilung der vorgängig erwähnten Randbedingungen stellen die Planungsgrundlage für die detaillierte technische Auslegung der Vortriebsausrüstungen des Teilabschnittes Faido–Sedrun dar. Eine erfolgreiche technische und programmliche Abwicklung der südlichen TBM-Vortriebe bis zur Losgrenze Sedrun ist nur unter engem Einbezug der Multifunktionsstelle möglich.

Die Personalplanung für die Bauphasen zwischen dem Ankunftsdatum Bodio–Faido und dem Startdatum Faido–Sedrun der Vortriebs- und Innenausbauarbeiten in der MFS setzt eine umsichtige Disposition voraus. Die Belegschaft Bodio wird von einem Gesamtbestand von aktuell gut 600 Mitarbeitern für die 8 Monate andauernde Umbauphase auf ca. 300 reduziert, und bei der Wiederaufnahme der Produktion auf den ursprünglichen Bestand aufgestockt. Dabei müssen insbesondere Schlüsselpersonen, als wichtige Erfahrungsträger, nach diesem Produktionsunterbruch wieder zur Verfügung stehen.

4. Schlussbemerkungen

Am 27. September 1992 hat der Souverän, das Schweizer Volk, beschlossen, mit der NEAT zwei neue Basistunnels durch die Schweizer Alpen zu erstellen, um unter anderem den aufkommenden Güter- und Personenverkehr

Bild 23: Geschichte



auf der Nord-Südachse bewältigen zu können und um unser Strassennetz vor einem Kollaps zu bewahren. Die Ausführung dieses Jahrhundertprojekts, einerseits mit dem Lötschbergtunnel und andererseits mit dem 57 km langen Gotthardbasistunnel, dem längsten Eisenbahntunnel der Welt, fordert von allen Beteiligten, ob Bauherr, Planer, Unternehmer oder einfacher Bauarbeiter, während der gut 15jährigen Bautätigkeit ein überdurchschnittliches Engagement, Durchhaltewillen und Hartnäckigkeit - Tugenden, die sich heute allgemein rar machen - verbunden mit vielen persönlichen Entbehrungen. Bei der Bewältigung des Gotthardbasistunnels durch das Gotthardmassiv, mit den täglichen Herausforderungen des Berges, ist es für alle beteiligten Entscheidungsträger von grösster Wichtigkeit, den erforderlichen Rückhalt zu haben, damit gemeinsam die jeweils zugeteilten Aufgaben erfolgreich und nachhaltig gelöst werden können. Dies lehrt uns die Geschichte (Bild 23). Trotz modernster Technologie werden unter grösstem Druck auf allen Teilabschnitten Pionierleistungen vollbracht, auf die alle Beteiligten stolz sein dürfen. Ingenieure seitens Planung und Ausführung erarbeiten und realisieren gemeinsam kontinuierlich tech-

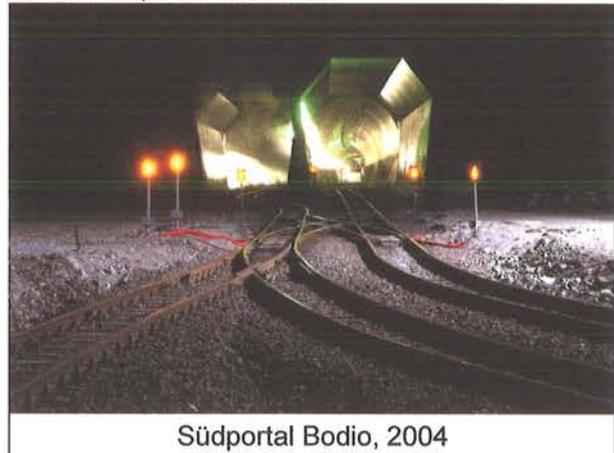
Bild 24: Südportal Airolo 1873



Voreinschnitt Airolo, 1873

nisch intelligente Lösungen, die nicht zwingend die billigsten sind; sich aber im Rahmen des Gesamtprojektes und den technischen Herausforderungen oft als die günstigsten erweisen. In Folge der anspruchsvollen Randbedingungen des Jahrhundertprojekts bewegt man sich in der Ausführung oft nahe an den Grenzen des technisch machbaren, die immer weiter vorangeschoben werden (Bild 24, 25).

Bild 25: Südportal Bodio 2004



Südportal Bodio, 2004

Faido – Bewältigung schwieriger Gebirgsverhältnisse, Rückblick und Ausblick

Bruno Röthlisberger, Dipl. Ing. FH/STV; IG GBTS, Amberg Engineering AG, Faido
Alex Sala, Dipl. Bauing. FH; IG GBTS, Amberg Engineering AG, Regensdorf-Watt

1. Einleitung

Der Bau der Multifunktionsstelle (MFS) Faido im Teilabschnitt Faido birgt viele Herausforderungen und stellt hohe Anforderungen an alle an diesem Bau beteiligten.

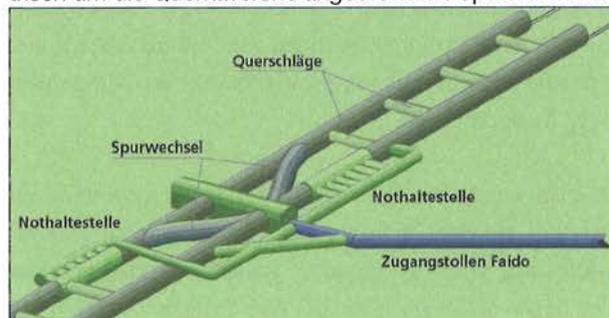
Der folgende Beitrag beschreibt, wie aufgrund einer nicht vorhersehbaren Geologie eine Neudisposition der MFS erarbeitet und umgesetzt werden musste und wie Wege zur Bewältigung der unerwartet auftretenden Gefährdungen gefunden wurden. Abschliessend folgt ein Ausblick auf die in den verschiedenen Vortrieben vorrangig zu erreichenden Ziele.

2. Neue Disposition der Multifunktionsstelle Faido

2.1 Aufbau der Multifunktionsstelle (MFS)

Der Teilabschnitt Faido wurde über einen 2,7 km langen Zugangstollen mit 13% Gefälle erschlossen. Etwa 300 m tiefer als das Portal, am Ende des Zugangstollens, liegt die Multifunktionsstelle Faido. Die Gebirgsüberlagerung beträgt hier 1400 bis 1600 m. Gebirgs- und Bergwassertemperatur liegen zwischen 37 und 39 °C. Der Zugangstollen mündet in die Querkaverne, das Logistikherz für die Sprengvortriebe in der MFS. Hier wird das Ausbruchmaterial vorgebrochen, die Frischluft im Stollensystem verteilt, das Bergwasser in grossen Becken gesammelt etc. Von hier aus starteten die beiden Einspurtunnel (EST) in nördliche und südliche Richtung.

Bild 1: Altes Layout der Multifunktionsstelle mit symmetrisch um die Querkaverne angeordneten Spurwechseln



Die Multifunktionsstelle Faido besteht neben den EST aus zwei Tunnelverzweigungen mit Spurwechseln und zwei Nothaltestellen, die durch einen Seitenstollen verbunden sind. In einem Notfall in der Betriebsphase können durch diesen Seitenstollen die Passagiere evakuiert werden.

Ein separates Abluftstollensystem erlaubt in der Ost- und Weströhre die kontrollierte Absaugung der Brandgase.

Insgesamt waren in der ursprünglichen Multifunktionsstelle rund 6,3 km Tunnel und Stollen mit Querschnitten zwischen 40 und über 250 m² vorgesehen. Die ganze MFS wird sprengtechnisch aufgeföhren.

2.2 Prognostizierte Geologie

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

Gemäss dieser ursprünglichen geologischen Prognose wäre die Multifunktionsstelle komplett im bautechnisch günstigen Leventina-Gneis gelegen.

Einzelne bautechnisch nicht relevante Störzonen waren für den südlichen Teil der MFS prognostiziert, einige relevante aber geringmächtige querschlägige Störzonen waren für den nördlichen Teil der MFS vorausgesagt worden.

Beim Aufföhren des Zugangstollens deckten sich geologische Prognose und Befund. Der Zugangstollen liegt bis auf eine kurze Einschaltung des Lucomagno-Gneises bei Tm 2'000, der ohne eine Anpassung der Sicherungsmittel problemlos durchörtert werden konnte, komplett im Leventina-Gneis. Zudem wurde der unproblematische Übergang vom Leventina- zum Lucomagno-Gneis bereits beim Sondierstollen Pioramulde und beim Schutterstollen in Bodio ohne Probleme durchfahren.

2.3 Niederbruch in der Querkaverne und Erkundungen der Störzonen

Eineinhalb Monate nach Vortriebsbeginn der MFS ereignete sich am 11. April 2002 nach der Sprengung in der Kalotte der Querkaverne bei Tm 2'719 völlig unerwartet ein Niederbruch. Durch anfangs langsames, später stärkeres Nachrieseln von Material einer Quarzlinse bildete sich ein ca. 8 m hoher Kamin aus. Erkundungsbohrungen zeigten, dass im Bereich des Kreuzgewölbes Querkaverne mit der Oströhre des Einspurtunnels das Gebirge wieder in standfesten Leventina-Gneis übergeht.

Bild 2: Niederbruch in der Querkaverne vom 11. April 2002



In einer ersten Interpretation wurde der Niederbruch als lokales Phänomen eingestuft. Danach wurden beim Vortrieb der Baulogistikverbindung weiter nördlich ebenfalls stark gefälte, gestörte Gneise geringerer Festigkeit angefahren. Zur besseren Erkundung der hier vermuteten Störzone und des Übergangsbereiches in den Lucomagno-Gneis wurden zum einen mehrere Kern- und Schlagbohrungen nach Norden durchgeführt und zum anderen die Vortriebe nach Norden forciert, um möglichst frühzeitig einen Aufschluss über die geologischen Verhältnisse zu erhalten. Aufgrund dieser Vorauserkundungen musste diese erste Interpretation der Lage der Störzone korrigiert werden. Die Störzone verlief gegenüber der ersten Prognose schiefen gegenüber den Tunnelachsen und damit durch den zentralen Bereich der nordwestlichen Tunnelverzweigung.

Die kritischen Profile der Tunnelverzweigung lagen jedoch noch immer ausserhalb der Störzone. Eine Kernbohrung in diesem Bereich bestätigte die Machbarkeit der Tunnelverzweigungen mit ihren grossen Querschnitten am ursprünglich vorgesehenen Ort, allerdings war eine stark intensivierte Ausbruchssicherung geplant. Diese massgebende Aussage, dass die grossen Profile der Tunnelverzweigung nach wie vor ausserhalb der Störzone liegen, basierte auf nur einer Bohrung.

Um Klarheit zu bekommen, wurden weitere Kernbohrungen durchgeführt. Diese Bohrungen zeigten im Januar 2003 entgegen allen Erwartungen im Bereich der grossen Querschnitte sehr schlechte Ergebnisse, die Kernaussbeute und die RQD-Werte waren sehr niedrig. Der Verlauf der Störzone musste abermals neu interpretiert werden. Danach verlief diese nun auch durch die grossen Profile der Tunnelverzweigung der Weströhre nördlich der Querkaverne.

Gleichzeitig zeigte sich im Vortrieb der Oströhre des Einspurtunnels nördlich der Querkaverne, dass auch die Bereiche ausserhalb des Störzonenkernbereichs nicht das bautechnische Verhalten eines ungestörten Leventina-Gneises aufwiesen. Vielmehr war die Gesteinsmatrix stark spröde zerbrochen, was den Sicherheitsaufwand erhöhte und zu Deformationen führte.

Der geologische Befund in der Multifunktionsstelle deckte sich in keiner Weise mit der Prognose aus den Aufschlüssen an der Oberfläche und jenen im Sondierstollen Piora, auch nicht mit den Verhältnissen im Schutterstollen Bodio und im Zugangstollen Faido. Die geologischen Verhältnisse sind wesentlich komplexer als erwartet und waren auch nach Meinung der zugezogenen geologischen Experten nicht vorhersehbar.

2.4 Task Force-Einsatz und Neudisposition der Multifunktionsstelle

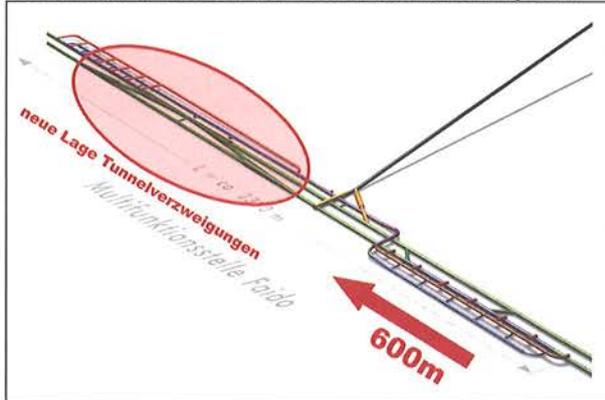
Die angetroffene Geologie wich also deutlich von der ursprünglich prognostizierten ab. Aus diesem Grund wurde Ende Januar 2003 von ATG eine Task Force einberufen, welche das bestehende Team mit externen Geologen und Geotechnikern verstärkte. Ihr Ziel war es, die Grundlagen für eine aktualisierte geologische Prognose zu erarbeiten und Massnahmen zur sicheren Beherrschung der angetroffenen Geologie auszuarbeiten.

Nach eingehender Betrachtung der Gegebenheiten und Sondierergebnisse beurteilte die Task Force die ursprüngliche Anordnung der nördlichen Tunnelverzweigungen mit Querschnittsflächen von 250 bis 300 m² aus sicherheitstechnischen und wirtschaftlichen Gründen als nicht machbar.

Deshalb wurde ein intensives Erkundungsprogramm mit Schlag- und Kernbohrungen sowie seismischer Vorauserkundung und Tomographie gestartet. Aufbauend auf den positiven Ergebnissen der Aufschlüsse im Süden der

Querkaverne wurde beschlossen, die grössten Tunnelverzweigungen um ca. 600 m nach Süden zu verschieben. Störzonen im Bereich der übrigen Bauteile der Multifunktionsstelle, also Einspurttunnel, Seitenstollen, Abluftstollen etc. könnten dagegen durch bautechnische Massnahmen oder durch geringfügige Optimierungen der Anordnung beherrscht werden, daher blieb das übrige Layout der MFS erhalten.

Bild 3: Neues Layout der Multifunktionsstelle mit verschobenen Tunnelwechselln und zusätzlichem Abluftsystem



Aufgrund der bis zum Frühjahr 2005 weitergeführten Vortriebe und Erkundungsbohrungen kann eindeutig festgestellt werden, dass dieser Entscheid richtig war.

3. Rückblick auf die Vortriebe der Multifunktionsstelle

In den verschiedenen Vortrieben zeigen sich differenzierte geotechnische Gefährdungsbilder. Die stark wechselnden geologischen Verhältnisse auch ausserhalb der Hauptstörung stellten und stellen an die Projektbeteiligten hohe Anforderungen.

3.1 Druckhaftes Gebirgsverhalten und Nachbrüchigkeit

Im Bereich der Störzone kam es neben dem druckhaften Gebirgsverhalten und den damit verbundenen grossen Deformationen zu erheblichen Auflockerungserscheinungen im spröde zerbrochenen Gebirge. In fast allen Vortrieben wurden in der Vortriebsicherung Konvergenzschlitze im Spritzbeton angeordnet, um die grossen Gebirgsdeformationen aufnehmen zu können.

An den Bewehrungsnetzen, die sich aus den Schlitzen vorwölften, kann man die aufgetretenen Deformationen erkennen. Die Spritzbetonschale bleibt weitgehend unbe-

schädigt. Die Anzahl der Schlitze pro Querschnitt richtete sich nach der Grösse des zulässigen Deformationsmasses.

Bild 4: Deformation in den Schlitzen mit ausgebeulten Netzen



In nachbrüchigem Gebirge werden TH-Glockenprofile zur Gebirgsabstützung eingesetzt. Die Stahlprofile werden mit Nassspritzbeton eingespritzt. Die Schlösser der Bogensegmente bleiben frei, d.h. ohne Spritzbeton. Mit den freibleibenden Schlössern im Bereich der Schlitze wird das Zusammenschieben der Bogensegmente sichergestellt. Mit felsmechanischen Messungen, insbesondere mit optischen 3D-Messungen, wird der Deformationsverlauf verfolgt. Über den Deformationsverlauf wird der Vortrieb bzw. der Bauablauf gesteuert. Die Auswertungen der Extensometer- und Messankermessungen werden zur Festlegung der Ausbruchsisicherungselemente herangezogen.

Bild 5: Deformationsschlitze im Bereich mit Stahlbogeneinbau



Auf der Grundlage dieser Auswertungen und der täglichen Beobachtung in den Vortrieben wird der Zeitpunkt zum Schliessen der Schlitze mit Spritzbeton festgelegt. Das System wird mit dem Schliessen der Konvergenzschlitze starr gesetzt. Dieses darf erst dann erfolgen, wenn der noch verbleibende Gebirgsdruck mit der Spritzbetonschale aufgenommen werden kann.

Mit der Weströhre nördlich der Querkaverne musste die Hauptstörung schleifend durchquert werden. Auf den ersten 120 m wurde zur Gebirgsstabilisierung ein Stahlleinbau eingebaut und hinterbetoniert.

Bild 6: Intakter massiver Stahlleinbau mit HEM 180 Bögen

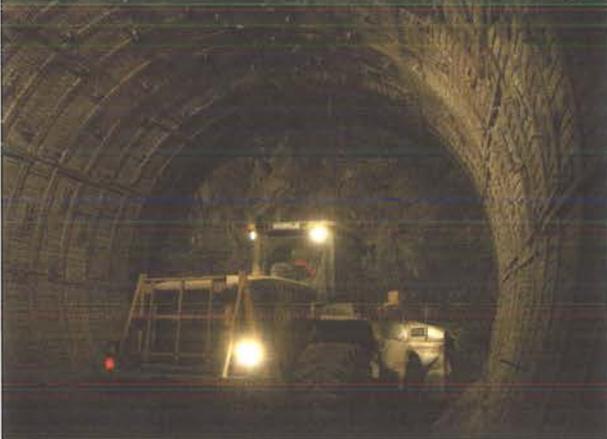


Bild 7: Verbeulter HEM 180 Bogen mit «Kofferfalte»



Bild 8: Deformierte und abgescherte Stahlbögen im EST West-Nord

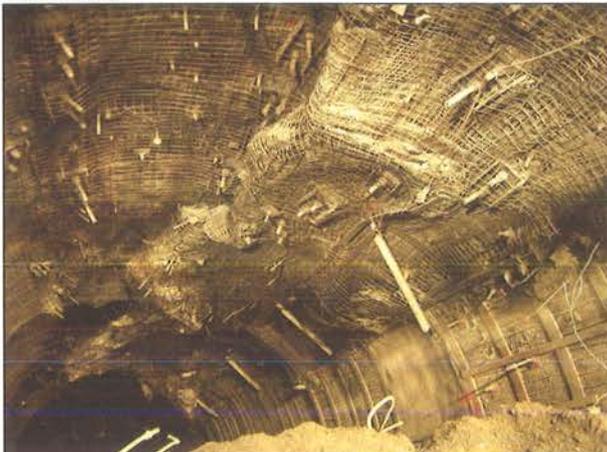
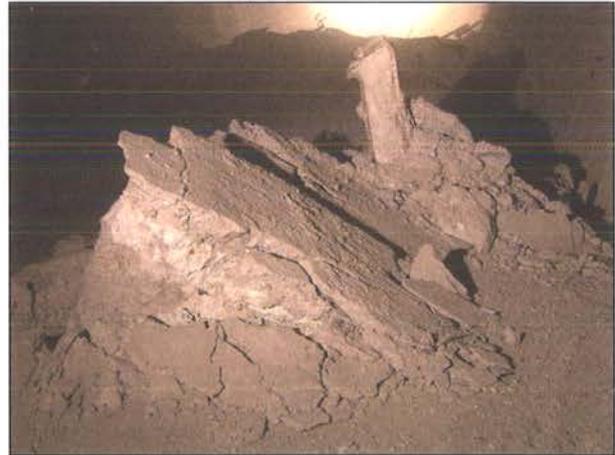


Bild 9: Aufweitung des konvergierten Bereiches im EST West-Nord



Bild 10: Aufwölben der Fahrsohle und herausstechen eines HEM 180 Stahlbogens



Im Wissen der ausserordentlich gebrächen und druckhaften Verhältnisse hatte die Task Force entschieden, die Hauptstörung in einem in situ-Versuch mit starrem, sehr massiven Stahlleinbau Typ HEM 180 mit 40 cm Ortbetonhinterfüllung zu durchfahren. Beabsichtigt war, einen genügenden zeitlichen Abstand zwischen der Vortriebsbrust und dem Einbau der Stahlbögen einzuhalten. In diesem Bereich sollten Erstdeformationen zugelassen und erst danach die Schlitzte zugespritzt werden. Das unerwartet stark zerbrochene bis kohäsionslose Gebirgsmaterial machte dies unmöglich. Die Träger mussten früher eingebaut werden, das heisst ca. 1 m hinter der Brust, und somit mehr Last als geplant aufnehmen. Die HEM-Träger kamen ins Fließen und rissen nach dem Erreichen der Streckgrenze. Die Träger schoben sich im Kalottengewölbe übereinander und sprossen wie Pilze aus der geschütteten Fahrpiste. Insgesamt resultierten Konvergenzen von radial über 70 cm. Am 23. Mai 2004 musste der Vortrieb im EST West-Nord eingestellt werden, da die Arbeitssicherheit nicht mehr gewährleistet werden konnte und die Deformationen im rückwärtigen Bereich zu grosse Werte erreichten. Die gesamte Strecke von 125 m musste aufgeweitet werden. Die

HEM Träger wurden ausgebaut und durch eine nachgiebige Ausbruchsicherung ersetzt.

Bild 11: Aufgeweiteter Tunnelabschnitt mit altem kleinerem Profil im Hintergrund



Diese Ausbruchsicherung mit verschiebbaren TH-44er Bögen und Konvergenzschlitzen im Spritzbeton wurde inzwischen auch im normalen Vortrieb erfolgreich umgesetzt. Die Schlitze im Spritzbeton werden in Abhängigkeit vom Deformationsverlauf geschlossen und der flexible Ausbau wird damit starr gesetzt. Die durch die Deformationen entstehenden Auflockerungen werden durch Ankerungen gesichert.

Die hier gemachten Erfahrungen zeigen, dass Deformationen in druckhaftem Gebirge nicht mit einer starren Ausbruchsicherung zu beherrschen sind. Es ist eine nachgiebige Ausbruchsicherung notwendig, die einen Spannungsabbau durch Deformationen zulässt. Der Ausbau wird erst nach dem Abklingen der Deformationen starrgesetzt.

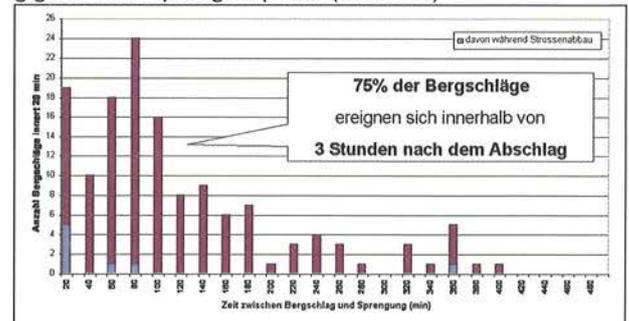
3.2 Bergschlagphänomene

Zu den Gefährdungen «Druckhaftigkeit» und «Nachbrüchigkeit» des Gebirges kommen Bergschlagphänomene in der Multifunktionsstelle Faido hinzu. Bei Bergschlägen handelt es sich um eine schlagartige Entspannung des Gebirges mit Freisetzung hoher gespeicherter Energien. Je grösser die Überdeckung und je kompetenter der Fels, desto grösser ist die Wahrscheinlichkeit, dass Bergschläge auftreten. Generell lassen sich Bergschläge aber weder voraussagen noch verhindern.

Gemäss geologischer Prognose sind Bergschläge lediglich in den massigen Gneisen des Gotthard Massivs (z.B. im Medelser Granit) zu erwarten. In den geschichteten, stark durchtrennten Gneisen in der Multifunktionsstelle Faido sollte dieses Phänomen eigentlich nicht in Erscheinung treten. Dennoch traten in verschiedenen Vortrieben der Multifunktionsstelle seit März 2004 verstärkt Bergschläge oder bergschlagähnliche Erscheinungen auf. Diese ereignen sich zu 75% in den ersten drei Stunden nach dem Abschlag

in der Ortbrust und wurden in Form von Erschütterungen und Knallgeräuschen wahrgenommen.

Bild 12: Häufigkeit der Bergschläge (Ordinate) in Abhängigkeit vom Sprengzeitpunkt (Abszisse)



3.2.1 Bergschlagereignisse in der Oströhre

Im Mai 2004 wurde erstmals ein Entspannungsschlag im bereits seit mehreren Monaten gesicherten Paramentbereich in der Oströhre des Einspurtunnels nördlich der Querkaverne (EST Ost Nord) registriert. Es erfolgte eine schlagartige Ablösung von Material und eine Deformation des Gewölbes auf ca. 50 m Länge.

Einige Tage darauf ereignete sich ein grösserer Bergschlag im Vortrieb der Oströhre 500 m südlich der Querkaverne (EST Ost Süd) mit Ablösungen aus dem linken Kämpferbereich. Zudem wurde die Spritzbetonschale bei diesem Ereignis auf ca. 30 m Länge zerstört und musste ersetzt werden.

Bild 13: Bergschlag vom 1. Juni 2005, EST Ost-Nord, ca. Tm 300



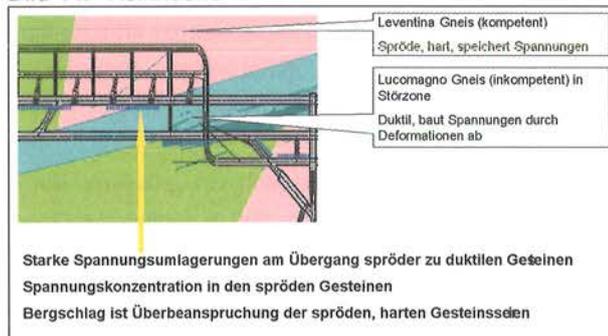
Am 01.06.2005 ereignete sich der bisher stärkste Bergschlag zwischen der West- und der Oströhre nördlich der Querkaverne. Im Vortrieb der Weströhre wurde der Bergschlag als Bergschlag der Stufe 1, max. der Stufe 2 registriert. Ganz anders zeigten sich die Auswirkungen in der Oströhre zwischen Tunnelmeter 200 bis Tunnelmeter 300. Mit der Bergschlagdynamik wurden die Werkleitungen

und bereits vorgängig gelockerte Spritzbetonplatten schlagartig in das Tunnelprofil geschleudert.

3.2.2 Keiltheorie

Die Ursache der Bergschlagphänomene in der MFS könnte in der wechselhaften Geologie zu finden sein. Harte, spröde Leventina-Gneise liegen neben duktileren Lucomagno-Gneisen. Dieses Phänomen ist aus dem Steinkohlenbergbau bekannt. Dort ist es die Wechsellagerung von «weicher» Kohle zu kompetentem Nebengestein. Bei bestimmten geometrischen Konstellationen zwischen geologischen Grenzen und der Tunnelachse entstehen «Felskeile» aus härterem Fels, welche durch Störungen im Gebirge, Felsformationswechsel und Vortriebe eingegrenzt werden.

Bild 14: «Keiltheorie»

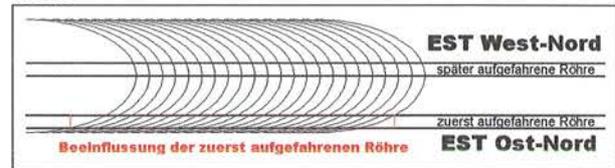


Die «Keile» übernehmen die umgebenden Lasten und werden mit diesen Spannungskonzentrationen überbeansprucht. Die Überbeanspruchung kann zu Überschreitungen der Gesteinsfestigkeit mit schlagartigen Entspannungsführungen führen.

3.2.3 Bugwelleneffekt

In der Oströhre nördlich der Querkaverne (EST ON) kommt es immer wieder zu bergschlagähnlichen Ereignissen im Bereich 300 – 400 m hinter der Ortbrust. Diese werden durch die Spannungsausbreitung vor der Ortbrust in der Weströhre verursacht. Der während des Vortriebs stark beanspruchte Bereich in der Oströhre bekommt durch die bugwellenartige Spannungsumlagerung beim Vortrieb in der benachbarten Weströhre zusätzlich Last. Diese Überlagerung führt zu Spannungskonzentrationen, die sich in Form von Bergschlägen abbauen.

Bild 15: Bugwelleneffekt mit Beeinflussung der zuerst aufgefahrenen Tunnelröhre beim Auffahren der zweiten Röhre



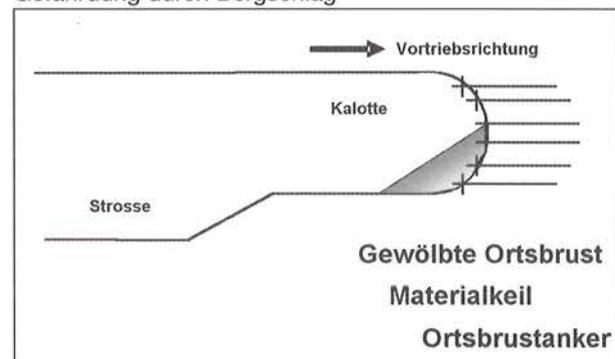
Je länger ein Vortrieb ruht, desto grösser werden die Spannungen. Das zeigen auch die Statistiken der Baustelle. Wenn der Vortrieb nach Unterbrüchen wieder aufgenommen wird, ist die Gefahr von Entspannungseignissen gross. Beim laufenden Vortrieb dagegen werden Spannungen i.d.R. kontinuierlich auch wieder abgebaut.

3.2.4 Massnahmen bei Bergschlaggefährdung

Da Bergschläge nicht vorhergesagt oder durch Ausbau-massnahmen verhindert werden können, müssen aber in jedem Fall Massnahmen ergriffen werden, die die Arbeitssicherheit gewährleisten. Hierfür sind abgestufte Massnahmenpläne erarbeitet worden. Die erforderlichen Massnahmen werden in Abhängigkeit von der Gefährdung im Voraus festgelegt und der Vortrieb entsprechend angepasst.

Es werden z.B. Präventivmassnahmen wie eine gewölbte Ortbrust, Materialkeile als Hindernis vor der Ortbrust, Brustversiegelung, Ankerung etc. angeordnet.

Bild 16: Präventivmassnahmen im Ortsbrustbereich bei Gefährdung durch Bergschlag



Zudem werden je nach Bergschlaggefährdung die Ausbruchsicherungsmassnahmen angepasst. Es werden spezielle nachgiebige Ausbruchsicherungselemente, z.B. Anker (Swellex- oder Yielding Swellex-Anker) oder nachgiebige Stahlbögen zur Aufnahme der dynamischen Lasten eingesetzt.

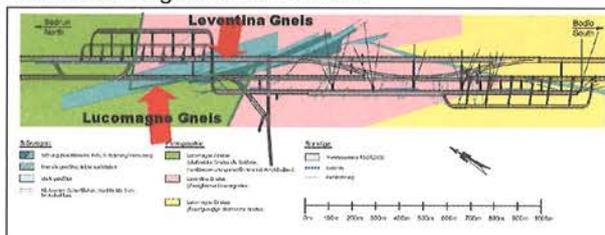
3.3 Rückblick auf die Vortriebe der Multifunktionsstelle

Rückblickend kann Folgendes festgestellt werden:

Die Vortriebe der Multifunktionsstelle Faido müssen eine extrem wechselhafte Geologie durchörtern. Die Schichtungen und Faltungen ändern sich von Meter zu Meter. Stellenweise verläuft die Grenze unterschiedlicher Gesteine auf langen Strecken mitten durch die Ortbrust.

Die Hauptstörzone in der Multifunktionsstelle verläuft schief zur Tunnelachse. Die Störzone schneidet die Tunnelachse denkbar ungünstig, so dass z.B. die Weströhre nördlich der Querkaverne über etwa 600 m in völlig inhomogenem duktilem Lucomagno-Gneis und die Oströhre 40 m daneben in einem spröden Leventina-Gneis liegt.

Bild 17: Geologische Verhältnisse



Die Vortriebe werden von einer intensiven Vorauserkundung begleitet. Es werden kurze, bis 60 m lange Schlagbohrungen, lange Kernbohrungen und seismische Vorauserkundungen mit TSP (Tunnel Seismic Prediction) durchgeführt.

Dazu kommen intensive felsmechanische Messungen. Über die Extensometermessungen können z.B. Aussagen über die Auflockerungstiefen gemacht werden. Die optischen 3D-Messungen liefern Informationen über die auftretenden Deformationen und deren Verlauf im Laufe der Zeit und zum Vortriebsstand.

Die Erkenntnisse aus den Vorauserkundungen, den felsmechanischen Messungen und den Interpretationen der vorgefundenen Geologie bestätigten die Richtigkeit der MFS-Neudisposition. Gleichzeitig bieten sie zwischenzeitlich ein gutes Instrument der Vortriebssteuerung.

4. Ausblick auf die Vortriebe der Multifunktionsstelle

Auf behördliche Anordnung wurde in der MFS das Brandabluftsystem in der Ost- wie Weströhre auf insgesamt je

sieben Absaugstollen erweitert. Die Abluft wird im Bereich der Nothaltestellen über separate Stollen geführt.

Die Verschiebung der MFS nach Süden, die Zusatzmassnahmen am Abluftsystem und die Massnahmen aufgrund der veränderten geologischen Verhältnisse wurden in einem grossen Nachtrag zwischen Unternehmung und Bauherrschaft vertraglich geregelt.

Längere Ausbruchstrecken und eine schwierigere Geologie als prognostiziert führen zwangsläufig zu einer Bauzeitverlängerung. Damit diese in Grenzen gehalten werden kann, werden die ursprünglich drei Vortriebsequipen auf sechs erhöht. Die Führung von sechs Vortriebsequipen in einem 4/3 Schichtbetrieb fordert von Unternehmung, Projektgenieuren und Bauleitung ein Höchstmass an Organisation, Planung, Flexibilität und Einsatzwillen.

Die noch vor uns liegenden Ausbrüche sind hinsichtlich dreier Punkte laufend zu beurteilen und zu optimieren:

Erstens: Die Vortriebe in Richtung Norden sind terminkritisch. Sie müssen deshalb so schnell und so weit wie möglich vorgetrieben werden. In beiden Einspurröhren müssen ca. 1200 m nördlich der Querkaverne je eine Montagekaverne und eine Startröhre ausgebrochen werden. Diese Vortriebslänge ist notwendig, um ohne Verzögerung die beiden bauleistungslogischen Querschläge die TBM-Vortriebe aufnehmen zu können.

Zweitens: Die Multifunktionsstelle muss möglichst schnell fertig gestellt werden, so dass die Tunnelbohrmaschinen aus Bodio nicht aufgehalten werden. Sie sollen ohne Verzögerung durch die Multifunktionsstelle gezogen werden können, um nach deren Umbau ihre Arbeit am anderen Ende der MFS in Richtung Norden wieder aufzunehmen.

Damit dies möglich ist, muss neben den jeweiligen Einspurtunnelröhren und den Tunnelverzweigungen das Abluftsystem Ost mit den Abluftschächten im EST-Bereich fertig ausgebrochen sein. Die sieben Verbindungstunnel zum Seitenstollen Ost müssen zumindest 10 m tief vom EST aus ausgebrochen sein, sodass ein späterer Durchschlag vom Seitenstollen Ost aus durchführbar ist. Das Abluftsystem West kann notfalls nach dem TBM-Durchzug ausgebrochen werden. Vor der Ankunft der Innengewölbe muss aber auch dieses Stollensystem fertig sein.

Drittens: Während der laufenden Verbesserung der nachgiebigen Ausbauprozesse hat es sich herausgestellt, dass

in der äusserst komplexen Geologie, geotechnische Berechnungen bei der Festlegung der Ausbruchsicherung zwar wichtige Hilfestellung leisten, nicht aber als alleiniges Mittel zur Dimensionierung herangezogen werden können. Es wurde deshalb im Rahmen des Task Force-Einsatzes entschieden, die weiteren Tunnelstrecken in der Multifunktionsstelle unter Zuhilfenahme der Beobachtungsmethode aufzufahren. Hierbei ist die messtechnische Überwachung des Vortriebes ein zentrales Element.

Mit der Interpretation der felsmechanischen Messungen erfolgt die Anpassung und Optimierung der Ausbruchsicherung. So wird beispielsweise mit Hilfe der felsmechanischen Messungen der richtige Zeitpunkt für das Starrsetzen des nachgiebigen Ausbaues ermittelt.

Des Weiteren werden mit Hilfe von intensiven felsmechanischen Messungen neue Ausbauelemente hinsichtlich ihres praxistauglichen Einsatzes untersucht. Hierzu gehören beispielsweise nachgiebige Ankersysteme oder Stauchelemente.

Bild 18: Eingebaute und verformte Stauchelemente



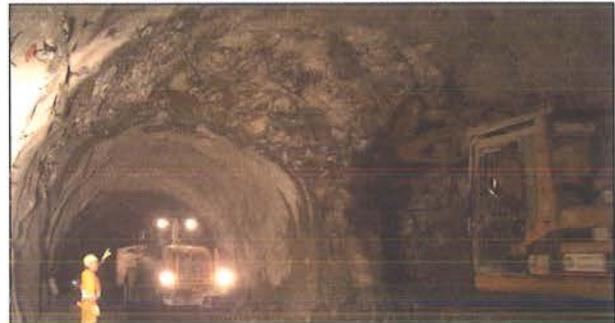
Die neuen, nachgiebigen Ankersysteme sollen die beiden Anforderungen, die sich aus den Gefährdungsbildern «plastische Deformationen» und «Bergschlag» ergeben, erfüllen. Stauchelemente werden eingesetzt, um den anfänglichen Ausbauwiderstand zu erhöhen. Durch die Erhöhung des anfänglichen Ausbauwiderstandes verlangsamt und reduziert sich die Entwicklung der eintretenden Deformationen. Dadurch soll die Auflockerungstiefe verringert und die Gefahr von Niederbrüchen reduziert werden, das heisst auch die Arbeitssicherheit soll erhöht werden.

5. Zusammenfassung

Dieser Beitrag beschreibt die Herausforderungen und ihre ingenieurtechnischen Lösungen beim Bau der Multifunktionsstelle Faido.

Der Aufbau der MFS und ihre Neudisposition mit 40% mehr Stollenlänge in einer nicht prognostizierbaren Geologie mit grossen Störzonen werden erklärt.

Bild 19: Aufweitung des Seitenstollen West zum Einziehen einer Zwischendecke für die Rauchgasableitung



Im Abschnitt Rückblick werden die Hauptgefährdungen welche in den Vortrieben auftraten beschrieben. Es wird gezeigt, wie das druckhafte Verhalten und die Nachbrüchigkeit des Gebirges mit einer nachgiebigen Ausbruchsicherung beherrscht werden und welche Massnahmen ergriffen wurden, um die Arbeitssicherheit bei unterschiedlichen Bergschlagphänomenen sicherzustellen.

Im Abschnitt Ausblick werden die noch vor uns liegenden Ausbrucharbeiten und die damit zu verfolgenden vorrangigen Ziele behandelt. Veränderte geologische Verhältnisse mit druckhaftem Gebirge und Bergschlagphänomenen haben unbestritten Kosten- und Terminauswirkungen in der MFS. Die Führung von gleichzeitig 6 laufenden Vortrieben im 4/3 Schichtbetrieb stellt Höchstansprüche an alle am Bau Beteiligten. Die Vortriebe nach Norden müssen so schnell und so weit wie möglich vorgetrieben werden, um die TBM-Vortriebe in Richtung Sedrun ohne Ver- und Entsorgungsengepässe aufnehmen zu können.

Die Neudisposition der MFS in den komplexen geologischen Verhältnissen bedeutet auch, dass oft Anpassungen an den Projektplänen vorgenommen werden mussten. Für die stets speditive Genehmigung von Projektanpassungen möchten wir uns an dieser Stelle bei der Bauherrschaft herzlich bedanken.

Der Unternehmung danken wir für die flexible Haltung in der Projektumsetzung und die kooperative Zusammenarbeit.

Sedrun – Erfahrungen mit den Spezialvortrieben nach Norden und Süden

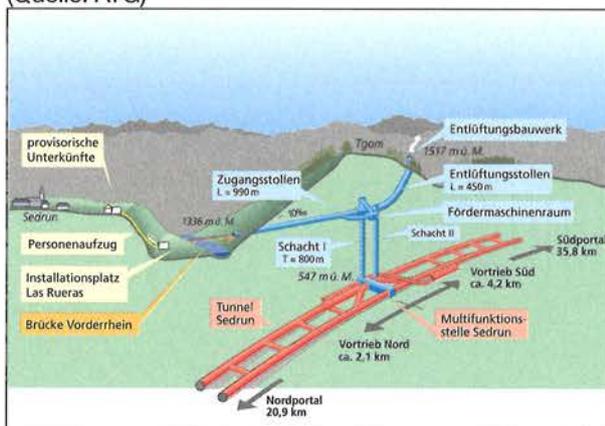
Luigi Reto Gruber, Dipl. Bauing. ETH/SIA
ARGE Transco, Batigroup AG, Zürich

1. Einleitung

Neben den logistischen Besonderheiten stellen die geologischen Verhältnisse in den druckhaften Zonen und deren wirtschaftliche und sichere Bewältigung die grosse Herausforderung des ca. 6.5 km langen Tunnels Sedrun dar. Diese Zonen bestimmen Vortriebseinrichtungen, Organisation, Bauabläufe und Bauprogramm des Loses Sedrun. Für ihre erfolgreiche Durchörterung wurde auf verschiedenen Gebieten Neuland besritten. Dazu zählen insbesondere die sogenannten «Spezialvortriebe». Die einzelnen Komponenten dieser Vortriebe wurden zwar bei andern Projekten bereits eingesetzt. Das Zusammenspiel der verschiedenen Elemente und die Grösse der Profile sind aber bisher einzigartig.

Wie die bisherigen Erfahrungen zeigen, hat sich das Konzept dieser Spezialvortriebe erfolgreich bewährt. Eine sichere Bewältigung der schwierigen geologischen Verhältnisse ist damit möglich. Im vorliegenden Vortrag werden die bisherigen Erfahrungen zusammengefasst.

Graphik 1: Übersicht Los 360 Tunnel Sedrun (Quelle: ATG)



Aktuell haben die Arbeiten im Los Sedrun den folgenden Stand erreicht:

- Die Multifunktionsstelle ist vollständig ausgebrochen.
- Im Vortrieb Richtung Süden sind ab dem Schacht rund 2 km Tunnel ausgebrochen und gegenwärtig

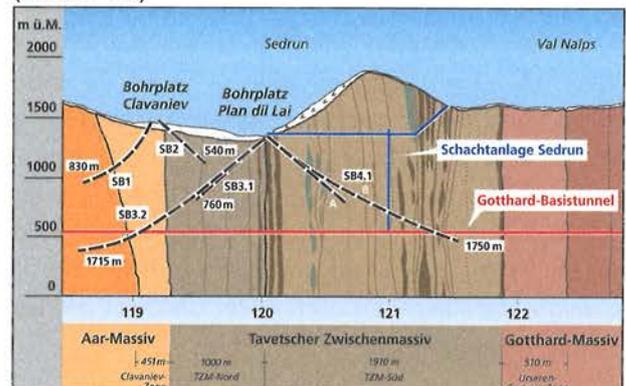
laufen die Vorbereitungen für die geplante Umstellung auf den industriellen Sprengvortrieb im Gotthardmassiv.

- Im Vortrieb Richtung Norden sind bisher rund 1.3 km ausgebrochen worden. Anfang Januar 2005 wurden nach längerem Warten die Spezialvortriebe aufgenommen. Seither sind in beiden Tunnelröhren je rund 150 m aufgefahen worden.

2. Grundlagen

2.1 Prognostizierte geologisch-geotechnische Verhältnisse

Graphik 2: Geologischer Längsschnitt Tunnel Sedrun (Quelle: ATG)



Die beiden Zugänge des Zwischenangriffes Sedrun auf das Tunnelniveau, die beiden rund 800 m tiefen Schächte, liegen im Bereich des Tavetscher Zwischenmassiv Süd (TZM-Süd). Ebenso der grösste Teil der Multifunktionsstelle am Schachtfuss.

Der anschliessende Vortrieb der Einspurröhren Richtung Norden durchörtert gemäss Prognose auf den rund 1.5 km zuerst 300 m des geologisch günstigeren TZM-Süd. Anschliessend gilt es, über ca. 1.2 km die geologisch ungünstigen, teilweise sehr stark druckhaften Zonen des TZM-Nord und der Clavaniev Zone (CZ) aufzufahren.

Der Südvortrieb durchörtert gemäss Prognose auf den rund 3.5 km anfänglich auf einer Länge von ca. 500 m die Urseren-Garvera-Zone (UGZ) und die anschliessende

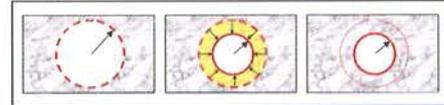
Übergangszone mit schlechteren geologischen Randbedingungen und der Tendenz zu druckhaftem Gebirgsverhalten. Danach folgt eine ca. 3 km lange Strecke im Gotthard-Massiv (GM), welches sich durch eine günstige Geologie auszeichnet und lediglich einige meist kurze Störzonen aufweist.

Während im Nordvortrieb also der grösste Teil der zu durchörternden Strecke in druckhaftem Gebirge (TZM-N, CZ) liegt, durchfährt der Südvortrieb zu grossen Teilen guten standfesten Fels. Nur in der UGZ und den angrenzenden Uebergangsbereichen (ca. 1/6 der Gesamtlänge des Vortriebes ab Schachtachse) wurde ebenfalls mit druckhaftem Verhalten des Gebirges gerechnet.

2.2 Ausbaukonzept in den druckhaften Zonen

In den druckhaften und als schwierig eingestuften Bereichen der Clavaniev Zone, im TZM-Nord und in der UGZ kommt für die Ausbruchsicherung eine Kombination von Ausweich- und Widerstandsprinzip zur Anwendung. Das Konzept beruht auf der Tatsache, dass der Gebirgsdruck und somit der aufzubringende Ausbauwiderstand mit zunehmenden Gebirgsdeformationen abnimmt. In der ersten Phase – der Deformationsphase – werden Deformationen kontrolliert zugelassen, wofür die notwendigen Mehrausbrüche und Ausbruchprofile bis 13 m Durchmesser im Vollausbuch vorgesehen sind. Dabei stellt der Stahlausbau das Hauptelement der Ausbruchsicherung dar. Im weiteren sind umfangreiche Anker als Systemanker sowohl radial als auch in der Ortsbrust und als Spiesse auszuführen.

Graphik 3: Schema deformierbarer Stahlausbau

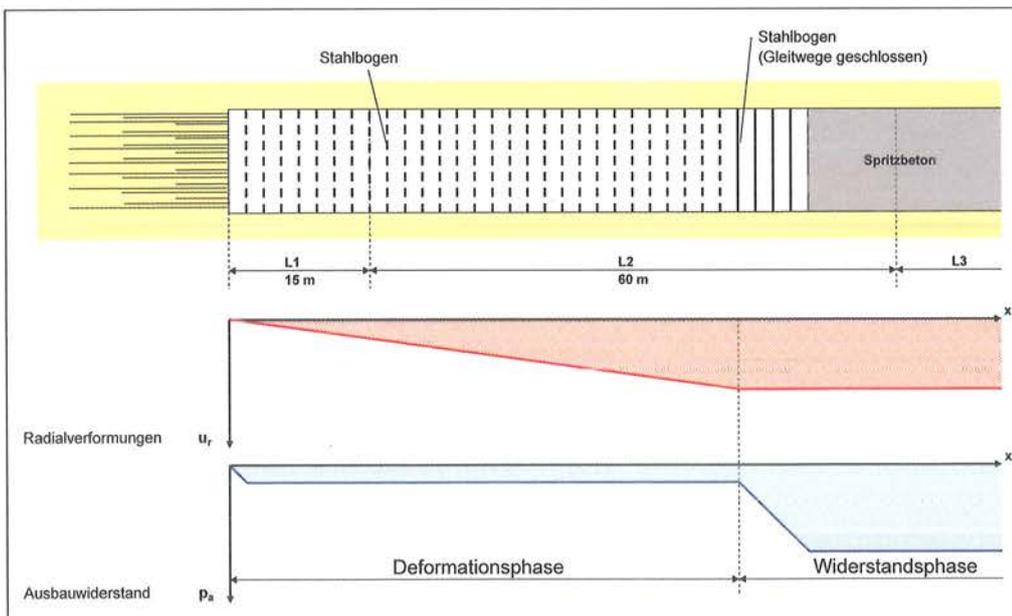


Der Stahlausbau in den druckhaften Zonen setzt sich aus mehreren Bogensegmenten aus schweren TH-Profilen zusammen, die zu zwei ineinander liegenden Ringen zusammengesetzt werden. Nachgiebige Verbindungen lassen ein bestimmtes Mass an radialen Deformationen zu. Es sind in Abhängigkeit der jeweiligen Verhältnisse 1 bis 3 dieser Doppelbogen pro Tunnelmeter vorgesehen. Profilverbundmatten zwischen den Profilen dienen der Arbeitssicherheit, sie werden zum Teil durch Spiessschirme ersetzt.

Das System der Stahlbogen mit den verschiebbaren Verbindungen ist aus dem Bergbau bekannt, wurde aber noch nie unter vergleichbaren Bedingungen und in Profilen bis 13 m Durchmesser eingesetzt. Dies war auch der Grund, warum das Verhalten des deformierbaren Stahlausbaus vor Beginn der Spezialvortriebe in einem Grossversuch auf der Baustelle überprüft wurde.



Foto 1: Ausbruchsicherung



Graphik 4: Deformations- und Widerstandsphase (schematisch)

Die Ortsbrustankerung im druckhaften Gebirge erfolgt mittels systematischem, etappenweisem Versetzen bis 18 m langer, über die ganze Länge ausinjizierter Injektionsanker, die mit dem Vortrieb laufend wieder abgebaut werden. Jeweils nach 6 Abschlügen wird eine neue Etappe der Brustankerung eingebracht. Damit wird eine Bewehrung des Gebirges angestrebt, um die Deformationen der Ortsbrust in einem kleineren Ausmass zu halten.

Die Deformationsphase, in welcher die Gebirgsdeformationen ein Einschieben der Stahlbogen bewirken, wird durch die Widerstandsphase abgelöst. Ein ausreichend dimensionierter Ausbauwiderstand soll in dieser Phase weitere Deformationen verhindern. Dazu wird zusätzlich zu den bereits versetzten Sicherungsmitteln Spritzbeton eingesetzt. Der Ring wird damit starr geschlossen.

Im weiteren sind bei Bedarf besondere Massnahmen auszuführen, wie

- Entwässernde Massnahmen
- Injektionen
- Nachprofilierungen

Tabelle 1: Profiltypen

	Profiltypen		
	SA 1	SA 2	SA 4 *)
Bereiche	günstige geolog. Verhältnisse	mittlere geologische Verhältnisse	ungünstige geolog. Verhältnisse
Ausbruch	ca. 70 m ²	ca. 80 m ²	bis 135 m ²
Mehrausbruch für Deformationen	--	bis 20 cm	bis 70 cm
Stahleinbau	--	bis 1.5 t/Tm	bis 10t/Tm
Radialanker	bis 20 m'/Tm	bis 20 m'/Tm	bis 250 m'/Tm
Ortsbrustanker	--	bis 20 m'/Tm	bis 210 m'/Tm

*) Profiltypen für druckhafte Zonen

In regelmässigen Abständen werden zudem systematische überlappende Kernbohrungen zur Vorauserkundung durchgeführt.

2.3 Die Spezialvortriebe

2.3.1 Allgemeines

Der Tunnel Sedrun weist eine grosse Vielfalt an geologischen Verhältnissen auf, welche rasch und häufig wechseln können. Zudem sind wiederholt Störzonen eingeschaltet. Der Vortrieb muss entsprechend flexibel auf diese Verhältnisse reagieren können. Der gewählte Bauablauf musste dieser Tatsache Rechnung tragen und sowohl gute Vortriebsleistungen in vorteilhaften Verhältnissen als auch die rasche Umstellung auf sehr schwierige

Felsverhältnisse bzw. das rasche Ergreifen zusätzlicher Bauhilfsmassnahmen gewährleisten.

Der Vortrieb in den druckhaften Zonen muss folgende entscheidenden Randbedingungen berücksichtigen:

- Kreisprofil bis 13 m Ausbruchdurchmesser
- Vollausbuch
- Beherrschung der Gebirgsverformungen bis maximal 70 cm radial
- Sicheres Arbeiten an der Ortsbrust und in der Deformationszone
- Mechanisierter Einbau der grossen Anzahl Stahlbogen
- Paralleles Arbeiten im L2 ohne wesentliche Behinderung im Bereich L1

Das Projekt geht davon aus, dass die Deformationsphase spätestens bis 75 m (d.h. Ende Arbeitsbereich L2) hinter der Ortsbrust abgeschlossen ist und durch die Widerstandsphase abgelöst wird. Das Vortriebs- und Installationskonzept muss über diese Distanz zusätzliche Massnahmen über den gesamten Querschnitt wie das Stellen zusätzlicher Stahlbogen, das Nachankern sowie im Ausnahmefall das Nachprofilieren ermöglichen. Spätestens bis 75 m hinter der Ortsbrust muss auch die Spritzbetonschale eingebracht werden. Es wird dabei verlangt, dass die zusätzlichen Sicherungsmassnahmen und das Einbringen des Spritzbetons im L2 den Vortrieb im L1 nicht wesentlich behindern. Der Vortriebsbereich L2 stellt damit in den druckhaften Zonen einen baulegistisch und installationstechnisch höchst anspruchsvollen Bereich dar.

Für die Umsetzung wurde der folgende Lösungsansatz gewählt:

- Einrichten einer zweiten Arbeitsebene durch eine Hängekonstruktion mit Flächenkran
- Einsatz von Spezialgeräten:
 - Streckenausbaumaschine zur weitgehenden Mechanisierung des Stahleinbaus
 - Spezialbohrgerät TAMROCK Axera T12 zur mechanisierten Ausführung von langen verrohrten Bohrungen
 - Spezialbagger für Vortrieb in Grossquerschnitten bis 13 m (Kinematik)
 - Backup mit Schwerlastkran und Installationen für die Bewetterung (Lüftung und Kühlung)
- Vortrieb Pneubetrieb, Ver- und Entsorgung mit Gleisbetrieb

Dabei wurde der Leistungsfähigkeit der Systeme und den Belangen der Arbeitssicherheit ein grosser Stellenwert eingeräumt.

2.3.2 Geräteeinsatz

Für den Spezialvortrieb in den druckhaften Bereichen des Tunnels Sedrun sind die folgenden Geräte und Installationen im Einsatz:

Das Lösen und Abbauen des Gebirges erfolgt mit einem Hydraulikbagger CAT 330 mit Spezialausleger und Rotationskopf am Auslegerende. Diese Ausrüstung erlaubt den Abbau in sämtlichen Bereichen der Querschnitte.

Für die Schutterung wird ein knickgelenkter Fahrlader mit einem Gesamtgewicht von 21 t und einer 4.6 m³ Seitenkippschaufel eingesetzt, mit welchem die 10 m³-Schutterwagen beladen werden. Das Material in der Sohle wird mit einem Bagger mit Schwenklöffel in den Fahrlader geladen.

Der überwiegende Teil der Sicherungsmittel, insbesondere die umfangreichen Stahlbogen und der Spritzbeton, wird mit der Streckenausbaumaschine GTA eingebaut. Ihr kommen hauptsächlich die folgenden Aufgaben zu:

- Sicheres und effizientes Einbringen der Stahlbogen (bis 3 Stk. pro Tunnelmeter)
- Mechanisiertes Ablängen der Ortsbrustanker
- Einbringen des Spritzbetons für die Ortsbrustsicherung

- Zugänglichkeit der Ortsbrust und der gesamten Ausbruchlaibung der Grossprofile im L1 mittels zweier Hebebühnen

Diese Maschine hängt an zwei Schienen (Scharf Hängeschiene, Stosslänge 1.0 m) und ist mit folgenden Geräten ausgerüstet:

- 2 Arbeitskörbe
- 1 Manipulatorarm
- 1 Hebevorrichtung zum Einbringen und Halten der Stahlbogen im oberen Bereich
- 2 Ankerablängscheren
- 1 Spritzmanipulator am Arbeitskorb

Der Einsatzbereich der Streckenausbaumaschine mit allen Zusatzgeräten reicht bis in den Arbeitsbereich L 3.

Graphik 6: Streckenausbaumaschine

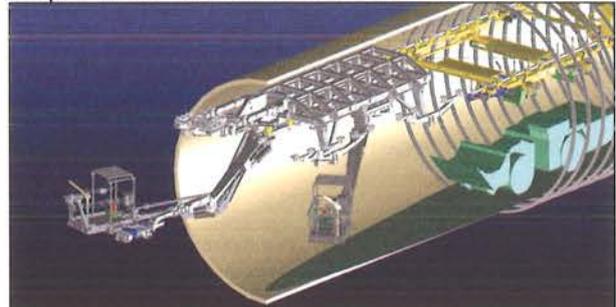
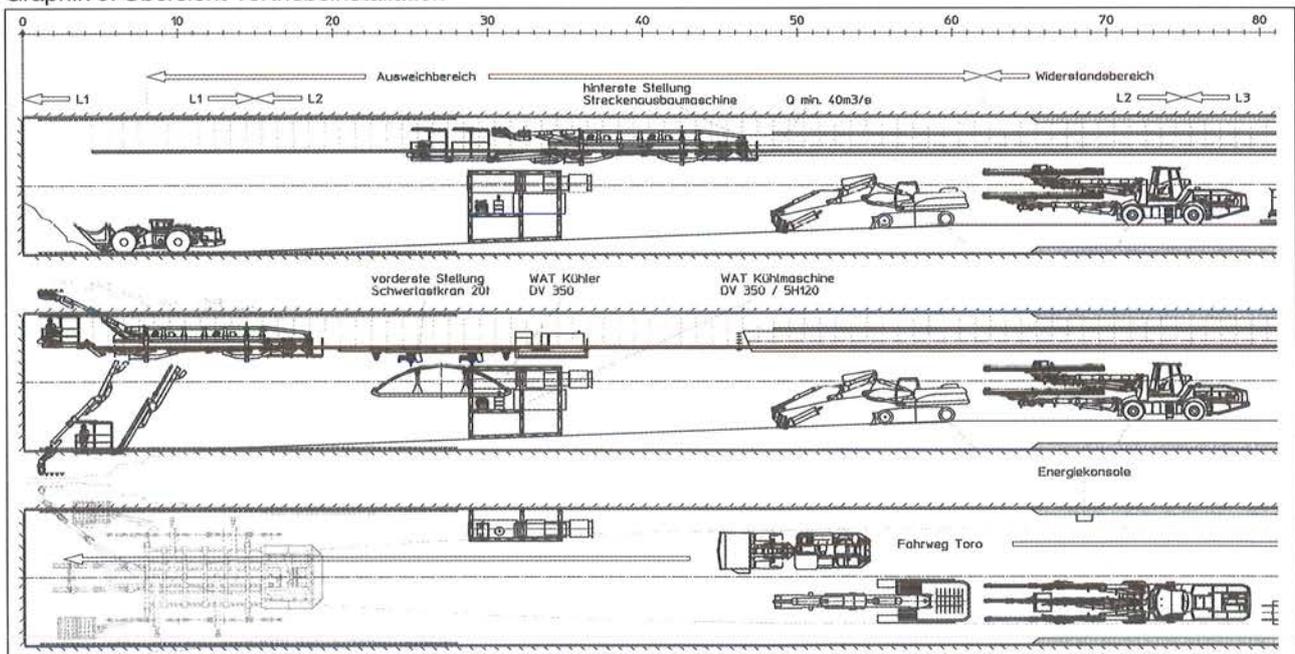


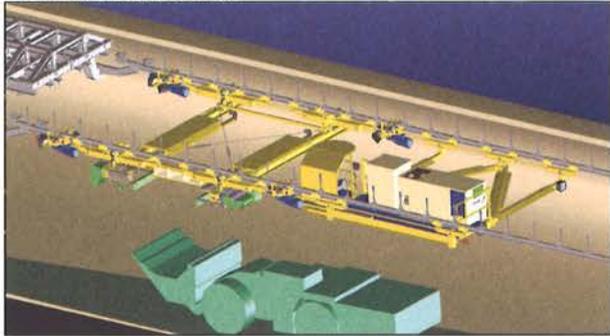
Foto 2: Streckenausbaumaschine bei der Werksmontage

Graphik 5: Übersicht Vortriebsinstallation



Die Streckenausbaumaschine verfügt über einen entsprechenden Manipulator insbesondere für den Firstbereich. Mit ihr können bis 3 Stahlbogen gleichzeitig als «Firstkappen» und Kopfschutz versetzt werden. Die restlichen Stahlbogensegmente werden anschliessend mit dem Manipulatorarm zum vollen Ring zusammengesetzt. Zur Unterstützung ist der Einsatz des Hydraulikbaggers CAT 330 möglich.

Graphik 7: Hängekran

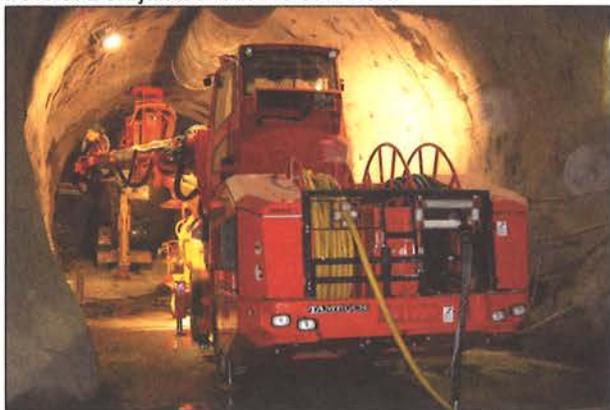


Die Radialanker und Ortsbrustanker werden mit einem vierarmigen Bohrjumbo Tamrock Axera gebohrt und mit Hilfe der Arbeitsbühnen der Streckenausbaumaschine versetzt. Insbesondere können verrohrte Bohrungen mit dem speziell für die Baustelle Sedrun hergestellten Axera T12 ausgeführt werden.

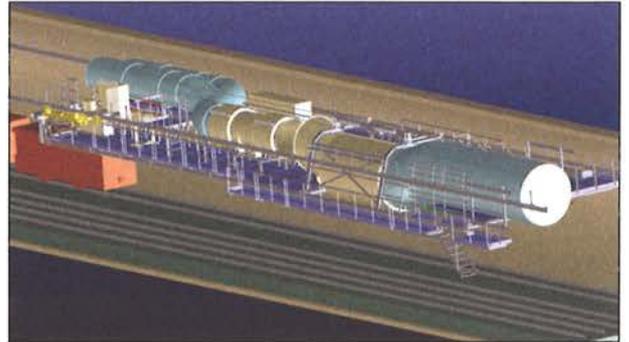
Der Spritzbeton für die Ortsbrustsicherung und den Ausbau im L2 wird mit einem Spritzgerät zum Spritzbetonmanipulator an der Streckenausbaumaschine gefördert.

Für den Materialtransport stehen ein Flächenkran mit einer Tragkraft von 20 t und Pneufahrzeuge zur Verfügung. Der Flächenkran erlaubt Transporte vom Arbeitsbereich L3 in den Bereich L1, auch wenn im Bereich L2 die Arbeiten für die Ergänzung der Ausbruchsicherung im Gange sind, d.h. auch wenn keine Durchfahrt über die Sohle möglich ist.

Foto 3: Bohrjumbo TAMROCK Axera



Graphik 8: Hängebühne



Auf einem rund 30 m langen aufgehängten Nachläufer sind die Infrastrukturkomponenten für die Lüftung und Kühlung, d.h. ein Kühlaggregat, ein Sekundärventilator und ein Luttenspeicher sowie eine Schienendemontageplattform untergebracht.

Die Infrastrukturkomponenten für die Strom- und Wasserversorgung des Vortriebes sowie Einrichtungen für die Mannschaft (Mannschafts- und Rettungscontainer) und die Lagerhaltung sind auf einem Infrastrukturzug untergebracht.

Die Ver- und Entsorgung des Vortriebes erfolgt im Gleisbetrieb zwischen Arbeitsstelle und Schachtfuss.

Alle diese Spezialinstallationen wurden sowohl für den Einsatz im Vortrieb nach Norden als auch nach Süden vorgesehen und mussten somit als unabhängige Installationen für je 2 Vortriebe beschafft werden.

2.4 Vortriebszyklus

In Abhängigkeit der geologischen Verhältnisse resp. der einzubringenden Sicherungsmittel sind bei den Spezialvortrieben die folgenden vertraglich festgelegten Leistungen (Soll-Leistungen) zu erreichen:

Tabelle 2: Vortriebsleistungen in den druckhaften Bereichen (Soll-Leistungen)

Ausbruchklasse	Abbauart	Soll-Leistung
V	mechanisch	2.1 m/AT
VI-A	mechanisch	1.6 m/AT
VI-B	mechanisch	1.0 m/AT
VII	mechanisch	0.6 m/AT

Erschwernisse und Behinderungen infolge von Voraussetzungen, verstärkter Brustsicherung (Netze, Brustriegel), Injektionen, Versetzen von Messeinrichtungen etc. sind in diesen Leistungen nicht enthalten, d.h. sie werden

zusätzlich bei der Ermittlung der Abrechnungsbauzeit berücksichtigt.

Für den Vortrieb der Einspurröhren im typischen Profil mit Ausbruchstyp SA 4.2 mit Ausbruchklasse VI-B ist folgender Ablauf vorgesehen:

Tabelle 3: Vortriebszyklus Ausbruchklasse VI-B

Tätigkeiten	Theoretischer Zeitbedarf (Sollleistungen)
- Ausbruch (mechanisch), Nachprofilieren, Ablängen Ortsbrustanker, Profilaufnahme	5 Std./m
- Schüttern (z.T. parallel mit Ausbruch)	2 Std./m
- Spritzbeton (Ortsbrust, Bettung Stahlbogen)	2 Std./m
- Radialanker / Spiesse	6 Std./m
- Ortsbrustanker (jede 6. Etappe)	5 Std./m
- Stahlbogen / Profilverbundmatten	4 Std./m
Total	24 Std./m d.h. 1 m/AT

3. Erfahrungen

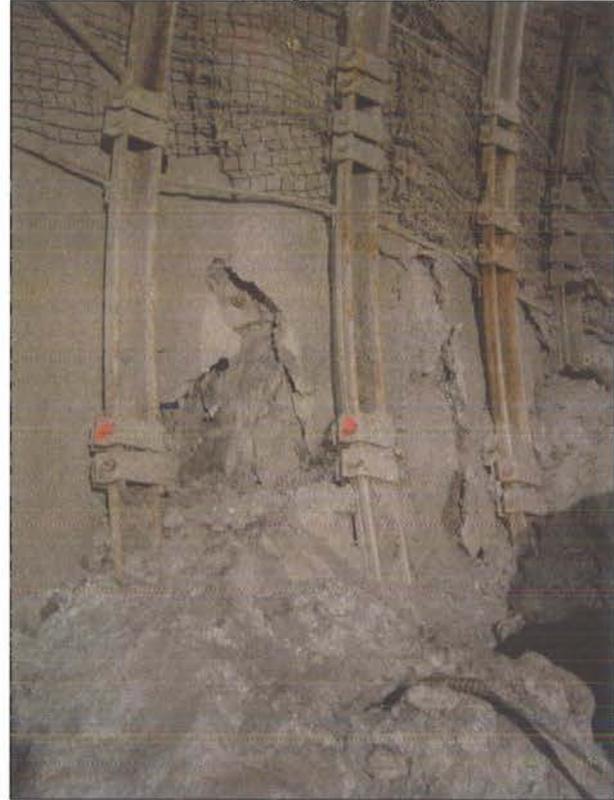
3.1 Tatsächliche Geologische Verhältnisse

Die Verhältnisse beim Vortrieb Richtung Norden erwiesen sich lange Zeit als günstiger als erwartet. Ursprünglich wurde damit gerechnet, dass die ersten druckhaften Zonen ab km 120.115 angetroffen werden. Die entsprechenden Vorbereitungen wurden auf der Baustelle auch getroffen. So wurden die Spezialinstallationen, d.h. die Streckenausbaumaschine, der Hängekran und der Hängenachläufer entsprechend frühzeitig installiert. Das TZM-Nord wurde praktisch wie prognostiziert angetroffen. Die Gesteine verhielten sich aber vorerst nicht druckhaft. Erst ab ca. km 119'816 trat die erwartete Druckhaftigkeit tatsächlich auf. Bereits früher wurden kürzere Störzonen angetroffen, deren bautechnische Relevanz sich aber beim Vortrieb geringer als prognostiziert erwies.

In den druckhaften Zonen des TZM-Nord wurden bisher radiale Deformationen bis maximal 70 cm festgestellt. Es zeigte sich, dass diese Verformungen wesentlich rascher auftreten, als erwartet, und dass es sich im allgemeinen um ausgeprägt asymmetrische Verformungen handelt.

Die Druckhaftigkeit des bisher aufgeschlossenen Bereiches erwies sich insgesamt als geringer als prognostiziert. Dagegen war die Nachbrüchigkeit der Ortsbrust grösser als erwartet, was die Leistung im Vortrieb wesentlich beeinflusste.

Foto 4: Zeichen von Gebirgsverformungen



Für den Vortrieb Richtung Süden wurde erwartet, dass die druckhaften Zonen der UGZ rund 760 m südlich des Schachtes angetroffen werden. Auch im Hinblick auf diesen Zeitpunkt wurden die notwendigen Installationen rechtzeitig beschafft und auf der Baustelle installiert. Im Zuge des Vortriebes wurde aber erkannt, dass die Lage der UGZ ca. 450 m Richtung Süden verschoben ist und die bautechnischen Eigenschaften der verschiedenen Zonen innerhalb der UGZ wesentlich günstiger sind als prognostiziert. Es wurden vor allem – entgegen der Prognose – keine druckhaften Zonen angetroffen. Auch die Wasserzuflüsse waren geringer als erwartet. Aufgrund dieser Situation wurden beim Vortrieb Richtung Süden die Spezialinstallationen für druckhafte Zonen nie eingesetzt.

Am 30. März 2005 wurde mit einer Kernbohrung das Gotthardmassiv erschlossen. Ende Mai 2005 waren bereits 250 m davon mit dem Vortrieb aufgeföhren. Der Vorsprung auf das Bauprogramm beträgt dabei rund 1,5 Jahre.

3.2 Arbeitsabläufe und Geräteeinsatz

Beim Vortrieb in den druckhaften Zonen des TZM-Nord zeigten sich die nachfolgenden Herausforderungen. Die Installationen mussten aufgrund der ersten Erkenntnisse angepasst werden, und die Vortriebsmannschaften mussten sich an die neuartigen, für sie teilweise ungewohn-

ten Abläufe und Geräte gewöhnen. Dabei musste zum Teil eine grosse Überzeugungsarbeit geleistet werden.

Die hauptsächlichen Schwierigkeiten ergaben sich beim Aufbringen des Spritzbetons an der Ortsbrust und beim Einbringen des Stahleinbaus.

Beim Spritzen mit dem Spritzarm der Streckenausbaumaschine zeigt sich schnell, dass der Arm etwas langsamer ist als bei einem Spritzgerät. Entsprechende Anpassungen mussten vorgenommen werden. Andererseits waren die Vortriebsmannschaften überhaupt nicht gewohnt mit einem derartigen Gerät zu arbeiten. Für das Einbringen des Spritzbetons wurde daher schnell wieder das «gewohnte» Spritzmobil eingesetzt. Auch die Spritzbetonversorgung mit gleisgängigen Trogmischern und der Umschlag mit dem Hängekran ist auf wenig Akzeptanz gestossen.

Beim Versetzen der Stahlbogen haben sich sowohl die Montage der Bogen mit der Streckenausbaumaschine und das Vormontieren der Bogensegmente auf einem Montagebock gut bewährt. Schwierigkeiten bereitete dagegen das Zusammenfügen der einzelnen Bogensegmente zum vollständigen Doppelbogen im grossen Ausbruchprofil. Dies erforderte anfangs einen zu grossen Aufwand, die einzelnen Glockenprofile zum Verschrauben ineinander zu zwängen. Durch den Einsatz einer hydraulischen Presse konnte der Aufwand deutlich reduziert werden.



Foto 5: Arbeitskorb mit Spritzarm



Foto 6: Montagebock



Foto 7: Streckenausbaumaschine im Einsatz: Versetzen der Stahlbogen



Foto 8: Streckenausbaumaschine im Einsatz: Ablängen der Brustanker

Bei der Bettung der Stahlbogen mit Spritzbeton hat sich relativ schnell gezeigt, dass ein nachträgliches Hinterspritzen zur Herstellung der erforderlichen Bettung der Bogen schlecht möglich ist. Einerseits verhindern die Profilverbundmatten ein einwandfreies Hinterspritzen – Hohlräume waren nicht zu vermeiden – andererseits musste der an den Bogen haftende Spritzbeton aufwändig wieder entfernt werden, um die Mannschaften nicht durch herabfallende Brocken zu gefährden. Es wurde darum notwendig, bereits vor dem Versetzen der Bogen ein hinreichend genaues Profil zu erreichen. Die Bogen werden danach zusammenmontiert und am Ende der Montage mit einer Presse gegen den Berg verspannt.



Foto 9: Bettung der Bogen mit Spritzbeton

Die bisherigen Erfahrungen mit der Arbeitsstelle im L2 zeigen, dass diese Arbeiten einen wesentlichen Einfluss auf die Vortriebsleistung haben. Durch das sofortige Einspritzen der Stahlbogen im Sohlbereich in den wenig druckhaften Bereichen schon an der Ortsbrust, konnte die Behinderung des Vortriebes reduziert werden, da das Entfernen der Baupiste mit dieser Optimierung entfällt.

3.3 Vortriebsleistungen

Wie nicht anders zu erwarten, bei der Einführung von neuen Abläufen auf einer komplexen Baustelle wurden die vorgesehenen Vortriebsleistungen anfangs deutlich nicht erreicht.

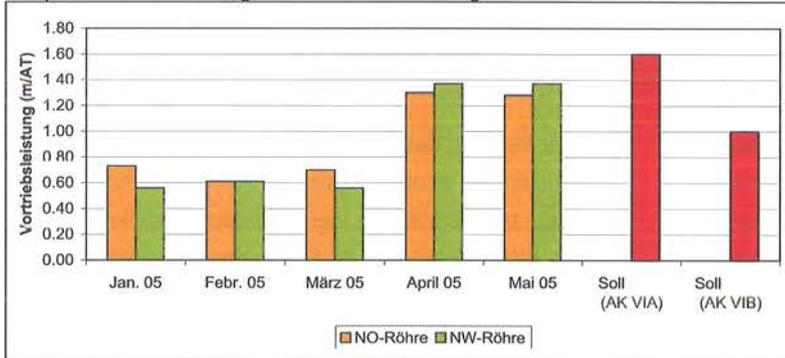
Dazu haben auch der in mehrere Etappen unterteilte Vollausbruch, die Sicherung der Ortsbrust mit Netzen sowie die Spritzbetonmengen beigetragen, welche unter anderem bedingt durch die grössere Nachbrüchigkeit der Ortsbrust wesentlich grösser waren als erwartet.

Mit der Gewöhnung an die neuen Vorgehensweisen und Geräte und der teilweisen Verbesserung der Abläufe und

Einrichtungen konnten die Leistungen aber innerhalb von 4 Monaten auf die Sollleistungen verbessert werden.

eine Reduktion des Bogenabstandes von gegenwärtig 1 m auf 33 cm geplant. Die Abläufe werden weiter optimiert, um eine zusätzliche Erhöhung der Leistungen zu realisieren.

Graphik 9: Entwicklung der Vortriebsleistungen



Beim Vortrieb Richtung Süden wurden wie erwähnt – entgegen der Prognose – keine druckhaften Verhältnisse angetroffen. Es war daher nicht nötig, den Sprengvortrieb auf einen «Spezialvortrieb» umzustellen. Entsprechend kamen die betreffenden Installationen und Geräte auch nie zum Einsatz.

Mit dem Erreichen des Gotthard-Massivs mit rund 1,5 Jahren Vorsprung ist eine Umstellung

Tabelle 4: Monatliche Vortriebsleistungen

	Oströhre	Weströhre	Total
Januar 2005	11 m	9 m	20 m
Februar 2005	17 m	17 m	34 m
März 2005	16 m	13 m	29 m
April 2005	35 m	37 m	72 m
Mai 2005	37 m	40 m	77 m

der Installationen und Abläufe für den Vortrieb im Gotthard-Massiv notwendig. Bei diesem Vortrieb wird parallel zum Vortrieb bereits die definitive Ortsbetonsohle erstellt. Die Sohlbaustelle wird mit einem Förderband und einem Hängekran überbrückt. Dieses Vorgehen bedingt eine Umstellung der eingesetzten Installationen. Ende August 2005 soll diese Umstellung und die damit verbundene Montage verschiedener zusätzlicher Einrichtungen, wie Brecher mit Entstaubung, Förderbändern, Hängeeinrichtungen, Einrichtungen für die saugende Belüftung abgeschlossen sein und der «industrielle Vortrieb» mit parallelem Einbau der Sohle gestartet werden.

Wenig Probleme hat die Ausführung der Ortsbrustankerung bereitet. Die vorgesehenen Leistungen wurden von Anfang an erreicht. Dagegen mussten vor allem beim Ausbruch und beim Versetzen der Stahlbogen Optimierungen zur Erreichung der notwendigen Leistungen vorgenommen werden.

4. Ausblick

Der bisherige Vortrieb Richtung Norden hat gezeigt, dass mit dem vorgesehenen, neuartigen Konzept für die Spezialvortriebe eine erfolgreiche und sichere Bewältigung schwieriger geologischer Verhältnisse möglich ist. Auf den verbleibenden 850 m werden noch Zonen mit wesentlich grösserer Druckhaftigkeit erwartet, insbesondere unmittelbar vor der Losgrenze. Die Ausbruchsicherung wird in diesen Zonen zusätzlich verstärkt werden, vor allem ist

Die ARGE TRANSCO hat in der Zwischenzeit entschieden, zum Abtransport des Ausbruchmaterials ein Streckenband einzusetzen. Dies anstelle der kleinen 10 m³-Schutterwagen, welche durch die Schachtförderanlage bedingt sind. Der Entscheid für das Streckenband wurde gefällt mit folgender Optik

- Optimierung der Leistung
- Steigerung der Produktivität

auch im Hinblick auf die Ausführung der im Werkvertrag enthaltenen Optionen für die Losverlängerung.

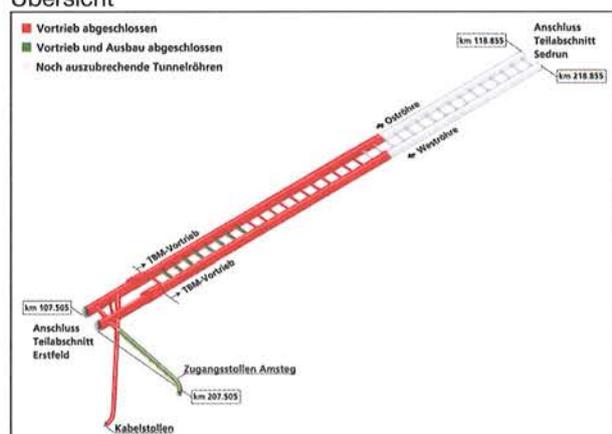
Amsteg – Tunnel Amsteg, zwei Jahre maschineller Hochleistungsvortrieb, Beurteilung aus Sicht der örtlichen Bauleitung

Claude Genoud, Dipl. Bauingenieur HTL-SIA
IG GBTN, Gähler & Partner AG, Ennetbaden

1. Einleitung

Das Kernstück der Untertaganlagen des Teilabschnittes Amsteg bilden die beiden parallelen Einspurröhren des Gotthard-Basistunnels. Die Länge dieses Teilabschnittes beträgt 11'350 m, die Steigung 4,05%. Die Tunnelröhren sind ca. alle 312 m \pm 25 m mit Querschlägen verbunden.

Übersicht



Bevor die maschinellen Vortriebe in Richtung Sedrun in Angriff genommen werden konnten, musste der Zugang zu den Basistunnels über einen rund 1800 m langen Stollen mittels Sprengvortrieb erschlossen werden. Nach Ausbrechen des Fusspunktes mit Bahntechnikaverne und Verzweigungsbauwerken, wurden rund 450 m Basistunnel in jedem Einspurtunnel aufgefahren, die sowohl Montagekaverne, wie anschliessend rund 100 m Start-röhre beinhalten. Nach Fertigstellung der Ausbrucharbeiten wurde mit der Installation der TBM begonnen.

Tabelle 1: Stand 31.05.05 EST Ost

Homogenbereich	Geologische Bezeichnung	Bisher aufgefahrene Länge	Durchschnittsleistung /AT	Max. Leistung/AT
W	Altkristalline Gesteine	4'020.70	17.26	31.40
X1	Intschi-Zone (eingeschuppte vulkanische Gesteine)	452.60	7.94	25.20
X2	Tscharren-Gruppe (eingeschuppte vulkanische Gesteine)	606.10	11.02	30.90
Y	Granite, Granitgneise, u.a. Plutonite, «massige» Migmatite	1'970.90	13.05	34.90
Z	Wechsellagerung von Gneisen mit Schiefern und Phylliten	0.00	0.00	0.00
Total	ab Start Rumpfmachine	7'050.30	12.83	34.90
	ab Regelvortrieb	6'635.00	15.12	

Die beiden sich im Einsatz befindlichen einfach verspannten Grippermaschinen wurden in zwei Phasen installiert. Die in Phase 1 montierten 141 m langen Rumpfmaschinen bilden die Vortriebseinheit der TBM. Nach Auffahren von jeweils ca. 415 m wurden die Maschinen mit den Nachläufern komplettiert, so dass die beiden TBM nun die Gesamtlänge von je 441 m erreichen.

Der Regelbetrieb der Herrenknecht-TBM S-229 in der Oströhre begann am 1. Oktober 2003. Die Komplettierung der Westeinheit erfolgte Ende 2003. Seit Januar 2004 befindet sich die Tunnelbohrmaschine S-230 in der Weströhre ebenfalls im Regelvortrieb.

Mittlerweile haben die beiden Tunnelbohrmaschinen mehr als zwei Drittel der 11'350 m langen Strecke von Amsteg nach Sedrun durchbohrt. Die Oströhre hat mit Stand vom 31.05.05 7493 m (7050 m TBM und 443 m SPV) erreicht. Die Weströhre 7343 m (6871 m TBM und 472 m SPV).

2. Vortriebsleistungen in Abhängigkeit der Geologie

Für die Abrechnung des mechanischen Vortriebes werden im TA Amsteg Homogenbereiche definiert. In einem Homogenbereich werden Gesteinsserien mit ähnlichem petrographischem Charakter zusammengefasst. Dem gleichen Homogenbereich werden demnach Gesteine mit ähnlichen Druckfestigkeiten und Quarzgehalt zugeordnet.

3. Einflussfaktoren auf die Vortriebsleistungen in verschiedenen Gebirgsabschnitten

3.1 Altkristallin (W)

In den altkristallinen Einheiten wurden mehrheitlich kompakte Gneise durchfahren. Die TBM erreichte hier bei mittleren Anpressdrücken und relativ hohen Penetrationen von 8 bis 12 mm pro Umdrehung die höchsten durchschnittlichen Leistungen von 17,26 m pro Arbeitstag (AT).

Aus geotechnischer Sicht verhielt sich das Gebirge zum grössten Teil günstig ohne grössere Ablösungen. Eingeschaltet waren Störungen von meist weniger als 5 m Mächtigkeit ohne bautechnische Relevanz. Spannungumlagerungen traten nur untergeordnet auf. Der Vortrieb erfolgte über weite Strecken in den günstigen Ausbruchsklassen II und III.

Bild 1: Gute Standfestigkeit



3.2 Bristner Granit (Y)

Der Bristner Granit war nicht prognostiziert worden. Er ist oberflächlich nicht aufgeschlossen. Beim Bristner Granit handelt es sich um einen massigen, glimmerarmen, spröden und streckenweise ausserordentlich harten Granitkörper.

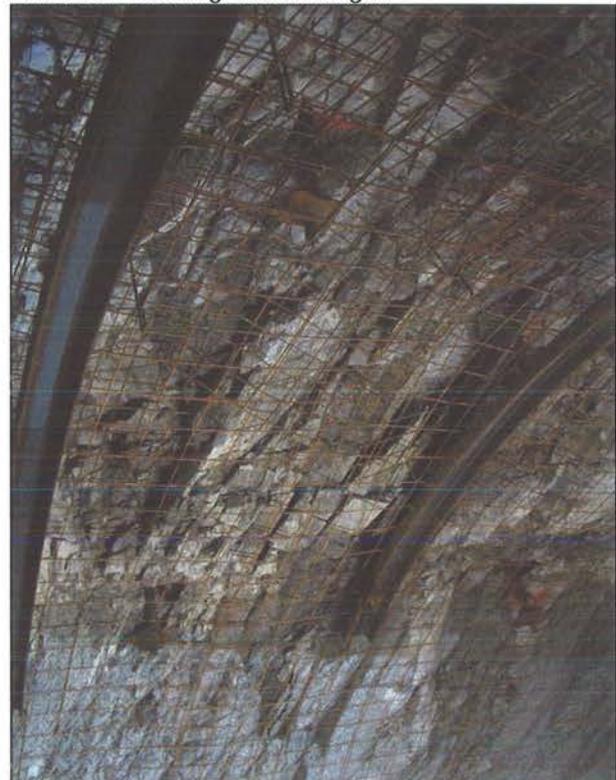
Bild 2: Div. Rollenmeissel



Der Verschleiss an Bohrmeisseln war in diesem Gebirgsabschnitt hoch. Die Anpresskräfte der TBM lagen oft über 15'000 kN, was einer durchschnittlichen Meisselbelastung von ca. 240 kN entspricht. Die Penetrationen betragen 2 bis 8 mm. Die Vortriebsleistungen mit durchschnittlich 10.05 m/AT war deutlich geringer als für diesen Gebirgsabschnitt zu Beginn des TBM-Regelvortriebs erwartet worden war. Die einachsigen Druckfestigkeiten erreichten oft über 200 MPa, Maximal sogar 291 MPa.

Bergschlagartige Phänomene in Kombination mit einer groben, spitzwinklig zur Achse verlaufenden Klüftung führten zu teilweise starken Auflockerungserscheinungen sowohl auf dem Schild, wie auch im rückwärtigen Bereich. Dies erforderte einen erhöhten Sicherheitsaufwand und ein nachträgliches Ausräumen der aufgelockerten Zonen. Der Vortrieb verlief über weite Strecken in den Ausbruchsklassen IV und V.

Bild 3: Auflockerungserscheinungen



3.3 Aare-Granit (Y)

Der Aare-Granit war gneisiger ausgebildet als der Bristner Granit, was sich in den höheren Penetrationen von 5 bis 12 mm und geringeren Anpressdrücken als im Bristner Granit äusserte. Die durchschnittliche Vortriebsleistungen stieg auf 15,12 m/AT und erreichte mit 34,90 m/AT die maximale Tagesleistung des TA Amsteg in der Oströhre während 18h Vortrieb.

Die Spannungumlagerungen waren im Aare-Granit weniger intensiv als im Bristner Granit, es ereigneten sich aber bei grober Klüftung auch in Aare-Granit spannungsbedingte Klüftkörperablösungen. Eine ungünstige Verschneidung von Trennflächen führte am 09.06.04, rund 35 m hinter der Ortsbrust und ca. 48 Stunden nach dem Auffahren der entsprechenden Strecke, zwischen Tm 111'226 und 111'231 zu einem Niederbruch im linken Gewölbe. Das Ausbruchsvolumen betrug ca. 10 m³, die Ausbruchstiefe ca. 1 m. Die betreffende Stelle musste nachgesichert und die defekten Maschinenteile des Nachläufers ersetzt werden. Der Vortrieb stand für ca. 1 Woche still.

Bild 4: Niederbruch



3.4 Intschi-Zone (X1)

Die Mächtigkeit der Intschi-Zone war deutlich geringer als erwartet. Anstelle der prognostizierten 950 m war sie 444 m lang.

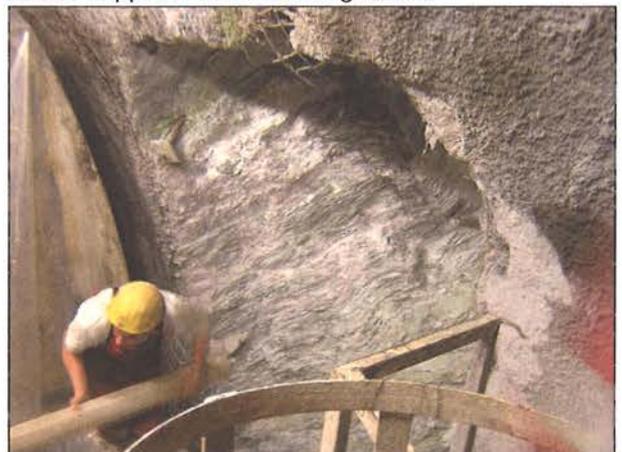
Das Gebirge verhielt sich auf den ersten 100 m wie prognostiziert leicht druckhaft. Die sichtbaren Deformationen innerhalb der prognostizierten Störungen (A6 und A7) erreichten maximal 15 cm. Es traten in dieser Zone z.T. verlehnte Serizit-Phyllite bis -Schiefer auf. Kohlige Lagen traten nur vereinzelt im Bereich der Störungen A6 und A7 auf.

Bild 5: Störung A6



Die TBM Ost wich zu Beginn der Intschi-Zone auf einer Distanz von rund 100 m von der Solllage ab. Maximal wurden horizontale Abweichungen zur Sollachse von 45 cm gemessen. Mittels verstärkter Ausbruchsicherung, insbesondere im Paramentbereich, konnte die Verspannbarkeit der Maschine derart verbessert werden, dass die TBM Ost wieder in ihre vorgegebene Achse gefahren werden konnte. Der von der Solllage abweichende Abschnitt wurde vor Einbringen der Ortbetonsohle im Sohlenbereich nachprofiliert. Der Gewölbebereich wird vor dem Einbau des Innengewölbes saniert werden.

Bild 6: Gripper in Parament eingedrückt



Die TBM West profitierte von den in der Oströhre gemachten Erfahrungen. Auf einer Strecke von 100 m wurden direkt hinter dem Bohrkopf Einbaubögen vom Typ TH 44/58 in einem Abstand von 90 cm versetzt. Der sechsteilige Ring wurde mittels Ringrektor eingebaut und mit Gleitlaschen verbunden. Bei der anschliessenden Spritzbetonapplikation wurden die Gleitwege für die Aufnahme der Deformation offen gelassen. Diese wurden nach Abklingen von Konvergenzen verschweisst und im Sicherungsbereich L2 definitiv mit Spritzbeton eingespritzt.

Bild 7: offene Gleitwege



Auf der restlichen Strecke der Intschi-Zone traten meist massive pyroklastische Gesteine auf. Die als bautechnisch relevant eingestufte Störung A8 am Ende der Intschi-Zone wurde erst südlich davon innerhalb des Altkristallins durchfahren. Sie erwies sich als bautechnisch nicht relevant. Der zu ihrer Durchörterung mögliche Umgehungsstollen musste nicht ausgeführt werden. Somit konnten dort 4 Monate Stillstandszeit aus dem Bauprogramm eingespart werden.

Die durchschnittlichen Vortriebsleistungen von 7.94 m/AT waren aufgrund der geringeren Anteile an druckhaftem Gestein höher als erwartet.

3.5 Tscharren-Gruppe (X2)

Bild 8: Massiver Fels mit leichten Abschalungen



In der Tscharren-Gruppe stiess man auf harten und massiven Fels. Die einachsigen Druckfestigkeiten erreichten in der Tscharren-Gruppe mehrheitlich 200 MPa. Die harten Gebirgsverhältnisse erforderten hohe Anpressdrücke und führten zu Penetrationen von 2 bis 9 mm pro Umdrehung des Bohrkopfes. Der Verschleiss an Bohrmeisseln war dementsprechend hoch.

Aus geotechnischer Sicht überraschend war der Umstand, dass trotz des massiven Felses und der hohen Überlagerung von bis zu 1'900 m kaum bergschlagartige Phänomene zu beobachten waren.

Zu erwähnen ist an dieser Stelle, dass die Überlagerung auch auf der restlichen, bisher aufgefahrenen Strecke, keinen Zusammenhang mit der Intensität der Spannungsumlagerungen zeigte. Oder anders gesagt: Mit Zunahme der Überlagerung waren die bergschlagartigen Phänomene nicht stärker ausgeprägt.

Nicht überraschend war indessen die stellenweise instabile Ortsbrust. Im massiven Gebirge musste aufgrund der Prognose bei ungünstiger Verschneidung von durchgehenden Trennflächen mit Bildung von Kluffkörpern gerechnet werden. Die daraus resultierende Blockigkeit vor dem Bohrkopf führte zu verringerten Vortriebsleistungen von durchschnittlich 11.02 m/AT aus.

Bild 9: Blockige Ortsbrust



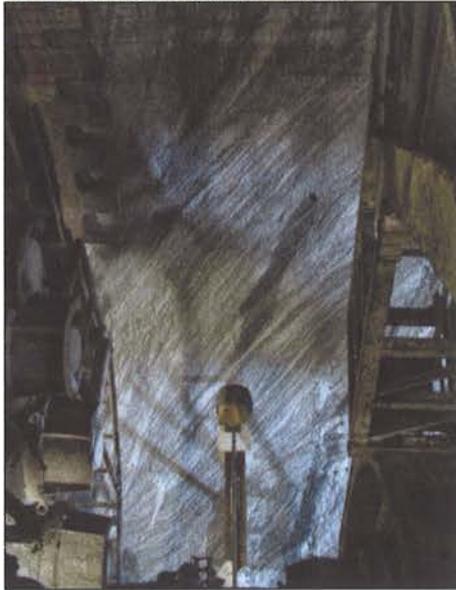
3.6 Weitere Einflussfaktoren

Im folgenden Kapitel werden einige weitere Einflussfaktoren für die Vortriebsleistungen im TA Amsteg beschrieben.

3.6.1 Einfallen der Schichtung

Einfallen und Streichen der Schieferung bezüglich der Tunnelachse sind wesentliche Faktoren, welche die Vortriebsleistung beeinflussen. Sie spielen sowohl hinsichtlich der geotechnischen Eigenschaften als auch in Bezug auf die Sicherung hinter dem Bohrschild eine bedeutende Rolle.

Bild 10: Einfallen der Schichtung



Im TA Amsteg fällt die Schieferung mittelsteil bis steil in Vortriebsrichtung und streicht quer zur Tunnelachse. Dies wirkte sich günstig auf die Sicherung aus.

3.6.2 Bergwasser, Schüttmenge

Bei Tm 108'429 wurde im Bristner Granit eine schmale, wasserführende Störung mit stärker geklüftetem Nebengestein angefahren. Das aus offenen Klüften eintretende Bergwasser wies eine initiale Gesamtschüttung von 40 l/s

auf. Dieser Wassereintritt blieb bis anhin der einzig grössere. Ansonsten beschränkten sich die Wasserzutritte auf kleinere Quellen, sowie Tropf- und Nässestellen.

Bild 11: Wassereinbruch



Gesamthaft beläuft sich die Bergwassermenge per Ende Mai auf knapp 40 l/s, rund drei Mal weniger als für den wahrscheinlichen Fall prognostiziert worden war. Der geringere Bergwasseranfall begünstigte die Vortriebsleistung in positivem Sinn. Die Wasserhaltung war deutlich weniger aufwändig als erwartet worden war.

Von grosser Bedeutung war die Tatsache, dass bislang sämtliche Störungen nur sehr wenig bis kein Bergwasser führten, wodurch sich die Gebirgsverhältnisse innerhalb der Störzonen als weniger gebräch präsentierten.

Tabelle 2: Wichtige Einflussfaktoren für die Vortriebsleistungen im TA Amsteg (nicht abschliessend)

Homogenbereiche		Einflussfaktoren TA Amsteg															Probleme Verspannbarkeit						
		geotechnisch TB										M											
		durchschn. Druckfestigkeit einachsrig			Kluftkörperbildung			Druckhaftigkeit			Bergschlagartige Phänomene			Bergwasser Initial				Penetration			Verschleiss		
		< 100 MPa	100 bis 150 MPa	> 150 MPa	selten	lokal	verbreitet	nicht druckhaft	leicht druckhaft	druckhaft	keine	lokal	verbreitet	< 10 l/s	10 bis 50 l/s	> 50 l/s		< 6 mm	6 - 8 mm	> 8 mm	klein	mittel	gross
W			X			X						X						X	X				
X1			X									X							X				
X2							X					X											
Y						X																	

Legende:

- X günstige Vortriebsverhältnisse
- mässig gute Vortriebsverhältnisse
- ungünstige Vortriebsverhältnisse

3.6.3 Felstemperaturen

Die maximal erwartete Felstemperatur betrug 38 °C mit einer Streubreite von +/- 5 °C. Seit Tm 113'400 liegen die Felstemperaturen 1–2 °C über dem oberen Grenzwert von 43 °C. Aufgrund dieser erhöhten Felstemperatur musste die Kühlleistung beträchtlich erhöht werden.

3.6.4 Revisionen TBM

In den vergangenen Monaten durchfuhren die beiden Amsteger Tunnelbohrmaschinen auf ihrem Weg nach Sedrun etliche hundert Meter Fels mit Druckfestigkeiten von über 200 MPa. Entsprechend wurden die Bohrköpfe stark beansprucht und mussten deshalb zwei Mal revidiert werden.

Bild 12: Revision Ost im April



Ein erstes Mal wurden die beiden TBM's nach 3'500 m überholt, ein zweites Mal nach 6'500 m. An den Bohrköpfen wurden umfangreiche Revisionsarbeiten vorgenommen. Unter anderem wurden die Verschleissbleche im äusseren Bohrkopfbereich ausgetauscht und der Meisselschutz erneuert.

4. Ausblick Teilabschnitt Amsteg

Zur Zeit befinden sich die beiden Vortriebe in etwa auf gleicher Höhe in einem mürben, nachbrechenden und leicht druckhaften Gestein mit einer Tagesleistung von 1 bis 5 m. In der Weströhre hat zudem ein Wasserzutritt von 3 l/s den Vortrieb zusätzlich behindert. Eingeschwemmtes Gebirge blockierte Mitte Juni 2005 die TBM West, die TBM Ost arbeitete mit den erwähnten Tagesleistungen weiter. Die inzwischen in der Oströhre durchgeführte Vorausbohrung zeigte, dass noch ca. 15 m in diesem gebräuchlichen Gebirge durchfahren werden müssen.

Für die verbleibenden 3'800 m bis zur Losgrenze Sedrun sind noch 4 bautechnisch relevante Störzonen unterschiedlicher Mächtigkeit prognostiziert. Im Bauprogramm ist im Störzonen-Bereich mindestens ein Vortriebsstillstand von vier Monaten vorgesehen, damit Massnahmen zur Verfestigung des Gebirges getroffen werden können bzw. damit ein Umgehungsstollen ausgebrochen werden kann, falls dies notwendig sein sollte.

Auf den letzten 3'000 m muss mit einem erhöhtem Wasseranfall gerechnet werden. Der prognostizierte Wasseranfall aus Störungen beläuft sich auf 10–80 l/s. Im schlimmsten Fall werden kurzfristige Wassereinbrüche bis 1'200 l/s befürchtet. Aus diesem Grund werden zur Vorauserkundung der effektiven Verhältnisse preventergeschützte Vorausbohrungen im Bereich der relevanten Störungen durchgeführt.

Das Erreichen der Losgrenze zum Teilabschnitt Sedrun wird aus heutiger Sicht zwischen Mitte und Ende 2006 erfolgen.

EDV-unterstützte Dokumentation zur verbesserten Entscheidungsfindung während dem Vortrieb

Benoît Stempfel, Dipl. Bauing. ETHZ/SIA
SISO SA, Minusio

1. Zusammenfassung

Die komplexen Baustellen des Lötschberg- und des Gotthard-Basistunnels erfordern fortlaufend Entscheidungen. Während diese im Verlauf der Projektierungs- und Bau-phase aufgrund der Prognosen zu fällen sind, erfolgt der Entscheidungsprozess in der Betriebs- und Unterhaltsphase aufgrund der gemachten Erfahrungen und insbesondere aufgrund einer sauber nachgeführten Bauwerksdokumentation.

2. Einleitung

Die Grösse der Baustellen an den Basistunneln Lötschberg und Gotthard, ihre Komplexität, ihre Dauer und die zur Verfügung gestellten finanziellen Mittel stellen an den Bauherrn hohe Anforderungen bezüglich Koordination des Informationsflusses dieser Baustellen. Der politische Druck, die Sorge um einen zusammenhängenden, kontinuierlichen und qualitativ hochwertigen Informationsaustausch sowie die Gewährleistung eines gleichwertigen Qualitätsniveaus für alle Teilabschnitte während des Baues haben die beiden Bauherren, die BLS Alptransit AG sowie die Alptransit Gotthard AG, dazu veranlasst, die Baustellenverwaltung der Basistunnel mittels einer integrierten EDV-gestützten Datenverwaltungsplattform durchzuführen. Diese Plattform «SISO» mit ihren annähernd 200 täglich auf sie zugreifenden Nutzern stellt das zentrale Element der Baustellenkommunikation und -kontrolle dar.

3. Welche Dokumentation für welche Entscheidung?

Die Basis einer jeden Bauausführung ist der Werkvertrag zwischen dem Bauherrn und seinen Auftragnehmern. Der Werkvertrag ist das Abbild der Ziele und Forderungen des Kunden – und im besonderen des Betreibers – für die Realisierung der Arbeiten und stellt den umfassenden Beschrieb eines ganzheitlichen Bauwerkes dar. Die Nach-

vollziehbarkeit ist zwingend vom ersten bis zum letzten Tag und alle Beteiligten sind verpflichtet, den Zugang zu den wesentlichen Dokumenten gewährleisten zu können. Diese Überlegung kann sich jedoch nicht nur auf den Vertrag beschränken, sondern muss über den Rahmen der Ausführung des Bauwerkes hinausreichen, um die Verfügbarkeit der relevanten Daten und Informationen der Bauausführung auch für den Betrieb zu garantieren. Die Dokumentation soll darüber hinaus auch den Zweck eines Referenzarchivs erfüllen, falls Fehler oder Schäden am Bauwerk festgestellt werden.

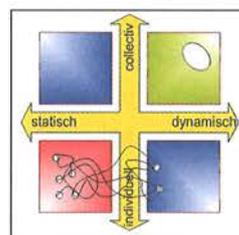


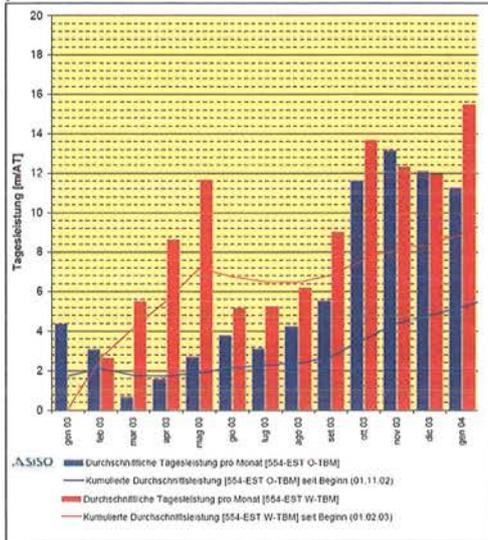
Bild 1: Statische Datenverwaltung in eine dynamische überführen

Diese Anforderungen können nur mit Hilfe einer EDV-gestützten Datenbank erfüllt werden, welche über einen unbegrenzten und fortlaufenden Internetzugang verfügt. Mit anderen Worten, um eine solche Herausforderung unter Berücksichtigung des Vertrages meistern zu können, ist es unumgänglich, die übliche statische Datenverwaltung einer Baustelle in eine dynamische Aufbereitung der Daten und Informationen überzuführen, und ausserdem auf eigennützige Individualität zu verzichten, um eine kollektive und rationelle Datennutzung zu fördern.

Die Dokumentation mit den abgespeicherten Informationen (Daten, Mengen, Ereignisse, Entscheidungen, ...) kann bei vertraglichen Divergenzen allen Beteiligten der Baustelle sowohl bei Rechtfertigungen (mittels Statistiken und Ereignischronologien) als auch bei weiteren Planungen (mittels Prognosen) von grossem Nutzen sein. Die Datenbank kann aber auch einfach nur informieren, wobei sie den Verwahrer des «Baustellenwissens» und den einzigen «Gesprächspartner» bei Recherchen darstellt.

Der bestehende Werkvertrag zwingt, vereinfachend gesagt, zu einer umfassenden Kontrolle der Bauausführung

Bild 2: Vortriebsstatistik: Durchschnittliche Tagesleistung pro Monat



unter Berücksichtigung der Fristen, Kosten und der Qualität. Die Fragen an die Hauptverantwortlichen dabei sind ebenso vielschichtig wie zwingend. Auch wenn aufgrund der Erfahrung schon ein Teil dieser Fragen von vornherein bekannt ist – Tagesleistung, Ausbruchklassenverteilung, Monatsleistung, Unfallrate, Prognosen (Kosten und Termine) – so ist die exakte Definition aller Fragen und Anforderungen bereits zu Beginn einer Baustelle ein schwieriges Unterfangen.

Dies erfordert eine vollständige Erfassung wichtiger Daten und vor allem in einer möglichst offenen Struktur. Im Detail sind dies hauptsächlich die Vortriebsdaten, die geologischen Daten, die finanziellen Daten der Vertragspositionen, die durchgeführten Kontrollen, die Leistungsdaten, die Ereignisse, Anordnungen und Entscheidungen, die Fotos und Abbildungen und die vertraglichen Dokumente. Diese Daten müssen selbstverständlich nur einmal erhoben werden und so aufbereitet werden, dass sie für jede Art von Reporting verfügbar sind.

4. Vortrieb und Ausmasskontrolle

Die erste Frage jeden Morgen lautet: «Wo stehen wir?». Dies ist leicht zu beantworten, die Konsequenzen aber können vielfältig sein, was eine tägliche Eingabedisziplin im Interesse der dynamischen Verwaltung erfordert. Um dieses Ziel zu erreichen, sind zwei Voraussetzungen unabdingbar:

- Verfügbarkeit eines Kommunikations- und Synthese-Instruments,
- tägliche Erfassung der wichtigsten Ausmasse (Vortriebsdaten)

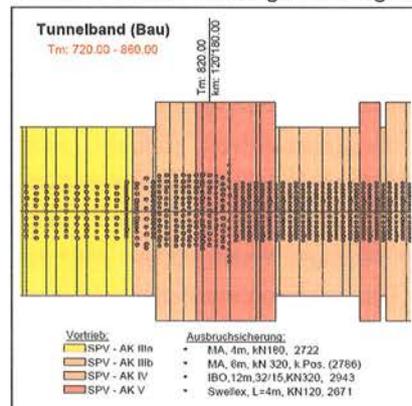
Diese einfache Prozedur löst eine Vielzahl an Automatismen aus:

- das Datenbankportal der Oberbauleitung jeweils auf den neuesten Stand bringen
- Zusammenstellung eines Berichtes über die Vortriebsdaten
- Aktualisierung der Baukosten und des Bauprogramms
- Abrechnungsbauzeit und Fristen jeweils auf den neuesten Stand bringen
- Berechnung der Durchschnittsleistungen
- Versand der Informationen an eine Liste vordefinierter Personen

Damit können aber eine Vielzahl an Vortriebsstatistiken der jeweiligen Bauwerke erstellt werden, wie zum Beispiel der Vergleich zwischen den mittleren Leistungen der Ost- und der West-Röhre (siehe unten), oder der Vergleich der vertraglichen Daten mit dem ausgeführten Vortrieb.

Das Tunnelband wird ebenfalls automatisch erstellt und zwar insofern als sämtliche wichtigen Vertragspositionen der Produktion auf der Baustelle täglich erfasst werden. Dabei handelt es sich hauptsächlich um Anker, Stahlbögen und Spritzbeton, welche die Ausbruchssicherung darstellen und die ebenfalls für den Projektingenieur wichtig sind, um während des Vortriebs Entscheidungen betreffend Anpassungen fällen zu können.

Bild 3: Tunnelband und gleichseitiges Ausmass



5. Das Baujournal, die Q-Kontrollen und Informationen

Die zweite Frage lautet: «Warum hat der Vortrieb nicht den vorgesehenen Tunnelmeter (Tm) erreicht?». Das Baujournal erlaubt es, diese Fragen zu beantworten. Es erstellt direkt die Synthese der Ereignisse und Informationen, welche den jeweiligen Tag oder die jeweilige Woche betreffen.

Die Qualitätskontrollen sind ebenfalls Teil der täglichen Aufgaben, die in einer derartigen Struktur hinterlegt sind, welche es erlaubt, Ergebnisse von speziellen Untersuchungen wie Abnahme eines Betonierabschnittes oder den Ort der Entnahme eines Bohrkernes rasch in Funktion des Datums und des Ortes wiederzufinden.

Bild 4: Automatisch produzierter Tagesbericht

ARBEITSPREISELISTE		Tagesbericht Nr.: 02.126			
SCHIEN		Temp. Anfang (°C)	Temp. Mitte (°C)	Luftfeuchtigkeit	Status
1	arbeiten	4	17		Schicht noch begonnen
2	arbeiten	14	18	65	Schicht personalis
3	arbeiten	10	6	58	Schicht geräumt

PERSONALBESTAND				
Firma	Anz. Personal	Anz. Personal	Anz. Tech./	Anz. Personal
	Untertag	Übertag	Admin. Personal	Abgang
Loeb-SR				3
Matras	53	40	5	21

INSTALLATION				
Objekt	Basilelement	Aktivität	Standort	Menge
ST-VW-LF	TBM-Vortrieb	Umsatzv/verarbeiten	TR 6446.0 - 6556.1	50.00 min
KA-TCO-TBM	TBM-Vortrieb	Umsatzv/verarbeiten	TR 2473.7 - 2584.9	65.00 min
	Förderbandanlage	Installation/montieren	TR 2473.7 - 2494.9	110.00 min

GESAMTLEISTUNGEN									
Objekt	Letztes Vortriebsdat	Tagesleistungen			Gesamtleistungen		Arbeitsfortschritt		
		Tm von	Tm bis	Tm	Tm von	Tm bis			
ST-VW-LF	06.05.07	0446.00	0456.10	10.10	1302.11	0456.10	21.135.52	44.913.51	2.086.29
KA-TCO-TBM	06.05.07	1.118.00	1.232.50	8.50	19.12	1.232.50	27.768.63	49.032.00	1.581.88
KA-TCO-TBM	06.05.07	2.429.10	2.429.92	82	53.70	1.020.00	25.959.11	49.032.00	2.429.92

TAGESLEISTUNGEN						
Objekt	Basilelement	Position	Tagesleistungen			Bemerkungen
			Tm von	Tm bis	Menge	
ST-VW-LF	TBM-Vortrieb	AK V-EF3b	0456.10	0446.00	10.1 m	Falschzeit: 6:4, 8:26 - Grenze Bohrtarfall i.o., kein Arbeit sichtbar, kein Bergwasser, kein Bergschlag, Pannensituation: TBM Band 003: penochuel. (Schicht 1 kein Vortrieb) Messwertwert 4.500, Rückwertwert 4.500
KA-TCO-TBM	Sperrvortrieb	ESA3a (SPV1)	1.222.50	1.118.00	5.5 m	Gröl: Löss-kalk, Unterbrüche: - Wasser

Tatsächlich stellt das Baujournal eine zentrale Komponente der Ausführungsdokumentation dar, sofern die erfassten Informationen nicht unnötig umfangreich und doppeltspurig sind. So sind zum Beispiel die Anmerkungen des Vortriebes vom Vortag direkt im Baujournal integriert und müssen nicht mehr für andere Berichte separat erfasst werden.

Die vorgegebene Struktur erlaubt es auch, alle zu liefernden Berichte zu standardisieren und zu automatisieren oder einen für eine endgültige Ausarbeitung ausgeführten Entwurf zu produzieren.

Das Baujournal ist das Kernstück der Bauwerksdokumentation und erlaubt es, alle Dokumente und Fotos in Beziehung zu den erfassten Daten einzuordnen sowie alle Entscheidungen und Anordnungen unverzüglich weiterzuleiten.

6. Geologie

Die Frage «warum der Vortrieb nicht den vorgesehenen Tm erreicht hat?» findet ihre Antwort oft in der Geologie, deren Aufnahme trotz ihres statischen Charakters in eine dynamische Information transformiert werden kann, um eine Korrelation zwischen Ausbruchssicherung, Vortrieb und Daten aus der Sondierkampagne zu ermöglichen.

Alle technischen und vertraglichen Aspekte des Vortriebes sind vom Baugrund abhängig. Die wesentlichen Informationen bezüglich der Geologie – wie die Gesteins- und die Gebirgseigenschaften (Petrographie, Strukturen, physikalische Eigenschaften) sowie ihre Auswirkungen auf das Bauwerk (geotechnische und hydrogeologische Aspekte) – müssen geordnet in einer nicht redundanten Struktur erfasst werden.

Der Vergleich zwischen Prognose und Befund ist ein wichtiges Instrument zur fortlaufenden Anpassung der Kosten- und Terminprogramme. Sehr nützlich für das richtige Verständnis der Zusammenhänge zwischen auftretenden Schwierigkeiten beim Vortrieb und der Geologie ist einerseits das systematische Erfassen der massgebenden geologischen Parameter und andererseits eine automatische Erstellung von Synthesepänen unter vollständigem Einbezug der Vortriebs- und Maschinenparameter (z.B. TBM). Dabei ist der Einbezug des Geologen unumgänglich, damit die gemachten Beobachtungen richtig interpretiert und fachgerecht umschrieben werden. Da die Information zentral erfasst und gespeichert wird, ist den Beteiligten eine objektive Einschätzung möglich.

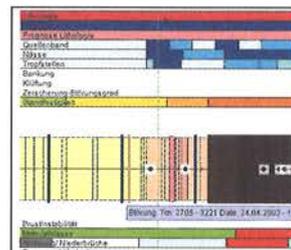


Bild 5: Geologische Datenerfassung mit Prognose auf Tunnelband

Das regelmässige Erstellen und Verfolgen der Synthesepäne sowie die Analyse der gemachten Beobachtungen und Aufzeichnungen bietet die Möglichkeit, schneller einzugreifen und ggf. vertragliche Schwierigkeiten besser einschätzen zu können.

7. Leistungskontrolle

Der Hauptindikator zum Verständnis der Leistungen ist die tägliche Synthese des Schichtrapportes, mit anderen Worten die Zeit-Analyse der einzelnen Arbeitsvorgänge. Es sind insbesondere die Pannen- und Unterbruchzeiten, die Wartezeiten wegen angetroffenen Schwierigkeiten, die Wartungszeiten sowie die benötigte Zeit für jeden Arbeitsvorgang, die es dank geeigneter statistischer Formeln erlauben, die Vortriebsleistung für eine bestimmte geologische Formation oder eine bestimmte Ausbruchss-

Für eine effiziente Kontrolle der Kosten und Termine ist es notwendig, dass aufgrund der täglich eingegebenen Produktionsdaten – auch für das Zeitintervall zwischen der letzten Abrechnung und dem aktuellen Stand – eine plausible Schätzung der Kosten sowie entsprechende Prognosen automatisch erstellt werden.

Die Kostenentwicklung ist somit in Echtzeit bekannt und erforderliche Korrekturen und Entscheidungen können frühzeitig in die Wege geleitet werden.

Auf einer linearen Baustelle von mehreren zehn Kilometern Länge führen die grossen Dimensionen von kleinen Differenzbeträgen rasch zu grossen Summen und das Risiko von Kostenabweichungen steigt, wenn nicht regelmässig eine Synthese der Kosten pro gebauten Tunnelmeter erarbeitet wird. Die automatische Aufbereitung der Informationen, welche die Kosten betreffen, provoziert Fragen und zwingt die Verantwortlichen, die gemachten Entscheidungen zu überprüfen.

9. Erfahrungen nach fünf Jahren

Fünf Jahre Erfahrung auf den Baustellen der Basistunnel Lötschberg und Gotthard lassen sich nicht in einigen Sätzen zusammenfassen. Um einen bestmöglichen Wirkungsgrad des Verwaltungssystems zu erreichen, ist eine vorgängige detaillierte Abklärung der Anforderungen unumgänglich. Dies bedingt eine sehr sorgfältige Analyse sämtlicher Projekt- und Werkvertragsdokumente und führt schlussendlich zur Definition aller zu erfassenden Daten.

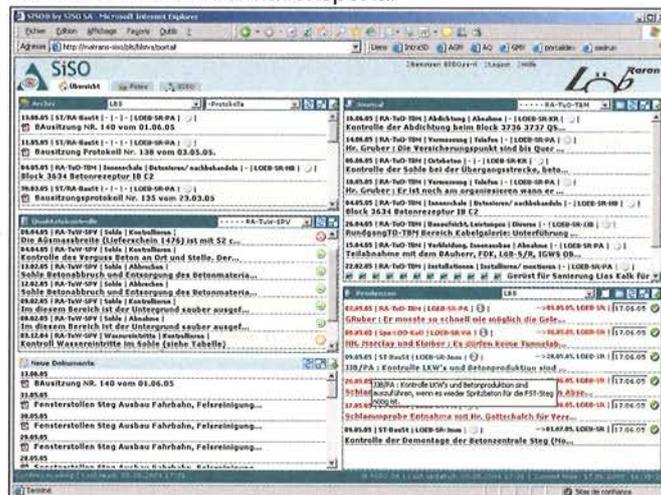
Ohne die Interaktion zwischen den wesentlichen Daten des Werkvertrages ist die erfolgreiche Abwicklung einer Baustelle, die sich über mehrere Jahre hinwegzieht und deren Zahl an Beteiligten sich ständig verändert, nicht möglich.

Die einheitliche Verarbeitung der Dokumentation und insbesondere der kosten- und terminrelevanten Daten sowie die Qualität derselben stellt einen grossen Vorteil für den Bauherrn und für die Unternehmung dar. Ein weiterer Vorteil besteht sicher in der Verfügbarkeit der Informationen, die jederzeit im Zuge von Recherchen abgefragt werden können.

Die grösste Schwierigkeit für die Verantwortlichen der Baustelle besteht darin, die individuelle Verwaltung in eine kollektive überzuführen. In der Zwischenzeit aber ist

dies von der Mehrheit akzeptiert worden und die Vorteile machen sich mehr und mehr bemerkbar, so dass im grossen und ganzen von einer Akzeptanz des Datenbanksystems gesprochen werden kann. Bedauernswert ist nur der Umstand, dass verschiedentlich nicht genügend Daten erfasst wurden, was sich bei Schlichtungsverhandlungen insbesondere für Fälle, die mehrere Monate zurückliegen, bemerkbar machte.

Bild 9: Baustelleninformationsportal



Das Datenbankportal erleichtert die tägliche Arbeit und stellt einen unmittelbaren Zugang zu einer Austauschplattform im kollaborativen Sinne dar. Es ermöglicht einen raschen Zugriff auf die massgebenden Daten und Informationen und fördert die Arbeitsdisziplin, welche für derartige Bauvorhaben unabdingbar ist.

Die Konfigurationsmöglichkeiten sind unbegrenzt und individuell einstellbar und erlauben es, diejenigen Informationen herauszufiltern, die intern bleiben müssen gegenüber den öffentlichen Daten.

Es sei hier erwähnt, dass die ersten Daten auf einer Tunnelbaustelle vor 12 Jahren erfasst worden sind, und dass sie dem Kunden für die Erfordernisse des laufenden Betriebes noch immer zur Verfügung stehen.

10. Erfahrungsrückfluss und Wissensverwaltung

Bisher betrachtet der vorliegende Artikel die Kurz- und Mittelfristigkeit. Betrachtet man die Langfristigkeit, so besteht das Hauptinteresse eines Projektes im Erfahrungsrückfluss: gemachte Erfahrungen und Lehren sollen weiterhin verfügbar sein und evtl. Fehlentscheide in vergleichbaren Situationen müssen vermieden werden. Dies gilt sowohl für den Bauherrn, für den Projektmanager wie

für den Unternehmer. Wer würde die detaillierte Leistungsanalyse ablehnen, in Verbindung mit der Diagnose der Beweggründe und getroffenen Entscheidungen? Sicherlich nicht die Kalkulationsabteilung eines Unternehmers, welcher auch die Risikoanalyse und die vorgesehenen Gegenmassnahmen zur Verfügung stehen. Noch weniger ein Baustellenverantwortlicher, welcher anlässlich eines Baustellenstarts Synthesedaten anderer Projekte zur Verfügung hat und somit in der Lage ist, richtige Entscheidungen zu fällen. Auch die Erfahrung des Projektingenieurs erhöht sich durch die gebotene Vergleichsmöglichkeit, da ansonsten ein enormer Zeitaufwand nötig wäre, um all die Probleme zu beherrschen, mit welchen er konfrontiert wird.

Bezüglich der Wissensverwaltung sei gesagt, dass nur die integrierte Struktur der Datenbank es erlaubt, diese Wissensquelle voll auszuschöpfen. Die Erfahrungen der Vorgänger können so bei aktuellen Projekten jederzeit nutzbar gemacht werden, und dies ohne dass, sie direkt beteiligt sind. Um dies zu gewährleisten, muss das System eine Informationshierarchisierung erlauben, um die Qualität der Daten zu differenzieren und um einen raschen Zugriff auf Antworten zu gestellten Fragen zu ermöglichen.

11. Zukunft und Verbesserung

Die unmittelbare Zukunft für den Bauherrn besteht im Betrieb des Tunnels. Auch wenn weiterhin die Papierform eine verlässliche Stütze bleiben wird, so muss man doch feststellen, dass die Menge an Informationen, welche während des Betriebes eines Tunnels recherchiert wird, von enormem Umfang ist. Dies gilt nicht im gleichen Grade für alle Daten, die während des Baus erfasst worden sind, für eine effiziente Recherche der massgebenden Informationen aber besitzt einzig ein geographisches Informationssystem (GIS) die nötige Flexibilität.

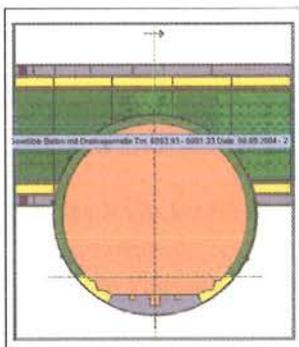


Bild 10: Einfacher Datenzugriff bei allen Bauvorgängen

Die Datenbank muss im Dienste des Nutzers stehen mit dem ersten Ziel, den Baustellenverantwortlichen mehr Zeit

für die wesentlichen Aufgaben, d.h. die «Bauführung», zu geben. Für eine noch stärkere Rationalisierung könnte zum Beispiel die Erfassung des Ausmasses mittels eines elektronischen Stiftes und ad hoc Formularen, der Transfer von Fotos zum Abspeichern via eines smartphones oder eine halbautomatische Strukturierung der eingegebenen Daten und Informationen erfolgen. Wir sind davon überzeugt, dass immer noch Verbesserungspotential vorhanden ist, welches allein durch die Verknüpfung technischer und finanzieller Kompetenzen ausgeschöpft werden kann.

Die Verbesserungsvorschläge jedoch müssen von den Benutzern kommen, die von einer individuellen Arbeitsweise zu einer kollektiven übergehen und dadurch die Informationen für das gesamte Bauwerk besser zur Verfügung stellen. Damit entsteht Mehrwert für Bauherren, projektierende Ingenieure und Unternehmer.

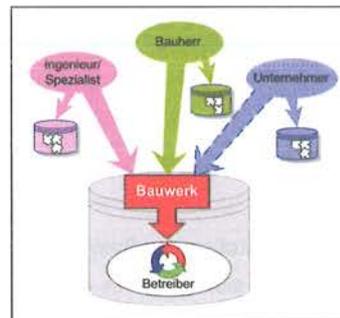


Bild 11: Datenzugriff aller Beteiligten

Die einmalige Erfassung der Daten in SISO stellt eine enorme Erleichterung der alltäglichen Arbeiten für alle Mitarbeiter und Projektbeteiligten dar, und rechtfertigt bei weitem gewisse Abstriche an individuellem Perfektionismus.

12. Schlussfolgerung

Das Wissen, der direkte und sofortige Zugang zu Informationen und Daten sowie die Fähigkeit jederzeit die Konsequenzen neuer Situationen und Umstände einzuschätzen sind Erfolgsfaktoren eines Projektes und einer Baustelle. Die Dokumentation und die Nachvollziehbarkeit in einem geografischen Bezugssystem, hingegen, sind wichtig für den zukünftigen Betrieb und den Unterhalt des Bauwerkes. Die Datenbank stellt den «genetischen Code» des Bauwerkes dar und wird nach Fertigstellung der Bauarbeiten ein äusserst nützliches Werkzeug für den Betrieb und den Unterhalt.

Wenn man die Darstellungsart der Baufortschritte und die Prognosen unserer werten Grossväter an den Tunneln des

Gotthard und des Lötschberg ansieht, so ist es 130 Jahre später an der Zeit, das Wissen, die Erkenntnisse und die Erfahrungen durch ein integriertes Synthese- und Informationssystem kurz-, mittel- und langfristig zu nutzen.

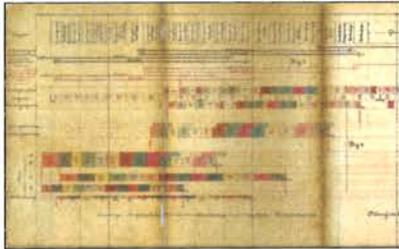


Bild 12: Grafische Darstellung des Arbeitsfortschritts Gotthardtunnel 1876

Dieser Schritt wurde von den Bauherrn des Lötschberg- und des Gotthard-Basistunnels getätigt. Dafür sind wir ihnen zu Dank verpflichtet und wir sind überzeugt, dass das an diesen Tunneln angewandte Verwaltungssystem weltweit einzigartig ist.

Oberflächensetzungen als Folge von Tunnelbauten in grosser Tiefe, Stand der heutigen Erkenntnisse

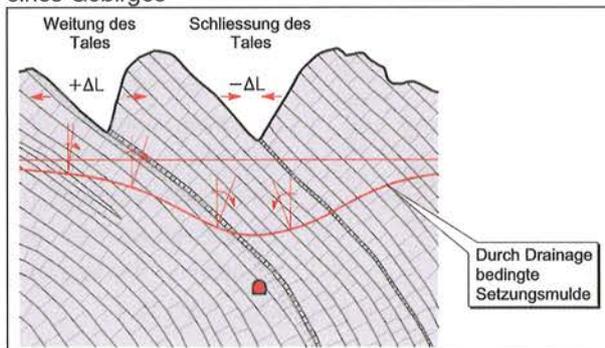
Roger Bremen, Dr. Ing. EPF
Lombardi AG Beratenede Ingenieure, Minusio

1. Einleitung

Untertagbauten können, je nach geologischen und hydrogeologischen Bedingungen des Gebirges, zu grossräumigen Änderungen der Grundwasserverhältnisse während und nach dem Bau führen. Dabei können sich die Änderungen der Druckverhältnisse auf mehrere Kilometer ausdehnen. Dies ist allgemein bekannt und kann auch mit angemessenen Rechenmodellen und Kenntnissen der Gebirgseigenschaften relativ zuverlässig nachvollzogen werden.

Man weiss aber heute, dass, ähnlich wie im Lockermaterial, Änderungen der Wasserdruckverteilungen auch in einem Felsmassiv zu grossräumigen Setzungen führen. Diese, vielleicht nicht so bekannten Folgen einer grossräumigen Entwässerung eines Gebirges werden im folgenden Beitrag kurz erläutert. Dabei werden nur die wesentlichen Zusammenhänge gemäss dem heutigen Kenntnisstand kurz dargestellt. Anschliessend werden die Einflüsse dieser Problematik auf das Projekt Gotthard-Basistunnel kurz behandelt.

Bild 1: Generelles Verformungsbild infolge der Drainage eines Gebirges

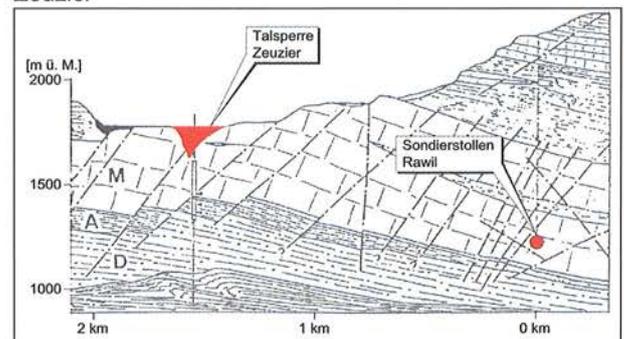


2. Bisher bekannte Beispiele

Der Fall der Talsperre Zeuzier im Wallis (Schweiz) hat während den 80er Jahren für einiges Aufsehen gesorgt. Es handelt sich dabei wahrscheinlich um den ersten Fall, bei welchem Oberflächensetzungen im Fels infolge geänderter Grundwasserzustände zu bedeutenden Schäden an

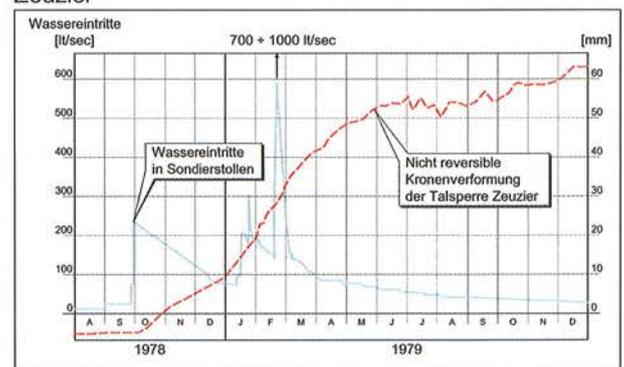
einem Bauwerk geführt haben. Interessant für diesen Fall ist, dass relativ gut dokumentierte Messdaten zur Verfügung stehen, was erlaubt hat, die Entwicklung des Phänomens gut zu verfolgen.

Bild 2: Typischer geologischer Schnitt der Talsperre Zeuzier



Dieser Fall hat sich im Jahre 1978 beim Bau des Sondierstollens Rawil ereignet, welcher etwa 1.5 km seitlich und etwa 500 m unterhalb der Staumauer liegt. Der Rawil-Tunnel sollte den Kanton Wallis mit dem Kanton Bern verbinden.

Bild 3: Wassereintritte und Verformung der Talsperre Zeuzier



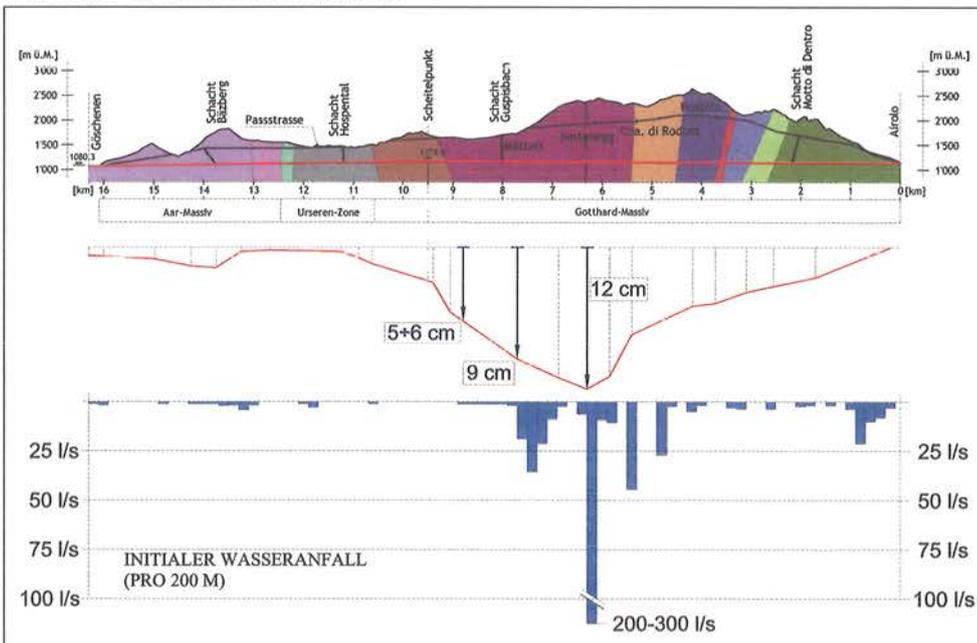
Beim Bau dieses Stollens haben im September 1978 die ersten bedeutenden Wasseraustritte stattgefunden, welche im Februar 1979 bis auf etwa 1000 l/s angestiegen sind. Im Bild 3 sind die Entwicklung der Wasseraustritte im Stollen und die nichtreversiblen Verformungen der Talsperrenkrone, welche Ende Dezember 1979 etwa 7 cm erreicht hatten, dargestellt. Wichtig ist zu bemerken, dass die Talsperrenverformungen praktisch gleichzeitig mit

den ersten bedeutenden Wasseraustritten stattgefunden haben. Das Volumen der Setzungsmulde wurde auf 1 bis 2 Mio. m³ geschätzt, bei einem Gesamtwasseraustritt von etwa 6 Mio. m³.

Die Talverengung beider Flanken hatte Ende 1979 etwa 6.0 cm erreicht, was zu einer bedeutenden Rissbildung in der Talsperre führte. Die maximale vertikale Setzung beträgt etwa 12 cm. Die Stauhaltung wurde rasch abgesenkt, und infolge Detailuntersuchungen wurden die Schäden an der Talsperre zwischen 1980 und 1983 mit Epoxydharzinjektionen saniert. Der normale Betrieb der Anlage konnte nach einigen Jahren Teilstau erst im Jahre 1988 wieder aufgenommen werden. Zu bemerken ist, dass die Entschädigung für den Kraftwerksbetreiber im Jahre 1993 auf ca. 47 Mio. CHF festgelegt wurde. Ein wesentlicher Teil dieser Entschädigung entfällt natürlich auf den Betriebsausfall, während die Kosten der Sanierungsarbeiten nur einen Bruchteil darstellen.

Lange hat man geglaubt, dass Zeuzier wegen der besonderen geologischen Bedingungen ein Spezialfall sei, welcher nicht ohne weiteres auf andere Situationen übertragbar ist. Aufgrund von genauen Nivellementmessungen entlang der Gotthard-Passstrasse, welche im Jahre 1997 ausgeführt wurden, hat man aber erkannt, dass infolge des Baus des Gotthard-Strassentunnels, entlang der Passstrasse, Oberflächensetzungen von bis zu 12 cm stattgefunden haben. Das Bild 4 stellt das gemessene Setzungsprofil sowie die entsprechenden initialen Wassereintritte während des Vortriebes im Strassentunnel dar.

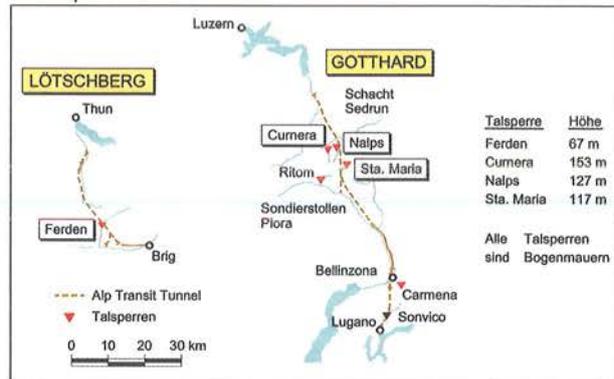
Bild 4: Setzungen entlang der Passstrasse infolge des Baues des Gotthard-Strassentunnels



Die Maximalwassereintritte wurden auf etwa 200/300 l/s geschätzt, wobei diese Werte aufgrund des Datenmangels mit einer gewissen Unsicherheit behaftet sind. Im Bild 4 erkennt man zwar eine gewisse Beziehung zwischen örtlichem Wasseraustritt und Setzungsmass, die Setzungen ergeben sich aber aus grossräumigen Änderungen der Grundwasserverhältnisse und können nicht direkt auf örtliche Eintritte bezogen werden.

3. Problematik der Talsperrensicherheit bei den AlpTransit-Projekten

Bild 5: Möglicherweise beeinflusste Talsperren entlang der Alpentransversalen



Aufgrund dieser Ausgangslage haben sich die Erstellergesellschaften BLS AT und ATG sowie die zuständigen Bundesämter schon sehr früh Gedanken über die mögliche Beeinflussung der Alpentransversalen auf die unterfahrenen Stauhaltungen gemacht. Nach einer ersten Bewertung ist man zum Schluss gelangt, dass eine Beeinflussung der Stauhaltung Ferden durch den Lötschbergtunnel, sowie der Stauhaltungen St. Maria, Curnera

und Nalps durch den Gotthardtunnel nicht auszuschliessen ist. Die Stauhaltungen Carmena und Ritom wurden somit nicht weiter berücksichtigt, da sie ausserhalb der geschätzten Einflusszone liegen (Bild 5).

Inzwischen kann man behaupten, dass die Talsperre Ferden vom Vortrieb des Lötschbergtunnels nicht beeinflusst wurde, was aufgrund der sehr geringen Wassereintritte beim Vortrieb auch

nicht überrascht. Hingegen müssen die Talsperren bei der Gotthardtransversale noch unterfahren werden.

Die von den verschiedenen Beteiligten durchgeführten Untersuchungen können, etwas vereinfacht, folgendermassen zusammengefasst werden.

In einer ersten Phase wurden für jede Talsperre die maximal zulässigen, nicht reversiblen Verformungen ermittelt. Hierbei wurde unterschieden zwischen elastischen Verformungen und Verformungen, welche zwar zu einer gewissen Rissbildung führen, die Sicherheit und die Betriebsfähigkeit der Talsperre aber nicht beeinträchtigen. Für jede Talsperre wurden somit anhand von statischen Berechnungen die maximal zulässigen Verformungen bestimmt.

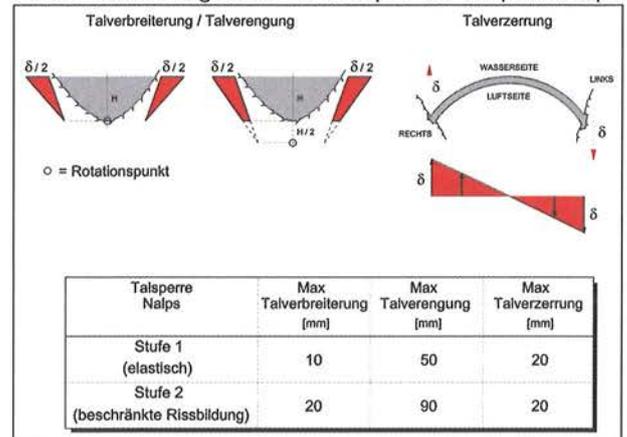
Weiter wurde auf einer eher theoretischen Ebene das Setzungsphänomen untersucht, mit dem Ziel, ein Modell zur Berechnung der Oberflächenverformungen zu erstellen. Für dieses Modell müssen die kausalen Zusammenhänge möglichst zuverlässig berücksichtigt werden.

Aufgrund angenommener geologischer und hydrogeologischer Bedingungen und dieser Modellierung wurden in einer dritten Phase gewisse Prognosen des Setzungsmasses erstellt.

Aufgrund all dieser Erkenntnisse wurden schliesslich die Massnahmen bestimmt, die es erlauben, die Sicherheit und die Betriebsfähigkeit der Stauhaltungen während und nach dem Vortrieb zu gewährleisten. Diese Massnahmen betreffen einerseits die Vortriebsbedingungen und andererseits die Überwachung der Stauanlagen selber.

Was die Gefährdungsbilder angeht, wurden für jede Talsperre verschiedene Flankenbewegungen angenommen und diese bei unterschiedlichen Betriebszuständen untersucht, das heisst, bei verschiedenen Stauhöhen sowie Temperaturverteilungen im Beton. Im Bild 6 sind als Beispiel die so ermittelten Grenzverformungen der Talsperre Nalps dargestellt. Die Stufe 1 stellt die Grenze für elastische Verformungen dar, während die Stufe 2 die Grenze für nicht beeinträchtigende Rissbildungen bei den Talsperren darstellt. Diese Risse könnten mit einem beschränkten Aufwand wieder saniert werden.

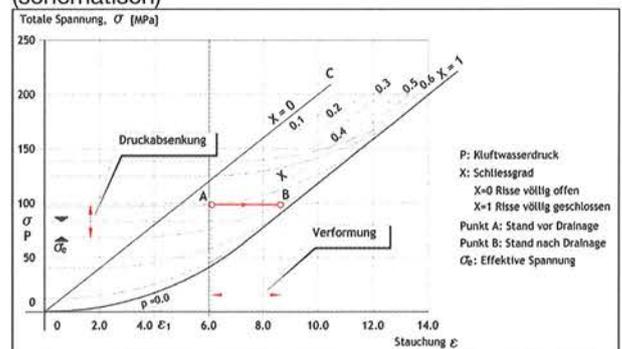
Bild 6: Gefährdungsbilder am Beispiel der Talsperre Nalps



Was die kausalen Zusammenhänge angeht, ist als erster Punkt zu erwähnen, dass grundsätzlich Gebirgsverformungen auf eine Änderung der effektiven Spannungen im Gebirge zurückzuführen sind. Schon für den Fall Zeuzier wurde das FES-Modell entwickelt, welches eine Kopplung zwischen den hydraulischen und den mechanischen Eigenschaften eines Gebirges ermöglicht. Dieses Modell wurde weiterentwickelt und bildet die Grundlage der angewendeten Berechnungsprogramme.

Im Bild 7 ist schematisch der Fall der Drainage eines Gebirges dargestellt, welche bei einer Reduktion des Porenwasserdruckes und gleichbleibenden Totspannungen zu einer Erhöhung der effektiven Spannungen führt.

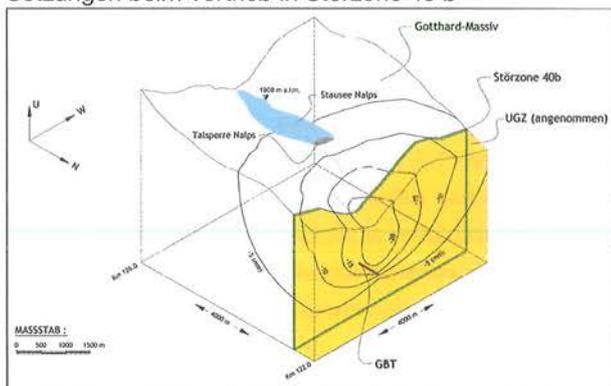
Bild 7: Beziehung zwischen Änderungen im Spannungszustand und den damit verbundenen Felsverformungen (schematisch)



Die Erhöhung der effektiven Spannungen führt zu einer Teilschliessung der Felsklüfte, welche sich als Integral zu einer Setzung des Gebirges entwickelt. Zu bemerken ist, dass es sich hier um ein nicht lineares elastisches Verformungsmodell handelt. Auch wenn dieses Modell konzeptuell relativ einfach ist, bedarf die Bestimmung der Klüftparameter, das heisst deren Anzahl, Richtung und Öffnungsgrad einer gewissen Erfahrung, da für jedes Gebirge nur beschränkte felsmechanische Angaben zur Verfügung stehen.

Mit diesem Modell wurde eine grosse Anzahl von 3-dimensionalen Berechnungen durchgeführt, um die Verformungen an den Talsperren zu bestimmen. Dabei wurden verschiedene felsmechanische und hydrogeologische Annahmen untersucht, um den Einfluss der verschiedenen Faktoren auf das Setzungsmass bewerten zu können. Im Bild 8 ist das Beispiel der vertikalen Setzungen bei der Talsperre Nalps unter der Annahme einer relativ permeablen Störzone 40 b dargestellt, wie sie zwischen der UGZ und dem Gotthardmassiv aufgrund der geologischen Prognosen angenommen wurde.

Bild 8: 3-D-Berechnungen mit FES-Modell: Vertikale Setzungen beim Vortrieb in Störzone 40 b



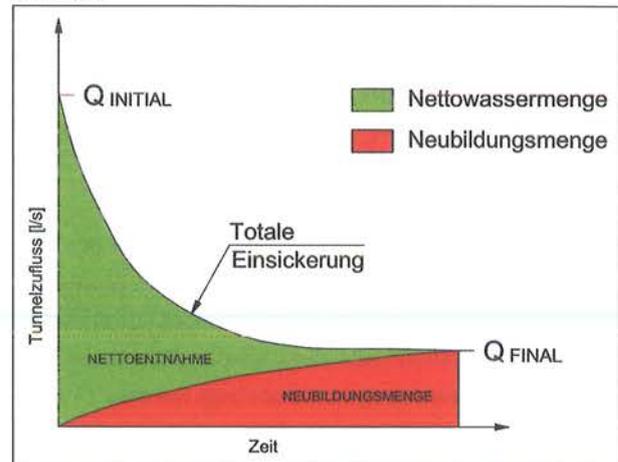
Diese Modellrechnungen haben eindeutig bewiesen, dass sich Oberflächensetzungen bedeutend weiter ausbreiten können als Grundwasserspiegeländerungen, und dass nichtpermeable Zonen keine Verformungsbarriere darstellen. Zu bemerken ist, dass natürlich nicht die Setzungen sondern die Talflankenverformungen für die Talsperrensicherheit massgebend sind. Diese Modellrechnungen erlauben auch, den zeitlichen Verlauf des Phänomens nachzubilden.

Zur Bewertung des Setzungsmasses und der Massnahmen beim Tunnelvortrieb ist zu berücksichtigen, dass das Volumen der Setzungsmulde in direkter Beziehung zur austretenden Wassermenge steht. Die austretende Wassermenge stellt sich aus Wassermengen zusammen, welche dem Gebirge entnommen wurden, sowie aus Oberflächensickerungen. Das dem Gebirge entnommene Wasservolumen wird oft als Nettoentnahme definiert und entspricht im wesentlichen dem Wasser, welches sich in den Felsklüften befindet. Gemäss dem FES-Modell schliessen sich die Klüfte bei einem Druckabfall, was mit einem Wasseraustritt aus den Felsklüften verbunden ist.

Wenn eine wasserführende Störzone entwässert wird (siehe Bild 9), entsteht eine Wasseraustrittskurve mit langsam abklingenden Wassermengen. In einer ersten Phase besteht die Wasserentnahme ausschliesslich aus einer

Nettoentnahme, das heisst Kluftwasser, während der Anteil an Oberflächensickerung progressiv ansteigt. Der zeitliche Ablauf hängt natürlich sehr von den Felseigenschaften ab. Für Oberflächensetzungen sind nur die Nettowasserentnahmen von Bedeutung. Leider ist es aber äusserst schwierig, in einem konkreten Fall zwischen Nettowassermenge und Neubildungsmenge zu unterscheiden.

Bild 9: Typischer zeitlicher Verlauf der austretenden Wassermenge beim Vortrieb in einer wasserführenden Störzone



Wesentlich bei der Modellierung ist es somit zu versuchen, die Nettowasserentnahme so zuverlässig wie möglich zu bestimmen, da nur diese zu Setzungen führt.

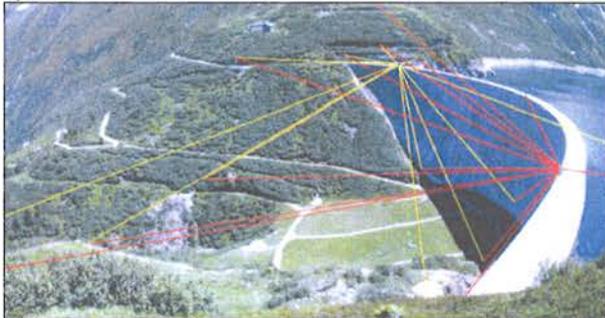
4. Massnahmenplanung

Die theoretischen Grundlagen sowie die Modellierung der eintretenden Phänomene sind somit heute relativ weit fortgeschritten, auch wenn im vorliegenden Beitrag nur die wesentlichen Konzepte beschrieben wurden. Aufgrund gegebener Annahmen kann das Verhalten der Gebirgsoberfläche bei einem Tunnelvortrieb mit einer gewissen Zuverlässigkeit nachgebildet werden. Für eine zuverlässige Prognose des Verhaltens der Stauhaltungen und des Ausmasses der Oberflächenverformungen sind die Modelle aber mit zutreffenden felsmechanischen und hydrogeologischen Angaben zu speisen, welche besonders in grosser Tiefe nur grob abgeschätzt werden können. Die bisherige Erfahrung bei beiden Alptransversalen zeigt z.B., dass der prognostizierte Wasseranfall teilweise wesentlich überschätzt wurde. Solange es nicht möglich sein wird, unsere geologischen und Wasseranfallprognosen wesentlich zu verbessern, wird auch eine Prognose des Setzungsmasses an der Oberfläche schwierig sein. Die Modellrechnungen werden somit umso zuverlässiger, desto bessere Angaben man über die Wasseranfallprognosen hat.

Aufgrund dieser Situation wurden seitens der AlpTransit Gotthard AG verschiedene Massnahmen getroffen, um einerseits eine Beeinträchtigung der Stauhaltungen zu vermeiden und andererseits den Vortrieb nicht unnötigerweise zu erschweren. Die getroffenen Massnahmen bestehen im wesentlichen aus einer vertieften Überwachung der Talflanken in der Nähe der Stauhaltungen, in speziellen Vorauserkundungen während des Tunnelvortriebes, in der Festlegung von sogenannten Interventionsgrenzen, d.h. Grenzen, welche beim Überschreiten eine Abdichtung des Tunnels verlangen, und schliesslich in der Festlegung und Projektierung dieser Abdichtungsmassnahmen.

Was die Verformungen an der Oberfläche betrifft, wurde ein sehr ausgedehntes Überwachungsnetz aufgebaut, welches eine permanente Kontrolle der Flankenbewegungen erlaubt, so dass eventuelle, nicht reversible Verformungen rasch erkannt und auch deren Entwicklungen zuverlässig verfolgt werden können (Bild 10).

Bild 10: Überwachungsnetz der Talflanken der Nalpsperre



Die Auswertung dieser Messungen findet alle 2 Wochen statt. Diese Messeinrichtung wird somit erlauben, eventuell

auf tretende Verformungen zu verfolgen, um, falls nötig, bei den Stauhaltungen die angemessenen Massnahmen zu treffen.

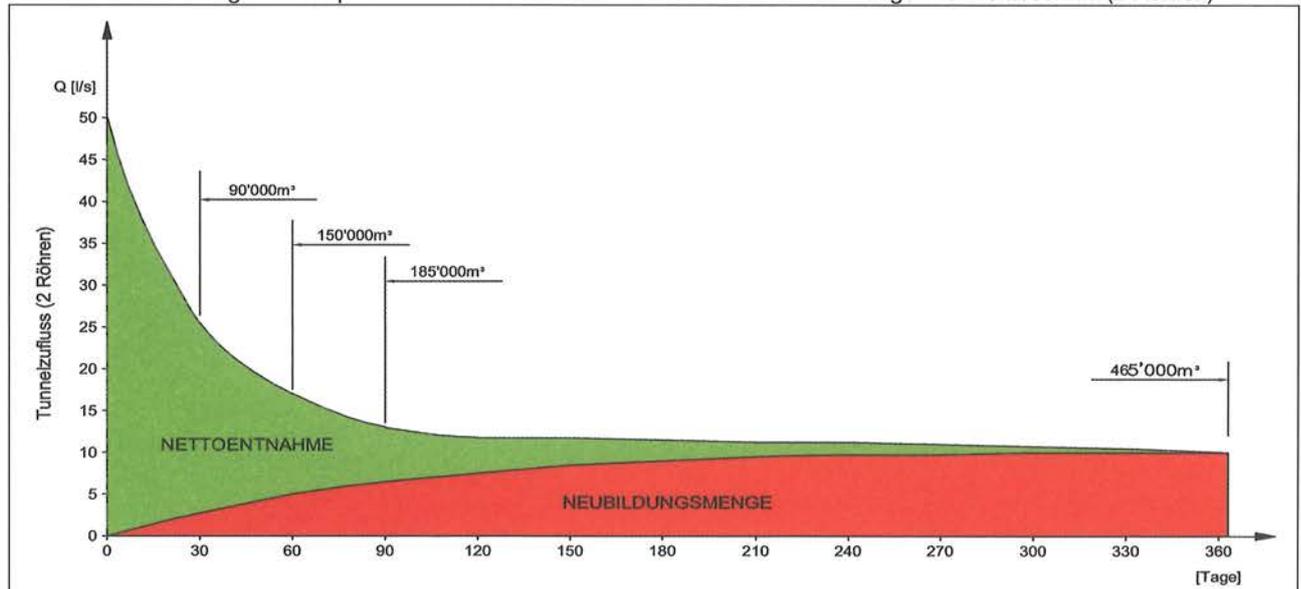
Was die Bestimmung der Interventionsgrenzen anbelangt, wurden seitens der AlpTransit Gotthard AG sogenannte Grenzvolumen für 500 m lange Tunnelabschnitte festgelegt. Das heisst, dass für einen gegebenen Abschnitt ein Grenzvolumen an Wasserentnahme über eine gewisse Zeit nicht überschritten werden darf. Es wird somit nicht eine Wassermenge sondern ein Volumen bestimmt. Zu bemerken ist, dass dieses Grenzvolumen aufgrund der Wasserzutritte in den rückwärtigen Bereichen periodisch angepasst wird, so dass unter dem gesamten Einflussbereich der Stauhaltungen das zur Verfügung stehende Nettovolumen berücksichtigt wird. Die im Bild 11 dargestellte Interventionsgrenze wird z.Z. für den Vortrieb Sedrun Richtung Süden angewendet.

Die optimale Festlegung der Interventionsgrenzen ist somit für die AlpTransit Gotthard AG von wesentlicher Bedeutung. Falsche Einschätzungen könnten einerseits zu einer Beeinträchtigung der Stauhaltungen oder andererseits zu aufwendigen und nicht unbedingt nötigen Abdichtungsmassnahmen führen.

5. Schlussbemerkungen

Bei einer grossräumigen Drainage eines Gebirges entstehen Oberflächensetzungen. Dies ist allgemein gültig und tritt nicht nur in speziellen Fällen auf.

Bild 11: Interventionsgrenzen AlpTransit Gotthard. Grenzvolumen für einen 500 m langen Tunnelabschnitt (2 Röhren)



Das Setzungsvolumen steht in einer direkten Beziehung zum entnommenen Nettowasservolumen, d. h. dem Wasservolumen, welches dem Gebirge entnommen wurde. Prognosen über Setzungen sind so zuverlässig wie die Zuverlässigkeit der prognostizierten Wassereintritte beim Tunnelvortrieb. Es scheint aber heute möglich, in einem gewissen Rahmen Grenzwerte festzulegen, welche es er-

lauben, das Risiko von unzulässigen Verformungen an bestehenden Bauwerken bedeutend zu verringern.

Das Verhalten der Stauhaltungen während des nächsten Jahres, insbesondere was die Talsperre Nalps anbelangt, wird uns zeigen, ob wir mit unseren Modellrechnungen und Annahmen mehr oder weniger richtig liegen.

Dokumentationen/Documentations

Grundlagen/Bases

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

Ingenieurbau/Génie civil

D 087	1992	Assurance de la qualité (AQ) des structures
D 095	1992	Inspektion und Instandsetzung von feuchtem und salzgeschädigtem Mauerwerk
D 098	1992	Mortier/Maçonnerie – Recherches de base – Rapport d'essais
D 099	1993	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse Maintenance des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0104	1993	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 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 (Band 1)
D 0181	2003	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Einführung in die Normen SIA 260 und 261
D 0181	2003	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261
D 0182	2003	Betonbau – Einführung in die Norm SIA 262
D 0182	2003	Construction en béton – Introduction à la norme SIA 262
D 0183	2003	Stahlbau – Einführung in die Norm SIA 263
D 0183	2003	Construction en acier – Introduction à la norme SIA 263
D 0184	2003	Stahl-Beton-Verbundbau – Einführung in die Norm SIA 264
D 0184	2003	Construction mixtes acier-béton – Introduction à la norme SIA 264
D 0185	2003	Holzbau – Einführung in die Norm SIA 265
D 0185	2003	Construction en bois – Introduction à la norme SIA 265
D 0186	2003	Mauerwerk – Einführung in die Norm SIA 266
D 0186	2003	Construction en maçonnerie – Introduction à la norme SIA 266
D 0187	2003	Geotechnik – Einführung in die Norm SIA 267
D 0187	2003	Géotechnique – Introduction à la norme SIA 267
D 0191	2004	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Bemessungsbeispiele zu den Normen SIA 260 und 261
D 0191	2004	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Exemples de dimensionnement selon les normes SIA 260 et 261
D 0192	2004	Betonbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262
D 0192	2004	Construction en béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 262
D 0193	2004	Stahlbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 263
D 0193	2004	Construction en acier – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 263
D 0194	2004	Stahl-Beton-Verbundbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 264
D 0194	2004	Construction mixte acier-béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 264
D 0195	2003	Holzbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 265
D 0195	2003	Construction en bois – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 265
D 0196	2004	Mauerwerk – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266

D 0197	2004	Geotechnik – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267
D 0197	2004	Géotechnique – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 267
D 0198	2003	Aktuelle Probleme der Brückendynamik
D 0201	2003	AlpTransit-Tagung 2003 – Fachtagung für Untertagbau (Band 2)
D 0202	2004	AlpTransit-Tagung 2004 – Fachtagung für Untertagbau (Band 3)
D 0215	2005	AlpTransit-Tagung 2005 – Fachtagung für Untertagbau (Band 4)

Architektur/Architecture

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

Ökologie und Nachhaltigkeit/Écologie et développement durable

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

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

Sicherheit und Schutz/Sécurité et protection

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