

Dokumentation
D 0177

s i a

Band 1



AlpTransit-Tagung 2002
Fachtagung für
Untertagbau

Lötschberg-Basistunnel
Gotthard-Basistunnel

13. Juni 2002 in Thun



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

AlpTransit-Tagung 2002

Fachtagung für

Untertagbau

Lötschberg-Basistunnel
Gotthard-Basistunnel

13. Juni 2002 in Thun

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers
and architects

selnaustrasse 16
ch-8039 zürich
www.sia.ch



FGU Fachgruppe für Untertagbau

GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains

GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo

STS Swiss Tunneling Society

FGU Fachgruppe für Untertagbau

Tagungssekretariat AlpTransit-Tagungen

Thomi Bräm, PR-Beratung + Verlag, Felsenstrasse 11, CH-5400 Baden

Telefon +41 (0)56 200 23 33, Fax +41 (0)56 200 23 34

E-Mail fgu@thomibraem.ch

Druckvorstufe: Thomi Bräm, PR-Beratung + Verlag, Baden

Druck: Effingerhof AG, Brugg, 2002

Auflage: 1000 Exemplare

ISBN 3-908483-35-2

Dokumentation SIA D 0177

AlpTransit-Tagung 2002 – Fachtagung für Untertagbau

Copyright © 2002 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

Peter Teuscher	Vorwort	5
<hr/>		
Gotthardachse		
Peter Zbinden	Stand Projekt Gotthard-Basistunnel	7
Franz Keller	Geologische Risikozonen beim Gotthard-Basistunnel: Konzept der Vorauserkundung	17
Andreas Henke	Hauptlos Faido/Bodio aus der Sicht des Projektingenieurs	23
Roland Baggenstos	Hauptlos Faido/Bodio aus der Sicht der Arbeitsgemeinschaft	29
Martin Herrenknecht Michael Knabe Ulrich Rehm	Hauptlos Faido/Bodio aus der Sicht des TBM-Herstellers	35
Matthias Kruse	Materialbewirtschaftung Aufbereitung Ausbruchmaterial am Beispiel Bodio	43
Hans Christian Schmid	Betonsysteme: Überblick/Umsetzung/spezielle Probleme	49
<hr/>		
Lötschbergachse		
Peter Teuscher	Stand Projekt Lötschberg-Basistunnel	57
Wolfgang Lehner Philipp Häfliger	Herausforderung bei den einzelnen Losen Mitholz, Vorauserkundung	63
Markus Aeschbach	Ferden, Injektionen Sedimentkeil	71
François Bertholet	Herausforderung im TBM-Vortrieb Steg/Raron	79
Jean Pralong Cédric Thalmann Jacques Burdin	Ausbruchmaterial Bewirtschaftung/Betontechnologie	85
François Vuilleumier Gérard Seingre	Les Tassements de St. German Die Setzungen von St. German	95
Peter Hufschmied Hans-Joachim Stech Ulrich Blatter	Profilmessungen	101
Andreas Siegrist Hans-Joachim Stech	Versuchsstrecke Mitholz	109
Peter Flüeler	Abdichtungssysteme	121

Verfasser

Aeschbach Markus	Ingenieurgemeinschaft Westschweiz, Brig
Baggenstos Roland	Zschokke Locher AG, Aarau
Bertholet François	Marti Tunnelbau AG, Bern
Blatter Ulrich	Ingenieurunternehmung AG, Bern
Burdin Jacques	Consulting Engineer, F-Chambéry
Flüeler Peter	Empa, Dübendorf
Häfliger Philipp	SATCO, Mitholz
Henke Andreas	Lombardi SA, Minusio
Herrenknecht Martin	Herrenknecht AG, D-Schwanau
Hufschmied Peter	Emch + Berger AG, Bern
Keller Franz	Dr. M. Kobel + Partner AG, Sargans
Knabe Michael	Herrenknecht AG, D-Schwanau
Kruse Matthias	Ernst Basler + Partner AG, Zollikon
Lehner Wolfgang	SATCO, Mitholz
Pralong Jean	Dr. Jean Pralong + ASS SA, Sion
Rehm Ulrich	Herrenknecht AG, D-Schwanau
Schmid Hans Christian	Amberg Engineering AG, Sargans
Seingre Gérard	Ingenieurgemeinschaft Westschweiz, Brig
Siegrist Andreas	BLS AlpTransit AG, Thun
Stech Hans-Joachim	Emch + Berger AG, Bern
Teuscher Peter	BLS AlpTransit AG, Thun
Thalmann Cédric	B-I-G Büro für Ingenieurgeologie, Wabern
Vuilleumier François	Ingenieurgemeinschaft Westschweiz, Brig
Zbinden Peter	AlpTransit Gotthard AG, Luzern

Vorwort

Sie haben den ersten Band der AlpTransit Fachtagung über die Projekte Gotthard-Basistunnel und Lötschberg-Basistunnel in der Hand. Die Fachgruppe für Untertagbau FGU (Swiss Tunneling Society) hat zusammen mit den Erstellergesellschaften AlpTransit Gotthard AG und BLS AlpTransit AG im Jahre 2001 beschlossen, jährlich eine Fachtagung mit anschliessender Exkursion über die beiden Grossprojekte durchzuführen. Unterstützung bekamen wir dabei vom Verein der Schweizerischen Untertagbauunternehmungen – VSU.

Die Referate der Tagung werden jährlich in der Form eines solchen Tagungsbandes dokumentiert.

Beide Projekte sind im Bau. Beide Vorhaben haben in der Bauindustrie des Untertagbaus einen grossen Innovationsschub ausgelöst. Täglich werden neue Erkenntnisse und Erfahrungen für zukünftige Projekte gewonnen. Es ist die Absicht der FGU, dieses Wissen, das bei den Unternehmungen, Planern und der ganzen Bauindustrie anfällt, einem breiten Fachpublikum zugänglich zu machen.

Mit der Erstellung der Neuen Eisenbahn Alpentransversalen NEAT realisiert die Schweiz die notwendigen Infrastrukturanlagen, damit die Umlagerung des alpenquerenden Verkehrs von der Strasse auf die Schiene erreicht werden kann. Die beiden Basistunnel bilden dabei die Kernstücke dieser Anlagen.

Wir Tunnelbauer benutzen diese Chance, den Beweis anzutreten, dass unsere Branche in der Lage ist, solche Grossprojekte im vorgegebenen Zeit- und Kostenrahmen und in hoher Qualität zu bauen. Diese grossen und langfristigen Bauvorhaben bieten auch den Anreiz, jungen Leuten den Weg in die faszinierenden Berufe, die der Untertagbau bietet, aufzuzeigen und so unsere Nachwuchsleute zu fördern. Diese Chance wollen wir packen!

Fachgruppe für Untertagbau



Peter Teuscher

Präsident der SIA-Fachgruppe für Untertagbau FGU

Stand Projekt Gotthard-Basistunnel

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

1. Die Schweiz baut den längsten Eisenbahn-Tunnel der Welt – Die neue Flachbahn durch die Alpen

Immer mehr Personen und Güter queren die Alpen. Diese wachsenden Verkehrsströme will die Schweiz mit der Bahn bewältigen. Zur Umsetzung dieser verkehrspolitischen Ziele sind Grossinvestitionen in die Infrastruktur des öffentlichen Verkehrs unerlässlich. Mit AlpTransit Gotthard erstellt die Schweiz nun ein Jahrhundertbauwerk. Der 57 km lange Basistunnel am Gotthard ist das Herzstück einer zukunftsorientierten neuen Bahnverbindung durch die Alpen. Die beiden Basistunnel am Zimmerberg und am Ceneri ergänzen den Gotthard-Basistunnel in nördlicher und südlicher Richtung. So entsteht eine Flachbahn, die sowohl im Güter- als auch im Personenverkehr zu markanten Angebotsverbesserungen führen und die Schweiz ins wachsende europäische Hochgeschwindigkeitsnetz einbinden wird.

Das Schweizer Volk hat sich in mehreren Abstimmungen klar für den Schutz der sensiblen Alpenwelt und eine entsprechende Verkehrspolitik ausgesprochen: Der Güterverkehr soll von der Strasse auf die Schiene verlagert werden. 1992 wurde die Vorlage zu den neuen Eisenbahn-Alpentransversalen (NEAT) angenommen und so die Planungsgrundlage geschaffen. Die Annahme der leistungsabhängigen Schwerverkehrsabgabe 1998 und das gleichzeitige Ja zur Modernisierung der Bahnen bedeutete grünes Licht für das grösste Investitionsvorhaben und nachhaltigste Umweltschutzprojekt der Schweiz.

Mit AlpTransit Gotthard entsteht eine zukunftsgerichtete Nord-Süd Verbindung durch die Alpen. Das Herzstück ist der Gotthard-Basistunnel, der mit seinen 57 km zum längsten Eisenbahntunnel der Welt wird. Die Inbetriebnahme ist für 2014 geplant. In nördlicher Richtung wird die Verbindung mit dem 20 km langen Zimmerbergtunnel und in südlicher Richtung mit dem 15 km langen Ceneri-Basistunnel ergänzt.

Dabei entsteht nicht einfach eine neue Hochleistungsbahn, sondern eine Flachbahn durch den Alpenkamm.

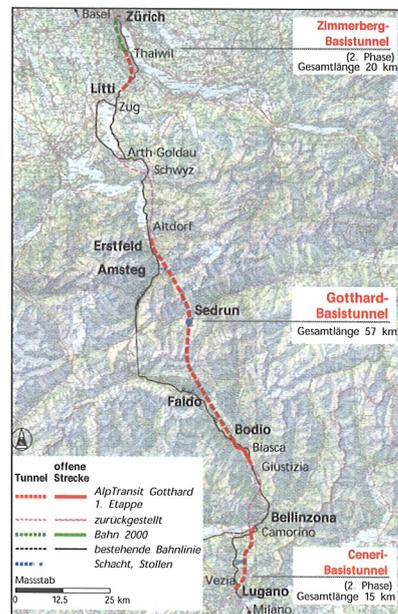
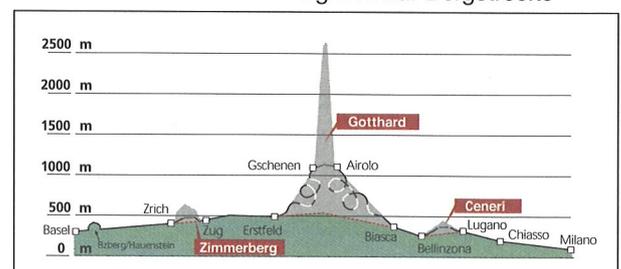


Bild 1:
Linienführung
Zürich–Lugano

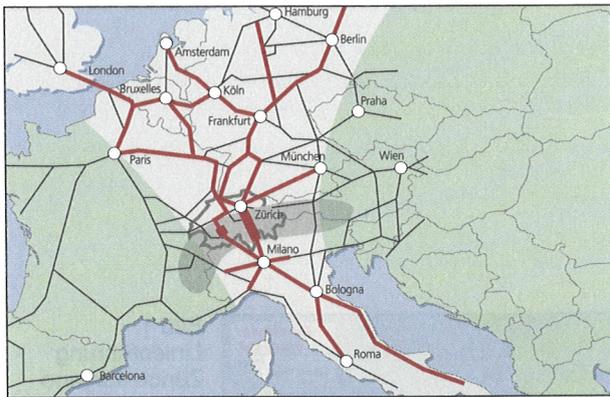
Die Scheitelhöhe wird auf nur 550 Metern über Meer liegen, also etwa auf gleicher Höhe wie die schweizerische Hauptstadt Bern.

Bild 2: Die Flachbahn im Vergleich zur Bergstrecke



Mit AlpTransit Gotthard integriert sich die Schweiz im Reisezugsverkehr in das europäische Hochgeschwindigkeitsnetz. Die künftigen Reisezüge werden mit mehr als 200 Stundenkilometern über die Neubaustrecken rollen. Das bedeutet für die Kunden markant kürzere Fahrzeiten von Zürich nach Mailand und optimale Anschlüsse an das schweizerische und italienische Fahrplansystem.

Bild 3: Das europäische Hochgeschwindigkeitsnetz



Im Güterverkehr gilt es, die ständig stark wachsende Nachfrage nach Transportkapazitäten auf der Nord-Süd-Achse zu befriedigen. Der alpenquerende Güterverkehr auf der Strasse verdoppelt sich alle acht Jahre. Setzt sich dieser Trend wie erwartet fort, so ist der Lebensraum in den Alpen massiv gefährdet. Ziel der schweizerischen Verkehrspolitik ist es deshalb, die stetig wachsenden Gütermengen schwergewichtig mit der Bahn zu transportieren. Durch den Ausbau der Bahninfrastruktur wird es möglich, zusätzliche Züge über die Neat-Achsen Gotthard und Lötschberg zu führen und die Kapazität von 20 auf über 50 Millionen Tonnen jährlich zu steigern.

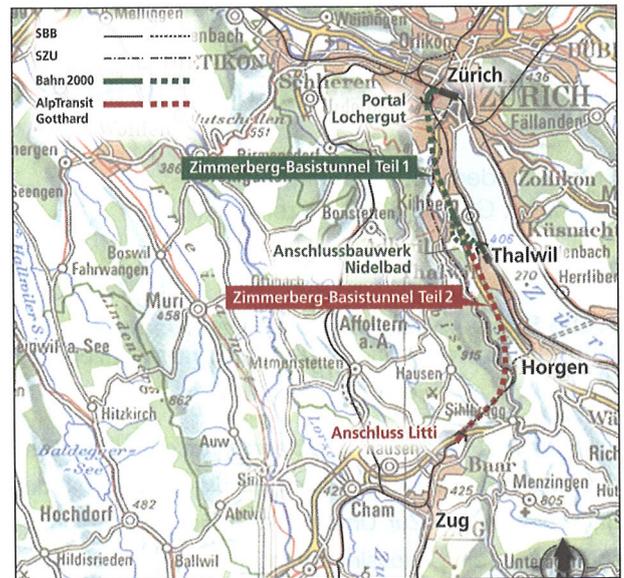
Von den rund 30 Milliarden Franken (ca. 20 Milliarden Euro), die während 20 Jahren in der Schweiz in die Bahnmodernisierung fließen, werden etwa 14 Milliarden (ca. 9,5 Milliarden Euro) für die Alpentransversalen am Gotthard und am Lötschberg verwendet. Für AlpTransit Gotthard werden etwa 10 Milliarden (ca. 7 Milliarden Euro) ausgegeben, 7 Milliarden (ca. 5 Milliarden Euro) allein für den Bau des Gotthard-Basistunnels. Finanziert werden die Projekte aus Mitteln der Schwerverkehrsabgabe, der Mineralölsteuer und einem Promill der Mehrwertsteuer.

2. Der Zimmerberg-Basistunnel

Im Norden ergänzt der Zimmerberg-Basistunnel den Gotthard-Basistunnel. Im September 1997 wurde mit dem Bau des ersten Teils dieses Tunnels von Zürich nach Thalwil im Rahmen des Projekts Bahn 2000 begonnen.

Die eigentlichen Vortriebsarbeiten der Doppelspurröhre Zürich-Thalwil sind mittlerweile abgeschlossen, im Gang ist der Innenausbau. Die Inbetriebnahme ist für Sommer 2003 vorgesehen. AlpTransit Gotthard wird später im Raum Nidelbad (Kt. Zürich) unterirdisch an diese Verbindung zwischen Thalwil und Zürich anknüpfen und führt diesen zweiten Teil des Tunnels in den Raum Zug weiter.

Bild 4: Linienführung Zimmerberg-Basistunnel



So entsteht ein Doppelspurtunnel mit einer Gesamtlänge von rund 20 km. Damit die Weiterführung für AlpTransit Gotthard ohne Betriebsunterbruch auf der Strecke Zürich-Thalwil gebaut werden kann, wird momentan durch die SBB im Rahmen von Bahn 2000 das Anschlussbauwerk Nidelbad erstellt. Diese Bauarbeiten werden Mitte 2002 abgeschlossen.

Bild 5: Zimmerberg-Basistunnel, Abzweigungsbauwerk See



Der Bau des Zimmerberg-Basistunnels Teil 2 durch AlpTransit Gotthard ist ab 2006 vorgesehen. Die Erarbeitung des Auflageprojektes mit Vortrieb durch Tunnelbohrmaschine ab Littli (Kt. Zug) wird nach der definitiven Bestellung durch den Bund in Angriff genommen. Die Inbetriebnahme soll 2013 erfolgen.

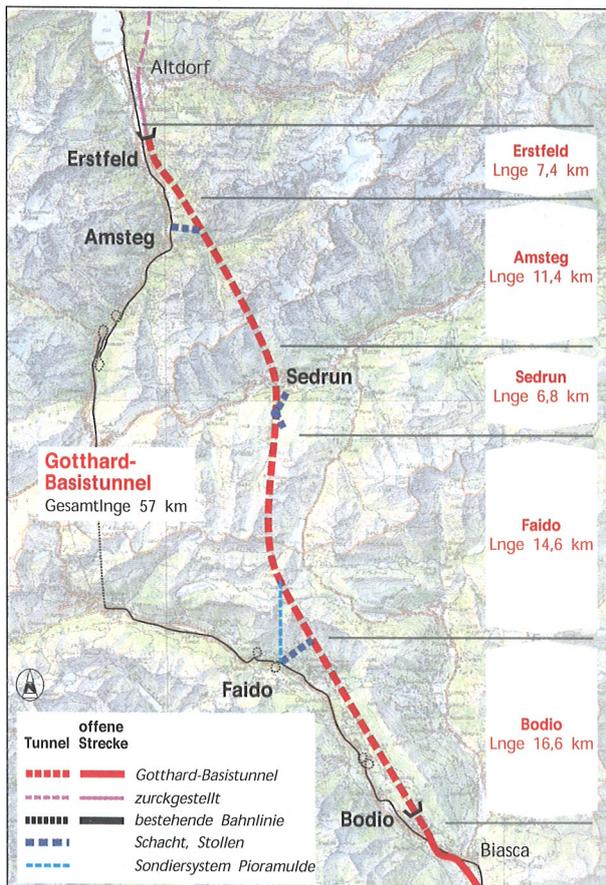
3. Der Gotthard-Basistunnel

Der Gotthard-Basistunnel durchquert auf einer Länge von 57 km verschiedenste Gesteinsformationen der Alpen.

Das Tunnelsystem besteht aus zwei einspurigen Röhren, die rund alle 300 Meter durch Querstellen miteinander verbunden sind. An den Drittelpunkten in Sedrun und in Faido werden sogenannte Multifunktionsstellen mit Spurwechseln und Nothaltestellen eingebaut.

Um Bauzeit und Kosten zu optimieren, erfolgt der Vortrieb gleichzeitig in fünf Teilstücken mit unterschiedlicher Länge. In vier Teilschnitten wurden innerhalb des Kosten- und Terminrahmens bereits grosse Fortschritte erreicht. Weil über die genaue Linienführung der Zufahrtsstrecke im Kanton Uri im Rahmen des Projektauflegeverfahrens noch entschieden werden muss, kann im Teilschnitt Erstfeld frühestens im Jahr 2004 mit den Arbeiten begonnen werden.

Bild 6: Linienführung Gotthard-Basistunnel



4. Stand der Arbeiten am Gotthard-Basistunnel (Frühling 2002)

4.1 Teilschnitt Amsteg

Am 11,4 km langen Teilschnitt Amsteg des Gotthard-Basistunnels haben die Bauarbeiten im Kanton Uri mit dem Spatenstich für die Aussenanlagen am 28. Juni 1999 begonnen. In der ersten Phase wurde der Installationsplatz im Gebiet Grund/Brindli für das Hauptbaulos herge-

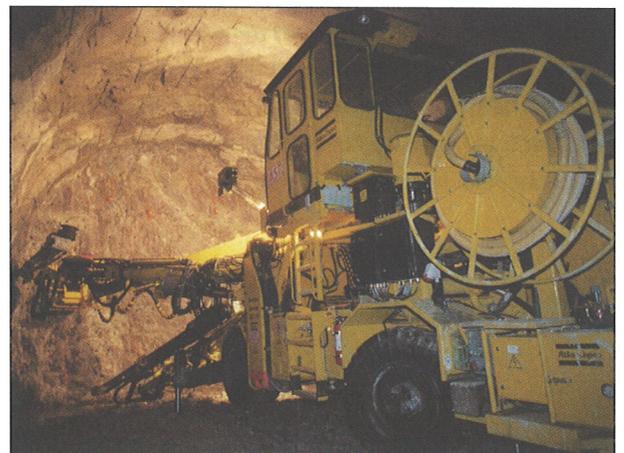
stellt. Im Zuge der Vorbereitungsarbeiten wurden in der Zwischenzeit verschiedene Teilprojekte realisiert. So wurde beispielsweise die Kantonsstrasse verlegt, eine Erschliessungsstrasse gebaut, der bestehende Werkgleisanschluss vergrössert. Weit herum sichtbar sind auch die moderne Kiesaufbereitungs- und Bahnverladeanlage.

Bild 7: Übersicht Baustelle Amsteg



Im November 1999 fand die erste Sprengung für den rund 1,8 km langen Zugangsstollen statt. Dieser dient während der Bauphase als Bauzugang für die beiden 11,4 km langen Hauptvortriebe Richtung Sedrun. Der Ausbruchquerschnitt des Hufeisenprofils beträgt ca. 60 m². Der Zugangsstollen liegt auf seiner ganzen Länge in der geologischen Formation des Aar-Massivs, in dem für den Tunnelbau günstigen Erstfelder-Gneis. Während der Hauptvortriebsarbeiten waren im Durchschnitt 45 Arbeiter beschäftigt. Die mittlere Vortriebsleistung betrug 7 m/AT. An vereinzelt Tagen wurden Spitzenleistungen von 14 bis 16 m/Tag erreicht. Die Arbeiten wurden im Frühsommer 2001 innerhalb der Kosten und Termine beendet.

Bild 8: Vortrieb Zugangsstollen Amsteg



Wie auf allen AlpTransit-Baustellen ist auch in Amsteg die Materialbewirtschaftung eine logistische Meisterleistung. Bei den gewaltigen Mengen von Ausbruchmaterial handelt es sich um wertvolle natürliche Baumaterialien, die für das Bauwerk soweit möglich wieder genutzt werden sollen. Insgesamt fallen beim Bau des Gotthard Basistunnels rund 25 Millionen Tonnen Ausbruchmaterial an,

rund 5 Millionen allein in Amsteg. Ende 1999 wurden für rund 70 Millionen Franken die Arbeiten für die Materialbewirtschaftungsanlagen und deren Betrieb an die ARGE AMA (Arnold & Co. AG, Kies- und Betonwerk, Flüelen; Aggregat AG, Förderbandanlagen, Erstfeld; Mattli Beton AG, Wassen; Neue Agir AG, Stahlbau, Affoltern und Holcim AG, Zementwerke, Zürich) vergeben. Das Kieswerk hat in der Zwischenzeit den Betrieb bereits aufgenommen, das Betonwerk ist im Bau.

Bild 9: Materialaufbereitung Amsteg



Das Ausbruchmaterial wird künftig über Förderbänder von der Tunnelbohrmaschine via Materialdepot zu den Aufbereitungsanlagen transportiert. Im Betonwerk werden rund 2,1 Millionen Tonnen zu hochwertigen Betonzuschlagsstoffen verarbeitet und als Rohstoff für die Zubereitung von Spritz- und Ortbeton für den Ausbau der 18,8 km langen Tunnelstrecke von Erstfeld bis Sedrun verwendet. Ein weiterer Teil wird verwendet für Dammschüttungen. Rund 1,8 Mio t Material gibt die AlpTransit Gotthard AG dem Kanton Uri ab für das Projekt Seeschüttung im Urner See. Am Südufer entsteht eine Inselgruppe mit naturnaher Flachwasserzone.

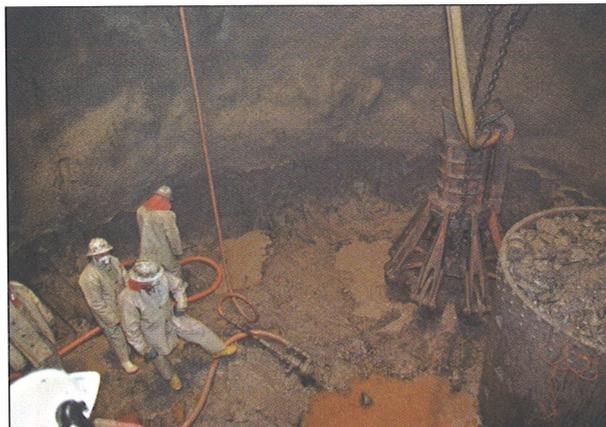
Bild 10: Seeschüttung Urnersee



4.2 Zwischenangriff Sedrun

Die Bauarbeiten am Zwischenangriff Sedrun laufen seit dem 15. April 1996. Sie beinhalten insbesondere den rund 1000 m langen Zugangsstollen, den ca. 450 m langen Entlüftungsstollen und den ca. 800 m tiefen Vertikalschacht. Vom Fusspunkt des Schachtes aus werden später die Tunnelröhren des Teilabschnittes Sedrun mit je zwei Vortrieben nach Norden (ca. 2 km) und nach Süden (ca. 4.5 km) und die Multifunktionsstelle Sedrun gebaut. Die Erschliessung dieser Tunnelvortriebe erfolgt über den Zwischenangriff Sedrun. Nach Abschluss der Arbeiten am Zugangsstollen wurden im Herbst 1998 die Bauarbeiten für den Vertikalschacht in Angriff genommen.

Bild 11: Abteufung Schacht Sedrun



Mit einer durchschnittlichen Abteufleistung von knapp 3m/AT wurde am 22.2.00 der Kalottenscheitel der Schachtfusskaverne in 782 m Tiefe erreicht. Im September 2001 konnten die Ausbrucharbeiten in den verschiedenen Kavernen am Schachtfuss abgeschlossen werden.

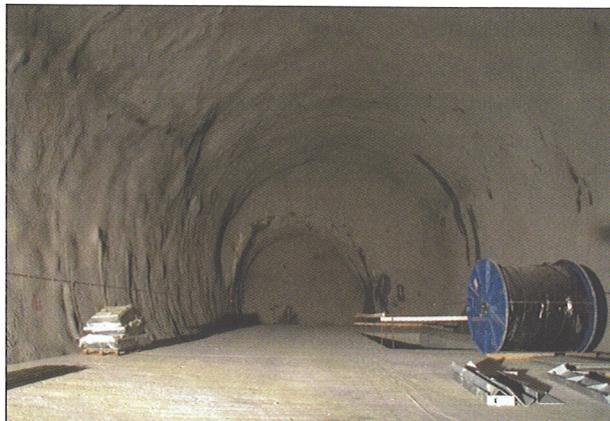
Ein Teil dieser Schachtfusskavernen dient dem Unternehmer des Hauptloches als unterirdischer Installationsplatz

Bild 12:
Schachtfuss
Sedrun



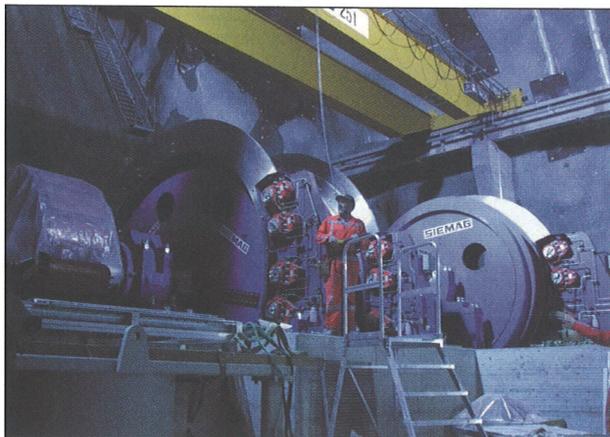
und Logistikzentrum. Zurzeit wird eine neue leistungsstarke Schachtförderanlage eingebaut, die täglich 6000 Tonnen Ausbruchmaterial aus dem Vortrieb vom Schachtfuss zum Schachtkopf transportiert. Pro Fahrt werden ca. 40 Tonnen Ausbruchmaterial in rund 1 Minute durch den 800 Meter hohen Schacht befördert.

Bild 13: Schachtfusskaverne Sedrun



Aus terminlichen Gründen wird ein zweiter rund 800 Meter tiefer Vertikalschacht mit einem Durchmesser von 7 Metern ausgebrochen. Dieser zweite Schacht dient gleichzeitig auch der Verbesserung der Logistik und der Sicherheit. Zuerst wird ein Vorschacht von ca. 7 m Tiefe abgeteuft, anschliessend wird eine Zielbohrung (Durchmesser ca. 30 cm) von oben nach unten erstellt. Diese Zielbohrung wird dann mit einem Bohrkopf, der von unten nach oben «gezogen» wird, auf 1,8 m aufgeweitet (Raise-Drill-Verfahren). Am Schachtkopf wird dann schliesslich eine Schachtbohrmaschine mit einem Bohrdurchmesser von 7 m montiert, um den Schacht abzuteufen.

Bild 14: Einbau Förderanlage Sedrun



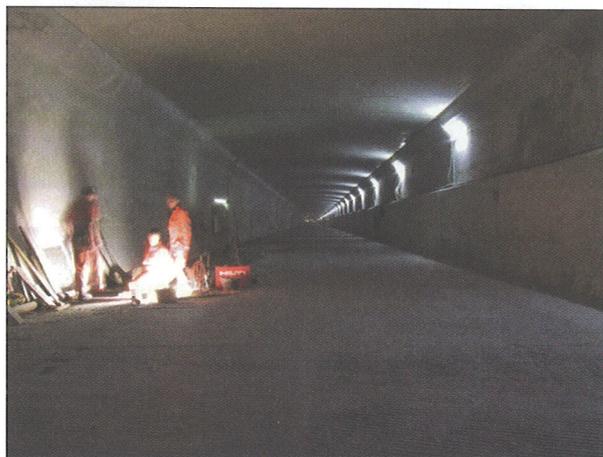
Der Ausbruch der eigentlichen Tunnelröhren für den Gotthard-Basistunnel im Tavetscher Zwischenmassiv beginnt im konventionellen Sprengvortrieb im Herbst 2002.

4.3 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.

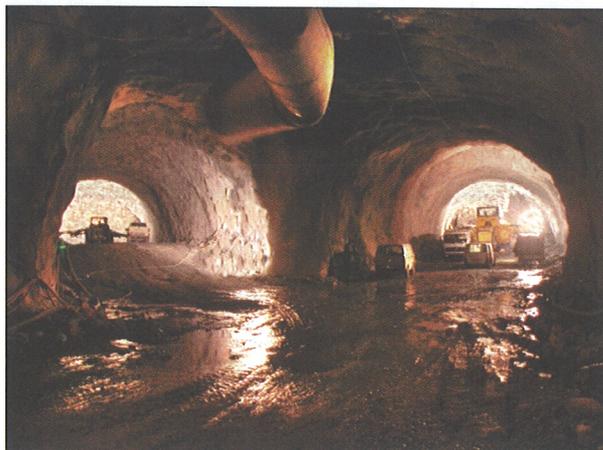
Die ersten Arbeiten in Faido wurden im Juni 1999 aufgenommen (Unterführung Kantonsstrasse). Im Juli 2001 wurden die Vortriebsarbeiten am Zugangsstollen innerhalb des Kostenrahmens beendet. Der Stollen hat im Regelprofil einen Ausbruchquerschnitt von 62 m² und weist ein Gefälle von rund 12 % auf. Der Zugangsstollen verläuft in den bautechnisch günstigen Formationen der Leventina-Gneise sowie der Lucomagno-Gneise. Parallel zum Vortrieb wurden im rückwärtigen Bereich die Ortbetonverkleidung sowie die Zwischendecke eingebracht.

Bild 15: Zugangsstollen Faido im Endausbau



Die Organisation dieser drei gleichzeitig laufenden Baustellen sowie der Logistikbetrieb, insbesondere von Schutterung und Lüftung durch die rückwärtigen Baustellen, stellte eine spezielle Herausforderung bei diesem Teilprojekt dar. Die rückwärtigen Betonarbeiten wurden im

Bild 16: Faido: Ausbruch Multifunktionsstelle



Spätherbst 2001 abgeschlossen. Am Fuss des Zugangstollens wird ab März 2002 wie in Sedrun eine Multifunktionsstelle mit Spurwechsel und Nothaltestellen errichtet. Diese Arbeiten dauern rund 3 Jahre. Dann werden die beiden Tunnelbohrmaschinen erwartet, die von 2002 bis 2005 die Tunnelröhren von Bodio bis nach Faido ausbrechen. Die Tunnelbohrmaschinen werden in der Multifunktionsstelle revidiert und umgebaut. Ungefähr 8 Monate später werden sie die Strecke bis zur Losgrenze Sedrun auffahren.

Bild 17: Materialaufbereitungsanlagen Faido



Seit Frühjahr 2001 ist in Faido auch die sehr eindrückliche Anlage für die Materialaufbereitung in Betrieb. Mit dieser Anlage wird auch hier geeignetes Ausbruchmaterial vor Ort zu Betonzuschlagstoffen aufbereitet und wieder verwertet.

Bild 18: Deponie Caviencia



Ein Teil des überschüssigen Ausbruchmaterials des Tunnelabschnittes Faido wird über ein rund 5 km langes Förderband in einen stillgelegten Steinbruch (Caviencia) transportiert. Mit diesem Ausbruchmaterial kann eine weitgehende Rekultivierung jener Zone erreicht werden.

Insgesamt werden rund 2.2 Mio t Ausbruchmaterial umweltfreundlich abtransportiert und zur Landschaftsgestaltung zweckmässig wiederverwendet.

4.4 Teilabschnitt Bodio

Auch in Bodio sind die Arbeiten plangemäss fortgeschritten. Die Besonderheit dieser Baustelle liegt in den drei verschiedenen Tunnelabschnitten: Die ersten Meter nach dem Südportal werden im Tagbau erstellt, darauf folgt eine Lockergesteinsstrecke und schliesslich standfester Fels, der den Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen erlaubt.

Bild 19: Übersicht Baustelle Bodio



Fast die ganze, rund 400 m lange Tagbaustrecke des Basistunnels ist im Rohbau erstellt. Auf Grund der Gleislage ausserhalb des Basistunnels ist diese Strecke zuerst als Zwillingsröhre ausgebildet, die sich dann laufend verbreitert und schliesslich aus zwei nebeneinander liegenden eingedeckten Einzelröhren besteht.

Bild 20: Tagbaustrecke Bodio



Der Gotthard-Basistunnel durchquert nach der Tagbaustrecke eine rund 400 m lange Hangschuttzone, die durch mehrere Bergstürze entstanden ist.

Bild 21: Lockergesteinsstrecke Bodio



Zur Optimierung des Bauablaufes und des Bauprogrammes für den Tunnelabschnitt Bodio wird diese bautechnisch heikle Zone mit einem Umgehungsstollen im anstehenden gesunden Fels umfahren. Dieser rund 1200 m lange Umgehungsstollen wurde im Juli 2000 in Angriff genommen, im Januar 2001 war die Achse des künftigen Basistunnels erreicht. Nach Erstellung der Verzweigungsbauwerke zu den Haupttunnelröhren, wurde der Vortrieb in den beiden Einspurröhren des Basistunnels Richtung Norden und Süden (rückwärts, bis zur umfahrenen Hangschuttzone) aufgenommen.

Bild 22: Kreuzungsbauwerk Bodio

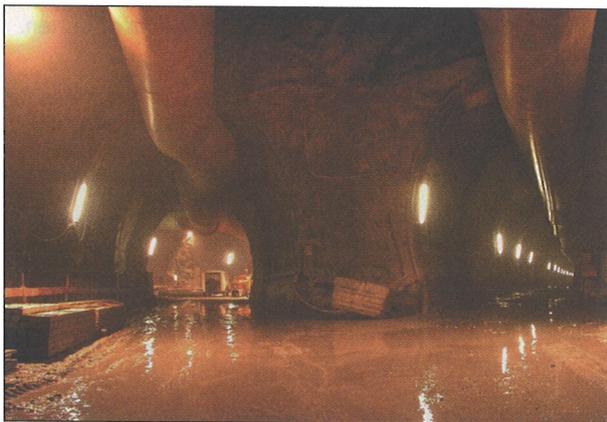
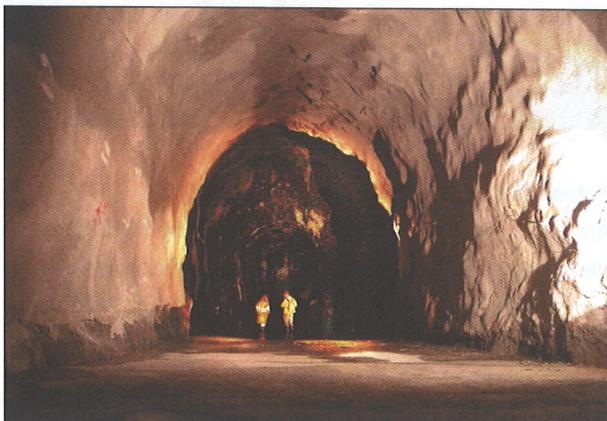


Bild 23: Montagekaverne West Bodio



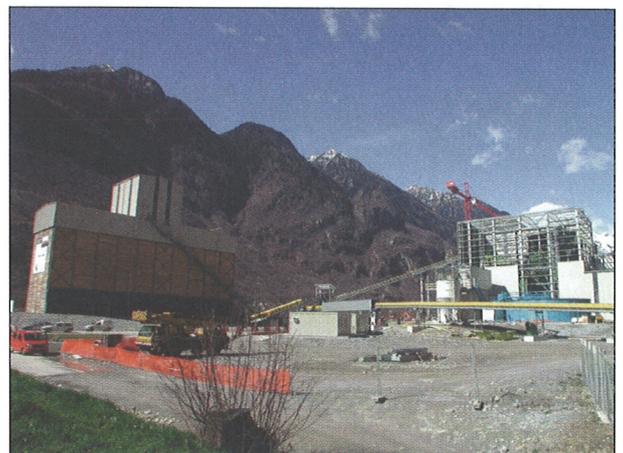
In der Oströhre wurden bereits rund 1'400 m, in der Weströhre rund 430 m erstellt. Auch die gewaltigen Kavernen, die zur Montage der Tunnelbohrmaschinen benötigt werden, sind ausgebrochen. Die Arbeiten verlaufen innerhalb des Kostenvoranschlags und im Rahmen des Gesamtterminprogrammes.

Bild 24: Schutterstollen Bodio



Das Ausbruchmaterial der Tunnellose Bodio und Faido wird teilweise mittels einer knapp 6 km langen Förderbandanlage ab dem Installationsplatz Bodio ins benachbarte Bleniotal transportiert. Es dient dort zur Renaturierung eines Bergsturzgebietes (Buzza di Biasca). Das Band verläuft u.a. durch einen – speziell zu diesem Zweck gebauten – 3.2 km langen Schutterstollen mit einem Durchmesser von 5 m. Der Stollen wurde mit einer Tunnelbohrmaschine in 9 Monaten aufgeföhren, die Vortriebsarbeiten konnten im April 2001 im Rahmen des Kostenvoranschlags und mit 1 Monat Zeitgewinn abgeschlossen werden.

Bild 25: Materialaufbereitungsanlagen Bodio



Auch die Baustelle Bodio verfügt über höchst leistungsfähige Materialaufbereitungsanlagen. Über 11 Millionen Tonnen Gestein (das ist fast die Hälfte des beim Bau des Gotthard-Basistunnels anfallenden Materials) bringt der Materialstrom in Bodio aus dem Berg. Und auch hier ste-

hen bei der Materialbewirtschaftung die drei Ziele der AlpTransit Gotthard AG im Mittelpunkt: maximale Wiederverwertung, minimale Umweltbelastung und eine wirtschaftliche Gesamtlösung.

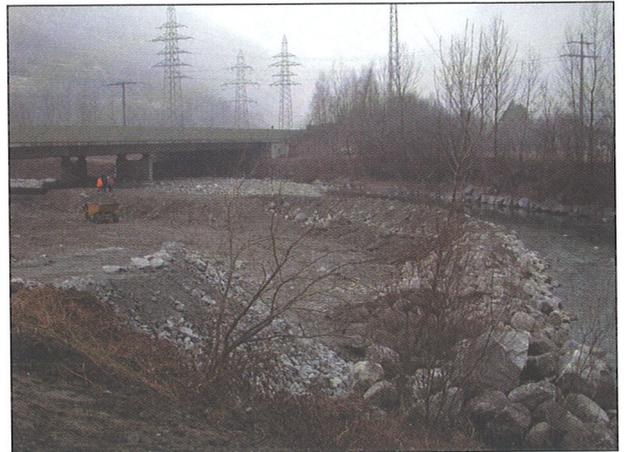
5. Offene Strecke

Die Zufahrtsstrecke zum Gotthard-Basistunnel liegt in den Gemeinden Bodio, Pollegio und Biasca. Es geht dabei um einen Abschnitt mit einer Gesamtlänge von 5,75 km. Die AlpTransit-Linie verläuft auf dem ganzen Streckenabschnitt offen, einzige Ausnahme bildet die Galerie unter der Autobahnausfahrt Biasca. Für den Anschluss des Bahnhofs Biasca ist eine Verbindung mit der Stammlinie bei Pollegio vorgesehen. Die beiden Überholgleise führen der Industriezone Biasca entlang. Im Bereich des Südportals des Gotthard-Basistunnels werden zwei umfangreiche Korrekturen durchgeführt: die SBB-Stammlinie bei Pollegio wird neben die AlpTransit Linie verlegt unter Beibehaltung der Verbindung zwischen den beiden Linien und Abbruch des bestehenden Bahndamms, ausserdem wird die Linienführung der Kantonsstrasse korrigiert. Die Linienführung der AlpTransit-Linie wurde so nahe wie möglich an der Autobahn geplant, so dass die Siedlungsgebiete der Gemeinden Bodio, Pollegio und Biasca umfahren werden. Das Projekt umfasst folgende Kunstbauten: Unterführungen bei Pollegio, dreigleisige Brücke über den Brenno, Tunnel unter der Autobahnausfahrt Biasca, Unterführungen bei Biasca und eine Brücke über den «Riale del Dragone».

Bild 26: Unterführung Mondai



Bild 27: Flussumleitung Brenno



6. Die Vergabe der Tunnelbaulose

Die Arbeiten in den verschiedenen Teilabschnitten sind überall so weit fortgeschritten, dass in diesem Jahr mit den eigentlichen Vortrieben der Tunnelröhren begonnen werden kann. Dem entsprechend wurden 2001 die grossen Hauptlose für den Vortrieb vergeben. Für alle Baulose bewarben sich Unternehmungen aus ganz Europa. Sämtliche Angebote wurden von der AlpTransit Gotthard AG nach dem Bundesgesetz über das öffentliche Beschaffungswesen sorgfältig geprüft und bewertet. Vergeben wurden alle Arbeiten schliesslich an diejenigen Arbeitsgemeinschaften (ARGE), welche die technisch und wirtschaftlich günstigsten Angebote eingereicht hatten.

Bild 28: Übergabe des unterschriebenen Werkvertrages für das Tunnelbaulos Amsteg am 21.2.2002 in Zugangsstollen. Links Jürg Lucek, AGTN; rechts Peter Zbinden, ATG.



Folgende Vergaben wurden 2001 getätigt:

Am 12. Juni 2001 kombinierte die AlpTransit Gotthard AG die beiden Tunnelbaulose Bodio und Faido und vergab den Auftrag an die ARGE TAT (Tunnel AlpTransit Ticino). Das Auftragsvolumen beträgt 1,48 Milliarden Franken (ca. 1 Milliarde Euro). Die ARGE TAT besteht aus den Firmen Zschokke Locher AG, Zürich, Schweiz; Alpine Mayreder

GmbH, Salzburg, Österreich; CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano, Schweiz; Impregilo S.p.A., Sesto S. Giovanni, Italien und Hochtief AG, Essen, Deutschland.

Am 30. Oktober 2001 wurde das Tunnelbaulos Amsteg an die ARGE AGTN (Arbeitsgemeinschaft Gotthardtunnel Nord) vergeben. Der Auftragswert beträgt 627 Millionen Franken (ca. 427 Millionen Euro). Die ARGE AGTN besteht aus den Unternehmungen Murer AG, Erstfeld, Schweiz und Strabag AG, Spittal/Drau, Österreich.

Am 14. Dezember 2001 wurde schliesslich noch das Tunnelbaulos Sedrun vergeben. Das Auftragsvolumen beträgt 1,165 Milliarden Franken (ca. 800 Millionen Euro). Es ging an die ARGE Transco (Transit Consorzio Gottardo), bestehend aus den Unternehmungen Batigroup AG, Zürich, Schweiz; Frutiger AG, Thun, Schweiz; Bilfinger & Berger Bau AG, München, Deutschland und Pizzarotti S.p.A., Parma, Italien.

Nur im Teilabschnitt Sedrun musste ein höhere Vergabe gegenüber der Kostenvoranschlags-Preisbasis von 1991 (plus Teuerung) getätigt werden. In den anderen Teilabschnitten konnten jedoch tiefere Vergaben und sogar Einsparungen erzielt werden. Insgesamt kann – unter Berücksichtigung der im Tunnelbau eingetretenen Teuerung zwischen 1991 und 2001 – von einer «Ziellandung» gesprochen werden. Es wurde sogar ein Vergabeerfolg von rund 50 Millionen Franken (ca. 34 Millionen Euro) oder 1,5 % erzielt.

7. Der Ceneri-Basistunnel

Erst mit dem rund 15 km langen Ceneri-Basistunnel von Giubiasco bis Lugano wird die neue Gotthardbahn zu einer durchgehenden Flachbahn mit den entsprechenden Vorteilen und der erwünschten Wirtschaftlichkeit. Der Bundesrat hat am 3. Juli 2001 entschieden, den Ceneri-Basistunnel mit zwei Einspurröhren zu realisieren. Wie beim Gotthard-Basistunnel sind die beiden Tunnelröhren rund alle 300 m durch Querstollen miteinander verbunden. Die spätere Fortsetzung nach Chiasso-Mailand und Sicherheitsgründe gaben den Ausschlag für diese Lösung an Stelle der ursprünglich geplanten Doppelspur-Tunnelröhre. Beim gewählten Tunnelsystem kann die Bauzeit durch den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen statt des langsameren Sprengvortriebes um 2-3 Jahre verkürzt werden, so dass eine Inbetriebnahme der schnellen Flachbahn auf der Gotthardachse ca. 2015 möglich ist. Aufgrund des Bundesratsentscheides wird nun das Auf-

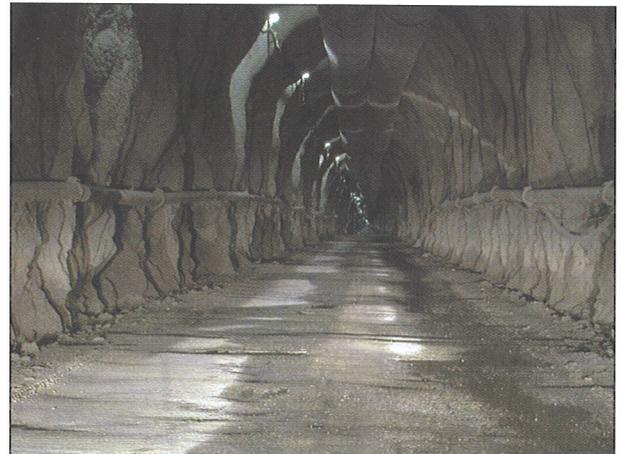
lageprojekt erarbeitet. Die öffentliche Auflage ist für den Frühling 2003 geplant, damit die Hauptarbeiten Anfang 2006 beginnen können.

Bild 29: Linieführung Ceneri-Basistunnel



Der Ceneri-Basistunnel wird vom Zwischenangriff Sigrino gleichzeitig Richtung Norden und Süden vorgetrieben. Die Vorbereitungsarbeiten haben im Januar 1997 begonnen. Bereits wurde ein über 3 km langer Sondierstollen ausgebrochen. Die Erkenntnisse aus diesen Arbeiten werden direkt für die Projektierung des künftigen Ceneri-Basistunnels verwendet.

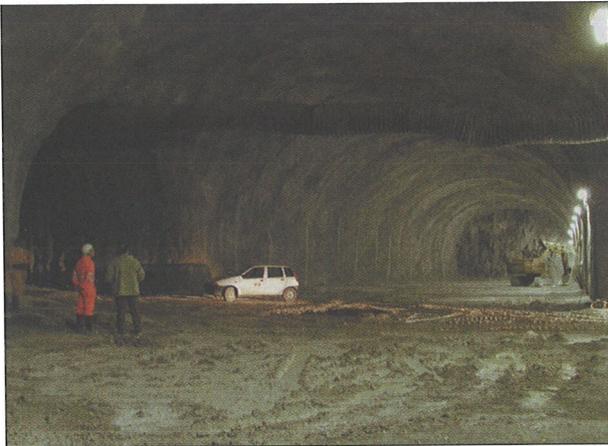
Bild 30: Sondierstollen Sigrino



Im Herbst 2001 erfolgte ausserdem ein Teilausbruch der «Caverna operativa» mit einer Länge von 100 m und einem Querschnitt von 150 m². Die Kaverne wird der Baulogistik und zur Montage der Tunnelbohrmaschinen dienen. Mit diesen Ausbrucharbeiten ergaben sich weitere bautechnische Erkenntnisse im Giumello-Gneis, der dominierenden Felsformation auf der Achse des zentralen

Ceneri-Basistunnelbereichs. Der Erkundungsstollen und die «Caverna operativa» sind so angelegt, dass sie in einer weiteren Phase auch für den Bau des Ceneri-Basistunnels dienen werden.

Bild 31: Caverna operativa



7.1 Offene Strecke

Der Systemscheid des Bundesrates für zwei konsequent räumlich getrennte Fahrspuren führt auch zur Neugestaltung der Portalbereiche und der Anschlussstopologien. Die Gleisachsenabstände der Anschlussgeleise von Giubiasco bis zum Nordportal Vigana bedingen eine Modifikation der Gleisgeometrie des Knotens Camorino, was zu einer vorzeitigen Verschiebung der Stammlinie Giubiasco-Cadenazzo auf einer Länge von ca. 1 km zwischen Autobahnbrücke A2 bis Haltestelle S. Antonino führt. Weitere Elemente dieses Teilprojekts werden die Unterquerung der Autobahn A2 beim Portal Vigana, die Unterführung der Kantonsstrasse und ein Kreisels für die Baustellenanschlüsse sein.

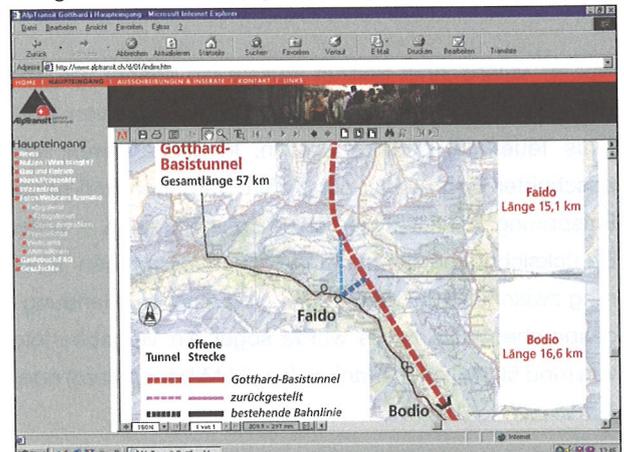
Bild 32: Knoten Camorino



8. Der Tunnel im Internet

Die AlpTransit Gotthard AG unterhält eine umfangreiche, mehrsprachige Website, die ständig auf den aktuellsten Stand gebracht wird. Unter www.alptransit.ch findet man neben neusten Informationen zum Geschehen viele spannende Details zum Bau der Neuen Eisenbahn Alpen-transversalen. Enthalten sind auch sämtliche Informationen betreffend Besuchsmöglichkeiten für die Infozentren und Baustellen. Interessant für Unternehmer sind die Bauausschreibungen gemäss Bundesgesetz über das öffentliche Beschaffungswesen. Aus der Fotogalerie können gratis hochauflösende, druckfähige Bilder auf den eigenen PC geladen werden. Pressemitteilungen, Stelleninserate, Kontaktadressen und Gästebuch ergänzen das umfangreiche Angebot.

Bild 33: Informatives und Spannendes zum Baugeschehen: www.alptransit.ch



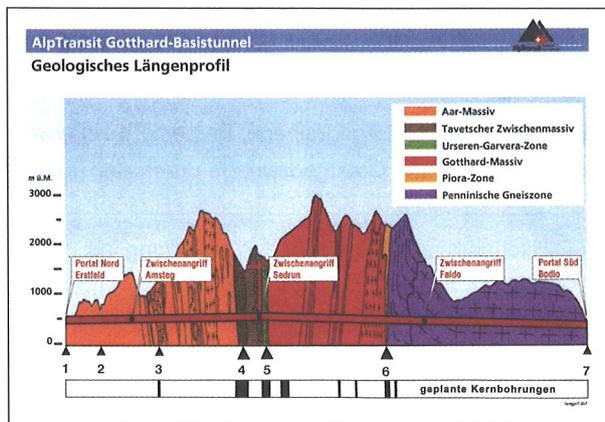
Geologische Risikozonen beim Gotthard-Basistunnel: Konzept der Vorauserkundung

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

1. Ausgangslage

Das Gebirge über dem Tunnel ist im Allgemeinen sehr gut aufgeschlossen. Alle schlecht aufgeschlossenen – im Bild 1 markierten – und geotechnisch schwierigen Zonen sind entweder mit Sondierbohrungen erschlossen worden, oder es lagen geologische Aufnahmen von benachbarten Kraftwerkstollen vor (siehe Tabelle 1).

Bild 1: Geologisches Längenprofil Gotthard-Basistunnel; 1 - 7 = absidierte geologisch schwierige Strecken (Legende siehe Tabelle 1) und im voraus geplante Kernbohrungen

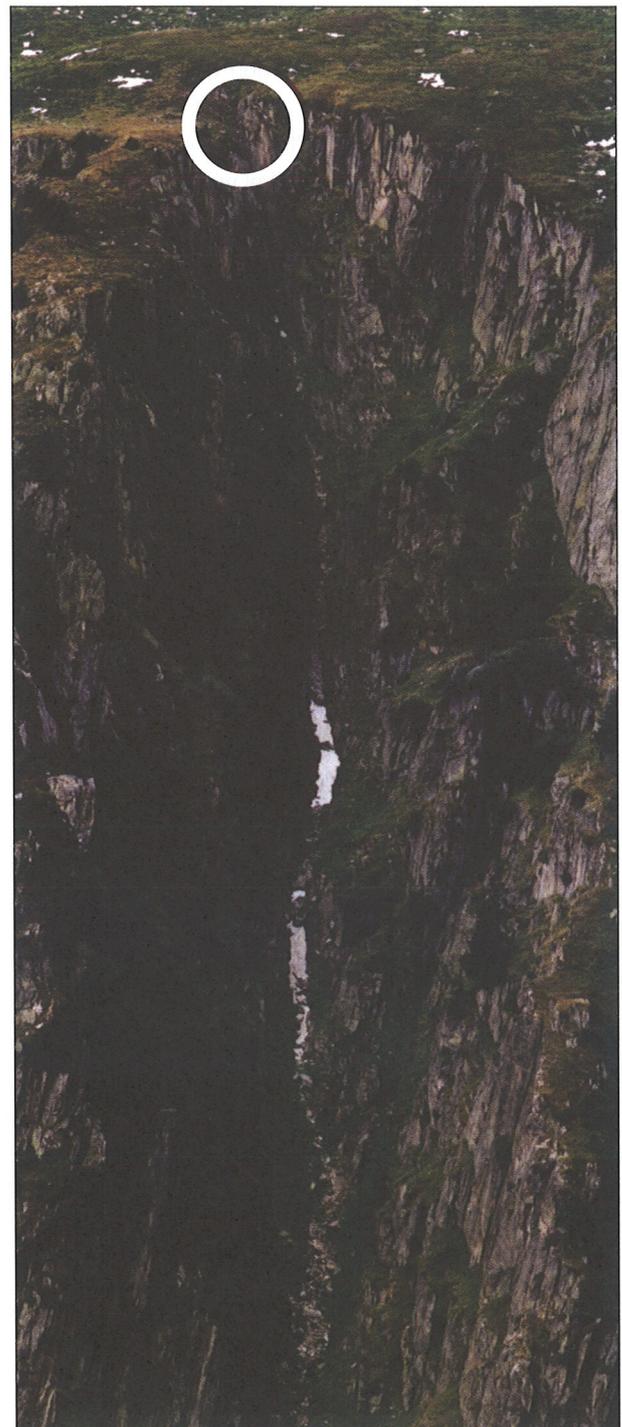


Im Tunnelbereich durchgeführte Sondierungen

Tabelle 1:

Zone (Nummerierung siehe Bild 1)	Anzahl	total m
1 Portalzone Erstfeld	35	1'387
2 Öfital-Störzone	2	340
3 Intschi-Zone	Aufschluss/Stollen	
4 Tavetscher Zwischenmassiv	5	5'602
5 Urseren-Garvera-Zone	Aufschluss/Stollen	
6 Piöra-Zone	26	8'297
7 Portalzone Bodio	8	330
total	76	15'996

Bild 2: Aufschluss mit geradlinig verlaufender Störung A21 im südlichsten Teil des Aar-Massivs. Kreis = Messstelle M4 (Präzisionsnivellement zur Erfassung allfälliger rezenter Hebungen). Gotthard-Basistunnel in 950 m Tiefe.



Insgesamt wurden aus 76 Sondierbohrungen rund 16 km Bohrkerne zu Tage gefördert. Der erreichte Kenntnisstand ist hoch und für eine Prognose im Rahmen des Bauprojektes und der Submission genügend.

2. Notwendigkeit von Vorauserkundungen während dem Bau

Trotz der umfangreichen Sondierungen und Felduntersuchungen sind Vorauserkundungen während der Ausführung notwendig, um die Risiken so weit als möglich zu minimieren. Dies weil alle Aufschlüsse bei der Projektion auf den tiefliegenden Tunnel über eine mehr oder weniger grosse Distanz extrapoliert werden müssen (Extrapolationsfehler). Zudem können zwischen Aufschluss und Tunnel die Materialeigenschaften eines geotechnisch ungünstigen Faktors ändern. Die drei wichtigsten Faktoren, die eine Vorauserkundung erfordern, sind:

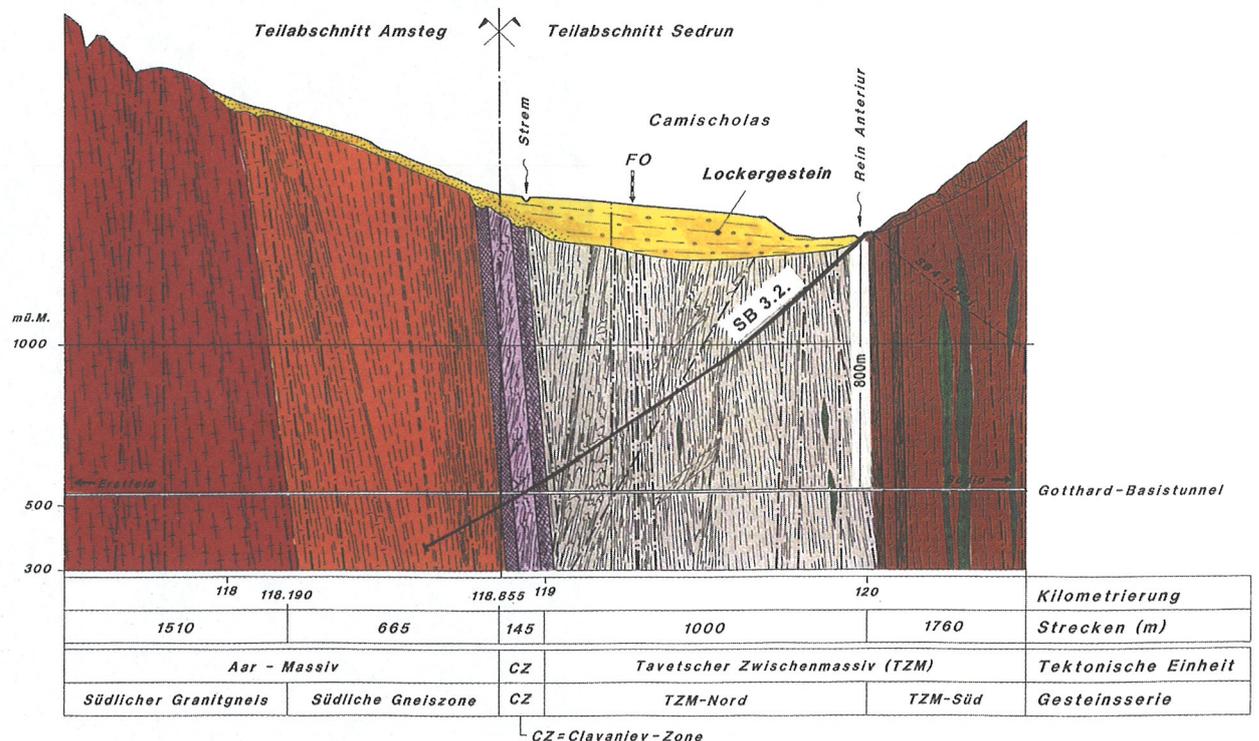
- Störungen: Selbst wenn Störungen an der Oberfläche gut und über mehrere hundert Meter aufgeschlossen sind und sie relativ geradlinig und steil verlaufen, wie jene im Bild 2, ergeben sich in Abhängigkeit von der Überlagerung, dem Schnittwinkel und der Neigung für die Vorhersage des Schnittpunktes mit dem Tunnel in den meisten

Fällen Streubreiten von 80–250 m. Die Störungen verlaufen zwar vorwiegend günstig, quer zum Tunnel, werden dadurch aber auch unvermittelt angefahren. Um Störungen ohne grösseren Zeitverlust durchfahren zu können, ist eine möglichst gute Kenntnis von Lage, Wasserführung und Materialeigenschaften erforderlich. Dies vor allem deshalb, weil der Vortrieb mit der Tunnelbohrmaschine sozusagen blind erfolgt, denn die Ortsbrust und die ersten 3–5 m hinter dem Bohrkopf sind nicht direkt sichtbar, allenfalls indirekt, falls der Maschinenführer seine Instrumente im Auge behält.

- Druckhaftes Gebirge: Der geotechnisch schwierigste Abschnitt des Gotthard-Basistunnels, der das Tavetscher Zwischenmassiv-Nord und die Clavianev-Zone umfasst, ist zwar mit der Sondierbohrung SB 3.2 lückenlos erschlossen worden (Bild 3). Diese durchfuhr zudem die Grenze zu den festeren Gesteinen des Aar-Massivs in unmittelbarer Nähe des Tunnels. Aber die geotechnisch ins Gewicht fallenden Bohrabschnitte mit plastisch verformbaren Bohrkernen müssen gegen Süden über eine zunehmende Distanz und damit mit zunehmender Unsicherheit auf den Tunnel projiziert werden.

- Stauhaltungen, Gebirgsdrainage: Es besteht ein gewisses Risiko, dass die Gebirgsdrainage durch den Tunnel-

Bild 3: Profil durch das geotechnisch sehr schwierige Tavetscher-Zwischenmassiv Nord und den Übergang ins Aar-Massiv mit der Sondierbohrung SB 3.2.



vortrieb zu Setzungen an der Oberfläche führt. Diese wirken sich schlimmstenfalls, je nach Gestalt der Setzungsmulde, auf die Sperrstellen Curnera, Nalps und Santa Maria negativ aus. Neben den umfangreichen Überwachungen mit geodätischen Messungen an der Oberfläche sind auch intensive Überwachungen im Tunnel vorgesehen, zu denen durchgehende Vorauserkundungen gehören. Zu ergänzen ist, dass im gefangenen Vortrieb Sedrun ohnehin die zuströmende Bergwassermenge tief gehalten werden muss. Im südlichen Teil des Teilabschnittes Sedrun und im nördlichen Teil des Teilabschnittes Faido sollen mit den Vorauserkundungen vor allem die Wasserzuflüsse erfasst werden, damit dann, wenn die Bergwassermenge ein bestimmtes Mass überschreitet, die für diesen Fall vorgesehenen Massnahmen in Form von Abdichtungen mittels Injektionen rechtzeitig eingeleitet werden können.

Bild 4: Schematische Darstellung von Kosten und Grad der Erkenntnis bei den im Falle des Gotthard-Basistunnels in Frage kommenden Mitteln der Vorauserkundung.

Wichtigste Mittel der Vorauserkundung		
Kosten	Mittel	Erkenntnis
↑	Erkundungs-/Pilotstollen (Vorausseilende Tunnelröhre, Extrapolation 30 - 60 m)	↑
	Kernbohrung	
	Schlagbohrung	
	Geophysik (Seismik)	

3. Vorgesehene Mittel der Vorauserkundung

3.1 Übersicht

Die möglichen Mittel einer Vorauserkundung sind in der Fig. 4 zusammengestellt. Da keine Erdgasgefahr besteht, entfällt die Notwendigkeit durchgehender Vorausbohrungen. Vorgesehen ist deshalb ein abgestuftes Vorgehen, bei dem in erster Linie die kostengünstigen Mittel wie z.B. Seismik eingesetzt werden. Basierend auf den so gewonnenen Erkenntnissen werden die aufwändigeren Vorauserkundungen wie Vorausbohrungen und insbesondere Kernbohrungen gezielt angeordnet. Sondierstollen

sind nicht vorgesehen. Das Konzept geht aber davon aus, dass die vorausseilende Tunnelröhre als Erkundung für die nachlaufende Röhre gilt, sodass bei dieser nur ausnahmsweise zusätzliche Erkundungen notwendig sind.

3.2 Seismik

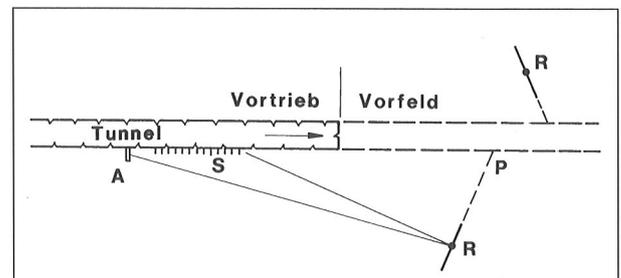
Die Seismik ist eine indirekte Methode, die Änderungen der physikalischen Gesteinseigenschaften, konkret der Wellengeschwindigkeiten, erfasst und reflektierte oder gebrochene Wellen registriert. Sie erlaubt es die Lage von Störungen und Gesteinsgrenzen zu prognostizieren.

Sie ist kostengünstig, weil sie bei einem TBM-Einsatz den Vortrieb kaum behindert.

Die neuen Versionen sind gegenüber früheren sowohl bezüglich der Hard- wie der Software deutlich verbessert. Insbesondere der Aufnehmer mit drei orthogonal angeordneten Sensoren erlaubt eine Unterscheidung der Primär- und Sekundärwellen sowie eine räumliche Erfassung der Reflexe.

Das Bild 5 zeigt aber auch den grossen Nachteil die eine in einem Tunnel ausgeführte Seismik hat. Die Auslage der Aufnehmer und der Schusslöcher ist ausserordentlich schmal. Dies im Unterschied zur Oberflächenseismik wo Schusslöcher und Aufnehmer über mehrere hundert Meter oder gar Kilometer ausgelegt werden.

Bild 5 Schematische Darstellung einer seismischen Vorauserkundung. A = 3-K-Aufnehmer; S = Schusslöcher, R = Reflektor, P = Projektion auf den Tunnel



Die Auswertung der Seismik liefert scheibenförmige Reflexe im vorausliegenden Raum, die mit einem gewissen Projektionsfehler auf den Tunnel zu projizieren sind. Die Resultate müssen vom Geophysiker und dem Geologen interpretiert werden. Sie erlauben keine Rückschlüsse auf konkret zu ergreifende bautechnische Massnahmen, ausser es handelt sich um eine breite Störung, die als Schicht mit herabgesetzten Festigkeitseigenschaften erscheint.

Die Seismik soll uns deshalb in erster Linie ermöglichen prognostizierte Störungen genauer zu lokalisieren und nicht prognostizierte Störungen zu erfassen, um die kostspieligeren Bohrungen gezielt einzusetzen.

3.3 Schlagbohrungen

Mit Schlagbohrungen werden die folgenden Daten ermittelt, wobei die bohrtechnischen Daten automatisch registriert oder von Hand erfasst werden:

- Bohrgeschwindigkeit
- Anpressdruck
- Rotationswiderstand
- Wasserzuflüsse
- Farbe Bohrwasser
- Petrographie Bohrklein

Schlagbohrungen erlauben es anhand dieser Daten die genaue Lage einer Störung und ihre Wasserführung festzustellen. Etwas ungenauer werden Gesteinsgrenzen anhand des zurückgespülten Bohrkleins erfasst.

Falls es darum geht eine Störung und ihre Mächtigkeit, und/oder den Wasserzufluss zu erfassen, so sind Schlagbohrungen ein ausgezeichnetes und bewährtes Mittel der Vorauserkundung.

Bei einem Sprengvortrieb kann das Bohrgestänge des Vortriebsjumbos verlängert werden, ohne dass dadurch der Vortrieb gross behindert wird (kurze Vorausbohrungen). Bei einem TBM-Vortrieb ist vorgesehen mit Hilfe von mittellangen bis langen Schlagbohrungen – geplant sind bis rund 100 m Länge – möglich, die Lage von Störungen wunschgemäss auf Dezimeter genau zu ermitteln.

3.4 Kernbohrungen

Sie schliessen das Gestein direkt auf. Sie erlauben es folgende Daten zu erfassen:

- Petrographie, Gesteinsgrenzen
- Lage der Trennflächen bezüglich Bohrachse, bei standfestem Bohrloch falls notwendig auch absolute Lage (Scanner, Fernsehkamera)
- Ausbildung und Häufigkeit von Trennflächen
- Zustand des Kerngutes (intakt, zerbrochen, verlehmt u.s.w.)
- RQD-Werte
- Wasserzuflüsse und Wasserdruck

Sie gelangen deshalb immer dann zum Einsatz, wenn der Gesteinsinhalt und die Gesteinseigenschaften ermittelt werden müssen, so z.B. bei breiteren Störungen der Intschi-Zone, dem Tavetscher Zwischenmassiv-Nord, der Urseren-Garvera-Zone und der Piora-Zone (siehe Bild 1).

Der grosse Nachteil der Kernbohrungen ist, dass sie zu einem Vortriebsunterbruch führen und entsprechende Kosten verursachen.

Preventer kommen dort zum Einsatz, wo die Gefahr von Materialausschwemmungen bei hohem Druck besteht, sowie bei zu befürchtenden negativen Auswirkungen von Wassereinbrüchen auf Belegschaft und Dritte.

3.5 Spezieller Fall Tavetscher Zwischen-Massiv Nord und Clavaniev-Zone

Die Sondierbohrung SB 3.2 durchfuhr vor dem Erreichen des Aar-Massivs eine wechselvolle Geologie mit Gneisen Schiefen und Phylliten, die in unterschiedlichem Ausmass tektonisch überprägt waren. Im Extremfall waren die Bohrkern vollständig verlehmt, so dass sie von Hand geknetet werden konnten.

Die Schieferung verlief uneinheitlich. Örtlich war eine kleinräumige Verfaltung zu beobachten. Aus dem Schieferungsverlauf lässt sich deshalb keine eindeutige Projektionsrichtung ermitteln.

Die Bohrung wurde in der ingenieurgeologischen Auswertung abschnittsweise zu geotechnischen Homogenbereichen zusammengefasst. Diese wurden nun für das Bauprojekt wegen der fehlenden eindeutigen Projektionsrichtung vereinfachend vertikal auf den Tunnel projiziert, indem davon ausgegangen wurde, dass es sehr wahrscheinlich ist, dass die Verteilung längs der Bohrachse anteilmässig mit jener längs dem Tunnel übereinstimmt. Unterschieden wurden Bereiche mit stark druckhaftem, mit druckhaftem bis stark gebrächem sowie mit gebrächem Gebirge. Mit standfestem bis leicht gebrächem Gebirge wird im nördlichen Tavetscher Zwischenmassiv vorsichtshalber nicht gerechnet.

Der mögliche Fehler, der entsteht, wenn die Grenzen zwischen den Homogenbereichen orthogonal von der Bohrung auf den Tunnel projiziert werden, wird auf 50–170 m geschätzt.

Hält man sich nun vor Augen, dass der Wechsel von einem gebräuchlichen Bereich zu einem stark druckhaften Abschnitt im Extremfall einen Wechsel von einem Profil mit rund 65 m² zu einem solchen mit mehr als 100 m² zur Folge haben kann, und dass selbst innerhalb des Ausbruchssicherungstypes SA 4 der leichteste Typ 83 m² und der schwerste Typ 134 m² Querschnittsfläche hat (Bild 6), ist leicht zu ermessen, welche Bedeutung den Kernbohrungen und ihrer Auswertung zukommt. Die Querschnittsvergrößerung muss nämlich vorgenommen werden, bevor die entsprechende Zone erreicht ist.

Aufgrund der Bedeutung der Kernbohrungen im Tavetscher-Zwischenmassiv-Nord sind in diesem Abschnitt durchgehend Bohrungen von mindestens 36 m Länge vorgesehen, die sich um 50% oder mindestens 18 m überlappen.

Für die Wahl der Sicherungsmittel spielt das baubegleitende Messprogramm und dessen laufende Auswertung eine ebenso grosse Rolle. Der ständige Vergleich von Interpretation der Bohrung mit dem tatsächlichen gemessenen Gebirgsverhalten wird auch einen Lerneffekt bezüglich der Interpretation der noch auszuführenden Kernbohrungen ermöglichen.

4. Zusammenfassung Konzept der Vorauserkundungen Gotthard-Basistunnel

Mit den Vorauserkundungen sollen prognostizierte hohe Gefährdungen wie Wassereinträge, geotechnisch relevante Störungen und entscheidende Gesteinswechsel bezüglich ihrer genauen Lage und Geometrie im Tunnelbereich so genau wie möglich erfasst werden, sodass die Bauleitungen die notwendigen bautechnischen Massnahmen rechtzeitig ergreifen können.

Bei den TBM-Vortrieben wird primär eine kostengünstige seismische Vorauserkundung durchgeführt.

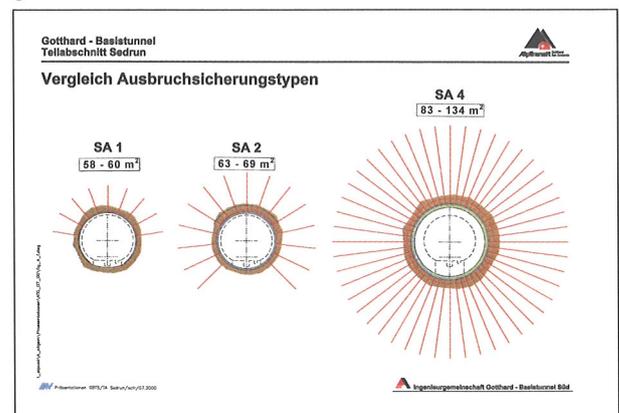
In den Sprengvortrieben stehen kurze und mittellange Schlagbohrungen im Vordergrund. Sie haben sich übrigens bereits beim Ausbruch der Schachtfusskavernen Sedrun und der Multifunktionsstelle Faido bewährt. Lange Schlagbohrungen sind bei den TBM-Vortrieben im Bereich prognostizierter Störungen vorgesehen. Sie werden gezielt dort durch Kernbohrungen ergänzt, wo mit den Schlagbohrungen breitere Störungen ermittelt wurden.

Durchgehend mit dem teuersten Mittel der Kernbohrungen aufgeschlossen werden alle bekannten geotechnisch schwierigen Strecken, wie sie das Bild 1 zeigt. Erwähnenswert ist, dass die Piora-Zone sicherheitshalber in jeder Röhre mit mindestens einer 250 m langen preventergeschützten Bohrung in der Tunnelachse durchfahren wird. Spezielles Augenmerk wird auch den Stauhaltungen geschenkt.

Das Konzept sieht somit vor, mit den kostengünstigen Mitteln der Seismik und der Schlagbohrungen nahezu lückenlose Vorauserkundungen durchzuführen, aber auch das aufwändigere Mittel der Kernbohrungen überall dort einzusetzen, wo es notwendig ist. Es soll ein Konzept sein, das aufgrund der gemachten Erfahrungen sowie bei besonderen Ereignissen situativ angepasst werden kann.

Einschränkend muss noch festgehalten werden, dass sich mit dem grossen vorgesehenen Aufwand die Eintretenswahrscheinlichkeit eines unliebsamen Ereignisses zwar erheblich verkleinern lässt, dass sie aber nicht Null wird. Ferner werden gerade die häufigsten und alltäglichen Gefährdungsbilder wie Niederbruch von Kluffkörpern oder bergschlagartige Ablösungen von den Vorauserkundungen nicht erfasst. Alle Vorauserkundungen bedürfen letztlich einer Interpretation hinsichtlich der geotechnischen Auswirkungen und erfordern vor Ort von Bauleitung, Unternehmung und Geologen zu fassende rasche Entscheide über das weitere Vorgehen.

Bild 6: Vergleich der Querschnitte der Ausbruchssicherungstypen im Teilabschnitt Sedrun. Der Wechsel zu einem grösseren Querschnitt muss aufgrund von Kernbohrungen vor dem Antreffen der entsprechenden Zone getroffen werden!



Hauptlos Faido/Bodio aus der Sicht des Projektgenieurs

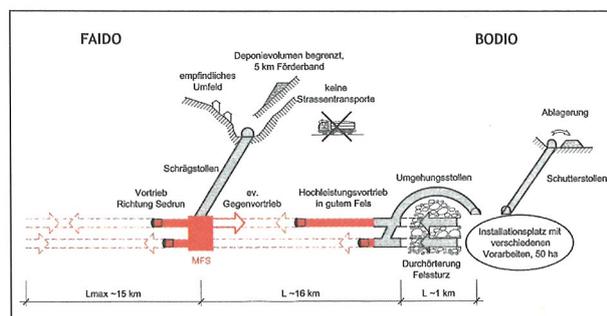
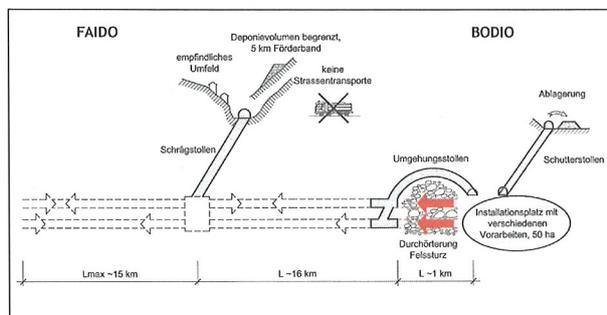
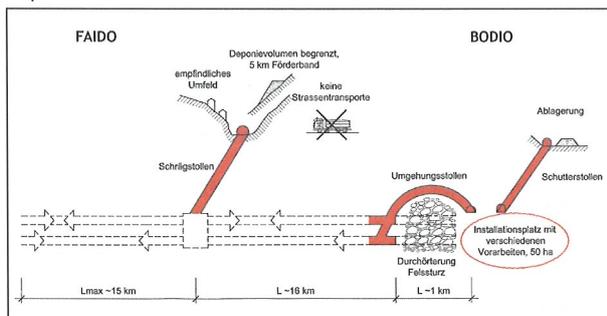
Andreas Henke, Dipl. Bauing. ETH/SIA
Lombardi SA, Minusio

1. Allgemeiner Teil

1.1 Einordnung des Hauptloses beim Gotthard-Basistunnel Süd in das Gesamtprojekt

Das Projekt des Gotthard-Basistunnels ist seit der Auflage im Jahr 1995 fortlaufend verfeinert und den ändernden Bedingungen, insbesondere den zeitlichen, angepasst worden. Die Bauphasen der einzelnen Teilabschnitte sind stark voneinander abhängig und waren deshalb schon von Anfang an integrierende Bestandteile des gesamten Konzepts. Auf der Südseite des Tunnels ist dieses durch die folgenden Schlüsselemente charakterisiert (Bilder 1a, 1b, 1c):

Bilder 1a, 1b, 1c: Schlüsselemente des Vortriebskonzepts Gotthard-Basistunnel Süd



- frühzeitige Inangriffnahme und verzugslose Ausführung der für den Hauptvortrieb massgebenden Vorarbeiten beim Portal Bodio, insbesondere des spreng-technisch vorgetriebenen Umgehungsstollens im Fels
- separate Durchörterung der ca. 420 m langen heiklen Felssturz-Strecke bei Bodio mit den beiden Hauptröhren
- Hochleistungsvortrieb der Hauptröhren mit dem Hauptlos, ab Verfügbarkeit der TBM, über rund 15 km nach Norden und rascher Durchschlag am Fuss des vorgängig erstellten Schrägstollens Faido

Bekanntlich beruht dieses Vortriebskonzept auf der Notwendigkeit, die terminkritische baugelastische Verbindung zwischen Faido und Bodio möglichst früh zur Verfügung zu haben; insbesondere für die beiden Medien

- Ausbruchmaterial, dessen Ablagerung im Raum Faido im Gegensatz zu Bodio mit Problemen und Begrenzungen behaftet ist (Bild 2), und

- Gebirgswasser, welches bis zum Zeitpunkt des freien Abflusses vom Fusspunkt des mit 12,7% fallenden Zugangsstollens Faido nach Süden, einen nicht vernachlässigbaren Risiko- und Kostenfaktor darstellt.

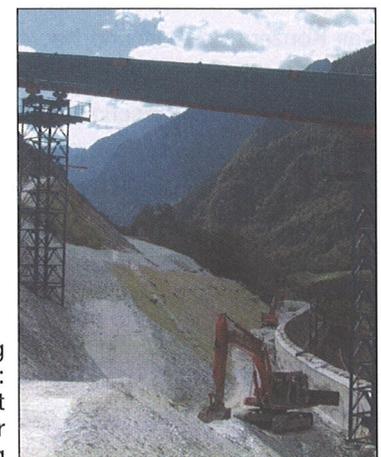


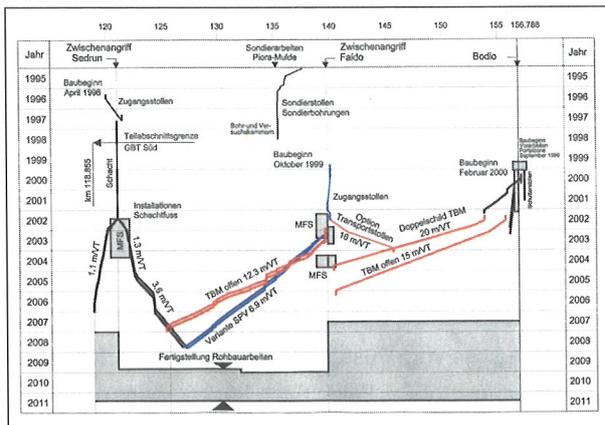
Bild 2: Ablagerung im Raum Faido: räumlich begrenzt und in empfindlicher Umgebung

Im weiteren sprechen übergeordnete Sicherheitsüberlegungen und ausführungs-technische Gründe für die rasche Verknüpfung der beiden Angriffstellen Faido und Bodio.

Auf diesen Grundlagen beruht auch das Ausschreibungsprojekt für die beiden Hauptlose, welches zwei wichtige Vorkehrungen im Hinblick auf die terminliche Absicherung enthielt:

1. Vortrieb der voranschreitenden Röhre (Ost) mittels einer Doppelschild-TBM, mit welcher man mehr oder weniger unabhängig von der Felsqualität, eine konstant hohe Vortriebsgeschwindigkeit erzielen wollte;
2. Option eines von Faido nach Süden vorgetriebenen Transportstollens (Bild 3). Mit diesem zusätzlichen Projektelement wollte man das Risiko reduzieren, dass, in Anbetracht der begrenzten Materialablagekapazität im Raum Faido, im Falle einer Vortriebsverzögerung bei Bodio, beim Vortrieb von Faido nach Norden ein Stillstand in Kauf genommen werden musste.

Bild 3: Bauprogramm der Ausschreibung, mit Doppelschild-TBM-Vortrieb und Option Transportstollen als terminsichernde Massnahmen.



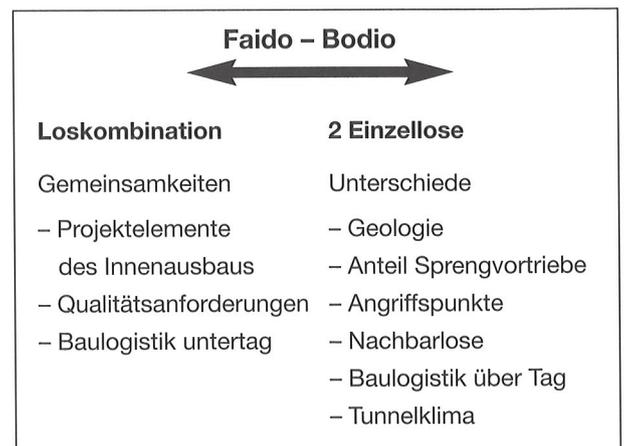
Das Konzept der Vor- und Nachbarlose und die logistischen Voraussetzungen machten es möglich, dass anstelle der zwei ausgeschriebenen Einzellose Faido und Bodio auch eine kombinierte Lösung in Betracht gezogen werden konnte. Anlässlich der gleichzeitigen Ausschreibung der beiden Hauptlose haben fünf Anbieter neben den obligatorisch anzubietenden Einzellosen in der Tat auch Offerten für Loskombinationen eingereicht. Eine dieser Lösungen mit einer technischen Qualität, welche über dem strengen Zielwert des Bauherrn stand, war die wirtschaftlichste und steht nun in der Ausführung.

1.2 Risikobetrachtung im Hinblick auf die Vergabe der Arbeiten als Loskombination

Die als Grundlage zur Ausschreibung festgelegten Eignungs- und Zuschlagskriterien und deren Gewichtung gingen aus je einer losspezifischen Risikoanalyse hervor. Diese Risikoanalysen wurden im Vorfeld erstellt und hatten für Faido und Bodio neben den Gemeinsamkeiten auch unterschiedliche Schwerpunkte, da gewisse grundsätzliche Eigenheiten der beiden Teilabschnitte in wesentlichen Aspekten doch recht verschieden sind (Bild 4); so z.B.

- die durchschnittlich vorherrschenden geologischen Bedingungen (Felsqualität, Überlagerung)
- die Besonderheiten der Angriffspunkte
- die Abhängigkeiten und Auswirkungen in bezug auf Nachbarlose
- die Baulogistik über Tag
- die Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen unter Tag

Bild 4: Faido/Bodio, Gemeinsamkeiten und Unterschiede



Nachdem verschiedene Varianten mit Loskombinationen auf dem Tisch lagen, zwei dieser Varianten den von der Bauherrschaft hoch angesetzten technischen Zielwert erreicht haben und auch finanziell interessant waren, musste die Risikobetrachtung im Hinblick auf die Frage der Loskombination aufgearbeitet werden. Für beide Vergabearten, getrennt oder in Kombination, wurden die Gefahren und Chancen auf der Basis der konkreten Offertinhalte neu beurteilt und zu einer Gesamtbewertung zusammengefügt.

Die Kriterien «technische Qualität», «Sicherheit und Rettung» kamen für beide Vergabearten in etwa zu gleichwertigen Beurteilungen, währenddem die vertraglich/organisatorischen sowie die terminlichen Aspekte zu unterschiedlichen und sogar gegenläufigen Empfehlungen geführt haben. Im Entscheid war der Wegfall der zahlreichen Schnittstellenprobleme für den Bauherrn als Vorteil der Loskombination höher bewertet worden, als die Tatsache, dass bei der Einzelvergabe eine kürzere Bauzeit bis zum Durchschlag mit dem Teilabschnitt Sedrun möglich gewesen wäre. Die Beurteilung des Kostenrisikos liess wegen der grossen Komplexität der projektinternen, aber vor allem auch der externen Einflussfaktoren keine eindeutige Empfehlung ausmachen. Je nach Annahme, ob und wo während der langen Bauzeit losbezogene oder von aussen bestimmte Terminänderungen eintreten würden, erschien die Loskombination oder die Vergabe in Einzellosen preislich vorteilhafter. Dabei wurden nicht nur die Auswirkungen und Kostenfolgen der Nachbar-, sondern auch diejenigen der Folgelose, wie z.B. die Montage der bahntechnischen Ausrüstung, in die Betrachtung einbezogen.

Die Gemeinsamkeiten und grossen Synergiepotentiale in den beiden Teilabschnitten haben sich erwartungsgemäss auf der Seite der Ausführung und der Bauinstallationen ergeben. Die Projektierung wurde von der Loskombination nur marginal beeinflusst.

1.3 Der Einfluss auf das Terminprogramm

In den Vorgaben des Bauherrn war das Erreichen des Durchschlagpunktes mit dem Vortrieb Sedrun mit der ersten Röhre nach 85 Monaten ab Auftragserteilung vorgesehen, und zwar für die Ausschreibungsvariante, wo der Teilabschnitt Faido im Sprengvortrieb ausgeführt wird. Das von der ausführenden Unternehmung offerierte und entsprechend den aktuellen

Terminen der Vor- und Nachbarlose bereinigte Bauprogramm sieht den Durchschlag mit Sedrun Ende Oktober 2008 vor (Bild 5), d.h. 88 Monate nach Vergabe der Arbeiten. Zwecks Sicherstellung dieses anspruchsvollen Terminprogramms wurde der ursprünglich vorgesehene entgegenseitige Transportstollen Richtung Süden durch den sprengtechnischen Vortrieb der beiden Tunnelröhren von Faido nach Norden ersetzt. Somit werden im Bereich Faido, inklusive des grössten Teils der Multifunktionsstelle, fast 4 Kilometer der beiden Röhren bereits ausgebrochen und gesichert sein, wenn die Bohrmaschinen von Süden her einfahren (Bild 6).

Bild 6: Vortriebsarten Hauptlos Bodio/Faido

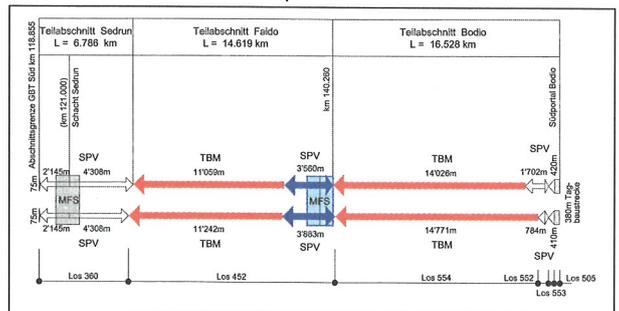
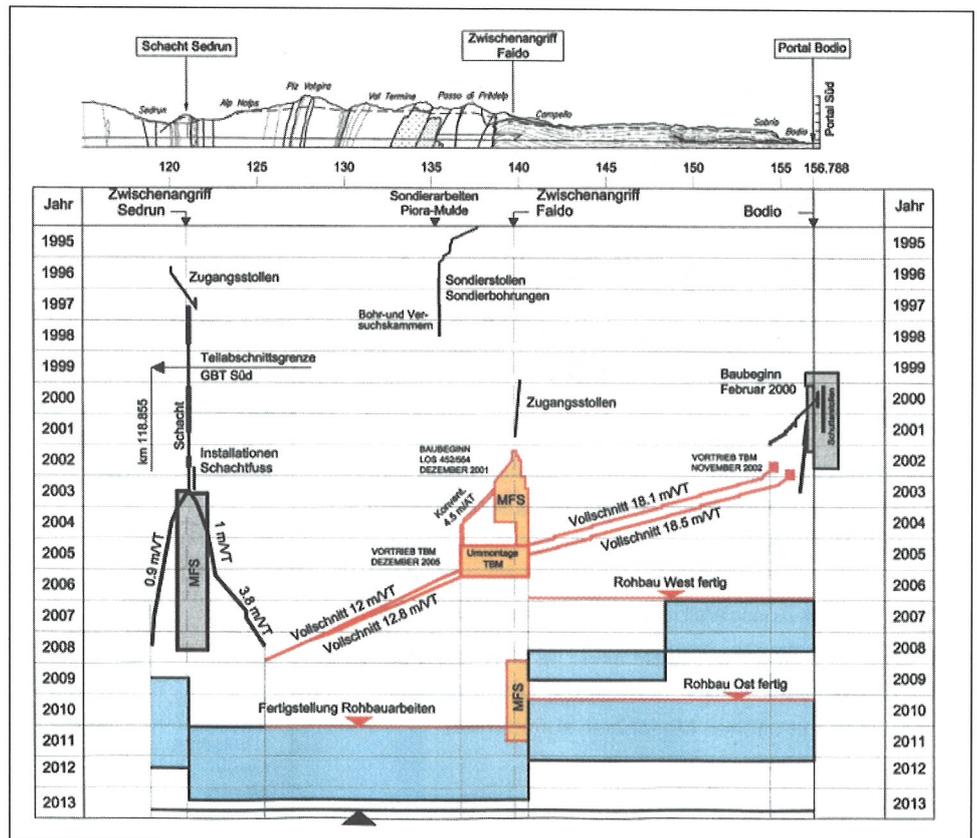


Bild 5: Bereinigtes Terminprogramm Hauptlos Bodio/Faido



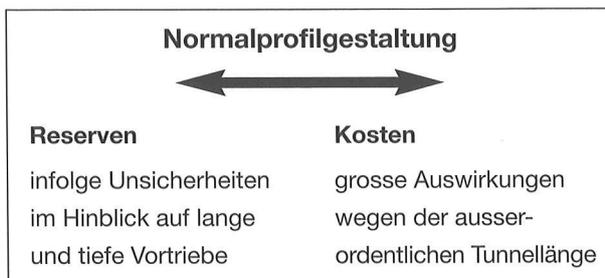
2. Das Normalprofil – Entscheidendes Projektierungselement

2.1 Grundsätzliche Bemerkungen

Bei jedem Tunnel ist die geeignete Gestaltung des Normalprofils die wichtigste Aufgabe, sowohl bezüglich der technischen Zweckmässigkeit, als auch im Hinblick auf die Kosten. Dass nicht von vornherein das geometrisch kleinste Lichtraumprofil das wirtschaftlich günstigste ist, zeigt sich im besonderen Masse bei Eisenbahntunneln, wo die zukünftigen Kosten des Zugsbetriebs stark ins Gewicht fallen können.

Beim Basistunnel, mit seiner Gesamtlänge von 57 km und Vortriebslängen der einzelnen Teilabschnitte zwischen 7 km und 16 km, ist die Wahl des geeigneten Normalprofils um so bedeutender. Bei der Loskombination werden rund 30 km Vortrieb mit den beiden parallelen Röhren von Bodio aufgeföhren, 26 km davon mechanisch. Einerseits ist man sich bewusst, dass die finanziellen Auswirkungen der Profilgestaltung, auch wenn es sich um Details handelt, bei den Dimensionen dieses Bauwerks enorm sind (Bild 7). Andererseits ist man geraten, einen Spielraum bereit zu halten zur Abdeckung von verbleibenden Unsicherheiten, welche bei einem langen tiefliegenden Tunnel, trotz umfangreicher Erkundung und bestmöglicher Interpretation der Prognosen, nicht vermieden werden können. Diese Überlegungen gelten nicht nur für die Bestimmung des Ausbruchdurchmessers der TBM, als einer der wichtigsten Entscheide, sondern auch für die Gestaltung der Elemente des Ausbaus, wie z.B. die hydraulische Dimensionierung der Bergwasserleitung, oder die Festlegung der Materialspezifikation bezüglich Resistenz gegenüber aggressivem Wasser.

Bild 7: Grundsatzkonflikt Profilgestaltung



Als Variante zum Ausschreibungsprojekt, welches im Teilabschnitt Bodio für die vorausseilende Röhre eine Doppelschild-TBM vorsah, werden nun mit der Loskombination beide Röhren mit offenen Maschinen aufgeföhren.

Dabei fällt auf, dass die kreisförmigen Profile in Bodio und Faido nicht denselben Ausbruchdurchmesser aufweisen;

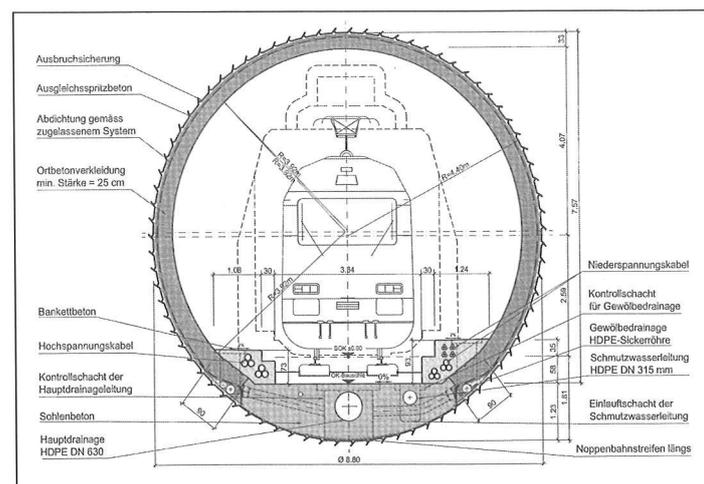
8,80 m im Teilabschnitt Bodio und 9,34 m im Teilabschnitt Faido. Der Grund liegt natürlich im unterschiedlichen Bedarf an schweren Einbaumitteln. Im Teilabschnitt Faido werden gemäss geologischer Prognose allgemein schwerere Ausbruchssicherungstypen zur Anwendung kommen und daher muss mehr Platz für die Felssicherung und den Tunnelausbau zur Verfügung stehen. In der TBM-Strecke von Faido ist auf 28% der Länge Stahleinbau vorgesehen, inkl. der 250 m im Dolomit der Pioramulde, welcher zwar aufgrund der Resultate der umfangreichen Erkundungsarbeiten während den Jahren 1993 – 1998 als standfest und trocken angenommen werden kann. Im Teilabschnitt Bodio ist der verfügbare Raum zwischen der Ausbruchslinie und der Innenkante der Verkleidung kleiner. Er variiert zwischen 30 und 48 cm. Dort wo Stahleinbau vorgesehen ist (und dies nur auf 0.5% der Länge), wird ein leichter Stahleinbau als genügend erachtet.

In beiden Teilabschnitten ist es möglich, wenn nötig, nach einer kurzen Umbauzeit den Bohrdurchmesser zu vergrössern.

Die Änderung der Bohrdurchmesser zwischen den Teilabschnitten wird bewerkstelligt, indem nach dem Durchschlag in der MFS Faido, im Rahmen der Überholung der Bohrmaschinen, die Bohrköpfe ausgewechselt werden.

Der Innenausbau der Tunnelröhren, mit seiner Geometrie und den betriebstechnischen Anlagen (Entwässerung, Gehwege mit Kabelrohren, Ausrüstung) ist über den ganzen Tunnel gleich gestaltet.

Bild 8: Normalprofil Teilabschnitt Bodio



2.2 Einzelne Aspekte der Normalprofil-Gestaltung

Die Einflussfaktoren, welche, neben dem grundsätzlichen Bestreben nach einer kostengünstigen Lösung, zu einer schrittweisen Verfeinerung und Perfektionierung des Projekts geführt haben, sind die folgenden:

2.2.1 Anforderungen aus der Nutzung (Bild 8)

- Zugprofil mit Fahrleitung und Pantograph gem. EBV4 und EBV S3 für Zuggeschwindigkeiten über 160 km/h,
- Form der Gehwege mit minimaler nutzbarer Breite von 1,00 m
- freier Querschnitt (im Mittel über den gesamten Tunnel): 41 m²
- bautechnischer Nutzraum von 10 cm, vom Bauherrn vorgegeben
- Anzahl und Durchmesser der Kabelrohre in den Banketten.

2.2.2 Tragwiderstand der Innenverkleidung

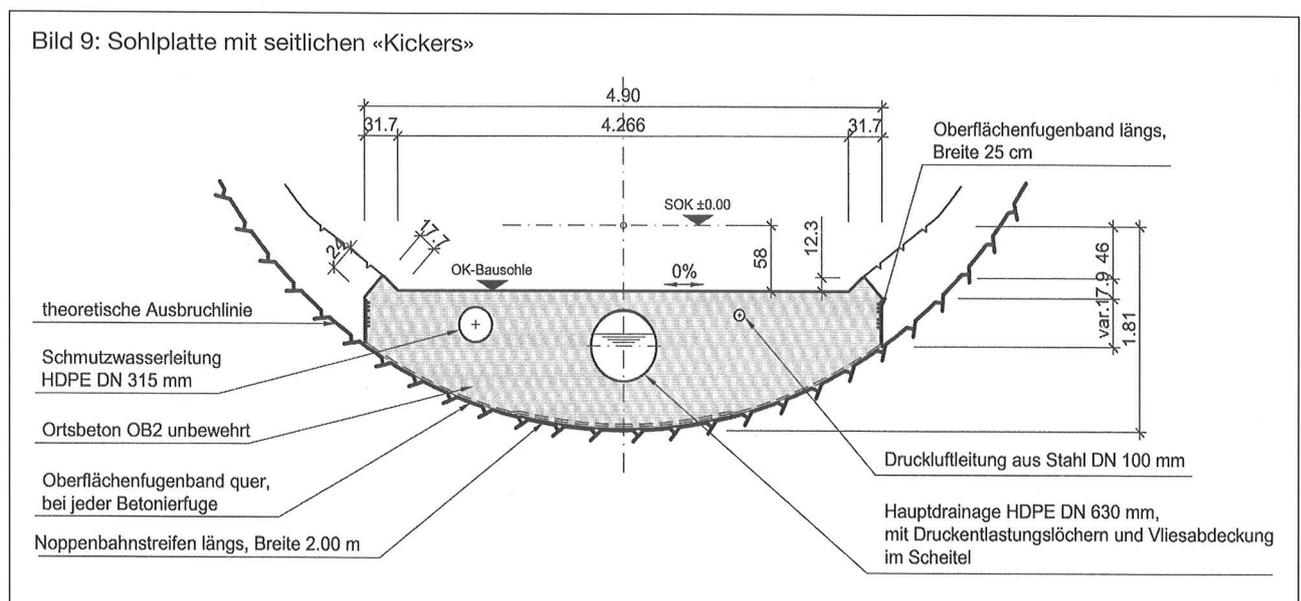
- Die Berechnungen haben eine im Normalfall minimal notwendige Gewölbestärke ergeben: Im TA Bodio 25 cm, im TA Faido 30 cm.
- Das Gewölbe ist im Normalprofil unarmiert.
- Die statischen Anforderungen haben die geometrische Ausbildung der Sohlplatte und die Lage der darin integrierten Leitungen beeinflusst.

- Der von der Unternehmung vorgesehene speziell geformte Gewölbeanschluss (Kicker) der im Vortriebsbereich erstellten Sohle (Bild 9) musste konstruktiv besonders sorgfältig bearbeitet werden. Bei dessen Bereinigung war der hohe geometrische Genauigkeitsgrad, bis hin zum mm, gerechtfertigt. Es ging bei diesem Punkt vor allem darum, eine aus der Sicht der Ausführung vorteilhafte Lösung (lageregenauer Anschluss der Gewölbeschalung, verfügbare Breite der Baugleise mit total vier Schienen) ohne Verletzung der Projektvorgaben zu realisieren und einen ungestörten Kraftfluss, welcher sich bei der Beanspruchung der Auskleidung mit der vereinbarten Belastung ergibt, zu gewährleisten.

2.2.3 Raum für Ausführungstoleranzen

- Die Toleranzen für die TBM-Fahrt (10 cm Abweichung von der theoretischen Lage) und des Innengewölbes (+/- 5 cm in Seite und Höhe) sind zu kumulieren, was einen zur Verfügung zu stellenden Raum von 12 cm ergibt
- Im unteren Teil des Profils beträgt die Toleranz des Sohlbetons +/- 2 cm, womit unter Berücksichtigung einer verbleibenden Deformation aus Gebirgsdruck von 1 cm die geforderte Höhe bis zu Schienenoberkante von 55 cm garantiert werden kann.

Im Zusammenhang mit den Bautoleranzen ist zu erwähnen, dass die Gewölbeschalung streckenweise an die Gebirgs- resp. Felssicherungsverhältnisse angepasst werden



kann. Die Anpassung erfolgt, indem die beiden seitlichen Parament-Segmente der Schalung, welche beweglich sind, nach aussen geklappt werden können. Dies erlaubt in Bereichen mit minimal notwendiger Felssicherung einen grösseren freien Innenraum zu realisieren, mit Einsparungen am Betonverbrauch und beim späteren Zugsbetrieb wegen Verringerung der Zugwiderstände.

2.2.4 Einfluss des Abdichtungssystems und der Gebirgswasserableitung

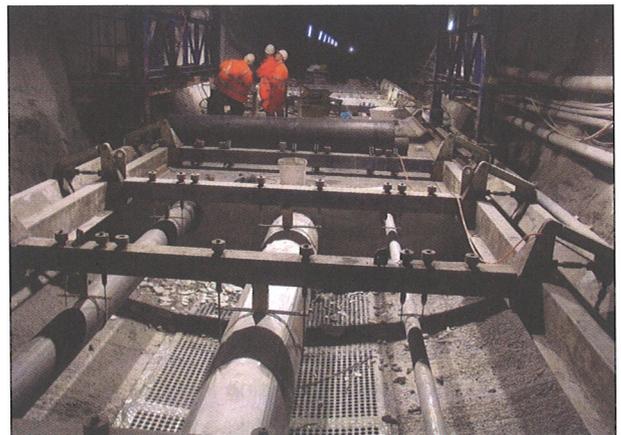
Der Wassereindrang aus dem Gebirge ist im Prinzip bei jedem Tunnel unerwünscht, aber ist dort nicht zu vermeiden, wo unzulässig hoher Gebirgswasserdruck den Widerstand einer vernünftig dimensionierten Tunnelauskleidung übersteigen könnte. Beim Gotthard-Basistunnel sind Massnahmen in Form von Gebirgsinjektionen vorgesehen, mit welchen grössere und dauernde Gebirgswassereintritte auf ein zulässiges Mass reduziert werden. Dies aus Gründen des Umweltschutzes im allgemeinen und streckenweise im Einflussbereich der Staumauern, wo Geländesetzungen infolge Gebirgsdrainage zu grossen Schäden führen können. Im weiteren ist der gesamte Tunnel mit einer Schirmabdichtung versehen und das hinter der Folie abfliessende Wasser wird auf dem Sohlniveau in einem Rohrsystem gesammelt und schadlos abgeleitet. Die besonders strengen Anforderungen der Klimaspezialisten an den Wassereindrang in den Fahrraum, welche praktisch auf einen absolut dichten Tunnel hinauslaufen, haben die Gestaltung der Sohle, welche nicht mit einer durchgehenden Folienabdichtung versehen ist, zu einem nicht einfachen Problem gemacht. Die Lösung beruht auf der Beschränkung des allenfalls einwirkenden Wasserdrucks von unten, und zwar mittels genoppten Folienstreifen auf der Felsoberfläche, welche Drainagezwischenräume herstellen, längs denen das Wasser drucklos in die Entwässerungsleitungen gelangen kann. Besondere Aufmerksamkeit musste den Längs- und Querfugen des Sohlenbetons geschenkt werden, und zwar nicht nur in bezug auf ihre technische Perfektionierung und gegenseitige Kompatibilität der eingesetzten Materialien, sondern auch im Hinblick auf eine zuverlässige praktische Ausführbarkeit.

Neben dem System zur Ableitung des Gebirgswassers wird auch im Gotthard-Basistunnel auf Anweisung der zuständigen Bundesämter ein separates Schmutzwassersystem erstellt. Es besteht aus einer in regelmässigen Abständen siphonierten Längsleitung mit einem Durchmesser von DN315.

2.2.5 Einfluss der Baumethode

Der Sohlbeton wird an Ort erstellt, und zwar im Nachläuferbereich ab 90 m hinter der Vortriebsfront. Selbstverständlich wurde die Frage «Ortsbetonsohle – vorfabrizierte Sohlelemente» auch bei diesem Projekt wiederholt neu beurteilt. Dass es im Gotthard-Basistunnel beim Ortsbeton blieb, so wie er ausgeschrieben worden ist, wirkt sich vor allem positiv aus in bezug auf die recht zahlreichen Werkleitungen, welche sich in der Sohlplatte befinden. Davon erheischt die massgerechte Verlegung der Hauptentwässerungsleitung, angesichts dem Längsgefälle von nur 6,76 Promille besondere Sorgfalt (Bild 10).

Bild 10: Betonierung der Sohle



2.2.6 Sicherheitsbedingte Aspekte

Gemäss den Anforderungen der SUVA wird die Versorgungsleitung für die Beschickung der Rettungscontainer mit Druckluft während dem Bau ebenfalls in die Sohle einbetoniert. Sie besteht aus einem Stahlrohr, ist zwecks Vermeidung allfälliger Interferenzen mit den bahntechnischen Anlagen mit einer separaten Erdung versehen, und wird nach der Fertigstellung der Arbeiten mit Mörtel ausinjiziert.

3. Ausblick

Nach rund zwei Jahren erfolgreich durchgeführter Vorarbeiten und bereits 3,5 km ausgebrochenen Einzelröhren des Haupttunnels steht heute das Hauptlos Faido/Bodio in Ausführung. Es geht nun darum, die hoch gesteckten Projektanforderungen, wie z.B. die 100-jährige Gebrauchstauglichkeit, die Wasserdichtigkeit usw., auch in der Ausführung des grossen Loses umzusetzen. Dank der guten Vorbereitung und Zusammenarbeit aller Beteiligten sind die Voraussetzungen gegeben, dass dieses Ziel erreicht wird.

Hauptlos Faido/Bodio aus der Sicht der Arbeitsgemeinschaft

Roland Baggenstos, Bauing.
Zschokke Locher AG, Aarau

1. Submission

1.1 Allgemeines zur Submission Gotthard Basistunnel

Unsere Bietergemeinschaft TAT hat die 4 Lose Bodio, Faido, Amsteg und Sedrun für den Basistunnel-Gotthard offeriert. Die Phase der Submission war geprägt durch ein äusserst intensives Zusammenführen der aus dem Papierberg von Submissionsunterlagen geforderten Auflagen und unseren Vorstellungen an Leistungen, Bauabläufen und Kostenermittlungen. Die zur Verfügung stehende Zeit war knapp. Ein starkes und effizientes Kalkulationsteam war im Einsatz.

Die Submissionstermine für die Offerten waren:

	Begehung:	Offerteingabe:
Bodio	04.07.2000	07.12.2000
Faido	05.07.2000	07.12.2000
Amsteg	10.08.2000	21.02.2001
Sedrun	09.08.2000	27.04.2001
Erstfeld	offen	offen

1.2 Amtsangebote Bodio und Faido

Die Amtsangebote Bodio und Faido waren in der Submission sehr unterschiedlich ausgeschrieben. Unter den gleichen Positionen sind in den beiden Leistungsverzeichnissen in vielen Fällen unterschiedliche Leistungen ausgesetzt. Ein Kopieren der Kalkulationen von einem Los zum anderen Los war praktisch ausgeschlossen.

1.2.1 Amtsangebot Bodio, Angebot A

Oströhre:

- TBM Doppelschild mit Tübbingausbau, d= 9.34 m

Weströhre:

- Gripper TBM mit Anker und Spritzbeton im L1* und L2, d= 8.80 m

Angebot: CHF 744 Mio

1.2.2 Amtsangebot Faido, Angebot A

MFS:

- Multifunktionsstelle mit Sprengvortrieb SPV, Anker und Spritzbeton.

Ost- und Weströhre:

- Gripper TBM mit Anker und Spritzbeton im L1* und L2, d= 9.34 m (Stahleinbau oder Ankereinbau)

Variante:

- Sprengvortrieb SPV mit Anker und Spritzbeton
- Diverse Optionen Richtung Los Sedrun

Angebot:

- CHF 952 Mio mit TBM-Vortrieb und Stahleinbau
- CHF 923 Mio mit SPV-Vortrieb

1.3 Variante Loszusammenlegung Bodio und Faido

Angebot G (Variante V6)

Die Vielfalt der anzubietenden Amtsvorschläge veranlasste uns Varianten auszuarbeiten, mit dem Ziel die gleichen Ausbruchs- und Sicherungssysteme für beide Baulose anzuwenden und durch eine Loskombination dem Bauherrn ein kostengünstigeres Angebot zu unterbreiten. Dadurch konnten auch die in den Besonderen Bestimmungen gegebenen Abhängigkeiten der beiden Baulose, die dem Bauherrn bei zwei Unternehmungen grössere Probleme verursacht hätten, berücksichtigt werden.

Mit dem Angebot G (Variante V6) der Loszusammenlegung der beiden Teilabschnitte Bodio und Faido haben wir unsere Vorstellungen für ein optimales Angebot an den Bauherrn erarbeitet. Diese Loszusammenlegung bringt für den Bauherrn Einsparungen von CHF 125 Mio.

Der Bauablauf sieht folgendes vor:

- Auffahren der beiden Röhren Bodio mit je einer Gripper TBM d= 8.80 m
- Umbau der Gripper TBM von d=8.80 m auf d=9.34 m in der MFS
- Auffahren der beiden Röhren Faido mit je einer Gripper TBM d= 9.34 m
- Erstellung der Innenverkleidung folgt in vorgesehennem Abstand zur TBM

Angebot: CHF 1'571 Mio

Offertabgabe Bodio und Faido:

Die entsprechende Papierflut für die Offertabgabe mit ca. 210 kg war die Folge.

Die erhoffte Ruhepause für das gesamte Kalkulationsteam zwischen den südlich vom Gotthard gelegenen Baulosen und den Losen Amsteg und Sedrun blieb aus.

Mit grossem Engagement wurden diese beiden nicht minder aufwendigen Baulose in der Submission bearbeitet.

1.4 Amtsangebote Amsteg und Sedrun

Die äusserst anspruchsvollen geologischen Voraussetzungen in beiden Losen, veranlasste den Projektierenden zu Bauvorgängen, die für uns nicht immer einfach nachvollziehbar waren.

1.4.1 Amtsangebot Amsteg

Angebot für Ost- und Weströhre mit:

- Gripper TBM mit Anker und Spritzbeton im L1* und L2, d= 9.55 m
- Diverse Optionen vor und im Tavetscher Zwischenmassiv, Richtung Los Sedrun

1.4.2 Amtsangebot Sedrun

Angebot für:

- Zusätzlichen Sicherheitsschacht
- Ost- und Weströhre:
 - Sprengvortrieb SPV, mit Anker und Spritzbeton
 - Diverse Optionen vor und im Tavetscher Zwischenmassiv, Richtung Los Amsteg
- Diverse Optionen Richtung Los Faido

2.1 Werkvertragsbereinigung mit Bauherr

Dabei wurden für beide Teilabschnitte Bodio und Faido im Frage- und Antwortspiel folgende Werkvertragsunterlagen bereinigt:

- Werkvertragsmantel
- Leistungsverzeichnis Bodio beide Röhren für Gripper TBM Vortrieb mit Anker und Spritzbetonsicherung
- Leistungsverzeichnis Faido mit den terminsichernden SPV Vortrieben in der MFS
- Technischer Bericht Bodio
- Technischer Bericht Faido
- Alle Anhänge zu den Technischen Berichten
- Sollbauzeittabellen mit den veränderten Vortriebslängen
- Gesamtbauprogramm mit den veränderten Vortriebslängen
- Detailprogramme Startphasen
- Installationspläne
- Besonderen Bestimmungen

2.2 Werkvertragsdossier

Zur Erläuterung des enormen Bearbeitungsaufwandes sei hier erwähnt, dass 65 Pläne überarbeitet und jeder Technische Bericht mit bis zu 60 Seiten aus dem Frage- und Antwortspiel ergänzt wurde.

Einmal mehr hat es sich in dieser Phase als ideal erwiesen, dass die gesamte Bearbeitung durch ein aus der Submissionsphase gut aufgebautes Arbeitsteam für diese heiklen Vertragsbereinigungsaufgaben eingesetzt werden konnte. Mit der Schlusskontrolle anhand des Vier-Augen-Prinzips wurde ein einheitlicher, qualifizierter und ausgewogener Vertragsbestandteil erstellt und dem Gesamtwerkvertrag zugefügt.

2.3 Werkvertragsunterzeichnung

Am 10.10.2001 war es soweit. Im Verkehrsmuseum in Luzern, eingebunden in die Spezialausstellung AlpTransit, unter dem Modellbogen des zukünftigen Gotthardbahntunnelprofils wurde der Werkvertrag unterzeichnet.

Werkvertragsunterzeichnung Peter Zbinden (AlpTransit Gotthard AG) und Arturo Henniger. (Zschokke Locher AG)

2.4 Teuerung und Technischer Bericht

Teuerung nach OIV

Das gesamte Verrechnungssystem der Teuerung nach OIV war bis zur Werkvertragsunterzeichnung nur mit dem Spartenschlüssel bereinigt.

Die Aufarbeitung der beiden Warenkörbe für Bodio und Faido ist äusserst zeitaufwendig und zur Zeit im Bereinigungsverfahren.

Technische Berichte

Die Überarbeitung der ca. 260 Seiten starken Technischen Berichte auf ein TB Handbuch ist vertraglich zugesichert, verlangt viel Fingerspitzengefühl und ist zur Zeit in Bearbeitung.

3. AVOR

3.1 Allgemeines

Parallel mit der Aufbereitung des Werkvertrages begannen die äusserst umfangreichen und arbeitsintensiven, aber auch hochinteressanten Arbeitsvorbereitungsarbeiten. Alles, was wir im Angebot für die Realisierung dieses Grossauftrages uns vorgestellt und angenommen hatten, muss jetzt in die Realität umgesetzt werden.

Dazu wurden Bearbeitungstermine, Beschaffungsfristen und Bestelltermine festgelegt.

3.2 AVOR-Gruppen

Zur Bewältigung dieser Aufgaben wurden verschiedene Fach-AVOR-Gruppen gebildet, die je unter der Leitung eines TK-Mitgliedes stehen.

AVOR Zielsetzungen

Unser aller AVOR-Ziel war und ist es auch weiterhin, den Markt spielen zu lassen. Deshalb werden, wenn immer möglich, pro Aufgabenkreis mindestens 3–4 Anbieter für Subunternehmerleistungen oder Lieferantenleistungen nach unseren verfeinerten Ausführungswünschen und Pflichtenheften in bezug auf Technik, Verfahren und Kosten zur Offertstellung einbezogen.

Die vielfältige Verknüpfung der einzelnen Teilgebiete macht ein immer wieder gegenseitiges Abstimmen in der Technischen Kommission notwendig.

3.3 Grundsatzentscheide in der TK und BK

Die laufenden Bearbeitungsstände und Anträge aus den AVOR-Arbeitsgruppen werden der Technischen Kommission TK zur Vorentscheidung und Abstimmung zum Gesamtprojekt unterbreitet. Die TK ihrerseits bereitet für die BK Beschaffungsanträge mit Blick auf die Vergabebudgets aus der Kalkulation auf. Die Baukommission BK ihrerseits entscheidet über die Vergabe des Beschaffungsantrages. Es kann und ist auch vorgekommen, dass von der TK vorbereitete Beschaffungsanträge aus strategischen Gründen durch die Baukommission BK anders vergeben wurden.

TBM Tunnelbohrmaschine:

- Gripper TBM Systeme
- Option für Förderbandschutterung im TA Bodio für den Ausbruch TA Faido
- SPV Vortrieb in den Querschlägen:
- Konventioneller SPV Vortrieb
- Mobile Ausbruchverladeinstallation
- SPV Vortrieb MFS:
- Konventioneller SPV Vortrieb
- Schutterung in Startphase mit Pneufahrzeugen
- Schutterung nach Startphase mit Förderband

Bahnschutterung:

- Gleisbetrieb für Ausbruchtransporte/Versorgung
- Option Förderbandschutterung im TA Bodio für den Ausbruch TA Faido

Kommunikation:

- Telefon
- Funk
- Zugsteuerung

Kühlsysteme:

- Bodio: dezentrale Kühlung gemäss Richtprojekt des Bauherrn
- Faido: dezentrale Kühlung nicht gemäss Vorschlag des Unternehmens

Rotationskippanlage:

- Rotationskippanlage, für 2 x 5 Schutterwagen à 25 m³ lose gleichzeitig

Prallmühlebrecheranlagen:

- leistungsfähige Anlagen für das zu erwartende Überkorn
- Prallmühlebrecheranlagen, 2 x 800 mm
- Maulöffnung mit einer Leistung von 200 to/h pro Linie

3.4 Bisherige Bestellungen in der TK und BK

Die Beschaffung bzw. die Bestellung der einzelnen Geräte, des Inventars und des Materials zeigt sich gegenüber der ursprünglichen Annahme wesentlich zeitaufwendiger.

Heute haben wir ca. 60 Werklieferverträge und Mandatsverträge erstellt.

- Qualität, Baugewicht, Wagensteifigkeit
- Belade- und Entladezeit der 12 m³ Nachmischerwagen
- Lieferfähigkeit
- evtl. Kauf von Occasionsgeräten aus anderen laufenden Baustellen
- Wiederverwendung, Wiederverkauf
- Garantien für Anzahlungen
- Kosten

3.5 Tunnelbohrmaschinen TBM

Die Beschaffung der beiden TBM's mit Nachlaufkonstruktionen wurde aus terminlichen Gründen (12 Monate Lieferfrist) bereits am 27.09.2001 durch einen Werkvertrag mit dem künftigen Lieferanten Herrenknecht bestätigt.

Die Evaluierung dieser beiden Hartgestein TBM's mit dem Bohrdurchmesser von 8.80 m für den TA Bodio und erweiterbar im Bohrkopf auf 9.34 m für den TA Faido erfolgte aus den 3 guten Angeboten Robbins, Wirth und Herrenknecht, wobei ein richtiger Ausscheidungskampf nach Punkten geführt wurde. Dabei führten folgende Kriterien zur Vergabe an Herrenknecht:

- Spritzbetonsicherung im L1*
- Bohrkopf für Hartgestein
- Gripper Verspannung auf ungenügend ausgehärtetem Spritzbeton
- Arbeitsaufwand der Bedienungsmannschaft im L1 und L2
- Sicherheiten, Erfüllungsgarantie
- Streitkultur im Ausführungsfall
- Kosten

Aus der Summe dieser Kriterien war das Consorzio TAT trotz Mehrkosten bereit aufgrund der technischen Vorteile und der Risikobetrachtung der Firma Herrenknecht den Auftrag zu erteilen.

3.6 Rollmaterial: Loks und Wagen

Die ausschlaggebenden Kriterien für die Beschaffung dieser logistischen Schlüsselgeräte sind:

- Leistungsfähigkeit der Motoren und Euro 3
- Achsabstände
- Raddurchmesser
- Radlager
- Kupplungen

Das Consorzio TAT hat sich deshalb:

- für die ca. 45 Loks für die Firma Schöma entschieden
- und für die ca. 240 Wagen für die Firma Mühlhäuser entschieden

3.7 Rotationskippanlage und nachgeschaltete Prallmühlebrecer

Die Leistungsfähigkeit dieser Anlagen sind für eine mittlere Vortriebsleistung der TBM von ca. 32 m pro 18 h/AT ohne Behinderung durch Sicherungsmassnahmen, der Unterscheidung von A und B Material sowie durch die gesicherte Mengenabnahme des Ausbruches vom Nachbarlos bestimmt.

Das Brechen von Niederbruchmaterial aus dem Gewölbe, das aus den Querschlägen anfallende SPV Material und allfälliges Überkorn aus dem TBM Vortrieb wird mit direkt in die Bandstrassenlinie integrierten Prallmühlebrecern auf die geforderten Korngrößen von max. 150 mm gebrochen.

Ein Notaustrag sorgt dafür, dass bei einem allfälligen Unterbruch des Nachfolgeloses der TBM Vortrieb nicht eingestellt werden muss.

3.8 Betonproduktion

Die Betonproduktion für beide Teilabschnitte mit ca. 1'250'000 m³ unterschiedlichen hochqualifizierten Betonsystemen verlangt eine aussergewöhnliche Betonanlage, sowohl in Bodio wie auch in Faido.

Durch unsere Loskombination Bodio und Faido zeichnet sich die Möglichkeit ab, den Beton für beide TBM Vortriebe und den Innenausbau in Bodio herzustellen, zumal der Kies-Sand für den TA Faido gemäss den BB sowieso vom TA Bodio durch die neu erstellte Oströhre antransportiert werden muss.

Der Beton, ca. 70'000 m³, für die SPV Vortriebssicherung in der MFS TA Faido wird anfänglich über Tag und ab ca. Mitte 2003 unter Tag mit einer kleineren Anlage hergestellt und mit Pneufahrzeugen zugeführt.

Das Consorzio TAT hat sich nach intensiven Abklärungen entschieden, die gesamte Betonproduktion (Anlagen, Betonproduktion und Verlad auf die Nachmischer) der Firma Holcim als Subunternehmer zu vergeben.

Damit gleichzeitig 2 Züge und falls erforderlich unterschiedliche Betonsorten verladen werden können, besteht sie aus einer Zwillingsanlage mit Zwangsmischern à 3 m³ Inhalt und den erforderlichen Silos für Zement und Zuschlagstoffe. Die imposante Anlage wird über 32 m hoch und über Bänder direkt ab der Materialaufbereitungsanlage des Loses 506 mit Zuschlagsstoffen beschickt.

4. Ausführung

Die Ausführung dieser interessanten Baulose konnte termingemäss am 01.12.2001 in Bodio und Faido begonnen werden.

Die Schnittstellen mit den übrigen, sich schon auf Platz befindlichen Baulosen, bringen heute für uns als Nachfolgeunternehmung allerdings einige harte Positionsausinandersetzungen mit sich. Die Abstimmung der unterschiedlichen Bauleitungen auf gleichem Platz trägt das seine dazu bei.

4.1 Organigramm Consorzio TAT

Baukommission

Die Federführung (FF) liegt bei Zschokke Locher AG
 Vorsitz A. Henniger ZL

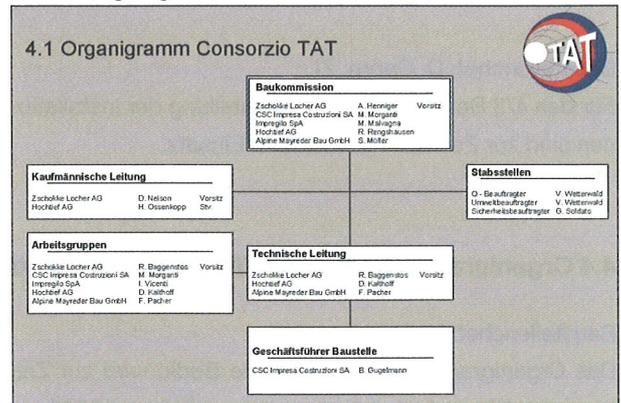
Kaufmännische Leitung

Die FF liegt bei Zschokke Locher AG
 Vorsitz D. Nelson ZL
 Stv. H. Ossenkopp HT

Technische Leitung

Die FF liegt bei Zschokke Locher AG
 Vorsitz R. Baggenstos ZL
 Stv. D. Kalthoff HT
 Stv. F. Pacher AM

Bild 1: Organigramm Consorzio TAT



4.2 Organigramm Consorzio TAT Baustellenleitung

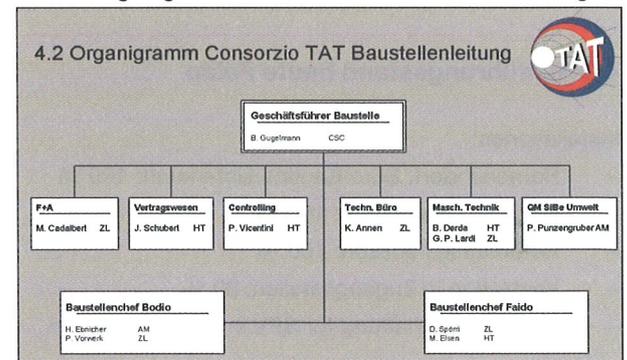
Die Ausführung dieser grossen Aufgaben verlangt auch eine Organisation die jederzeit kompetent und mit den entsprechenden Stellvertretungen während 7 AT/Wo sichergestellt ist.

Dazu ist eine für beide Baustellen übergeordnete Baustellen-Direktion mit den entsprechenden Stabsstellen eingesetzt worden.

Die Baustellenleitung setzt sich wie folgt zusammen:

- Baustellenleitung: Vorsitz, B. Gugelmann, CSC
- Baustellenchef Bodio: H. Ebnicher, AM
- Baustellenchef Faido: D. Spörri, ZL
- Leiter Technisches Büro: K. Annen, ZL
- Leiter Finanzen und Administration: M. Cadalbert, ZL

Bild 2: Organigramm Consorzio TAT Baustellenleitung



Auf der Baustelle Consorzio TAT sind zu Zeit ca. 37 Technisches/Kaufmännisches Personal im Einsatz.

4.3 Organigramm Consorzio TAT Baustelle Faido

Baustellenchef: D. Spörri, ZL

Für den 4/3 Betrieb und die Fertigstellung der Installationen sind zur Zeit ca. 145 Mann im Einsatz.

4.4 Organigramm Consorzio TAT Baustelle Bodio

Baustellenchef: H. Ebnicher, AM

Das Organigramm für die Baustelle Bodio wird zur Zeit bereinigt. Für die Installationen sind zur Zeit ca. 100 Mann im Einsatz.

4.5 Ausführungsstand heute Bodio

Installationen:

- Barackendorf, Büro Kantine Unterkunft: 80 %
- Magazin, Werkstätte: 0 %
- Betonanlage: 50 %
- Rotationskippanlage: 80 %
- Gleisanlagen, Übertag: 10 %
- Stromversorgung: 10 %

Bauleistungen:

- Montagekavernen und Startröhren für TBM's 100 %

4.5 Ausführungsstand heute Bodio

Die eigentlichen Bauleistungen beginnen erst am 01.11.2002

4.6 Ausführungsstand heute Faido

Installationen:

- Barackendorf, Büro Kantine Unterkunft: 100 %
- Magazin, Werkstätte: 100 %
- Betonanlage aussen: 100 %
- Ventilation in Zugangsstollen: 80 %
- Inventarbeschaffung für SPV in der MFS: 100 %

Bauleistungen: Sprengvortrieb in der MFS, Start 04.03.2002 bisher 33'000 m³

4.7 Niederbruch in der Querkaverne Faido am 11.04.2002

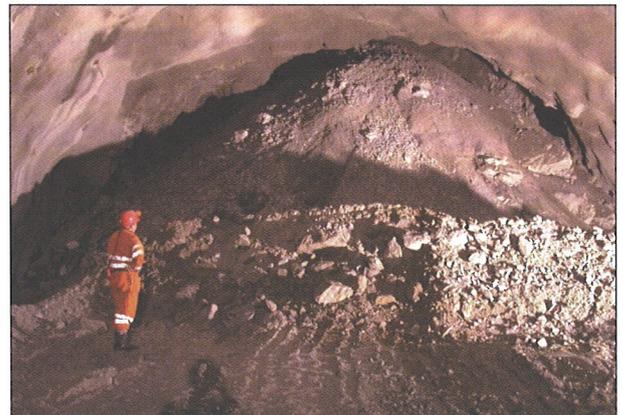
Geologie: Leventinagneis

Niederbruchmaterial: Spröde Quarzlinse, 2 bis 3m mächtig, 20 bis 30m lang, welche ins Profil abtaucht.

Ursache: Sprödigkiet und ungenügende Festigkeit der Quarzlinse

Massnahmen: In Absprache mit Bauleitung sehr umfangreiche Stahleinbauten, Spiesse und Betonverfüllungen in Kleinstetappen

Bild 3: Niederbruch in der Querkaverne Faido



4.10 Ausblick auf das Bauprogramm

Teilabschnitt Bodio

Start TBM Montage, Oströhre	18.08.2002
Start TBM Anfräsen, Oströhre	01.11.2002
Start TBM Montage, Weströhre	01.11.2002
Start TBM Anfräsen, Weströhre	01.02.2003
Durchschlag TBM Vortrieb Oströhre	11.04.2005

Teilabschnitt Faido

SPV Vortrieb in der MFS bis	30.11.2004
-----------------------------	------------

Fertigstellung

Fertigstellung der Bauleistungen	28.01.2010
----------------------------------	------------

NEAT heisst für uns Tunnelbauer

N	Nie mehr
E	ein
A	arbeitsfreier
T	Tag

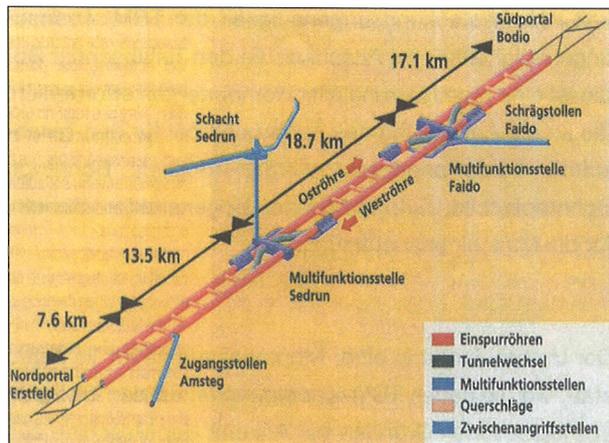
Hauptlos Faido/Bodio aus der Sicht des TBM-Herstellers

Ulrich Rehm, Dr. Ing., Herrenknecht AG;
Michael Knabe, Dipl. Ing., Herrenknecht AG
Dr. Ing. E.h. Martin Herrenknecht, Herrenknecht AG

1. Einleitung

Das Schweizer Volk hat mit seiner mehrheitlichen Zustimmung der leitungsabhängigen Schwerverkehrsabgabe (LSVA) vom 27.9.1998 den finanziellen Hauptpfeiler für die Realisierung der neuen Alpentransversalen gestellt. Damit wird der nahezu Verzehnfachung des Strassengütertransportaufkommens zwischen 1979 und 1997 Rechnung getragen, die um ein Vielfaches über der im gleichen Zeitraum liegenden Zunahme auf der Schiene mit nur ca. 29% liegt. Im Gesamtinvestitionsvolumen von 30,5 Milliarden SFR für das Modernisierungsprogramm der Bahn (BAHN2000 und NEAT) ist unter anderem der Bau des längsten Eisenbahntunnels der Welt enthalten – der Gotthardbasistunnel – womit ein weiteres Mal der innovative Mut und die Entschlossenheit der Schweizer zum Ausdruck kommt.

Bild 1: Jahrhundertbauwerk – Gotthard-Basistunnel



Allen beteiligten Planern, Unternehmern und Geologen wird eine hohe Verantwortung und Professionalität abverlangt, um dem Willen des Volkssouveräns Folge zu leisten und damit im Jahr 2011 die Züge durch die beiden 57 km langen richtungsgetrenten Einspurrohren des neuen Gotthard-Eisenbahntunnel von Erstfeld nach Bodio rauschen können.

Die Realisierung dieses Jahrhundertprojektes wird in diesem Beitrag aus der Sicht des TBM-Herstellers geschildert.

2. Anforderungen

Die projektspezifischen Anforderungen zum Bau des neuen Gotthard-Basistunnels sind in erster Linie in den umfangreichen Ausschreibungsunterlagen formuliert, die der ausführenden Seite als Basis für die verfahrenstechnische sowie finanzielle Planung dienen. Die Qualität des Bauwerks korreliert somit u.a. mit der Qualität der Ausschreibung, bzw. der geologischen Voruntersuchungen, die für den Gotthardbasistunnel bereits 1963 begannen. Nach zahlreichen weiteren Projektierungsphasen kam man schliesslich zu dem Ergebnis «Die Projektierung ist heute im Besitze aller erforderlichen geologischen Grundlagen und der Kenntnisstand ist soweit fortgeschritten, dass im Rahmen der Ausschreibungen kein wesentlicher Interpretationsspielraum mehr vorhanden ist» [1]. Diese Aussage mag für gewisse Bereiche der geplanten Trasse vielleicht zutreffen, aber die felsmechanische Realität kann einem bekanntlich ganz schnell einholen, weshalb der TBM-Hersteller ein umfangreiches Fachwissen in allen den maschinellen Tunnelvortrieb tangierenden Fachdisziplinen aufweisen muss.

Die Besonderen Bestimmungen der Ausschreibung bilden das Fundament für die Planung der TBM, um das optimale Werkzeug für den maschinellen Tunnelvortrieb zur Verfügung zu stellen, mit dem man sich in die am Gotthard-Basistunnel bisher noch nie da gewesene Bedingungen wagt.

Darüber hinaus bedarf es des entscheidenden Feintunings für den Bau der TBM, das durch die Erfahrung des TBM-Herstellers und des Unternehmers umgesetzt wird.

Dies verlangt vom TBM-Hersteller neben der hohen maschinentechnischen Qualifikation zudem Systemlösungen in den Bereichen Verfahrenstechnik, Bauingenieurwesen und Geologie ab. Damit verbunden sind z.B. quantitative Aussagen zu Vortriebsleistungen der TBM, spezifische Verschleissraten bzw. -kosten, die hinsichtlich der extrem langen Tunnellänge des Gotthard-Basistunnels und Überlagerungshöhen bis zu 2300 m schwer

abzuschätzen sind. Hierzu gehört zudem die logistische Meisterleistung des Transports und der Montage der jeweils ca. 2500 Tonnen schweren Vortriebsmaschinen, die nur unter äusserst beengten Platzverhältnissen im Berg montiert bzw. modifiziert werden können.

Das Projekt Gotthardbasistunnel stellt allerhöchste Ansprüche an den TBM-Hersteller, die nur durch eine konstruktive Zusammenarbeit aller am Projekt Beteiligten erfüllt werden können.

3. Teilabschnitte Bodio/Faido

Die beiden Teilabschnitte Bodio/Faido wurden als Gemeinschaftsauftrag an die Arbeitsgemeinschaft TAT bestehend aus den Firmen Zschokke Locher AG, HOCHTIEF AG, Alpine Mayreder Bau, CSC und Impregilo S.p.A. vergeben. Dies wirkte sich positiv auf den Zeitaufwand für den Bau der TBM aus, da man es mit denselben Partnern für zwei unterschiedliche Bauabschnitte zu tun hat.

Die Längen der Teilabschnitte Bodio/Weströhre und Faido/Weströhre betragen 16,2 km bzw. 15,1 km während die Teilabschnitte Bodio/Oströhre und Faido/Oströhre 13,5 km bzw. 14,6 km lang sind. Somit werden ca. 60 km Tunnel mit nur 2 Tunnelbohrmaschinen aufgefahren.

Aufgrund der geologischen Randbedingungen am Südportal bei Bodio muss mittels eines 1,2 km langen Stollens eine ca. 800 m lange Lockergesteinsstrecke, die innerhalb des Gotthardbasistunnels liegt, umgangen werden, der zur Montagekaverne für die TBM führt. Dieser Umgehungsstollen sowie die Montagekaverne mit ihren begrenzten Abmessungen und den daraus resultierenden eingeschränkten Krankapazitäten stellen allerhöchste Anforderungen an den TBM Hersteller, der neben dem maschinentechnischen auch das baubetriebliche Konzept zur Realisierung des Transports und der Montage entwickeln muss.

Dabei trägt die Modulbauweise des maschinellen Tunnelvortriebs einen entscheidenden Vorteil bei, weil die TBM in entsprechende Segmente zerlegt werden kann, die u.a. den zulässigen Abmessungen der Strassenverkehrsordnung genügen müssen. Ein Teil der TBM-Schwertransporte wird zunächst nach Luzern am Vierwaldstätter See gefahren und dort verschifft. Bei Flüelen geht es dann wieder auf die Strasse Richtung Gotthard-Strassentunnel, der nur zu bestimmten Nachtzeiten an bestimmten Wochentagen mit übergrossen Gütern, passiert werden darf.

Beide Teilabschnitte unterscheiden sich grundlegend in ihrem Ausbruchdurchmesser, da sich aufgrund der mit dem Vortrieb von Bodio aus zunehmenden Überlagerungshöhe und wechselnden Geologie unterschiedliche felsmechanische Auswirkungen für den geschaffenen Hohlraum ergeben. Der Teilabschnitt Bodio wird mit einem Ausbruchprofil von 8,83 m Durchmesser und der Teilabschnitt Faido mit 9,33 m (bzw. 9,63 m mit Überschneider) aufgefahren.

Bild 2: Modulbauweise für den maschinellen Tunnelbau



Damit wird die Einhaltung aller betrieblichen Vorgaben gegeben sowie Konvergenzen, die Gesamtausbaustärke entsprechend der Normalprofile der Ausschreibung sowie alle baubetriebliche Toleranzen (Steuerungsungenauigkeit inkl. Absteckungsungenauigkeit der TBM, Ausbaungenauigkeiten). Im Anschluss an den Teilabschnitt Bodio ist eine Modifizierung aller Komponenten erforderlich, die an die Aufweitung des Ausbruchprofil für den Teilabschnitt Faido angepasst werden müssen: Bohrkopf, Bohrkopfschild, Gripperschuhe, Bogenrektor, Schuhe für die Maschinenabstützung.

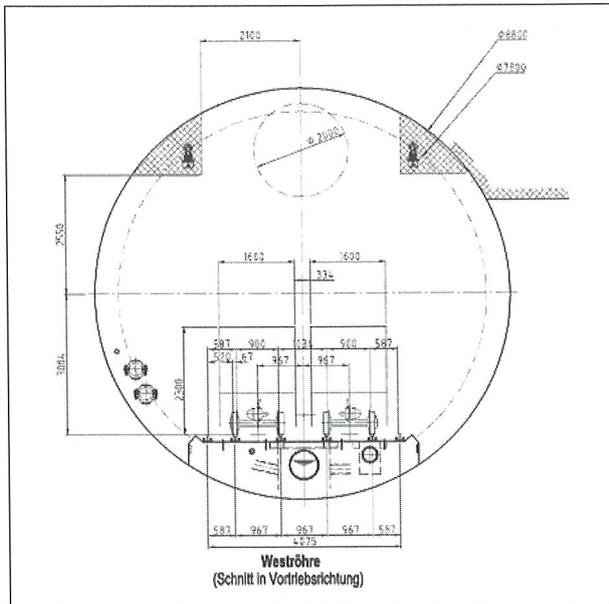
Der Umbau findet in einer Montagekaverne im TA Faido statt, wo die neuen TBM-Komponenten für den TA Faido aus logistischen Gründen vor Ankunft der Maschine aus dem TA Bodio über den 12,7% geneigten Zugangsstollen platziert werden müssen.

4. Tunnelbohrmaschinen

Bei den Tunnelbohrmaschinen zur Auffahrung der beiden Teilabschnitte Bodio/Faido handelt es sich um einfach verspannte Gripper-TBM mit Vollausbuch und der entsprechenden Nachläuferlogistik. Das Konzept für den maschinellen Tunnelvortrieb zur Umsetzung dieser tech-

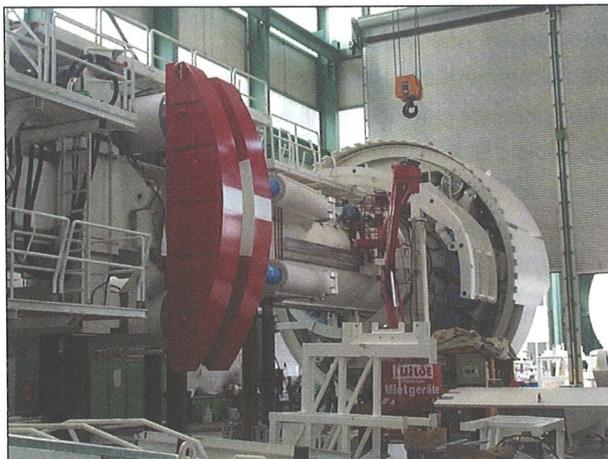
nisch interessanten und anspruchsvollen Aufgabe basiert auf dem Prinzip, möglichst grosse Sicherheit und Bewegungsfreiheit auf der Maschine für das Personal bei hoher Qualität der Arbeitsverhältnisse und der daraus resultierenden hohen Qualität des Bauwerks.

Bild 3: Ausbruchquerschnitt Bodio



Technische Daten der beiden TBM:

Gewicht (o. Nachläufer):	ca. 1,100 t
Gewicht Nachläufer:	ca. 1,500 t
Länge Maschine m. Nachläufer:	400 m
Antriebsleistung:	3,500 kW
Bohrdurchmesser:	8,83/9,33/9,63 m
max. Bohrkopfanpresskraft:	16,020 kN
max. Vorschubkraft:	27,488 kN
max. Verspannkraft:	72,142 kN
Anzahl Schneidrollen:	58/62
Durchm. Schneidrollen:	17"
Schneidraddrehmoment:	5,600 (6 rpm)/13,627 kNm



Das einfach verspannte Grippersystem bietet den Vorteil eines grossen Arbeitsbereichs L1 bzw. einer Arbeitszone L1* zur Sicherung der Firste unmittelbar hinter dem Bohrkopf mittels Felsanker, leicht verankerter Stahlprofile und Kopfschutznetze, Spritzbeton, Verzugsnetze oder Verzugsblechen.

Der Einbau des Kopfschutzes mit Matten erfolgte bislang händisch im ungesicherten Maschinenbereich zwischen Spanschild und Gripperanspannung. Um für das Personal eine höhere Arbeitssicherheit zu erreichen, wurde diese Grundkonzeption modifiziert. Für die Bedienung der Ankerbohrgeräte und das Setzen der Felsanker wurden Schutzdächer für die Arbeitskörbe und Arbeitsbühnen konzipiert, die unterhalb des Lamellendachs des Spanschildes angeordnet sind.

Der Kopfschutz wird teilmechanisiert mit einer Netzversetzereinrichtung eingebracht. Diese Tragkonstruktion wird während der Ankerbohrarbeiten nach hinten verfahren und gibt so den Arbeitsraum für die Bohrarbeiten frei. In dieser rückwärtigen Position wird die Netzversetzereinrichtung mit Bewehrungsmatten bestückt. Sind die Versetzereinrichtung bestückt und die Ankerbohrgeräte aus dem Arbeitsraum herausgenommen, wird die Versetzereinrichtung zur Einbauposition verfahren.

Die Ausbausetzvorrichtung, die TH-Profile versetzen kann, ist direkt hinter dem Bohrkopfträger montiert. Die Ringsegmente werden mittels Transportwagen über dem Maschinenrahmen zum Erektor transportiert. Die Versetzvorrichtung besteht aus einem verzahnten Ring (Bild 6), der durch einen Hydraulikmotor mit Antriebsritzel gedreht wird und einer Klemmvorrichtung, um die Ringsegmente zu halten.

Im vorderen oberen Bereich über der Gripperführung ist das fest installierte Sondierbohrgerät angeordnet. Die Ankerbohrgeräte sind längs verschiebbar und erlauben somit ein unabhängiges Arbeiten vom aktuellen Bohrhub.

Bild 4: Vortriebsanlage Bodio in der Montagephase im Werk Herrenknecht

Bild 5: Netzversetzeinrichtung (Lötschberg)



Bild 6: Verzahnter Ring der Versetzvorrichtung



Die Längsverschiebung beträgt je TBM Hub zwischen 2 und 4 m. Für das Erfassen der vorgegebenen Ankerbereiche wurden 2 unabhängig voneinander verstellbare teleskopierbare Ankerlafetten gewählt, die einen Bereich von 270° im First- und Ulmenbereich erfassen. Auf dem Lafettenträger ist ein Spritzbetonroboter montiert, der einen Bereich von 250° in Umfangsrichtung erfasst. Dabei werden die Ankerbohrlafetten eingefahren und nach unten geparkt. In geologisch schlechten Zonen, wo Injektionen erforderlich sind, können die Lafettenträger in Vortriebsrichtung geschwenkt werden, um somit über dem Spanschild rundherum Injektionen in das Gebirge einzubringen.

Bild 7: Lenkzylinder zur Steuerung während des Bohrprozesses



Aufgrund der statischen Bestimmtheit des Systems während des Verspannens durch die Gripperschuhe und dem Auflagerpunkt des Sohlschuhs am Bohrkopf kann die TBM während des Bohrprozesses über die horizontal und vertikal wirkenden Lenkzylinder (s. Bild 7) gesteuert werden. In Kombination mit einer schnellen Umsetzzeit erhöht sich somit die zur Verfügung stehende Bohrzeit.

Der Bohrkopf wird flach ausgeführt mit versenkten Bohrwerkzeugen, um den Überhang der Ortsbrust im Bereich der Kalibermeißel zu limitieren. Hydraulisch ausfahrbare Überschneider mit Räumer gewährleisten ein Überprofil von radial 150 mm. Der Bohrkopf ist mit mehreren Sprühdüsen zur Kühlung bestückt.

Bild 8: Flacher Bohrkopf mit Spannschild und Gripper (Lötschbergmaschine)

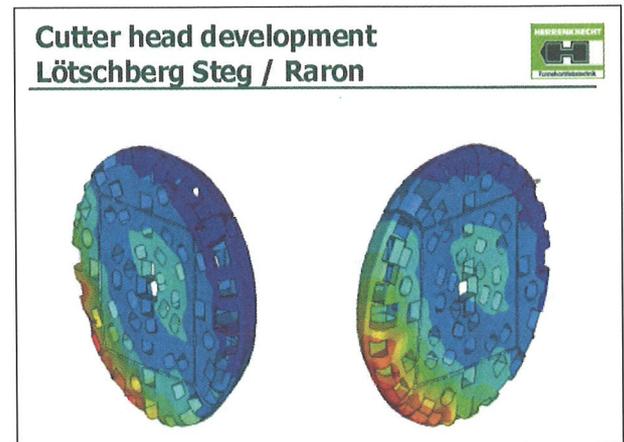


Standardwerkzeug bei grossen TBM ist heute die 17"-Diskenrolle mit einer möglichen Meisselbelastung von 267 kN. Grössere Bohrwerkzeuge, wie in der Vergangenheit verschiedentlich vorgeschlagen, haben sich auf Grund des hohen Gewichts als unhandlich beim Meisselwechsel erwiesen.

Die 17"-Diskenrolle stellt den günstigsten Kompromiss zwischen der Forderung nach einer Vergrösserung des Werkzeugdurchmessers zur Steigerung von Meisselbelastung und Standzeit einerseits und dem noch handhabbaren Werkzeuggewicht beim Werkzeugwechsel andererseits dar. Bohrwerkzeuge, deren Herstellung und Weiterentwicklung stellen eine Schlüsselqualifikation für den erfolgreichen TBM-Einsatz dar. Als schwächstes Glied in der Kette der Bohrtechnologie bei grossen Gripper-TBM erwies sich in jüngster Vergangenheit die Einbindung der Rollenmeissel bzw. Meisselgehäuse in den Stahlbau des Bohrkopfs. Die zur Erzielung hoher Netto-bohrgeschwindigkeiten erforderlichen hohen Drehzahlen des Bohrkopfes und die hohen Anpresskräfte verursachen infolge der auftretenden Vibrationen auch bei einer steifen und spielfreien Bohrkopfkonstruktion Risse an den Rollenmeisselgehäusen, welche bei grossen TBM verschiedener Hersteller aufgetreten sind und auf Grund der erforderlichen Schweißarbeiten zu Unterbrechungen der Vortriebe geführt haben.

Dabei traten sowohl Risse an den Auflagerplatten unterhalb des Gehäuses als auch in den Ecken der Gehäuseoberseite auf. Es ist anzunehmen, dass Risse an der Bohrkopfoberseite durch die Gesamtverformung der Bohrkopfstruktur verursacht werden (Bild 9) während die Risse an den Auflagerleisten durch die Einleitung der Schneidkraft in den Stahlbau des Bohrkopfes entstehen.

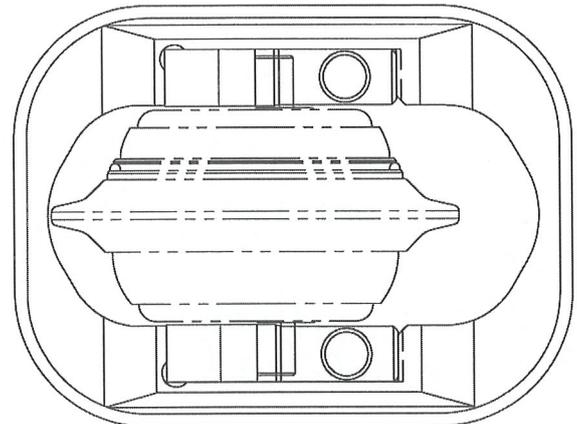
Bild 9: Gesamtverformung der Bohrkopfstruktur einer TBM



Zur Überprüfung dieser Annahmen wurden Versuche mit verschiedenen Gehäusevarianten durchgeführt, um eine Verbesserung der Dauerfestigkeit des Gesamtsystems Gehäuse-Bohrkopfumgebung zu erzielen.

Es zeigte sich, dass die Gesamtverformung des Bohrkopfs massgebend für das Auftreten von Schäden ist, die eine Reparatur erfordern.

Bild 10: Modifiziertes Lagergehäuse



Mit geänderten Lagergehäusen wurden die Versuche wiederholt, um die durchgeführten Änderungen im Vergleich zum Referenzgehäuse beurteilen zu können. Umfangreiche Detailverbesserungen führten schliesslich zu einem neuen Lagergehäuse, das hinsichtlich Rissbild und Rissausbreitung bei Dauerbelastung erheblich optimiert werden konnte. Das neue Lagergehäuse (Bild 10), welches mittlerweile für die TBM des Lötschberg-Basistunnels eingesetzt wird, zeichnet sich durch grosse ausge rundete Ecken zur Verringerung der Spannungsspitzen und ein breiteres Gehäuse aus [2]. Erkenntnisse aus dem Lötschbergvortrieb fliessen zudem in des Bohrkopfdesign ein.

Eine Optimierung der Korngrösse des Ausbruchmaterials steigert die Wirtschaftlichkeit der Aufbereitung von Betonzuschlägen aus TBM-Fräsmaterial. Die Kornverteilung des TBM-Ausbruchmaterials wird entscheidend beeinflusst vom Abstand der Schneidrollen (spacing), weshalb u.a. für den TBM Vortrieb am Gotthard ein möglichst grosser Schneidrollenabstand von 90 mm angestrebt wurde.

Die in den Ausschreibungsunterlagen geforderte Ort betonherstellung der Sohle führte zu einem anspruchsvollen Nachläuferkonzept, das die TBM auf fast 400 m Länge anwachsen lässt. Der Nachläufer besteht im wesentlichen aus den Komponenten:

Übergabebereich NL/TBM; Nachläufer 1 mit Konsolidierungsbereich L2 (Ankern, Spritzen, Arbeitsbühnen), Nachläufer 2 (Sohlbeton, Materiallager und -transfer), Doppelgleisbahnhof als Versorgungstrakt, Schutterbereich und Leitungsverlängerung.

Bild 11: Schreitwerk zwischen NL1 und NL2

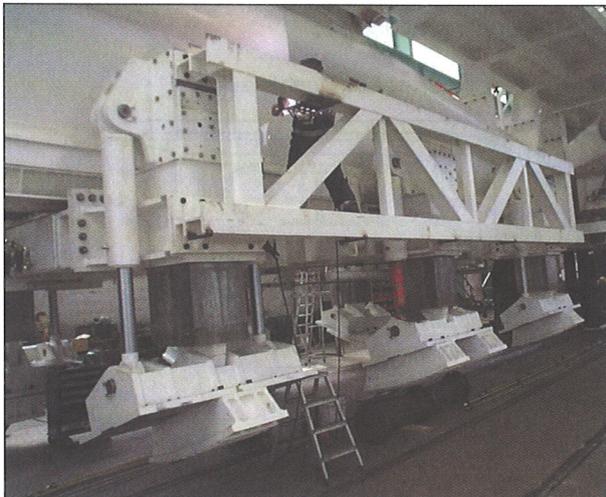


Bild 12: Spritzroboter für den L2*-Bereich mit Auffangblech für den Spritzbetonrückprall

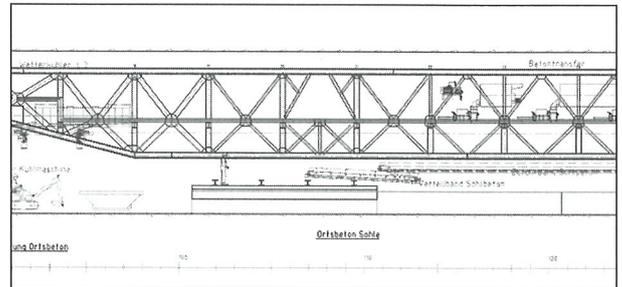


Der Übergabebereich zwischen NL und TBM ist grosszügig gestaltet, um einen ungehinderten Materialfluss zu gewährleisten. Auf dem NL 1 sind das Ankerbohrgerät, die Arbeitsbühne und der Spritzbetonroboter montiert.

Die Schreitwerkbrücke für den Konsolidierungsbereich ist als Fachwerkkonstruktion konstruiert, in deren Innerem der Personendurchgang und Materialfluss geschützt erfolgt. Dies erhöht die Sicherheit des Personals entscheidend.

Der NL 2 überbrückt den ganzen Sohlbetonbereich soweit, dass mindestens 2 Tagesleistungen von ca. 30 m vor Belastung der Sohle aufgefahren werden können. Die Arbeiten in der Sohle sind damit völlig geschützt von jeglichen Vorgängen über Kopf. Der Sohlbeton wird ab Nachläuferheck über gleisgebundene Transportwagen über eine Förderbandanlage zur Betonierstelle gebracht.

Bild 13: Ausschnitt NL 2 Fachwerkkonstruktion mit Einbau Betonsohle



Der Doppelgleisbahnhof ab NL 3 mit integrierter Kreuzungsweiche/Auffahrrampe ermöglicht die Versorgung der Sohlbetonbaustelle sowie des restlichen Vortriebes (Stahlbögen, Anker, Netze, Spritzbeton) völlig unabhängig voneinander. Damit wird eine optimale Flexibilität in der Planung und Anlieferung aller Verbrauchsmaterialien erreicht. Im Oberdeck dieses Bereichs ist die Hauptinfrastruktur für die TBM angeordnet.

Der Schutterbereich ist als offene Portalstruktur mit Bandbeladenwagen ausgebildet.

5. Fazit

Der TBM-Hersteller von heute muss neben seiner maschinenbautechnischen Qualifikation zudem in den Fachdisziplinen Bauingenieurwesen, Verfahrenstechnik und Geologie versiert sein, um Systemlösungen anbieten zu können, die die hohen Anforderungen beim Auffahren des Gotthard-Basistunnel erfüllen. Dies erfordert zudem die konstruktive Zusammenarbeit aller am Projekt Beteiligten,

damit der Entschlossenheit des Schweizer Volkssouveräns Folge geleistet werden kann. Die bisherigen Erfahrungen am Lötschberg zeigen, dass dieses Konzept erfolgreich aufgeht, womit berechnete Zuversicht besteht, den längsten Eisenbahntunnels der Welt durch das Gotthard-Massiv nach Plan zu erstellen.

Literatur

[1] T.R. Schneider: Gotthard-Basistunnel: Strategie der geologischen Untersuchungen; ISBN 9054104805; 1999

[2] Wehrmeyer G. & Burger W. & Knabe M.: Herausforderungen im Hartgestein: TBM-Entwicklungen, Projekte und Trends, Tunnel (STUVA) Sonderdruck

Materialbewirtschaftung

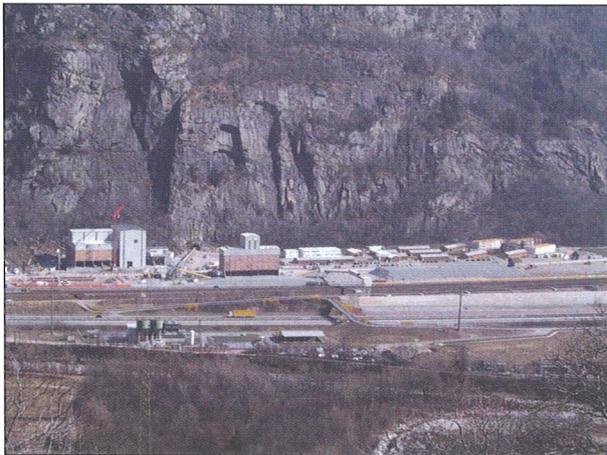
Aufbereitung Ausbruchmaterial am Beispiel Bodio

Matthias Kruse, Dipl. Bauing. ETH
Ernst Basler + Partner AG, Zollikon

1. Einleitung

Was haben Tunnelbaustellen und Eisberge gemeinsam? Beiden ist gemeinsam, dass nur ein kleiner Teil sichtbar ist. Sobald die Tunnelbohrmaschinen im Berg verschwunden sind, entzieht sich der Bau weitgehend der Öffentlichkeit. Was sichtbar bleibt – und damit auch gehört und gespürt werden kann – sind hauptsächlich die bauleistenden Einrichtungen für die Ver- und Entsorgung. Einen Hauptblickfang bilden dabei die umfangreichen Anlagen für die Bewirtschaftung des Tunnelausbruchmaterials (Bild 1).

Bild 1: Blickfang Materialbewirtschaftung: Installationsplatz Bodio



2. Übersicht über die Materialbewirtschaftung beim Gotthard-Basistunnel

Beim Gotthard-Basistunnel fallen rund 24 Mio. Tonnen oder 13.3 Mio. Kubikmeter Material an. Mit dieser Menge liesse sich eine Pyramide bilden, deren Volumen rund 5 mal grösser wäre als das der grössten ägyptischen Pyramide – der Cheops-Pyramide.

Das Bild 2 zeigt, wie sich der Materialanfall über die 5 Teilabschnitte Erstfeld, Amsteg, Sedrun, Faido und Bodio verteilt. 9.4 Millionen Tonnen Gestein fallen allein in Bodio an. Das sind rund zwei Fünftel des Materials aus dem ganzen Basistunnel. Ein Grund dafür ist, dass Bodio der längste Teilabschnitt ist. Es hat aber auch damit zu tun,

dass im benachbarten Teilabschnitt Faido nur begrenzt Material vor Ort abgelagert werden kann und darum nach dem Durchschlag grosse Mengenanteile aus Faido im Innern des Berges nach Bodio geführt werden.

Bild 2: Orte und Mengen des Materialanfalls

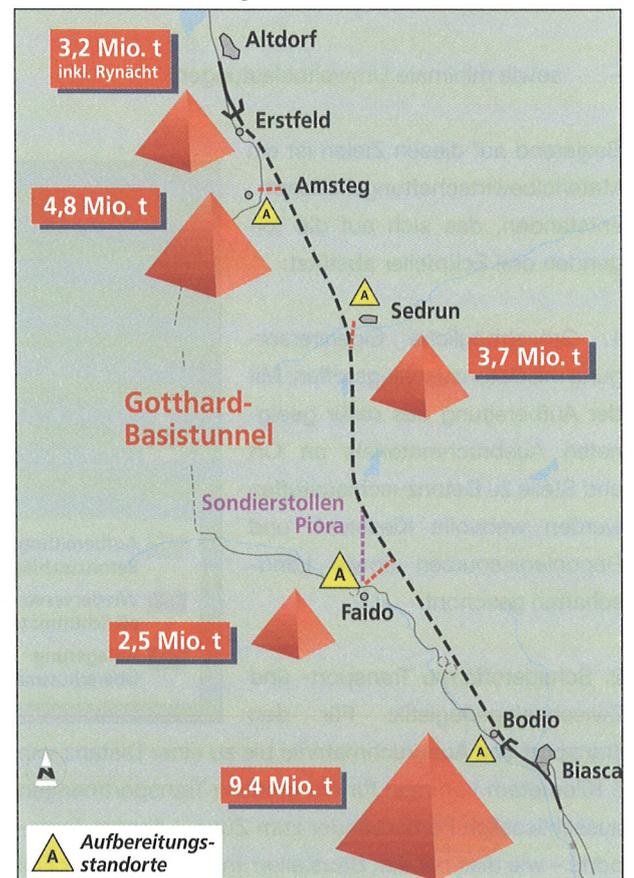
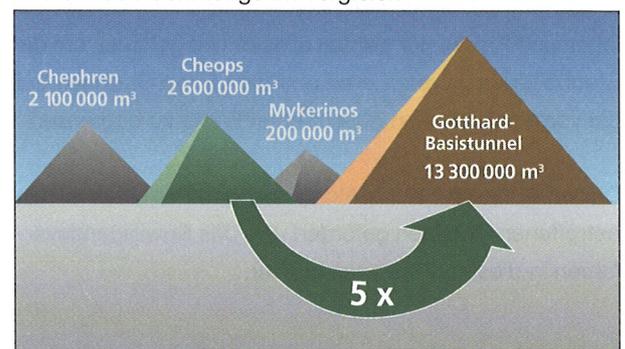


Bild 3: Ausbruchmenge im Vergleich



Der Umgang mit diesen riesigen Materialmengen musste sorgfältig geplant und umgesetzt werden. Bereits im Rahmen des Baubewilligungsverfahrens war der detaillierte Nachweis der umwelt-, raum- und ressourcenschonenden Materialbewirtschaftung ein zentraler Aspekt.

Die drei Hauptziele, nach denen sich die AlpTransit Gotthard AG bei der Materialbewirtschaftung richtet, stehen ganz im Sinne einer nachhaltigen Bewirtschaftung. Angestrebt werden:

- die maximale Verwertung des anfallenden Ausbruchmaterials
- die optimale Wirtschaftlichkeit der gesamten Materialbewirtschaftung
- sowie minimale Umweltbelastungen.

Basierend auf diesen Zielen ist ein Materialbewirtschaftungskonzept entstanden, das sich auf die folgenden drei Eckpfeiler abstützt:

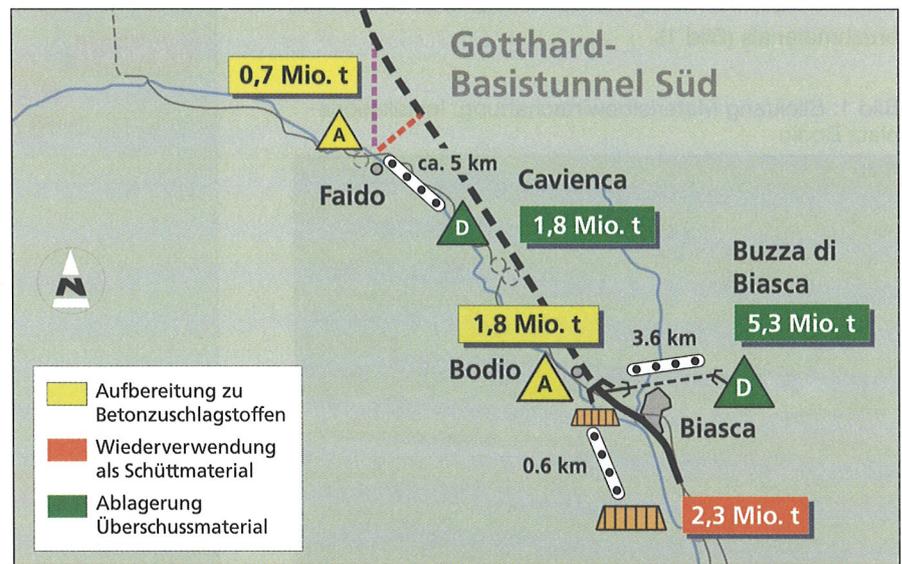
1. Grösstmögliche Eigenversorgung mit Betonzuschlagstoffen: Mit der Aufbereitung des dafür geeigneten Ausbruchmaterials an Ort und Stelle zu Betonzuschlagstoffen werden wertvolle Kiessand- und Deponieressourcen sowie Landschaften geschont.
 2. Schadstoffarme Transport- und Zwischenlagerlogistik: Für den Transport von Ausbruchmaterial bis zu einer Distanz von 5 Kilometern kommen für die grossen Transportmengen ausschliesslich Förderbänder zum Zuge. Längere Transporte – wie dies bei den Baustellen im Kanton Uri der Fall ist – werden per Bahn bzw. per Schiff abgewickelt.
 3. Lärm- und Staubschutz: Die Förderbänder, Verladeanlagen und Kieswerke werden allesamt eingehaust, um die Staubbildung zu reduzieren und die Lärmemissionen auf die vorgeschriebenen gesetzlichen Werte zu begrenzen.
- Dieses Konzept hat die Akzeptanz des Projektes in den betroffenen Gebieten gefördert und das Bewilligungsverfahren in diesem Punkt vereinfacht.

3. Materialbewirtschaftung Bodio

Das Bild 4 enthält – mit Blick auf den Gotthard-Basistunnel Süd – die wichtigsten Eckdaten der dortigen Materialbewirtschaftung.

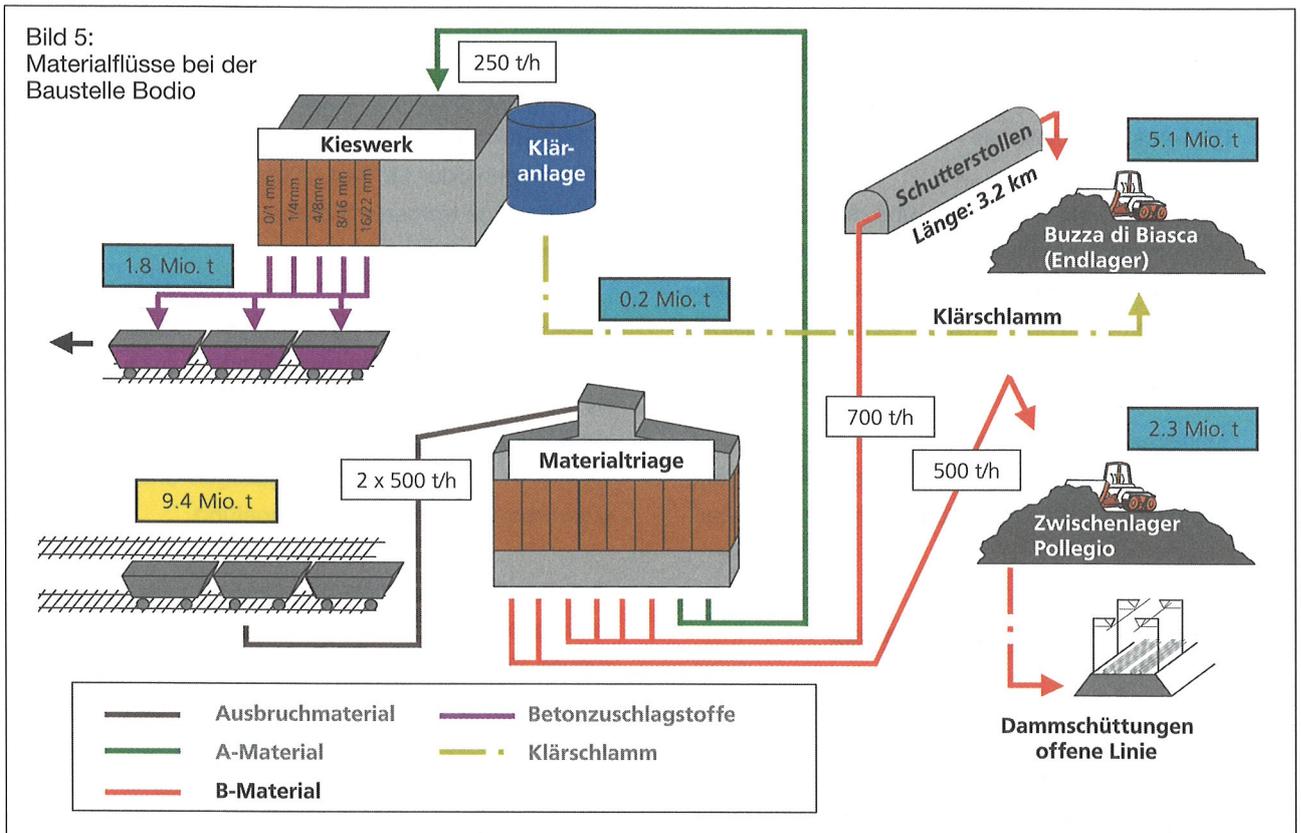
Zwei Aufbereitungsanlagen auf den Installationsplätzen Faido und Bodio produzieren gesamthaft 2.5 Mio. t Betonzuschlagstoffe, praktisch 100% des Bedarfs der Tunnelabschnitte Faido und Bodio. Die Anlage in Bodio produziert auch einen Teil der Zuschlagstoffe für den Teilabschnitt Faido. Weitere 2.3 Mio. t finden als Dammschüttmaterial für die offene Linienführung bei Biasca Verwendung. Die verbleibenden 7.1 Mio. t werden hauptsächlich für die Rekultivierung des Kiesabbaugebietes Buzza di Biasca und des Steinbruchs Caviencia (Chiggiogna) verwendet.

Bild 4: Eckdaten der Materialbewirtschaftung des Gotthard-Basistunnel Süd



Während die Aufbereitungs- und Förderbandanlagen in Faido seit dem Bau des Zugangsstollens bereits in Betrieb stehen, gehen die Installations- und Inbetriebnahmearbeiten in Bodio gegenwärtig dem Ende entgegen. Das Los 506, das für die Materialbewirtschaftung in Bodio zuständig ist, wird den Betrieb mit der Aufnahme des Tunnelvortriebs gegen Ende dieses Jahres aufnehmen. Die Materialflüsse und logistischen Einrichtungen in diesem Los werden im Folgenden näher erläutert (Bild 5).

Das Ausbruchmaterial aus den Vortrieben Bodio und teilweise Faido (insgesamt rund 9.4 Mio. Tonnen) wird mit Schutterwagen aus dem Tunnel in die Kippstelle vor dem Portal gefahren und hier vorgebrochen.



Mittels Unterflurabzug und Förderbänder gelangt das Ausbruchmaterial anschliessend zur Materialtriage. Hier entscheidet sich, ob der Ausbruch aufgrund der Triagierung für die Produktion von Betonzuschlagstoffen (Material A) oder für Dammschüttungen bzw. Auffüllungen (Material B) weiterverwendet wird. Vier Silos mit einer Kapazität von ca. 7000 m³ übernehmen die Funktion eines Zwischenlagers. Dieses ist nötig, weil sich Anfall und Verwendung des Rohmaterials zeitlich nicht aufeinander abstimmen lassen.

Das Rohmaterial A wird im Kieswerk zu hochwertigen Splitt- und Sandprodukten aufbereitet. Mit diesen Betonzuschlagstoffen wird der Spritzbeton für die Sicherungsarbeiten sowie der Ortbeton für den Ausbau der Tunnelbaulose Bodio und Faido hergestellt. Mit der Produktion von 1,8 Mio. Tonnen Zuschlagstoffen, aufgeteilt in fünf Komponenten, wird etwa ein Fünftel des Materialanfalls direkt im Tunnel verbaut.

Das Kieswerk mit einer Stundenleistung von 250 Tonnen verfügt über eine eigene Kläranlage mit geschlossenem Wasserkreislauf. Die gepressten schlammartigen Feinstanteile (Rückstände aus der Aufbereitung) werden per Lastwagen abgeführt.

Der Grossteil des Überschussmaterials (ca. 5,1 Mio. Tonnen) gelangt in die Buzza di Biasca. Dort werden die

«Wunden» wieder gefüllt, welche der Bau der Nationalstrassen im natürlichen Bergsturzkegel hinterlassen hat. Der Transport dorthin erfolgt per Förderband durch den einzig zu diesem Zweck erstellten 3,2 km langen Schutterstollen.

Die Restmenge von 2,3 Mio. Tonnen wird per Förderband zum Zwischenlager Pollegio befördert und findet dort Verwendung für die Dammschüttungen der offenen Strecke im Bereich Biasca. Bei Pollegio wird gegen Vortriebsende auch Rohmaterial A zwischengelagert, das für den Bedarfsüberhang an Betonzuschlagstoffen gebraucht wird, wenn kein Ausbruchmaterial mehr aus dem Vortrieb anfällt.

4. Aufbereitung der Betonzuschlagstoffe

4.1 Voraussetzungen

Die Eigenversorgung mit Betonzuschlagstoffen ist der wichtigste Mosaikstein innerhalb des Bewirtschaftungskonzeptes. Für das Gelingen dieses Prozesses müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein:

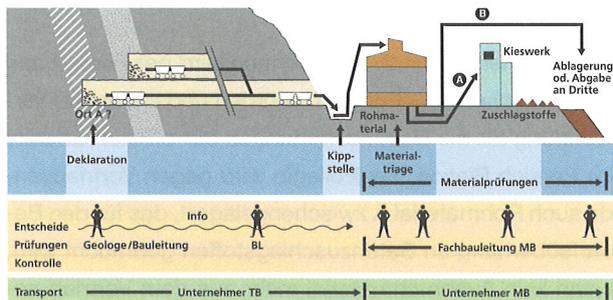
- Eine Organisation und Logistik, die sicherstellt, dass das verwertbare Tunnelausbruchmaterial richtig und rasch vom Nicht-Verwertbaren getrennt wird.

- Eine Aufbereitungstechnik, die den speziellen Eigenheiten des Rohmaterials – wie wechselnde Geologie und feinkörnige Zusammensetzung des TBM-Ausbruchmaterials – Rechnung trägt.
- Ein Bauherr, der «mitmacht» und die Aufbereitung des Ausbruchmaterials in eigener Regie betreibt. Er übernimmt damit gegenüber dem Tunnelbau-Unternehmer als Abnehmer der Betonzuschlagstoffe die Verantwortung für die Qualität.
- Tunnelbau-Unternehmer, die verpflichtet werden, die von AlpTransit aufbereiteten Betonzuschlagstoffe zu einem im voraus festgelegten Preis zu beziehen.

4.2 Organisation und Logistik bei der Materialtriage

Für die Materialtriage besteht in Bodio insofern eine günstige Situation, als die Geologie mit dem vorherrschenden Leventinagneis sehr homogen ist. Dies ist beim Gotthard-Basistunnel eher atypisch, denkt man an die Abschnitte Sedrun und Amsteg. Trotzdem müssen die Varietäten des Leventinagneises, insbesondere die Gesteinshärte und der Glimmergehalt, laufend beurteilt werden.

Bild 6: Praktische Umsetzung der Materialtriage



Am Anfang der Entscheidungs- und Beurteilungskette steht die visuelle Begutachtung der Lithologie/Petrographie im Stollen durch den Baustellengeologen. Die Beurteilung erfolgt am gelösten Ausbruchmaterial resp. am anstehenden Felsen im Tunnelbrust-Bereich. In der Regel ist die Beurteilung 1x pro Vortriebstag und Abbaustelle durchzuführen. Als weitere Entscheidungsgrundlagen dienen verschiedene Frühindikatoren, wie sie beim Vortrieb anfallen, beispielsweise der Anpressdruck (bei einer TBM), die Vorschubkraft bei Anker- und Vorbohrungen, geophysikalische Erkundungen etc.

Auf der Grundlage dieser ersten Eignungsbeurteilung wird jeder Abschlag resp. jeder TBM-Hub für den Ab-

transport deklariert. Als A-Material wird das Material bezeichnet, wenn es sich dem Verwertungsweg zur Herstellung von Betonzuschlagstoffen zuweisen lässt. Von B-Material ist die Rede, wenn es für Schüttungen, Kofferungen oder für Rekultivierung einzusetzen ist. Die Schutterzüge werden mit dieser Deklaration gut sichtbar markiert.

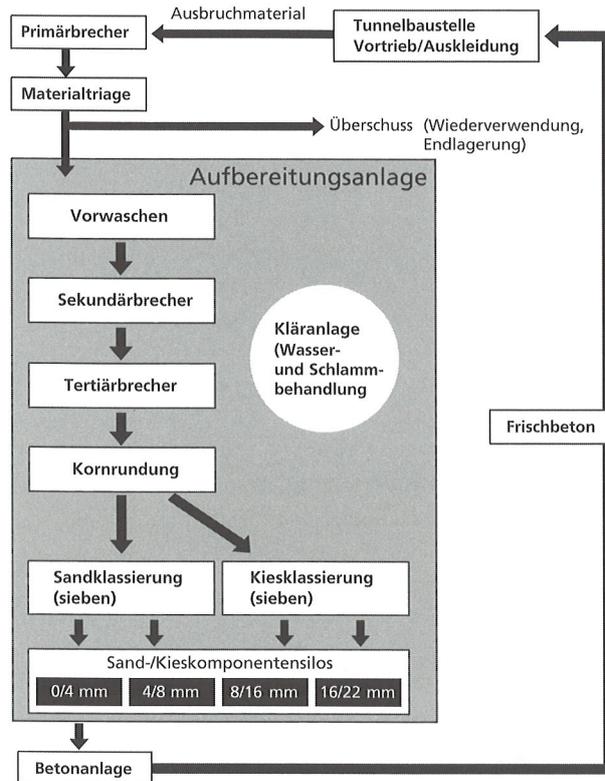
Ab der Kippstelle geht das Ausbruchmaterial in die Verantwortung der Materialbewirtschaftung über. Im Gebäude der Materialtriage wird die physische Trennung der Ausbruchmaterialien vorgenommen. Hier werden die Materialien A und B getrennt abgezogen und den vorbestimmten Verwendungsorten zugeführt.

Von den triagierten Ausbruchmaterialien werden in regelmäßigen Intervallen sowie bei geologischen Veränderungen Proben genommen, um sie einer labormässigen Untersuchung zu unterziehen. Diese Überprüfung dient dem Zweck, die im Tunnel vorgenommene Materialzuteilung mit quantitativen Kennwerten zu bestätigen. Für diese Überwachung, aber auch für die Dokumentation der qualitätsgerechten Herstellung der Zuschlagstoffe, werden auf der Baustelle eine Reihe von Instrumentarien und Prüfungsmethoden eingesetzt (Bild 7). Darunter ist auch eine Prüfung, mit der die potentielle Alkali-Reaktivität des Gesteins überprüft werden kann. Wie die Voruntersuchungen gezeigt haben, ist in den südlichen Abschnitten des Gotthard-Basistunnels, anders als beispielsweise in Amsteg und Sedrun, das Auftreten von potenziell alkali-reaktiven Gesteinen recht unwahrscheinlich. Eine Überprüfung des Sachverhalts wird jedoch auch in Bodio und Faïdo laufend vorgenommen.

Bild 7: Prüfungen am Ausbruchmaterial und an den Zuschlagstoffen

Definition Prüfsystem	Prüfnorm
Nr. 1 Brechbarkeits-Index	AFNOR P18-579 modifiziert für TBM-Rohmaterial)
Nr. 2 Punktlast-Index	ISRM
Nr. 3 Los Angeles-Index	prEN 1097-2
Nr. 4 Petrographie-Bestimmung	nach Definition AT
a) Mikroskopische Petrographie (Dünnschliff)	
b) Petrographisch ungeeignete Komponenten	SIA 162/1)
c) Freie Schichtsilikate im Sand	nach Definition AlpTransit
Nr. 5 Siebanalysen Sand 0/1 und 1/4	SIA 162.311
Nr. 6 Siebanalyse Splittfraktionen 4/8 8/16 16/22	SIA 162.311
Nr. 7 Kornform Splittfraktionen 4/8 8/16 16/22	prEN 933-3
Nr. 8 Potentielle Alkali-Reaktivität	AFNOR P18-588
Nr. 9 Rohdichte	prEN 1097-3
Nr. 10 Wassergehalt Sand / Splittfraktionen	prEN 1097-5

Bild 8: Aufbereitungsschritte



4.3 Aufbereitungstechnik

Der richtigen Verfahrenstechnik fällt bei der Materialaufbereitung die zentrale Rolle zu. Die Hauptaufgabe besteht darin, aus dem wechselhaften Gestein und dem schwierigen TBM-Material durch Brechen, Waschen, Trennen und Sieben einwandfreie Zuschlagstoffe mit konstanter Qualität herzustellen. Kornform und Kornzusammensetzung des Rohmaterials haben grossen Einfluss auf die Auswahl der Maschinensysteme der Aufbereitungsanlage. Der prinzipielle Aufbereitungsvorgang ist in Bild 8 dargestellt.

Beim sandreichen und feinkörnigen TBM-Ausbruchmaterial, das schon nahezu einem Kiessand II-Gemisch entspricht (Bild 9), muss weniger zerkleinert werden. Dafür ist die Herstellung einer guten Kornform von Bedeutung. Die Anlagen weisen darum in Bezug auf die Verfahrenstechnik einige Besonderheiten auf:

- Mit dem Einsatz von Prallbrechern in der Sekundär- und Tertiärstufe kommt ein Aufbereitungsverfahren zum Zuge, das mit den Körnern äusserst schonend umgeht. Wie Aufbereitungsversuche gezeigt haben, können damit die TBM-Chips in reichlicher Menge zu den gewünschten kubischen Komponenten veredelt werden (Bild 10). Hilfreich ist hierbei, das

Grösstkorn auf 22 bis 26 mm zu beschränken. Ebenso ist eine Vorabscheidung des TBM-Materials kleiner 16 mm in Betracht zu ziehen, wenn hauptsächlich Ortbeton gebraucht wird.

- Mit sogenannten Friktionstrommeln werden die scharfen Kanten des gebrochenen Gesteins gerundet. Innerhalb von Minuten wird hier erledigt, wozu ein Fluss rund 200 Jahre und ein Flussbett von 25 km Länge benötigt: aus grobkantigen Ausbruchmaterial wird gerundeter Kies. Dank dieser Massnahme lässt sich der Zuschlagstoff im frischen Beton gut verarbeiten und der Anteil an Zement- und Zusatzmitteln im Beton kann gegenüber grobkantigem Korn reduziert werden.

Bild 9: Typische Siebcurve bei TBM-Ausbruchmaterial

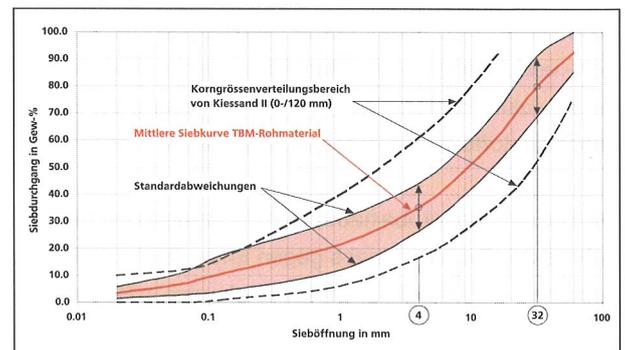
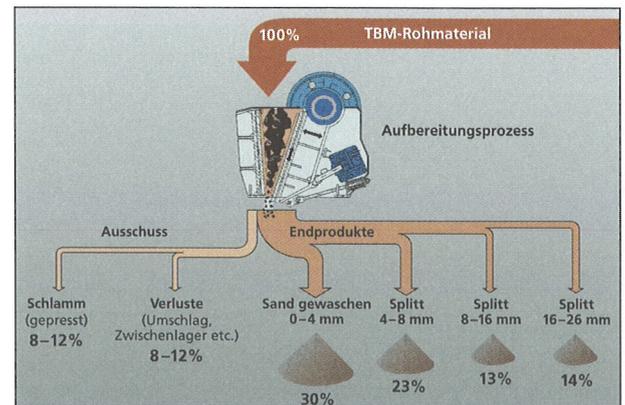


Bild 10: Ergiebigkeiten bei optimaler Aufbereitung von TBM-Ausbruchmaterial



5. Zusammenfassung und Ausblick

Der Installationsplatz Bodio befindet sich unweit der nächstgelegenen Siedlungsgebiete von Personico und Pollegio. Mit Schall- und Staubschutzmassnahmen bei den Anlagen konnte erreicht werden, dass die Umweltbeeinträchtigungen auf einem möglichst tiefen Niveau verbleiben. Durch die Aufbereitung der Betonzuschlag-

stoffe vor Ort werden umfangreiche Massentransporte vermieden. Die unvermeidlichen Transporte werden hauptsächlich über Förderbandstrassen abgewickelt.

Wir sind der Überzeugung, dass die gewählte Materialbewirtschaftung in Bodio – aber auch in den anderen Abschnitten – ein gutes Beispiel dafür ist, wie mit der Umwelt bzw. mit dem Umfeld gebaut werden kann. Dieses Konzept hat die Akzeptanz des Projektes in den betroffenen Gebieten gefördert und das Bewilligungsverfahren in diesem Punkt vereinfacht.

Auch in wirtschaftlicher Hinsicht zahlt sich das gewählte Konzept aus. Gegenüber der alternativen Lösung mit einer Fremdversorgung durch den Rohstoffmarkt resultiert für den Gotthard-Basistunnel Süd (Faido und Bodio) eine Kosteneinsparnis in der Grösse von ca. 30 Mio sFr. Rund 60% davon wird erzielt durch den Wegfall der Abtransport- und Ablagerungskosten. Die anderen 40% resultieren aus einer kostengünstigeren Aufbereitung der Betonzuschlagstoffe in den Aufbereitungsanlagen vor Ort.

Die Bewährungsprobe haben nun die Anlagen mit der Aufnahme des Tunnelvortriebs gegen Ende dieses Jahres zu bestehen. Auf Grund der bereits erfolgreich in Betrieb stehenden Anlagen in Amsteg und Faido besteht berechnete Zuversicht, die hohen Erwartungen an die Zuverlässigkeit und an den umweltfreundlichen Betrieb zu erfüllen.

Betonsysteme: Überblick/Umsetzung/spezielle Probleme

Hans Christian Schmid, Dipl. Bauing. FH
Amberg Engineering AG, Sargans

1. Überblick

1.1 Was sind Betonsysteme?

Der Begriff «Betonsysteme» hat sich als Schlagwort zum «Prüfungssystem für Betonmischungen» eingebürgert. Man versteht darunter im Allgemeinen Konzepte für Beton und Spritzbeton, die für den Einsatz am Gotthard-Basistunnel zugelassen sind.

Die Zulassung von Betonsystemen ist das Ergebnis eines 1996 international ausgeschrieben Wettbewerbs, an dem sich Anbieterteams bestehend aus Herstellern von Zement, Betonzusatzmitteln und Betonzusatzstoffen als Lieferanten für den Gotthard-Basistunnel qualifizieren konnten.

Die Zulassung bezieht sich auf Anbieterteams und Mischungen, welche die vom Bauherrn verlangten Anforderungen unter den extremen Bedingungen des Gotthard-Basistunnels erfüllt haben.

Die Anwendung des Prüfungssystems ist auf die Tunnel-Hauptbaulose und auf die wichtigsten Beton- und Spritzbetonsorten beschränkt.

Ein solches Prüfungssystem wurde in der Schweiz erstmals realisiert. Es erforderte vom Bauherrn und von den Anbietern einen beträchtlichen zeitlichen und finanziellen Aufwand. Die Bauherrschaft hat das Verfahren vorbereitet und begleitet, die Infrastruktur für die Hauptprüfungen bereitgestellt und Gotthard-typische Betonzuschlagstoffe geliefert. Die Anbieter mussten die Kosten für alle Versuche und Prüfungen tragen.

Tabelle 1: Wichtigste Beton- und Spritzbetonsorten

Sorte	Bez.	Klasse	Besondere Eigenschaften
Beton	OB1	B40/30	Frühfestigkeit und Wasserdichtigkeit
Beton	OB2	B40/30	Frühfestigkeit, Wasserdichtigkeit und chem. Widerstand
Spritzbeton	SB1	B35/25	Frühfestigkeit und Wasserdichtigkeit
Spritzbeton	SB2	B35/25	Frühfestigkeit, Wasserdichtigkeit und chem. Widerstand

Das Prüfungssystem wurde in 3 Stufen abgewickelt:

- Eignungsprüfung (fachlicher und produktionstechnischer Nachweis)
- Vorprüfung (interne Versuche der Anbieterteams)
- Hauptprüfung (Versuche unter den extremen Bedingungen des Gotthard-Basistunnels, ausgeführt im VersuchsStollen Hagerbach).

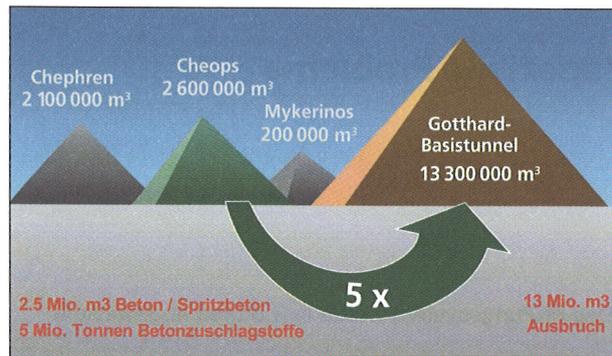
Das Resultat des Prüfungssystems besteht aus Verzeichnissen von zugelassenen Anbietern und zugelassenen Beton- und Spritzbetonmischungen. Zugelassen wurden Mischungen, welche die verlangten Anforderungen bei der Hauptprüfung unter den vorgegebenen Randbedingungen erfüllt haben.

Das Prüfungssystem hat Auswirkungen auf den Bau: Zement und Betonzusatzmittel dürfen nur von präqualifizierten Anbietern geliefert werden, und es gibt präqualifizierte Mischungen («Betonsysteme»).

1.2 Warum ein Prüfungssystem?

In der Vergangenheit sind zahlreiche Grossprojekte ohne Prüfungssystem für Betonmischungen realisiert worden. Weshalb braucht es ein solches für den Gotthard-Basistunnel? – Der Gotthard-Basistunnel weist gewaltige Dimensionen auf.

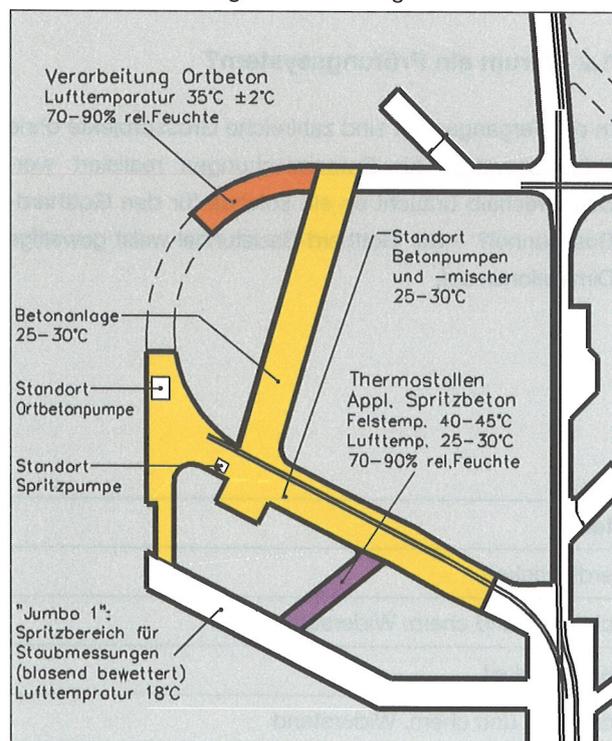
Bild 1: Gewaltige Dimensionen fallen beim Gotthard-Basistunnel an



Ausserdem wird in mehrfacher Hinsicht Neuland betreten, auch betreffend des Einsatzes von Beton und Spritzbeton. Es herrschen teilweise extreme Randbedingungen und es gibt einige Besonderheiten:

- Verbreitet hohe Felstemperatur von bis zu 45 °C
- Verbreitet hohe Lufttemperatur von 27 bis 30 °C
- Bis 20 km lange Transportwege für den Frischbeton
- Betonzuschlagstoffe werden durch den Bauherrn geliefert
- Die Zuschlagstoffe sind 100% gebrochen und mehrheitlich aus TBM-Ausbruchmaterial aufbereitet
- Betonangreifendes Bergwasser auf langen Abschnitten
- Nutzungsdauer von 100 Jahren (innerhalb dieser Zeitspanne dürfen keine grösseren oder systematischen Schäden auftreten).

Bild 2: Versuchsanlage VSH bei Sargans.



Die zuvor erwähnten Randbedingungen sind in dieser Kombination weltweit einzigartig. Zur bestmöglichen Gewährleistung der vom Bauherrn zu Recht verlangten hohen Dauerhaftigkeit besteht daher Forschungsbedarf.

Mit dem Prüfungssystem will die Bauherrschaft sicherstellen, dass möglichst nur Technologien und Mischungen angeboten und eingesetzt werden, deren Eignung nachgewiesen ist. Dank der Weitsicht des Bauherrn konnte die vorhandene Zeit genutzt werden: Die Ausschreibung des Verfahrens erfolgte 1996, die Hauptprüfungen wurden 1997 ausgeführt. Alle Hauptprüfungen fanden im VersuchsStollen Hagerbach in einem speziell vorbereiteten, aufgeheizten Stollensystem statt. (Bilder 2 bis 4) Alle Beton- und Spritzbetonversuche wurden unter den genau gleichen Bedingungen ausgeführt – den extremen Verhältnissen des Gotthard-Basistunnels.

1.3 Ergebnis der Untersuchungen

Am ausgeschriebenen Prüfungssystem haben 11 Anbieterteams teilgenommen. Insgesamt wurden 59 Beton- und 65 Spritzbetonmischungen geprüft. Ungefähr 50% der geprüften Mischungen haben die Anforderungen erfüllt. Bei Betonsorten mit der Anforderung an chemischen Widerstand ist die Ausfallquote mit ca. 60% deutlich höher als bei den anderen Mischungen (ca. 40%). Aus den Resultaten des Prüfungssystems können die folgenden wichtigen Erkenntnisse festgehalten werden:

- TBM-Ausbruchmaterial eignet sich zur Herstellung von Zuschlagstoffen für hochwertigen Beton.
- Die Anforderungen konnten mit den 100% gebrochenen Zuschlagstoffen und unter den am Gotthard-Basistunnel herrschenden speziellen Bedingungen erfüllt werden.
- Die bekannten betontechnologischen Gesetzmässigkeiten gelten auch bei den speziellen Randbedingungen des Gotthard-Basistunnels.
- Spritzbetonbeschleuniger haben einen negativen Effekt auf den Widerstand gegen Sulfatangriff.
- Bezüglich Widerstandsfähigkeit gegen Sulfatangriff ergeben Mischungen mit hochgeschlacktem Hochofenzement und solche mit Kombinationen von Portlandzement mit hohem Sulfatwiderstand (CEM I HS) und Silicastaub die besten Resultate.

Bild 3: Unterirdische Komponentensilos der Betonanlage im VSH.



- Die unterschiedlichen Zuschlagstoffe erfordern eine sorgfältig darauf abgestimmte Zusammensetzung der Betonmischung. Der am Festbeton gemessene qualitative Unterschied ist aber eher kleiner als erwartet.
- Durch die wiederholte Prüfung von gleichen Mischungen wurde nachgewiesen, dass die Versuche reproduzierbar sind. Dies ist eine wichtige Voraussetzung für die Glaubwürdigkeit des Prüfungssystems.

1.4 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Die Resultate der Prüfungen ermöglichen eine vergleichende Beurteilung verschiedener Mischungen und Mischungskonzepte. Weil die Ergebnisse aus Versuchen hervorgehen, die den Alterungsprozess im Zeitraffer abbilden, erlauben die Resultate keine abschliessende Aussage über das tatsächliche Langzeitverhalten des Betons am Bauwerk, insbesondere was die Widerstandsfähigkeit gegen Sulfatangriff betrifft. Die strengen Auflagen bezüglich Dichtigkeit und Vergleiche mit Erfahrungen von bestehenden Objekten lassen aber vermuten, dass die Anforderungen (Tabellen 2 und 3) richtig angesetzt sind, und dass von den für den Einsatz am Basistunnel zugelassenen Mischungen ein gutes Langzeitverhalten erwartet werden kann. Diese Erwartung wird durch neuere Erkenntnisse und Veröffentlichungen von anderen Untersuchungen gestützt.

1.5 Prüfungssystem nicht abgeschlossen

Das Prüfungssystem soll und darf künftige Entwicklungen nicht behindern, im Gegenteil: Es ist deshalb nicht abgeschlossen. Die Zulassung von neuen Anbietern, Produk-

Bild 4: Transport und Lagerung.



ten und Mischungen ist möglich. Voraussetzung ist die Erfüllung der Anforderungen nach den Bestimmungen des Prüfungssystems und die Genehmigung der Resultate durch die Bauherrschaft.

Im Gegensatz zu den bereits qualifizierten Teams können neue Anbieter nicht von der 1997 kostenlos zur Verfügung gestellten Versuchsinfrastruktur und den übrigen bauseits erbrachten Leistungen profitieren. Eine Erschwernis für die Zulassung von neuen Anbietern ist die 2-jährige Prüfdauer für den Nachweis des Sulfatwiderstandes. Rein versuchstechnisch ist man heute in der Lage, den Nachweis innerhalb von 6 Wochen zu erbringen. Für neue Anbieter gilt gleichwohl die 2-jährige Frist. Dies ist nicht zuletzt ein gewisser Schutz für jene Anbieter, die schon vor Jahren viel Geld und Zeit in das Prüfungssystem investiert haben.

2. Umsetzung auf der Baustelle

2.1 Besondere Bestimmungen

Das Prüfungssystem hat Auswirkungen auf die Betonarbeiten und den Werkvertrag zwischen dem Bauherrn und dem Unternehmer. Die speziellen Besonderen Bestimmungen wurden in die Ausschreibungsunterlagen der Baumeister aufgenommen.

Die wichtigste Bestimmung besagt, dass für die dem Prüfungssystem unterstellten Betonsorten nur zugelassene Mischungen eingesetzt werden dürfen. Der Unternehmer ist somit in der Wahl der Lieferanten für Zement, Zusatzmittel und Zusatzstoffe eingeschränkt. Für die meisten Baulose können die Unternehmer aus 4 bis 6 Anbietern und pro Sorte aus mehreren Mischungen auswählen. Weitere wichtige Bestimmungen betreffen technische Vorgaben und finanzielle Regelungen für

- Änderung der Rezeptur von zugelassenen Mischungen
- Freigabe der Mischungen für den Baustelleneinsatz
- Zulassung von geänderten oder neuen Produkten
- Zulassung von neuen Mischungen und Anbietern.

Unternehmungen und Bauleitungen eine unabhängige «Fachkommission Beton» zur Seite. Diese wird die Umsetzung des Prüfungssystems als fachtechnisch beratendes Organ begleiten. Jeder Hauptbaustelle ist ein Mitglied der FK Beton zugeteilt.

Tabelle 2: Anforderungen und Prüfkriterien Ortbeton

Betonsorte	OB1		OB2	
	Zulassung ¹	am Bau	Zulassung ¹	am Bau
Anforderungen für Zulassung ¹ / Bau	Zulassung ¹	am Bau	Zulassung ¹	am Bau
Festigkeitsklasse	B 45/35	B 40/30	B 45/35	B 40/30
Frühfestigkeit nach 12h	≥ 5 N/mm ²	≥ 5 N/mm ²	≥ 5 N/mm ²	≥ 5 N/mm ²
Wasserleitfähigkeit	≤ 12 g/m ² h	≤ 15 g/m ² h	≤ 8 g/m ² h	≤ 10 g/m ² h
Chemische Widerstandsfähigkeit	keine Vorgabe	keine Vorgabe	XA2 ²	XA2 ²
Max. zul. Längenänderung Δ L ³	keine Vorgabe	keine Vorgabe	0,5 ‰	0,5 ‰
Minimaler Zementgehalt	325 kg/m ³	325 kg/m ³	330 kg/m ³	330 kg/m ³
W/Z-Wert	≤ 0.50	≤ 0.50	≤ 0.50	≤ 0.50

Tabelle 3: Anforderungen und Prüfkriterien Spritzbeton

Betonsorte	SB1		SB2	
	Zulassung ¹	am Bau	Zulassung ¹	Am Bau
Anforderungen für Zulassung ¹ /Bau	Zulassung ¹	am Bau	Zulassung ¹	Am Bau
Festigkeitsklasse	B 40/30	B 35/25	B 40/30	B 35/25
Frühfestigkeit nach 4h	≥ 3 N/mm ²	≥ 3 N/mm ²	≥ 3 N/mm ²	≥ 3 N/mm ²
Wasserdichtigkeit DIN: Eindringtiefe	≤ 25 mm	≤ 30 mm	≤ 20 mm	≤ 25 mm
Chemische Widerstandsfähigkeit	keine Vorgabe	keine Vorgabe	XA2 ²	XA2 ²
Max. zul. Längenänderung Δ L ³	keine Vorgabe	keine Vorgabe	0,5 ‰	0,5 ‰
Minimaler Zementgehalt	375 kg/m ³	375 kg/m ³	375 kg/m ³	375 kg/m ³
W/Z-Wert	≤ 0.50	≤ 0.50	≤ 0.50	≤ 0.50

Die chemische Widerstandsfähigkeit wurde mit einer genau definierten angepassten Sulfatprüfung bis zum Prüfalter von 720 Tagen ermittelt.

¹ Die Anforderungen für die Zulassung mussten im Rahmen der Hauptprüfung nachgewiesen werden.

² Belastung XA2 gemäss prEN 206, 1997. Der Nachweis erfolgt mit der Prüfung des Sulfatwiderstandes am verarbeiteten Beton. Als Beurteilungskriterien gelten die messbaren Grössen Längenänderung (Differenz Δ L zwischen Sulfat- und Wasserlagerung) und Abfall des dynamischen E-Moduls.

³ Δ L zwischen Lagerung der Bohrkerne in 5,1%-iger Sulfatlösung und in deionisiertem Wasser.

Der Unternehmer musste von allen zugelassenen Mischungen Preisanalysen für Zement, Zusatzmittel und Zusatzstoffe einreichen und die von ihm gewählte Kalkulationsmischung bekanntgeben. Die vom Unternehmer nicht beeinflussbaren Änderungen der Rezeptur werden mit der +/-10% Klausel abgerechnet (Bild 5).

2.2 Fachkommission Beton

Für die Einführung und einheitliche Umsetzung des Prüfungssystems auf den Baustellen stellt der Bauherr den

2.3 Baustellen-Vorversuche

Der Beginn der Betonarbeiten auf GBT-Baustellen ist gleich wie auf Baustellen ohne Prüfungssystem: Der Unternehmer muss mit Vorversuchen den Nachweis erbringen, dass für Beton mit Besonderen Eigenschaften die Anforderungen unter Baustellenbedingungen erfüllt werden können. Die Baustellen-Vorversuche sind gemäss Norm SIA 162 auszuführen.

Dennoch gelten einige Besonderheiten:

- Die Vorversuche der dem Prüfungssystem unterstellten Betonsorten basieren auf zugelassenen Mischungen.
- Als Rezeptur für die Ausgangsmischung dient jene der zugelassenen Mischung. Die Rezeptur kann bzw. muss jedoch auf die aktuell gültigen lokalen Verhältnisse bezüglich Zuschlagstoffe, Klima und Transportdistanz angepasst werden.
- Die Rezeptur von zugelassenen Mischungen ist keine feste, unabänderliche Grösse.

Die Umsetzung auf den Baustellen des Gotthard-Basis-tunnels hat begonnen: Bei den Baulosen Faïdo, Amsteg und Sedrun wurden Vorversuche ausgeführt, beim Los Bodio stehen diese unmittelbar bevor.

2.4 Erste Betonarbeiten mit zugelassenen Mischungen

In Faïdo hat die Unternehmung aus den qualifizierten Anbietern das Lieferantenteam für Zement und Zusatzmittel ausgewählt, und diesem auch die Herstellung des Betons anvertraut. Die Vorversuche wurden gemacht. Die dem Prüfungssystem unterstellten Sorten OB1, OB2, SB1 und SB2 sind von der Bauleitung für den Einsatz auf der Baustelle freigegeben worden.

Die Wahl der Betonsorte erfolgt wie auf Baustellen ohne Prüfungssystem nach folgendem Prinzip:

- Der Projektgenieur legt die Anforderungen an den Festbeton fest.
- Die Bauleitung berücksichtigt die örtlichen Verhältnisse, namentlich die allfällige Betonaggressivität des Bergsickerwassers oder das mögliche AAR-Potential der Zuschlagstoffe.
- Die Bauleitung bestellt beim Unternehmer die benötigte Betonsorte und stellt sicher, dass eine für den Einsatz auf der Baustelle freigegebene Mischung eingesetzt wird.

3. Spezielle Probleme

3.1 Einarbeitung nötig

Das Prüfungssystem ist für Bauleitungen und für Unternehmer neu. Die Umsetzung auf der Baustelle setzt voraus,

dass die Spielregeln klar und allen Beteiligten bekannt sind. Das erfordert eine gründliche Einarbeitung aller Beteiligten. Die Bauherrschaft hat für Projektgenieure, Bauleiter und Abschnittbauleiter mit einer 2-tägigen Informations- und Schulungsveranstaltung ein erstes Fundament gelegt. Die korrekte Abwicklung auf den Baustellen wird durch je einen Vertreter der FK Beton unterstützt.

3.2 Nicht-Erreichen der Anforderungen bei Vorversuchen

Die meisten bisher geprüften Mischungen haben die Anforderungen auf Antrieb erfüllt. Es gibt aber auch Mischungen, welche die Anforderungen nicht erfüllt haben. Das ist nichts aussergewöhnliches. Es gilt den Ursachen nachzugehen und die Vorversuche dieser Mischungen mit geeigneten Anpassungen an der Rezeptur zu wiederholen. Die Tatsache, dass eine Mischung die Anforderungen bei der Hauptprüfung erfüllt hat, und dadurch in die Liste der zugelassenen Mischungen aufgenommen wurde, bedeutet vorerst nur, dass sie die im Rahmen des Prüfungssystems gesetzte, hohe Hürde übersprungen hat. Es bedeutet nicht, dass sie bei gleicher Zusammensetzung die Anforderungen auch beim Vorversuch auf der Baustelle auf Antrieb erfüllen wird. Allerdings hat eine zugelassene gegenüber einer vorher nicht geprüften Mischung sicher einen Vorteil, wenn es um den Einsatz unter den extremen Bedingungen geht.

3.3 Qualität der Zuschlagstoffe

Der Bauherr übernimmt als Lieferant der Zuschlagstoffe Mitverantwortung für die Qualität des Betons. Diesem Umstand wird durch modernste Aufbereitungstechnik und durch rigorose Kontrolle und lückenlose Dokumentation der Qualität der abgegebenen Zuschlagstoffe Rechnung getragen.

3.4 AAR-Problematik

Die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR-Reaktion) ist eine chemische Reaktion zwischen reaktiven Zuschlagstoffen und freien Alkalien des Porenwassers im Beton. Das Produkt ist ein expansives Gel, das zu Rissen und im schlimmsten Fall zur Zerstörung des Betons führen kann. Die Auslösung der AAR-Reaktion ist an drei Voraussetzungen gebunden:

1. Genügend lösliche Alkalien im Beton (mehrheitlich aus Zement).
2. Genügend lösliches SiO₂ im Beton (mehrheitlich aus den Zuschlägen).
3. Genügend hohe Feuchtigkeit im Beton.

Die AAR wird durch Wasserzirkulation und hohe Temperaturen begünstigt.

In der Schweiz war die AAR-Problematik bis vor 5 Jahren kein Thema. Es gab vermutlich schon Schäden, aber keine publizierten Erfahrungsberichte. Während der Erstellung der Vorgaben für das Prüfungssystem wurden 1996 15 Gesteinsproben aus dem Gotthard-Gebiet auf AAR untersucht. Alle Untersuchungen ergaben negative Befunde, d.h. es wurden keine reaktiven Gesteine gefunden. Auf Vorgaben bezüglich AAR wurde deshalb im Rahmen des Prüfungssystems verzichtet.

Spätere Untersuchungen, vor allem aus den Zugangsstollen Amsteg und Sedrun, haben dann potentiell reaktive Gesteine zu Tage gefördert. In der Folge wurden die Gesteine entlang dem GBT systematisch beprobt. Der heutige Stand der Kenntnisse ist wie folgt:

- Von 59 Gesteinsmustern sind deren 19 moderat reaktiv und eine Probe ist stark reaktiv (34% der Proben sind potentiell reaktiv).
- In den Abschnitten Faido und Bodio wurden keine reaktiven Gesteine gefunden.
- Im Baulos Amsteg muss man annehmen, dass ca. 70% der für Betonzuschlag geeigneten Gesteine potentiell reaktiv sind.
- Im Baulos Sedrun ist zu erwarten, dass ca. 30% der für Betonzuschlag geeigneten Gesteine potentiell reaktiv sind.

Die FK Beton hat sich eingehend mit diesem Thema beschäftigt und Empfehlungen zum Umgang mit der AAR-Problematik herausgegeben. Zustandsaufnahmen in 12 bestehenden Tunneln und Laboruntersuchungen an Bohrkernen aus diesen Bauwerken bestätigen das Auftreten der AAR-Reaktivität. Die festgestellten Auswirkungen auf die Bauwerke sind jedoch gering.

Der AAR-Problematik wird am GBT durch verschiedene Massnahmen begegnet. Es wurden Vorgaben für den Umgang mit der AAR und mit der Einbindung dieser neu-

en Problemstellung in das Prüfungssystem erarbeitet. Unter den zugelassenen Mischungen gibt es solche mit hohem Widerstand gegen AAR. Andere lassen sich durch Modifikation der Rezeptur entsprechend verbessern.

3.5 Abstimmung der Rezepturen auf die Baustellenverhältnisse

Es liegt im Wesen von langen Baustellen, dass die Rezeptur auf die aktuellen Verhältnisse abgestimmt werden muss. Beim Gotthard-Basistunnel gilt dies ganz besonders, wie folgende Beispiele illustrieren:

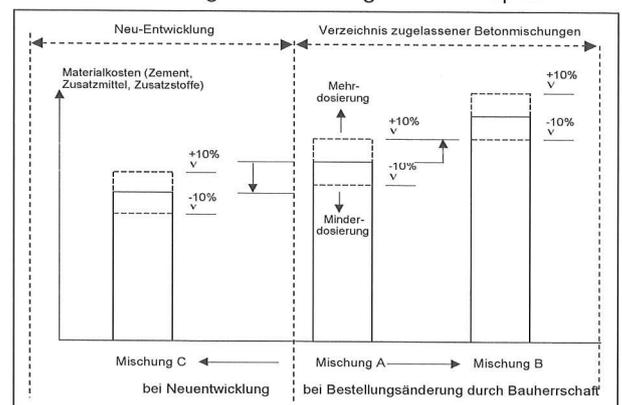
- die wechselnde Geologie führt zu Veränderungen der Zuschlagstoffe. Das kann Auswirkungen auf die Betonrezepturen haben.
- mit zunehmender Überdeckung steigen die Fels- und Lufttemperatur. Die Dosierung des Abbindebeschleunigers kann reduziert werden.
- die zunehmende Transportdistanz erfordert eine immer längere Offenzeit des Betons. Es muss stärker verzögert werden.

Die obigen Auswirkungen kann man qualitativ abschätzen, aber quantitativ nicht genau beziffern. Es war deshalb nötig, ein faires Verfahren für die Abrechnung von Mehr- und Minderkosten im Zusammenhang mit den Änderungen der Rezeptur zu entwickeln.

3.6 Abrechnung von Änderungen der Rezeptur

Etwas vereinfacht gelten für die Abrechnung von veränderten Rezepturen (Bild 5) folgende Regeln:

Bild 5: Abrechnung von Änderungen zur Rezeptur.



- Mehr- und Minderkosten des Gesamtwertes der Materialien Zement, Zusatzmittel und Zusatzstoffe bis zu +/- 10% liegen im Risikobereich des Unternehmers. Mehr- oder Minderkosten über dem genannten Grenzwert werden abgerechnet.
- Der Unternehmer wählt aus den zugelassenen und für den Baustelleneinsatz freigegebenen Mischungen die ihm genehme Mischung aus. Die Differenz der Materialkosten zwischen der Kalkulations- und der von ihm gewählten Mischung geht zu seinen Lasten oder Gunsten.
- Wenn der Bauherr eine andere (teurere) Mischung bestellt, bezahlt er die Differenz der Materialkosten.
- Neue Entwicklungen, die bei gleicher Qualität zu Einsparungen führen, werden belohnt: Minderkosten gehen je zur Hälfte zu Gunsten des Bauherrn und des Unternehmers.

4. Schlussbemerkungen

Im Rückblick auf die seit 1996 laufenden Aktivitäten für die Betonsysteme kann man folgende Bilanz ziehen:

1. Beton und Spritzbeton sind neben dem Gebirge die wichtigsten Baumaterialien für die Erstellung des GBT. Es werden 2,5 Mio. m³ Beton und Spritzbeton im Gesamtwert von 1 Mrd. sFr verbaut.
2. Die Dimension des Objektes, das Nutzungsziel und die potentiellen Risiken rechtfertigen das aussergewöhnliche Vorgehen für den Umgang mit Beton und Spritzbeton.
3. Das Prüfungssystem für Betonmischungen hat zu einer in der Geschichte des schweizerischen Betonbaus einmaligen Forschungstätigkeit geführt. Das Resultat trägt dazu bei, die Risiken bezüglich Qualität und Dauerhaftigkeit zu vermindern.
4. Das gewählte Vorgehen schliesst künftige Entwicklungen nicht aus. Es bietet einen geeigneten Rahmen für die Einführung solcher Entwicklungen unter bestmöglicher Wahrung der Interessen des Bauherrn, der Unternehmer und der Lieferanten.

Stand Projekt Lötschberg-Basistunnel

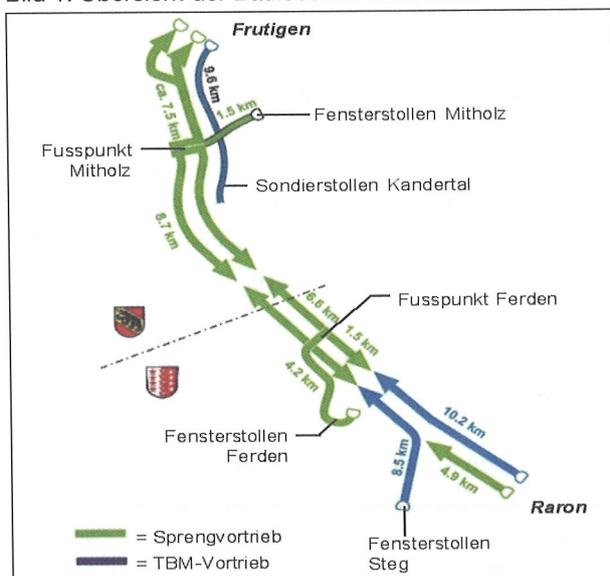
Peter Teuscher, Dipl. Bauing. HTL/SIA
BLS AlpTransit AG, Thun

Alle Vortriebsstände sind auf Oktober 2002 aktualisiert.

1. Allgemeines

Der Basistunnel hat eine Länge von 34.875 km. Durch das gewählte Sicherheitskonzept muss pro Fahrtrichtung eine Tunnelröhre gebaut werden. Gesamthaft ergibt sich inkl. aller Zugangsstollen eine Länge von 88'064 m Tunnelröhren, die auszubrechen sind. Davon haben die Mineure am **14. Oktober 2002 bereits 57'394 m aufgefahren. Damit sind 65% des Lötschberg-Basistunnels termingemäss ausgebrochen!**

Bild 1: Übersicht der Baulose mit Vortriebsmethode

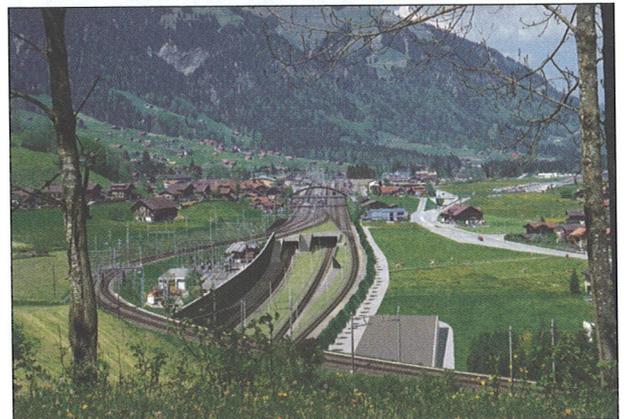


Mit der Vergabe des Tagbautunnelloses (L = 2'600m) von Frutigen Richtung Reichenbach auf der Nordseite des Basistunnels sind alle Bauhauptlose am Lötschberg vergeben. Die Ausschreibungen für die bahntechnische und elektromechanische Ausrüstung des Basistunnels sind in Form von Totalunternehmerangeboten bereits erfolgt und die Aufträge vergeben. Bereits wird durch die termingemässe Abwicklung der Arbeiten seitens der Politik gefordert, den Basistunnel im Jahre 2006, statt wie geplant 2007 in Betrieb zu nehmen. Es ist noch eindeutig zu früh, verbindliche Zusagen über solche Forderungen zu machen. Denn es sind noch weitere 30 km Tunnel auszubrechen und anschliessend mit einer komplexen Logistik der Tunnel für die Betriebsbelange auszurüsten.

2. Frutigen

Mit der Plangenehmigung vom Oktober 2001 erhielt der Anschluss Frutigen grünes Licht zur Bauausführung. Die Bauarbeiten umfassen verschiedene Hauptbaulose, wie den Tagbautunnel, die Unterquerung der BLS-Bergstrecke verbunden mit einem kurzen Gegenvortrieb Richtung Mitholz, Erdbauarbeiten und ein Betonwerk für die gemeinsame Versorgung aller Baustellen. Mit der Ausschreibung verschiedener kleinerer Baulose soll auch dem lokalen Gewerbe die Chance auf Bauaufträge gegeben werden.

Bild 2: Fotomontage Interventionsstelle Frutigen



Im Rahmen der Plangenehmigung wurde beschlossen, in der ersten Ausbautappe auch die zweite Tunnelröhre des Tagbautunnels Frutigen im Rohbau zu erstellen. Damit kann eine zukünftige erneute Tunnelbaustelle im Kandertal vermieden werden. Die zweite Röhre wird jedoch bahntechnisch vorläufig nicht ausgerüstet. Die erforderlichen Planänderungen wurden von den zuständigen Projektgenieuren in sehr kurzer Zeit ausgearbeitet und öffentlich aufgelegt. Die Bauarbeiten für den Tagbautunnel sind kürzlich vergeben worden (Bild 3).

Die zweigleisige BLS-Bergstrecke wird aus der Interventionsstelle Frutigen heraus mit zwei bergmännisch erstellten Tunnelröhren unterquert (Bild 2). Die Vortriebe erfolgen im Schutze von Rohrschirmen. In einem ersten Schritt wurde nördlich der Bergstrecke eine durch den

Bahndamm rückverankerte Bohrpfehlwand errichtet (Bild 4). Die 46 Pfähle weisen einen Durchmesser von 100 cm und Längen von bis zu 18.5 m auf. Als bautechnische Herausforderung ist der wechselhafte geologische Aufbau mit dem künstlich aufgeschütteten Bahndamm und der Deckschicht aus Gehängeschutt im Hangenden, der Lockergesteinszwischenlage, einer Grundmoräne, sowie dem Fels im Liegenden, bestehend aus einer Wechsellaagerung von Sandsteinen und Dachschiefern, zu nennen. Die beiden Tunnelprofile verlaufen grösstenteils in der Moräne und im Fels.

Grosse Beachtung wird der Überwachung der Gleisverformungen im Bereich der Querung geschenkt. Zu diesem Zweck wurde ein projektbezogenes Qualitätsmanagement (PQM) und eine Alarmorganisation aufgebaut. Damit kann ein sicherer Betrieb der BLS-Bergstrecke während der Unterquerung gewährleistet werden.

Bild 3: Die Linienführung im Kandertal

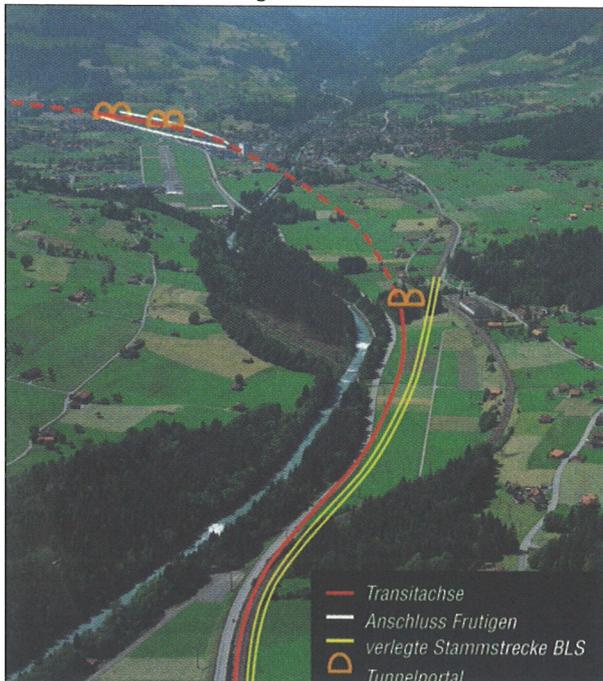


Bild 4: Bohrpfehlwand mit Rohrschirm



Für die Versorgung aller Baustellen der Lötschberg-Basislinie im Raum Frutigen wurde eine Betonanlage errichtet. Sie bezieht die Betonzuschlagstoffe von Mitholz, wo das Ausbruchmaterial aufbereitet wird (Bild 5).

Bild 5: Betonanlage Frutigen

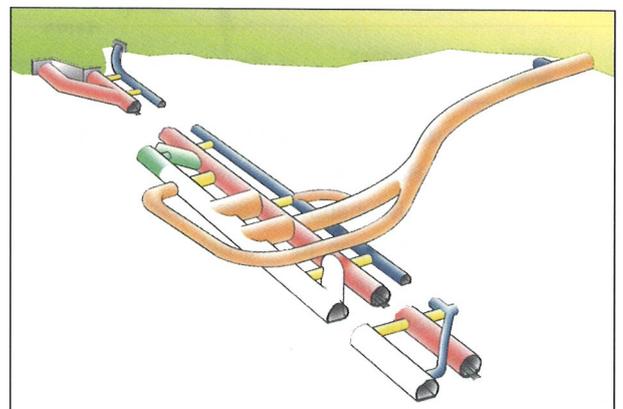


3. Baulos Mitholz

3.1 Vortriebsstand

Die Bauarbeiten im Los Basistunnel Nord laufen programmgemäss. Im Nordabschnitt zwischen Mitholz und Frutigen hat der Ausbruch der Oströhre **Mitte Oktober 2002 eine Länge von 6050 m erreicht**. Richtung Süden haben die beiden Tunnelröhren **Mitte Oktober einen Vortriebsstand von 5440 m (Tunnel Ost) bzw. 5775 m (Tunnel West) erreicht**. Wiederholt wurden sehr hohe Vortriebsleistungen von bis zu 18 m pro Tag und Tunnelröhre mit vier Abschlügen erreicht.

Bild 6: Fusspunkt und Fensterstollen Mitholz



Aus dem Vortrieb in den verkarstungsanfälligen Kalken der Doldenhorn-Decke liegen erste Erfahrungen über die Vorauserkundung und die Injektion von wasserführenden Zonen vor. Aufgrund der geologischen und hydrogeologischen Vorerkundungen ist in diesem Tunnelabschnitt von

rund 3.5 km Länge mit stark wasserführenden verkarsteten Störungszonen zu rechnen. Die im Tunnel zu erwartenden Gebirgswasserdrücke liegen im Bereich von 45 bis 65 bar.

Seit sich der Vortrieb in den verkarstungsanfälligen Kalcken der Doldenhorn-Decke befindet, werden systematische Vorauserkundungen durchgeführt.

Das Erkundungskonzept ist auf das Erkennen von wasserführenden Störzonen und Karströhren ausgelegt. Die Vorausböhrungen werden im Schutze von 20 m langen Standrohren und Mehrfachpreventersystemen ausgeführt. Die systematische Vorauserkundung beinhaltet auch periodische Messungen der Gebirgstemperatur in Bohrlöchern an der Ortsbrust. Damit kann eine Temperaturanomalie, welche auf eine bedeutende Gebirgswasserströmung hindeuten würde, frühzeitig erkannt werden. Auf der Basis der Ergebnisse der Vorausböhrungen, der hydraulischen Tests und der Georadarmessungen wird für jeden Vortriebsabschnitt das Karstrisiko beurteilt.

Ein erster, stark geklüfteter Gebirgsabschnitt im Kieselkalk wurde von km 25.630 bis km 25.700 durchfahren. Aufgrund der fehlenden Verkarstungsanzeichen und der langen Ausdehnung der Strecke wurde beschlossen, das Gebirgswasser in diesem Abschnitt zu drainieren und auf Injektionsmassnahmen zu verzichten.

In der Weströhre wurde bei km 26.100 mit Hilfe der Vorauserkundung eine verkarstete Zone gefunden. Die Verkarstung folgt einer von Süden nach Norden einfallenden Überschiebungsfäche und ist im Schnittpunkt mit einer vertikalen Störungszone (Lineament) besonders ausgeprägt. In der nur vierzig Meter neben der Weströhre verlaufenden Oströhre wurden keine Anzeichen der Verkarstung festgestellt.

Die Vorausböhrungen in der Weströhre führten teilweise sehr hohe Wassermengen. Aus verschiedenen Böhrungen wurde, wenn geöffnet, zudem Lockermaterial (Silt, Sand, Geröll) ausgeschwemmt. Die prognostizierten grossen Wasserzuflüsse in den Tunnel von 100 bis 200 Liter pro Sekunde und die in den Bohrkernen zu erkennen klaren Anzeichen der Verkarstung führten zum Entscheid, die verkarstete Zone vor der Durchörterung mit Zementinjektionen abzudichten.

Nach Abschluss der Injektionsarbeiten wurde die Zone mit dem Ausbruch ohne Probleme durchquert. Der Wasserzufluss betrug noch ca. 5 l/s.

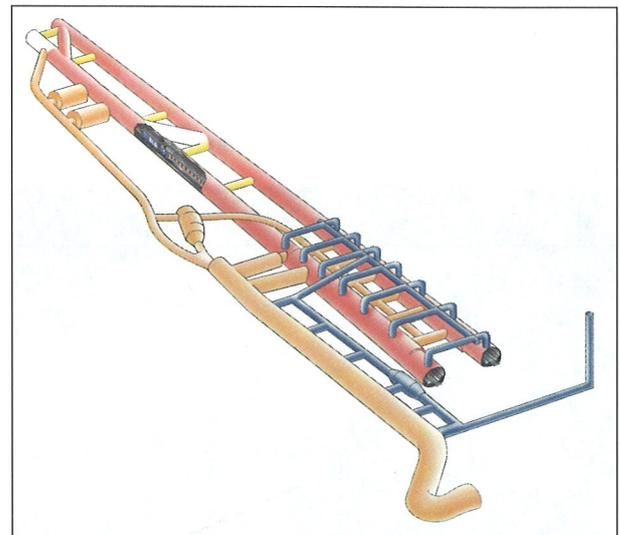
4. Ferden

4.1 Vortriebsstand

Der bereits im September 2000 beendete Zugangsstollen Ferden taucht im Raum Goppenstein mit einem maximalen Gefälle von 12,5 % auf einer Länge von ca. 4 km auf das Niveau des Basistunnels ab und führt zum Fusspunkt Ferden. Dieser Fusspunkt besteht aus verschiedenen Logistikavernen, die den Zugang zur Nothaltestelle Ferden, zur Zuluftzentrale Ferden und zur Betriebszentrale sicherstellen. Die Nothaltestelle ist ein Fluchtpunkt für Passagiere und ein Zugriffspunkt für Rettungskräfte. In diesem Bereich kann ein Zug im Notfall anhalten, die Passagiere können aussteigen und über den Fluchtstollen in die Zuluftzentrale fliehen. Die Nothaltestelle erstreckt sich über eine Länge von 473 m und wird aus zwei verbreiterten Röhren des Basistunnels gebildet. Die beiden Röhren der Nothaltestelle sind mit insgesamt 6 Querschlägen miteinander verbunden.

Parallel zur Nothaltestelle, in deren Mitte, verläuft der Fluchtstollen, der mit der Zuluftzentrale verbunden ist und über die frische Luft in die Nothaltestelle geleitet wird. Die Brandgase werden mit dem über der Nothaltestelle liegenden Ansaugsystem abgesaugt. Das äusserst komplexe System des Fusspunktes Ferden, der Nothaltestelle Ferden, der Zuluftzentrale Ferden und des Ansaugsystems konnte im März 2002 erfolgreich beendet werden.

Bild 7: Das «Labyrinth von Ferden» mit dem Abluftsystem über der Nothaltestelle



Der Vortrieb der eigentlichen Basistunnelröhren schloss sich nahtlos an den Ausbruch in der Nothaltestelle an.

Vortriebe in Richtung Norden: In nördlicher Richtung zeigten die verschiedenen Vorauserkundungen, dass zwei Störungszonen, die «Sedimenteinschuppungen» und der

«Jungfrau keil» sich den drei Vortrieben mit dem Basistunnel West, dem Basistunnel Ost (ca. 65 m²) und dem Zufahrts- und Lüftungsstollen (ca. 40 m²) zu durchfahren sind. Die zwischen 80 und 90 m mächtige Sedimenteinschuppung aus Anhydrit, Kalk- und Sandsteinen, Ton- und Kalkschiefer besass eine wasserführende Zone mit einer Mächtigkeit von ca. 8 m, wo hohe Wasserdrücke bis zu 110 bar gemessen wurden. Nach einer Strecke von ca. 180 m im Gneis wurde anschliessend der Jungfrau keil erkundet, mit einer Mächtigkeit von ca. 40 bis 45 m, jedoch ohne bedeutende Wasserzutritte.

Es galt, in Anbetracht einer möglichen Verbindung der Bergwässer aus den Sedimenteinschuppungen und dem Jungfrau keil mit den Thermen Leukerbad, die Infiltration in die Tunnel durch Abdichtungsinjektionen auf ein Minimum zu beschränken.

Die Vorbehandlungsarbeiten für die Sedimenteinschuppungen dauerten für die Weströhre Richtung Nord von Mitte Juni 2001 bis Mitte August 2001, für die Oströhre Richtung Nord von Ende Juli 2001 bis Mitte September 2001. Insgesamt trieben die Injektionsspezialisten für beide Basistunnel dabei 82 Bohrungen mit einer Gesamtlänge von 3'495 m in das Gestein. Die Injektionen der wasserführenden Zonen erforderten insgesamt 150 m³ Injektionsgut. Nach dem Erstellen von 4 Entlastungsbohrungen in die Tunnelbrust konnten die Mineure im Schutz von vier sich überlappenden, kegelförmigen Drainageschirmen und mit reduzierten Abschlagslängen die Sedimenteinschuppung mit beiden Basistunnel erfolgreich durchhörtern.

Bild 8: Doppelplattform für die Bohrungen im Jungfrau keil



Insgesamt fliessen momentan zwischen 2,5 und 3,5 l/s Bergwasser aus den Sedimenteinschuppungen und dem Jungfrau keil in die Basistunnel. Somit konnten die durchgeführten Vorbehandlungsmassnahmen als erfolgreich

bezeichnet werden und es steht den Vortrieben Richtung Norden bis zum Durchschlagspunkt mit den Mineuren aus Mitholz nichts mehr im Wege.

Vortriebe in Richtung Süden: Nach der Nothaltestelle wurden in südlicher Richtung die bereits im Zugangsstollen Ferden durchhörtern Phylitzonen «Dornbach Nord und Süd» angetroffen. Die erste Zone «Dornbach Nord» konnte bereits mit der Basistunnelröhre West ohne spezielle Massnahmen durchquert werden. Seit Mitte Mai 2002 befindet sich der Vortrieb der Weströhre in der ca. 90 m mächtigen «Dornbach Süd» -Störung, wo im Kalottenvortrieb mit anschliessendem Nachziehen der Strosse die Phylit-Zone sicher durchhörtert wird. Voraussichtlich wird diese Zone Mitte Juni 2002 durchhörtert sein, um dann wiederum im massigen Gneis den Sprengvortrieb Richtung Süden voranzutreiben.

Die Tatsache, dass die insgesamt vier Vortriebe der Basistunnel in Richtung Süd und Nord ab dem Fusspunkt des ca. 4 km langen Zugangsstollens Ferden erfolgen müssen, stellte hohe Anforderungen an das Installationskonzept des Unternehmers. In Anbetracht der beengten Platzverhältnisse auf dem Installationsplatz Schlegmatte musste ein Grossteil der notwendigen Installationen beim Fusspunkt Ferden angeordnet werden.

Nach einer ca. einjährigen Installationszeit mit gleichzeitigem Vortrieb verfügt die Unternehmung seit Mitte Mai 2002 über die Gesamtheit der notwendigen Installationen und kann nun die Vortriebskadenzen erheblich erhöhen. Folgende Installationen sind dafür wichtig:

- Lüftung: Die Frischluft wird über den Zugangsstollen Ferden eingebracht und über den freien Querschnitt an die vier Vortriebsfronten verteilt. Auf einer Hängebühne in einiger Distanz zur Vortriebsfront wird die Frischluft anhand eines Ventilators mit einer Kapazität von 40 m³/s gefasst und mit einer Lutte bis an die Front geblasen. Die im freien Querschnitt zurückströmende Abluft wird durch einen zum Frischluftventilator versetzten Abluftventilator mit Kapazität 55 m³/s gefasst und durch eine zweite Lutte in das Abluftsystem oberhalb der Basistunnel gebracht, wo es über einen Lüftungsstollen anhand zwei grosser Ventilatoren mit einer maximalen Kapazität von 300 m³/s durch einen ca. 350 m langen Vertikal-schacht an die Oberfläche abgegeben wird.
- Kühlung: Die Kühlung erfolgt mit Wasser über zwei voneinander unabhängige Kühlkreisläufe: Der pri-

märe Kreislauf stellt das Abkühlen des erhitzten Wassers sicher, indem das Wasser des Stausees Ferden zu einem «Technischen Gebäude» bei der Staumauer geführt wird und dort der Wärmeaustausch mit dem sekundären Kreislauf stattfindet. Der sekundäre Kreislauf führt über den Vertikal-schacht zu einem Dreikammerrohraufgeber im Absaugsystem oberhalb des Basistunnels, von wo aus das gekühlte Wasser zu den Kühleinheiten in den einzelnen Vortrieben geführt wird. Zusätzlich verfügt die Unternehmung über mobile Kühleinheiten, welche bei Bedarf zusätzlich eingesetzt werden können. Die Kühlung wurde auf eine Kühlleistung von 3 MW ausgelegt, welche bis auf maximal 5 MW ausgebaut werden kann.

- Logistikkavernen beim Fusspunkt Ferden: In der Hauptkaverne beim Fusspunkt Ferden wurde eine neue Betonzentrale erstellt. Die dafür notwendigen, per Bahn angeführten Zuschlagstoffe werden über ein neu installiertes Silosystem auf dem Installationsplatz und ein neues Förderband vom Portal über den Zugangsstollen bis zum Fusspunkt gebracht. Eine weitere Kaverne beherbergt den Hauptbrecher, von wo das Ausbruchmaterial auf das neue Förderbandsystem übergeben und zu der Bahnverladehalle auf dem Installationsplatz Schlegmatte geführt wird. In der gleichen unterirdischen Kaverne ist zugleich das Wasseraufbereitungssystem mit einer komplexen Schlammmentwässerungs-Anlage angeordnet. Die Werkstätten und Lagerbereiche wurden ebenfalls unter Tage verlegt.
- Vortriebseinrichtungen Richtung Nord: Die Schutterung der Vortriebe Nord erfolgt über mobile Brecher im Vortrieb und ein der Front nachfolgendes Förderband. Anhand von Hängebühnen schafft sich die Unternehmung Freiraum für die Erstellung der Sohle.

Mit diesen neuen, bedeutenden Installationen Untertage hat sich der Unternehmer die Voraussetzungen geschaffen, die Vorgaben des Bauprogramms zu erfüllen.

5. Steg/Raron

5.1 TBM Vortrieb Steg: Rekordvortrieb und Asbestvorkommen

Im Dezember 2001 wurde das Ende des Zentralen Aare Granits erreicht. Aufgrund der hohen Abrasivität des Ge-

steins wurden in diesem Abschnitt nur begrenzte Vortriebsleistungen erreicht. Während der Weihnachtspause ist der Bohrkopf der TBM ein zweites Mal ertüchtigt worden. Die Revision dauerte etwa 4 Wochen.

Im Gneis des Altkristallin konnten die Felssicherungs-massnahmen reduziert werden, die wegen Bergschlag nötig geworden waren. Im März 2002 wurden betreffend Vortriebsleistungen alle bisherigen Rekorde gebrochen:

- Monatsrekord: März 2002: 643 m
- Wochenrekord: 18. bis 24. März. 2002: 181,2 m
- Tagesrekord: 30. Juni. 2002: 43,0 m (in 18 Stunden)

Ende März 2002 wurden erstmals Asbestadern im Gestein entdeckt. Die Quantitäten sind sehr gering. Aus Sicherheitsgründen und zum Schutz der Arbeiter wurde von der SUVA ein Vortriebsstop veranlasst. Dieser dauerte 9 Tage. Eine Messkampagne im Tunnel und in der Umgebung der Tunnelportale (Installationsplätze, Unterkünfte, Kantine, Deponien, Materialbewirtschaftung usw.) wurde eingeleitet.

Die Auswertung der Messresultate hat aufgezeigt, dass für die Aussenbereiche eine Gefährdung der Umwelt ausgeschlossen werden kann. Im Tunnel wurden die Vortriebsarbeiten unter Umsetzung spezieller Massnahmen wie das Tragen von P3 Schutzmasken, täglicher Wechsel

Bild 9: Bohrkopf der TBM nach der Revision am 16. Januar 2002

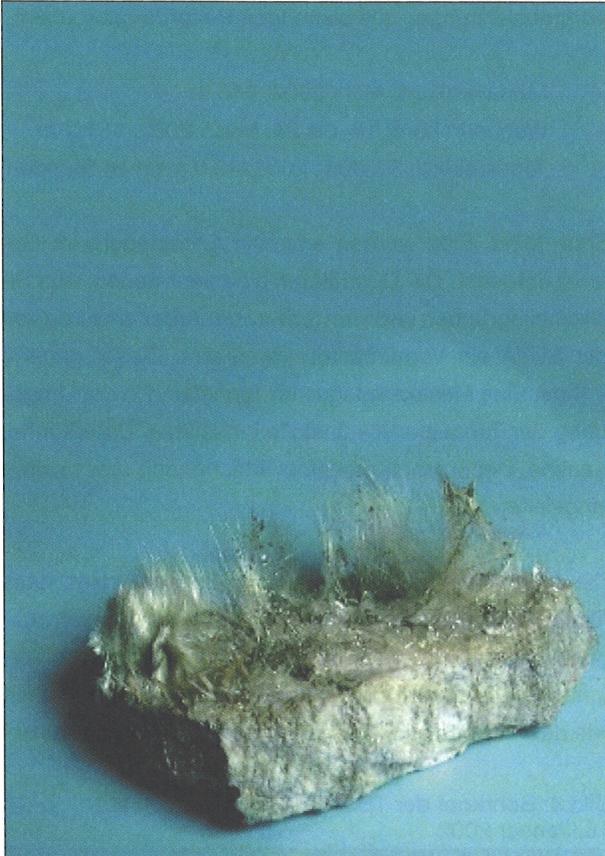


der Arbeitskleidung und der Einsatz von Sprühwasser-vorhängen (Dustex Dispersionssystem) in kritischen Bereichen wie Materialübergabe bei Förderbändern und am Ende der TBM wieder aufgenommen.

Parallel werden die einzelnen Messungen im Tunnel und im Aussenbereich fortgeführt.

Gemäss den aktuellen Vortriebsleistungen wird die Grenze im September 2002 vor dem Eintreffen des SPV des Los Ferden erreicht.

Bild 10: Gesteinsmuster mit Asbest



5.2 TBM Vortrieb Raron: Autochton Gampel – Baltschieder bald durchfahren

Die Bohrarbeiten in Raron wurden im Juli 2001 aufgenommen. Die prognostizierte Störzone des Trias zwischen dem TM 542 und TM 708, welche mit einer TBM nur schwer durchörtert werden konnte, wurde vorgängig konventionell ausgebrochen. Am 28. September 2001 erreichte die TBM diesen Bereich und wurde mittels der Gripper und zusätzlichen Pressen durch die Triasstörzone geschoben. Kurz mussten die stark wasserführenden Lias-Kalke durchfahren werden. Der Tunnel hatte eine stark entwässernde Wirkung auf das Gebirgsmassiv, sowie auf die Gesteinsmassen des Felssturzgebiets von St. German. Dies führte zu Setzungen in der Ortschaft St. German von bis zu 20 cm und hatte Schäden in Form von Gebäuderissen an 154 Häusern zur Folge.

Die Setzungen sind seit anfangs Jahr kontinuierlich am Abklingen. Prof. L. Vulliet der ETH Lausanne wurde zur Klärung der Ursachen mit der Ausarbeitung einer Expertise beauftragt.

Zurzeit befindet sich der Vortrieb im Quintnerkalk. Wasseranfall an der Brust und das bereits erwähnte Ausknicken des Fels, jedoch in einem geringeren Mass als im Liaskalk, sind die momentan vorherrschenden zu meisternden Schwierigkeiten.

Aktueller Vortriebsstand **Mitte Oktober 2002: (TM 5000)**.

5.3 Sprengvortrieb Raron

Grundsätzlich konnte nach dem Durchfahren der Störzonen des Trias ab dem TM 765 im Februar 2002 der ordentliche Vortrieb in der Weströhre aufgenommen werden. Aufgrund der Setzungsprobleme im Dorf St. German und des unmittelbaren Unterquerens von St. German wurde bis am 8. April 2002 zwischen 22.00 Uhr und 6.00 Uhr keine Sprengungen durchgeführt und die Abschlagslängen reduziert. Entsprechend konnten die vorgegebenen Vortriebsleistungen nicht erreicht werden.

Durch die Verwendung einer Hängebühne werden die werkvertraglich festgelegten durchschnittlichen Leistungen von 5,5 m/AT jedoch ohne weiteres erreicht. Aktuell betragen die Vortriebsleistungen 10 bis 12 m/AT. Parallel zum Vortrieb wird zudem seit Anfangs Jahr die Sohle eingebaut.

Aktueller Vortriebsstand **Mitte Oktober 2002: (TM 2350)**.

Herausforderung bei den einzelnen Losen Mitholz, Vorauserkundung

Wolfgang Lehner, Ing., SATCO, Mitholz
Philipp Häfliger, Dipl. Ing. ETH, SATCO, Mitholz

Beim Baulos Mitholz des Lötschberg-Basistunnel Nord stellt das Hauptrisiko die Durchörterung der Kalke der Doldenhorn-Decke und des Autochthons Nord mit den hohen Bergwasserdrücken und der Möglichkeit einer bis auf dem Tunnelniveau auftretende Verkarstung dar. Um das Risiko eines Wassereintrages und der damit verbundenen Gefährdung für das Vortriebspersonal auszuschliessen, wurde ein umfangreiches Erkundungsprogramm, bestehend aus einer Kombination von systematischen langen und kurzen Vorausbohrungen, vorgesehen. Das Konzept wurde in enger Zusammenarbeit zwischen Projektgeologen, Projektingenieuren, Bohrexperthen und dem Hauptunternehmer SATCO ausgearbeitet. Durch den Einsatz von vielfältigen Erkundungsmassnahmen konnte bislang eine grössere Störzone detektiert werden und dank einer adäquaten Behandlung ohne Schwierigkeiten durchfahren werden.

1. Das Baulos Mitholz im Lötschberg-Basistunnel

Für die fristgerechte Erstellung des Lötschberg-Basistunnels spielt das Baulos Mitholz eine Schlüsselrolle. Der nördliche Hauptangriffspunkt für den Bau des Basistunnels liegt in Mitholz. Vom unterirdischen Fusspunkt des 1,5 km langen Fensterstollens werden drei Tunnelröhren gleichzeitig ausgebrochen. Das Baulos umfasst im wesentlichen die Herstellung von 16 km der östlichen Einspurröhre von Frutigen bis zur Baulosgrenze zum Mittellos Ferden und die Auffahrung von acht Kilometer Weströhre vom Fusspunkt Mitholz ebenfalls bis zur vorgenannten Losgrenze. Die Weströhre übernimmt die Funktion als Dienstunnel für Lüftung, Unterhalt und Rettung. Alle 330 m sind Querverbindungen zwischen den Tunnelröhren bzw. zwischen der Tunnelröhre Nord und dem bestehenden Dienstollen zu erstellen. Mit dem Sondier- bzw. Dienstollen zwischen Frutigen und Mitholz existiert in allen Bereichen das aus Sicherheitsgründen erforderliche 2-Röhren-System.

Bild 1: Überblick über die Baustelleninstallationsfläche und Deponie des Ausbruchmaterials in Mitholz.



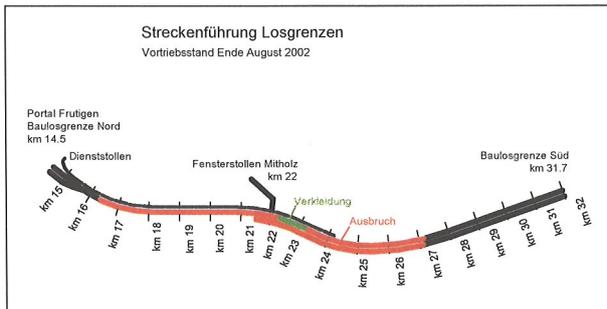
2. Projektstand

Das Schweizer AlpTransit Consortium (SATCO), bestehend aus den Firmen Strabag (Aut), Rothpletz, Lienhard + Cie AG (CH), Walo Bertschinger AG (CH), VINCI GP (F) und Skanska International Civ. Eng. AB (S), hat am 17.02.00 den Zuschlag erhalten.

Die Hauptarbeiten erforderten umfangreiche logistische Massnahmen. Durch den Fensterstollen werden sowohl das Ausbruchmaterial an die Oberfläche transportiert, als auch sämtliche Zuschlagstoffe und Einbaumaterialien in den Berg befördert. Aus geeignetem Ausbruchmaterial werden über Tage die Zuschlagstoffe für die benötigte Betonherstellung aufbereitet. Im Fusspunkt befinden sich zwei grosse Kavernen. In der ersten sind die unterirdischen Werkstätten untergebracht, während der Raum in der zweiten Kaverne durch die Betonanlage belegt wird. Die drei Vortriebe konnten ab Juli 2000 gestaffelt begonnen werden. Die Hochleistungsvortriebe mit ihren Nachläuferinstallationen konnten ab dem Jahresende 2000 ihre Leistungen vollumfänglich erbringen. Mittlerweile sind folgende Vortriebsstände erreicht worden (Stand: Ende August 2002):

Vortrieb Nord Ost: 5'350 m
Vortrieb Süd Ost: 4'600 m
Vortrieb Süd West: 4'450 m

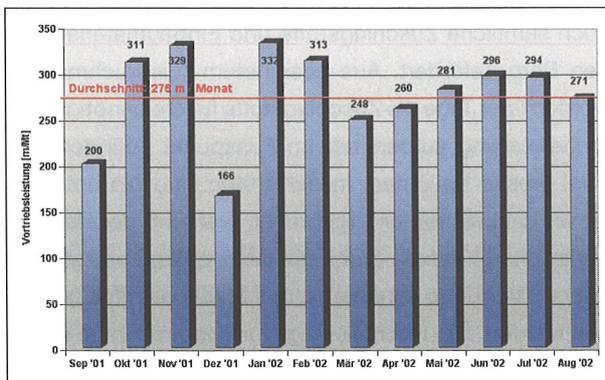
Bild 2: Stand der Arbeiten im Baulos Mitholz [Ende August 2002]. Rot dargestellt sind die bereits ausgebrochenen Streckenbereiche der Haupttunnel. Mit grüner Farbe ist die eingebrachte Innenschale aufgezeigt.



Die bisher erzielten hohen Durchschnittsleistungen und aussergewöhnliche Spitzenleistungen von bis zu 17 m/AT sind nur durch das Zusammenspiel von professionellen Vortriebsmannschaften und mit den auf die speziellen Bedürfnisse und Randbedingungen abgestimmten modernen Vortriebseinrichtungen möglich gewesen. Im speziellen sind hier zu erwähnen:

- Modernste Sprengtechnik mit Emulsionssprengstoffen und Schlauchzündern;
- Computergestützte Bohrwagen (Halbautomatik) und Control-Systeme;
- Leistungsfähige Ladegeräte im Zusammenspiel mit geeigneten Brecheranlagen;
- Förderbandschütterung ab Vortrieb bis zur obertägigen Deponie.

Bild 3: Monatliche Vortriebsleistungen der letzten 12 Monate des Tunnels Nord Ost



In dem nördlichen Tunnelast mit nur einem Tunnel wird zuerst der Durchschlag – Beginn 2003 – angestrebt, bevor das nachfolgende Sohlgewölbe und die Innenschale erstellt werden. In südlicher Richtung konnte aufgrund des Schütterungskonzeptes mit Streckenbändern über eine Tunnelröhre bereits im März 2002 mit dem Innen-

ausbau begonnen werden, der sukzessive dem Vortrieb in der östlichen Röhre folgt.

Der Sohlenaufbau mit Entwässerungsgraben bzw. Sohlgewölbe ist auf einer Länge von 1'300 m eingebaut. Die Abdichtung und die Innenschale ist auf einer Länge von 850 m fertiggestellt [Stand: Ende August 2002].

Bild 4: Der Einbau der Innenschale hat im Einspurttunnel Süd Ost begonnen [Bild aus der Versuchsstrecke]



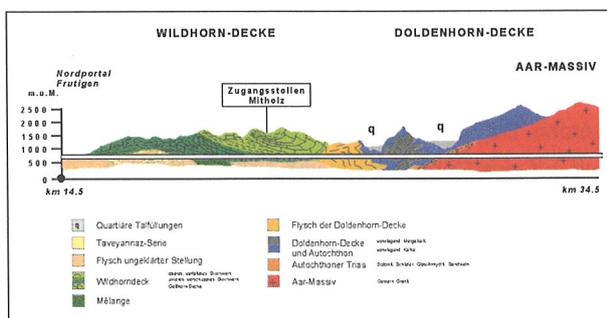
3. Die Geologie

Die vom Lötschberg-Basistunnel durchfahrenen tektonischen und geologischen Einheiten geben einen Einblick in einen wesentlichen Teil der schweizerischen Alpengeologie. Ab dem Portal Frutigen verläuft der Tunnel während rund 4,5 km im Flysch, dessen tektonische Stellung nicht ganz geklärt ist. Darin sind schuppenartig eingebettet Wechsellagerungen von harten und vulkanischen Sandsteinen und Schiefer, die sogenannte Taveyannaz-Serie. Anschliessend werden die unteren Stockwerke der Wildhorndecke durchörtert. Diese ist stark verschuppt; die Schuppen sind häufig subhorizontal bis schwach gegen Süden einfallend gelagert. Ca. 9,5 km ab Nordportal tritt das Tunneltrasse in die tektonische Einheit der Doldenhorndecke ein. Diese zeichnet sich durch stark verfaltete Formationen aus. Die teilweise recht mächtigen Malm- und Kreidekalke neigen zu Karstbildungen, die auf Tunnelniveau grössere Wassermengen führen können. Südlich von Kandersteg wird zuerst die Sedimenthülle des autochthonen Aaremassivs gequert. Der Tunnel erreicht anschliessend das Aaremassiv, bestehend aus Graniten und Granodioriten, die wegen der hohen Überlagerung zu Bergschlag neigen. Im Bereich des Kristallin erfolgt der Durchschlag zum Baulos Ferdan.

Das Hauptrisiko des Lötschberg-Basistunnels stellt die Durchörterung der Kalke der Doldenhorn-Decke und des Autochthons Nord mit den hohen Bergwasserdrücken

und der Möglichkeit einer bis auf dem Tunnelniveau auftretende Verkarstung dar. Durch eine geeignete Trassewahl konnten weitere potentielle Risiken eliminiert werden (z.B. keine Unterquerung des Öschinensees). Die Achse des Tunnels wurde längs des Kandertals bergwärts verschoben, um möglicherweise stark wasserführenden und mit Lockergestein Grundwasser in der Talebene in Verbindung stehenden Talklüften auszuweichen. Die Verkarstung der Doldenhorn-Decke und des Autochthons Nord wurde mit diversen Tiefenbohrungen untersucht, welche konkrete Aussagen über die auf Tunnelniveau zu erwartenden Verhältnisse aufzeigten. Es werden Wassereinträge von einigen m^3/s und Drücke von 75–100 bar in der Doldenhorn-Decke (Kiesalkalk/Quintnerkalk/Öhrlikalk) und bis 75 bar im Autochthon Nord als möglich erachtet. Noch grössere Wassermengen sind denkbar, aber die Eintretenswahrscheinlichkeit wird jedoch als sehr klein beurteilt.

Bild 5: Geologische Übersicht des Bauloses Mitholz



4. Risikoanalyse

Bei der Risikoanalyse wird für die Projektierung von einer Karstwassermenge von $10 \text{ m}^3/\text{s}$ mit Geschiebe ausgegangen. Aufgrund gesetzlicher Bestimmungen dürfen im Prinzip keine drainierenden Tunnels mehr gebaut werden. Weil die Innenschale die hohen vorliegenden Wasserdrücke, resultierend aus einer vollständigen Tunnelabdichtung, kaum aufnehmen würde, wird nur eine Regenschirmabdichtung eingebaut und die Drainagemenge innerhalb der Karststrecke limitiert. Dazu sollen die dafür notwendigen Abdichtungsmassnahmen weitgehend als Voraussmassnahme realisiert werden. Zudem muss das Ausführen von grosskalibrigen, mit Preventern versehenen Entlastungsbohrungen im Brustbereich möglich sein. Der Tunnelvortrieb soll gleichzeitig mit dem Ausführen von Abdichtungsmassnahmen im L1-L3-Bereich weitergeführt werden.

Die zusätzlichen Abdichtungsmassnahmen sollen jedoch nur dort gemacht werden, wo sie effektiv einen wesent-

lichen Nutzen haben. Dies bedingt einen flexiblen Bauvorgang mittels Sprengen. Bei einem Vortrieb mit einer Vollschnittfräse wären die Vorausbohrungen zur Detektion von Gas, wasserführenden Schichten und zur Gebirgsstabilisierung nur sehr beschränkt möglich. Der Ausschluss eines TBM-Vortriebes erfolgte nicht aus wirtschaftlichen, sondern vorab aus geologischen/hydrologischen Gründen bzw. aus den daraus abgeleiteten Risiken. Gebirgsinjektionen können dann erfolgreich ausgeführt werden, wenn die Fließgeschwindigkeit der in den Tunnel eintretenden Wässer gering ist. Anderenfalls würde das Injektionsgut vor dem Erhärten bereits wieder aus den zu verfüllenden Gesteinshohlräumen ausgespült werden. Mit sogenannten Vorausmassnahmen sollen die Injektionen weitgehend bereits vor dem Ausbrechen des Tunnels erfolgen. Zusätzlich ist zu beachten, dass die nachträgliche Abdichtung eines einmal erfolgten Wassereintruchs sehr schwierig, zeitraubend und kostenaufwändig ist.

Um das Risiko eines Wassereintruchs und der damit verbundenen Gefährdung für das Vortriebspersonal auszuschliessen, wurde ein umfangreiches Erkundungsprogramm vorgesehen, welches im Zuge der Ausbrucharbeiten durchgeführt wird. Diese Vorauserkundungsmassnahmen bestehen aus einer Kombination von systematischen, langen und kurzen Vorausbohrungen.

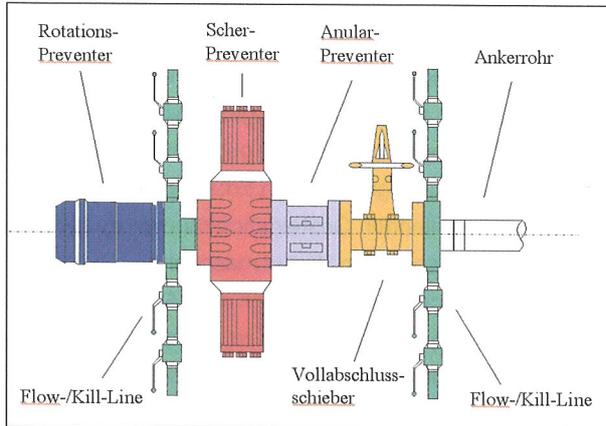
5. Vorauserkundungskonzept

Während der Bauausführung, noch vor Erreichen der karstgefährdeten Strecken, wurde das vorgesehene Erkundungsprogramm weiterentwickelt und in Teilbereichen optimiert. Nicht zuletzt durch das Ereignis des Wasser- und Schlamm einbruchs bei der Erkundung der Pioramulde am Gotthard erkannte man, dass der Einsatz von Einfachpreventern bei den Erkundungsbohrungen nicht ausreicht. In Zusammenarbeit zwischen Projektgeologen, Projektingenieuren, Bohrexperten und SATCO wurde das nachfolgend beschriebene mehrstufige Erkundungssystem erarbeitet.

Das neue Konzept basiert darauf, ausschliesslich Doppelpreventersysteme einzusetzen. Gemäss üblichen internationalen Vorgaben für Tiefbohrungen sollen bereits ab Drücken von 5 bar zwei voneinander unabhängige und nach unterschiedlichen Prinzipien arbeitende Absperreinrichtungen eingebaut sein. Zudem werden zur Aufnahme von Druckkräften und zur Verhinderung von Umläufigkeiten einzementierte Standrohre mit 20 m Länge verwen-

det. Auch beim Antreffen von Wasser unter grossem Druck soll mit den redundanten Sicherheitsvorrichtungen und den geeigneten Bohrgeräten weitergebohrt werden können.

Bilder 6/7: Schemaskizze Doppelpreventer [Quelle: Geo-Well GmbH] und Bildaufnahme während der Ausführung.



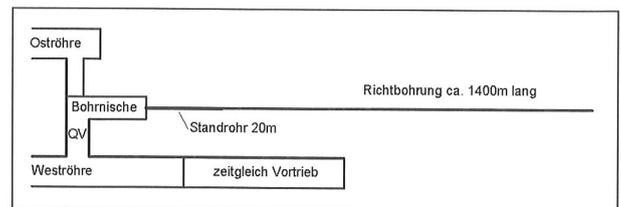
Zur besseren Ausnutzung der aufwändigen Preventervorrichtungen sind lange Bohrungen herzustellen. Zur systematischen Vorauserkundung kommen die nachfolgend aufgelisteten Erkundungsmittel zum Einsatz:

- Richtbohrungen: horizontale, gerichtete Kernbohrungen mit Längen bis zu 1'400 m;
- Vorausbohrungen: zerstörende Bohrungen ab Tunnelbrust mit Längen von 220 – 250 m;
- Hydraulische Messungen in den Richtbohrungen (Hydrotests);
- Geophysikalische Messungen in Richt- und Vorausbohrungen (Georadar);
- Aufnahmen mit Bohrlochscanner in Richt- und Vorausbohrungen (bei Bedarf);
- Periodische Temperaturmessungen in Bohrlöchern an der Tunnelbrust.

1. Phase: Richtbohrungen

Eine horizontale, gekernte Richtbohrung wird über eine grosse Länge, vorzugsweise mehr als 1'000 m, zwischen den Einspurrohren niedergebracht. Durch das Ansetzen der Bohrung in einem Querschlag mit zusätzlicher Bohrnische kann die Bohrtätigkeit weitgehend unabhängig vom Vortrieb ausgeführt werden. Die gegenseitige Behinderung zu den parallel laufenden Vortrieben kann klein gehalten werden.

Bild 8: Schemaskizze Vorauserkundung 1. Phase mittels Richtbohrung



Die Bohrstrecke wird anschliessend mit hydraulischen Tests und Georadar im Reflexionsverfahren untersucht. Die Eindringtiefe des Signals hängt beim Georadar vom Gestein ab und kann mit der Wahl der Frequenz variiert werden. Die Messungen sind nur in PVC-Rohren möglich und auf eine Bohrlochtiefe von 1'000 m limitiert.

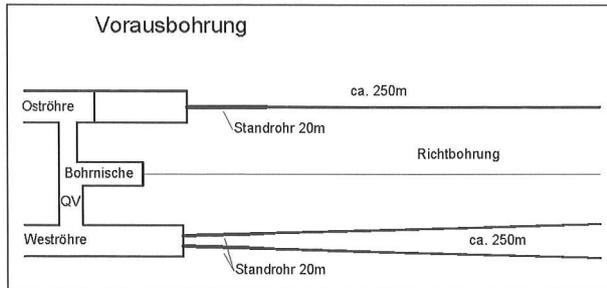
2. Phase: Vorausbohrungen

Zur Verfeinerung der Erkundung werden aus den Vortrieben jeweils zwei Bohrungen in der vorauseilenden Röhre ab Tunnelbrust und eine Bohrung in der nacheilenden Tunnelröhre erstellt.

Je nach Informationsstand durch die lange Richtbohrung werden die Bohrungen der zweiten Phase gekernt oder zerstörend ausgeführt. Sie haben im Regelfall eine Länge von ca. 250 m und unterbrechen den Vortrieb. Diese Bohrungen werden mittels Georadar und Bohrlochscanner untersucht.

Ergänzend zu den Bohrergebnissen werden Temperaturbeobachtungen der Bergwässer und des Gebirges durchgeführt und aufgezeichnet. Mit diesen Temperaturmessbohrlöchern lässt sich zirkulierendes Wasser voraussagen. Ebenso fliessen die Beobachtungen der Wassertrübung und das zeitliche Schüttungsverhalten in die Beurteilung ein.

Bild 9: Schemaskizze Vorauserkundung 2. Phase: Vorausboreungen



Aus all den erhobenen Daten wird für die einzelnen Vortriebsstrecken das Karstrisiko nach Gefahrenstufen eingeschätzt. Für jede Gefahrenstufe werden die im PQM – Karst im voraus festgelegten und vereinbarten Massnahmen getroffen.

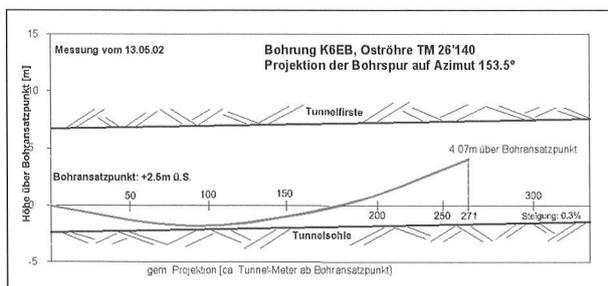
6. Bohrtechnik

Aufgrund der zu bohrenden Längen mit kleinem Abweichungsgrad kam der dafür notwendigen Bohrtechnik und der Auswahl einer Spezialfirma besondere Bedeutung zu. Aufgrund einer internationalen Evaluation fiel die Wahl auf die kanadische Firma N. Morisette.

Für die über 1'000 m langen Richtbohrungen sind Seilkernbohrverfahren mit unterschiedlichen Durchmessern vorgesehen. Für die geophysikalischen Untersuchungen muss der Querschnitt mindestens NQ (75.7 mm Bohrloch) betragen. Es wird mit der Grösse HQ (96 mm) begonnen, um im Falle eventueller Schwierigkeiten das Bohrloch zu verrohren, damit man auf einen kleineren Durchmesser wechseln kann.

Zu Kontrolle der Bohrgenauigkeit bzw. zur Feststellung der Abweichungen von der geplanten Bohrspur werden Bohrlochvermessungen mittels Singleshotverfahren alle 50 bis 100 m durchgeführt. Falls sich Bohrlochabweichungen andeuten, die einen Zielzylinder von 30 m Durchmesser zu verlassen drohen, kann die Bohrrichtung durch den Einbau von Keilen (retrievable wedges) korrigiert werden.

Bild 10: Beispiel einer Bohrspur



Von der beauftragten Bohrfirma wurde für die lange Richtbohrung eine durchschnittliche Tagesleistung von 35 m angegeben. Für die Ermittlung der Gesamtdauer einer Bohrung ist jedoch wesentlich, ob und in welchem Umfang Bohrlochabdichtungen erforderlich werden oder andere Störfaktoren auftreten.

Zusammen mit der Dauer der Installation der Bohrstelle, der geophysikalischen Messungen und der Räumung ergibt sich folgender Zeitbedarf:

Einrichten der Bohrstelle: 4 AT

Einbau Standrohr: 1 AT

Bohren (Annahme: 1'200 m): 34 AT

Geophysikalische Tests: 10 AT

Räumen der Bohrstelle: 2 AT

Mindestdauer je Bohrung: 51 AT (im 3-Schichtbetrieb)

7. Erkundung einer Störzone bei km 26+075

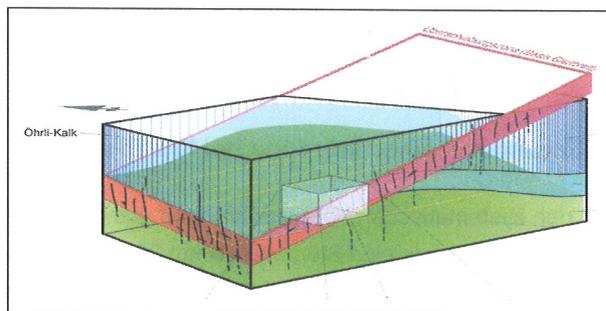
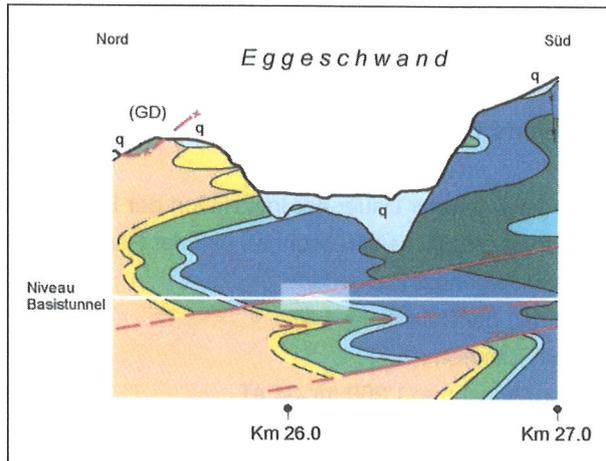
Mit den systematischen Vorausboreungen aus dem Tunnel Süd West wurde eine Störzone bei km 26+075 detektiert. Der Bereich gehört zum liegenden Schenkel einer Teilfalte der Doldenhorndecke. Der obere Teil wurde längs dieser Zone rund 300 m nach NW überschoben.

Hier schneidet eine markante Scherfläche den Öhrli-Kalk mit scharfem Kontakt zum darunter liegenden Kieselkalk ab. Sie stellt eine flach nach NW bis W einfallende Überschiebung dar, die leicht verbogen ist. Unter dieser Überschiebung ist das Gebirge in einem ca. 10 – 20 m mächtigen Bereich von weiteren Scherflächen lagenweise intensiv zerschert und lokal stark verknestet (z.T. mit laminiertes Fliessstruktur). Die in dieser Überschiebungszone enthaltenen Gesteine sind teilweise bis zur Unkenntlichkeit duktil/spröde deformiert sowie rekristallisiert worden.

Die Klüfte weisen unterschiedliche Dichten auf und sind bereichsweise in einzelnen Klüftzonen konzentriert mit entsprechender Wasserführung und rostigen Belägen. Die Trennflächen sind nur wenig geöffnet (2–5 mm); cm bis dm-grosse Hohlräume sind vorhanden, aber stark untergeordnet. Diese sind mit verschwemmtem, kalkigem, tonigem Silt, Sand und Feinkies gefüllt und führen beim Anbohren viel Wasser.

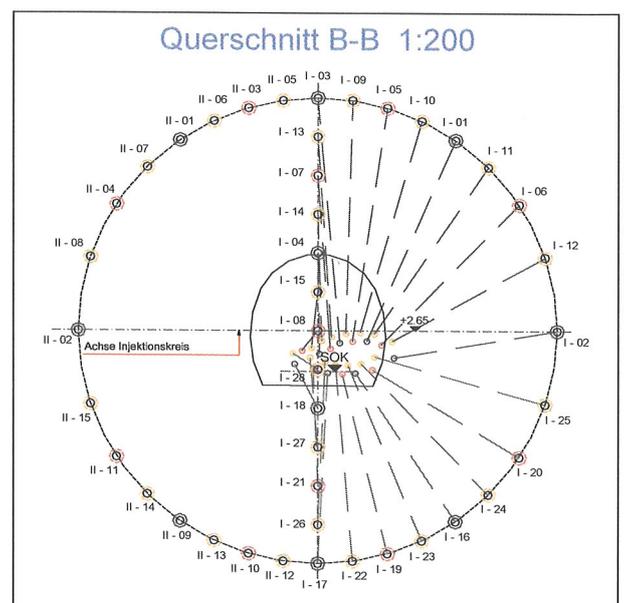
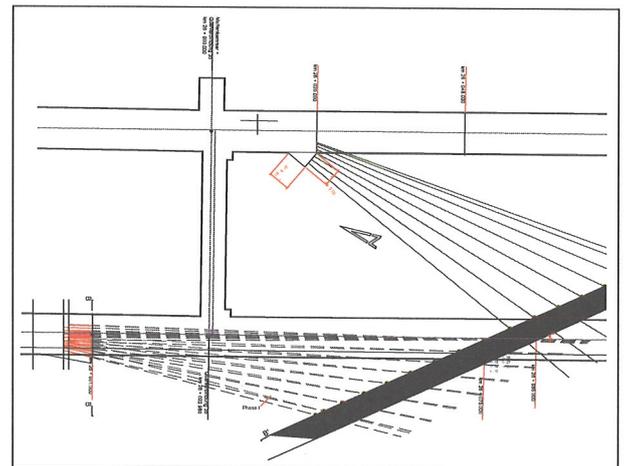
Während im Tunnel West mit den Bohrungen grosse Wasserschüttungen erschlossen worden sind (bis > 100 l/s bei 30 – 40 bar Druck), führten die Bohrungen im Tunnel Ost vergleichsweise wenig Wasser. Dies ist mit der sehr unregelmässigen Verteilung der Verkarstung zu erklären.

Bilder 11/12: Geologische Darstellung im Bereich der Störzzone und Modell der einfallenden Schichtung im Tunnelbereich



Das angewendete Konzept wurde gemeinsam erarbeitet und jeweils den neusten Erkenntnissen angepasst. Einerseits sollen grosse Klüfte verfüllt werden und andererseits sind die Klüftfüllungen aus Sedimenten mit Mikrozement zu stabilisieren. Der Wasserzufluss aus schmalen Klüften, in die der Zement nicht eindringt, wird als gering erachtet und insgesamt akzeptiert. Der Vortrieb wurde ca. 70 m vor der wasserführenden Zone gestoppt. Mit den Abdichtungsinjektionen soll ein Injektionsring in einem radialen Abstand von 15 m um den Tunnel West erstellt werden, wobei aus der betroffenen Röhre vorab nur der westliche Teil des Rings erstellt wurde. Um dem zeitlichen Aspekt Rechnung zu tragen, kamen zusätzliche Bohreinrichtungen aus dem Tunnel Ost zum Einsatz, die den östlichen Teil des Injektionsrings zu erstellen hatten. Es bestand die Forderung einer gewissen Mächtigkeit des Injektionsrings für den Druckabbau, für ein Schliessen des Rings von aussen nach innen sowie der Tatsache, dass die Abdichtung ausserhalb der Ankerbohrungen zu liegen hat. Die einzelnen Bohrungen sind 20 m über die detektierte hintere Störzonenbegrenzung hinaus ausgeführt worden.

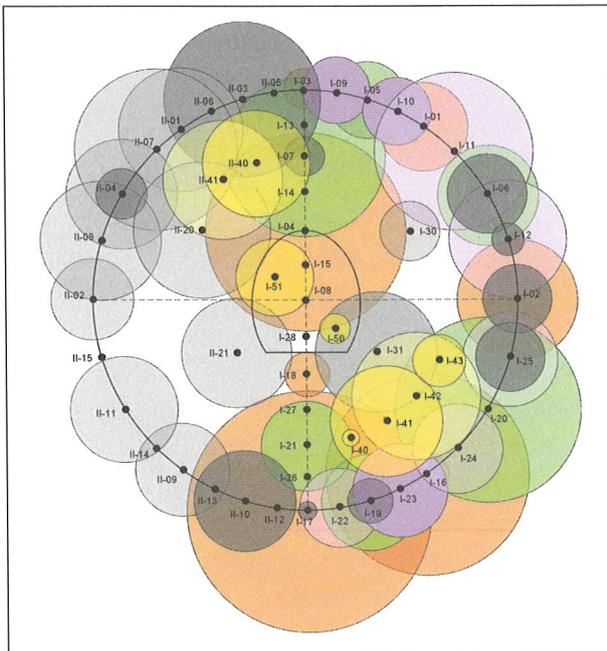
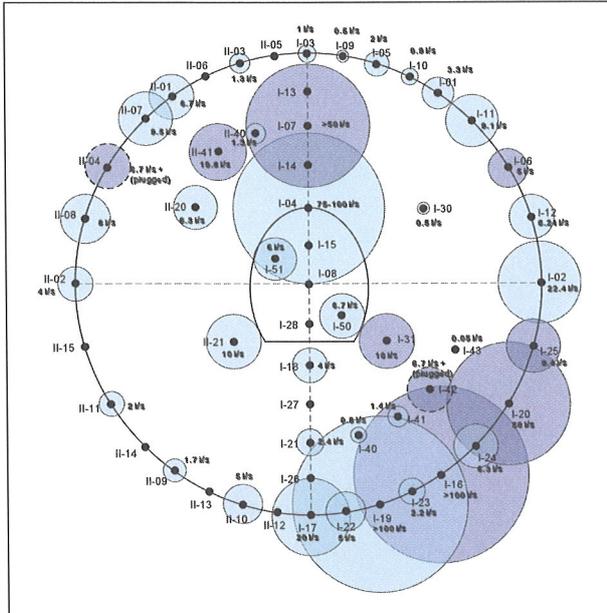
Bilder 13/14: Situation und Ansicht der geplanten Abdichtungsmassnahme bei der Störzzone



Es wurden jeweils einige Bohrungen hintereinander, ohne vorerst zu injizieren, ausgeführt. Durch diese Massnahme kann festgestellt werden, ob eine gegenseitige Beeinflussung stattfindet. Nur im Falle von auftretenden Materialausschwemmungen war geplant, eine vorzeitige Injektion zu erstellen. Bei allen Bohrungen wurden Wasserdruck, Wasseranfall und die Lage gemessen und rapportiert. Ebenso sind im Verlaufe der Injektionen die wesentlichen Parameter zu erfassen. Grundsätzlich wird mit der Injektion bei jener Bohrung begonnen, welche die grösste Schüttung aufweist und bei den restlichen Bohrungen wird das Verhalten mittels Manometer überwacht.

Aufgrund einer Kontrollbohrung innerhalb eines Injektionsrings wurde der Erfolg der Injektionen verifiziert. Darauf aufbauend wurde gemeinsam beschlossen, wo noch zusätzliche Bohrungen/Injektionen zu tätigen sind.

Bild 15/16: Wasseranfall aus den einzelnen Bohrlöchern und die injizierte Menge. Die Darstellung widerspiegelt nur die Verhältnissgrößen [Quelle: GeoWell GmbH]. Mit den verschiedenen Farben werden die einzelnen Injektionsphasen aufgezeigt.



Als letzte Rückfallebene kamen beim Auffahren der stabilisierten Zone ringförmig angeordnete Jumbobohrungen mit Längen bis zu 24 m zum Einsatz.

Die besagte Störzone konnte in der KW 19 mit der angebrachten Vorsicht (reduzierte Abschlagslängen, verstärkte Überwachung durch Geologen während der Bohrphase etc.) ohne grösseren Schwierigkeiten durchörtert werden. Der Wasserzutritt konzentrierte sich auf wenige Klüfte und wurde mehrheitlich durch die nach aussen liegenden kurzen Vorausbohrungen mit dem Jumbo erfasst.

8. Schlussbemerkungen

Bei der Erstellung des Lötschberg-Basistunnel sind die Risiken – auch bezüglich der Bauzeit – zu minimieren. Hierbei weist der oben beschriebene Bauabschnitt die grössten Unwägbarkeiten auf. Durch den Einsatz von vielfältigen Erkundungsmassnahmen konnte bislang eine grössere Störzone detektiert werden und dank einer adäquaten Behandlung ohne Schwierigkeiten durchörtert werden. Dieser Erfolg basierte einerseits auf einer weit-sichtigen Planung und Abklärungen über mögliche Massnahmen im Vorfeld und andererseits auf einer intensiven Zusammenarbeit zwischen Projektgeologen, Projektingenieuren, Bohrexperthen und dem ausführenden Hauptunternehmer SATCO.

Literaturverzeichnis

- [1] Teuscher P., Hufschmied P., Vuilleumier F., Ziegler H.J., Lötschberg-Basistunnel: Stand der Arbeiten, Tunnel, Heft 4/01, Juni 2001.
- [2] Rowa Engineering AG, Hochleistungsinstallationen für drei Mitholz-Sprengvortriebe, Beilage AlpTransit/Tunnelbau, Schweizer Baublatt, Heft 77, September 2000.
- [3] Teuscher P., Hufschmied P., Lötschberg-Basistunnel, Beginn der Bauarbeiten, Tunnel, Heft 4/00, Juni 2000.
- [4] Lambrigger E., Lötschberg-Basistunnel, Stand der Arbeiten, Tunnel, Heft 4/99, Juni 1999.
- [5] Flückiger A., Lötschberg-Basistunnel im Bau, Beilage AlpTransit/Tunnelbau, Schweizer Baublatt, Heft 33, April 1999.
- [6] Gesellschaft für Ingenieurbaukunst, Historische Alpendurchstiche in der Schweiz: Gotthard, Simplon, Lötschberg, Band 2, 2. Auflage 1997.
- [7] Ingenieurgemeinschaft E+B/IUB und Geologengruppe Lötschberg-Basistunnel, Risikomanagement für die Karststrecke in der Doldenhorn-Decke von der Planungsphase bis zur gewählten Lösung (Synthesebericht), März 2002.
- [8] Geowell GmbH, diverse Folienunterlagen, 2002.

Ferden, Injektionen Sedimentkeil

Markus Aeschbach, Dipl. Bauing. ETH/SIA
Ingenieurgesellschaft Westschweiz, Brig

Im Anschluss an den bereits im September 2000 fertig erstellten Zugangsstollen Ferden im Lötschental konnten ab dem Fusspunkt Ferden die Arbeiten für die beiden Tunnelröhren des Hauptlos 46.23.010 «Basistunnel Ferden – BE» des Lötschberg-Basistunnels in Angriff genommen werden. Bei den Vorausbohrungen wurde dabei nördlich des Fusspunktes Ferden eine wasserführende Sedimenteinschuppung mit hohen Wasserdrücken erkundet. Diese ist der Störzone des Jungfraukeils vorgelagert.

Die Planungs- und Ausführungsarbeiten für die Vorbehandlung dieser Sedimenteinschuppung lagen im Spannungsfeld der Faktoren Termine, Kosten, Sicherheit und gewisser Auflagen aus der Plangenehmigungsverfügung.

Im nachfolgenden Bericht wird in den Kapiteln «Die Ausgangslage», «Die Herausforderung», «Die Lösung» und «Die Ausführung» ein Überblick über den Ablauf der technisch interessanten und bereits erfolgreich durchgeführten Vorbehandlung und Durchörterung der wasserführenden Sedimenteinschuppungen gegeben.

1. Die Ausgangslage

1.1 Die geplanten Bauwerke

Folgende Bauwerke sind massgebend für die Vortriebsarbeiten des Bauloses «Basistunnel Ferden – BE»:

1.1.1 Der Zugangsstollen Ferden als Verbindung zum Fusspunkt

Am Eingang zum Lötschental und zwar südlich vom Bahnhof Goppenstein und gegenüber vom Autoverlad der BLS Lötschbergbahn liegt das Portal Schlegmatte. Ab dem Portal Schlegmatte taucht der Zugangsstollen mit einem maximalen Gefälle von 12.5 % auf einer Länge von ca. 4 km auf das Niveau des Basistunnels ab.

Nach der Durchörterung einer ca. 100 m langen Lockergesteinszone im Rohrschirmverfahren wurde der Zu-

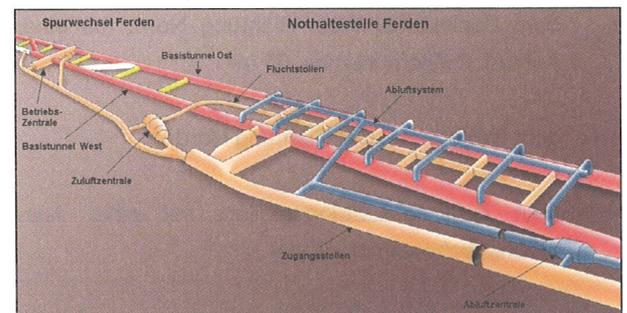
gangsstollen mit einem Ausbruchsquerschnitt von ca. 70 m² im Sprengvortrieb aufgeföhren. Mit Beginn der ersten Sprengung im Dezember 1998 konnte der Zugangsstollen Ferden im September 2000 mit ca. einem Monat Zeitvorsprung auf das Bauprogramm beendet werden.

Der Zugangsstollen ist einer Nabelschnur gleich die einzige Verbindung der untertägigen Grossbaustelle mit der Oberfläche und stellt deshalb hohe Anforderungen an die Organisation, die Logistik und die Sicherheit.

1.1.2 Der Fusspunkt Ferden

Der Fusspunkt Ferden, am Ende des 4 km langen Zugangsstollens, stellt eine wichtige Drehscheibe für den Bau der Nothaltestelle, des Lüftungssystems, der zwei Basistunnelröhren und des Zufahrts-/Lüftungstollens dar.

Bild 1: Der Fusspunkt Ferden als wichtige Drehscheibe



Am Fusspunkt Ferden wurde ein Knotenpunkt erstellt. Dieser besteht aus drei verschiedenen Logistikkavernen, welche einerseits die Betonzentrale, die Steuerungszentrale für Lüftung, Kühlung und Förderbänder, den Brecher und die Schlammabscheidung beherbergen und andererseits den Zugang zur Nothaltestelle Ferden, zur Zuluftzentrale Ferden und zu den Betriebszentralen Ferden sicherstellen.

Die Nothaltestelle erstreckt sich über eine Länge von 473 m und wird aus 2 verbreiterten Röhren des Basistunnels gebildet. Die beiden Röhren der Nothaltestelle sind mit insgesamt 6 Querschlägen miteinander verbunden.

Parallel der Nothaltestelle, in deren Mitte, verläuft der Fluchtstollen (in gelb dargestellt), der mit der Zuluftzentrale verbunden ist und über die frische Luft in die Nothaltestelle geleitet wird. Die Nothaltestelle ist ein zukünftiger Fluchtpunkt für Bahnpassagiere und ein Zugriffspunkt für Rettungskräfte. In diesem Bereich kann ein Zug im Notfall anhalten, die Passagiere können aussteigen und über den Fluchtstollen in die Zuluftzentrale fliehen.

Die Brandgase und die Abluft werden mit dem über der Nothaltestelle liegenden Ansaugsystem (in blau dargestellt) abgezogen und über einen parallel zum Zugangstollen verlaufenden Lüftungsstollen weitergeleitet, um schlussendlich über einen ca. 350 langen Vertikalschacht an die Oberfläche abgegeben zu werden.

Das äusserst komplexe System des Fusspunktes Ferden konnte erfolgreich im März 2002 beendet werden.

1.2 Die Geologie

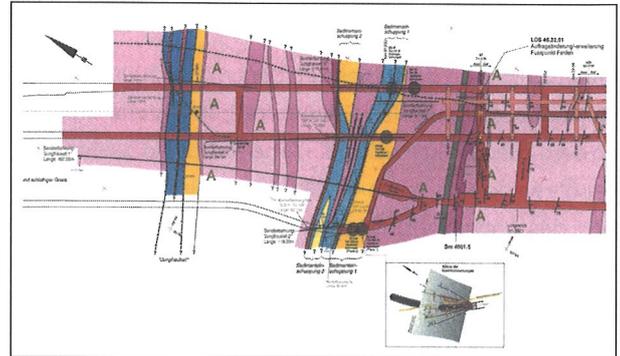
Mit insgesamt 5 gekernten und mit Preventern gesicherten Vorausbohrungen wurden ab dem Fusspunkt Ferden in nördlicher Richtung die beiden Störzonen «Sedimenteinschuppungen» und «Jungfrau keil» erkundet, welche jeweils mit den folgenden drei Vortrieben durchörtert werden mussten:

- dem Basistunnel West Richtung Nord, mit einer Ausbruchfläche von ca. 65 m²
- dem Basistunnel Ost Richtung Nord
- dem Zufahrts-/Lüftungsstollen, mit einer Ausbruchfläche von ca. 40 m²

Die Sedimenteinschuppungen werden aus einer Abfolge aus TRIAS mit Anhydrit, LIAS/DOGGER mit Kalk- und Sandsteinen, SCHIEFER mit Ton- und Kalkschiefern und nochmals LIAS/DOGGER gebildet und weisen eine Gesamtmächtigkeit zwischen 80 und 90 m auf. In der LIAS/DOGGER-Abfolge wurde eine wasserführende Zone mit einer Mächtigkeit von ca. 8 m angetroffen. Die dort gemessenen Wasserdrücke erreichten bis zu 110 bar. Das Gestein weist im wasserführenden Bereich eine gute Qualität auf.

Der Jungfrau keil präsentiert sich als Abfolge von TRIAS mit Quarzsandsteinen, massigem Dolomit mit Anhydrit und JURA mit Kalken, Ton- und Kalkschiefern und weist eine Gesamtmächtigkeit zwischen 40 und 45 m auf. Es wurden keine bedeutende Wasserzutritte angetroffen.

Bild 2: Geologie am Fusspunkt Ferden mit den beiden Störzonen «Sedimenteinschuppungen» und «Jungfrau keil»



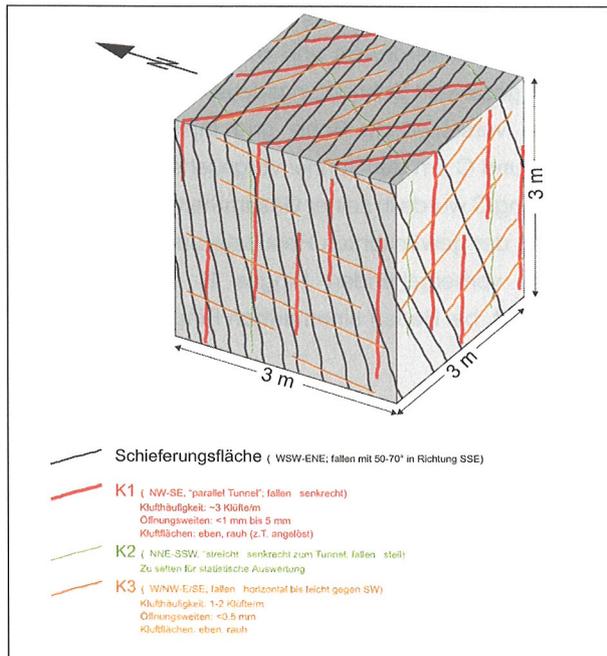
Von Bedeutung für die Injektionsarbeiten war das in den Sedimenteinschuppungen angetroffene Kluftsystem:

Das Gestein wird durch drei Kluftsysteme durchtrennt. Dazu kommen noch als weitere Trennflächen die Schieferungsflächen. Das System K1 (rot) mit sehr steil stehenden und praktisch parallel zur Tunnelachse streichenden Klüften stellt dabei das dominierende System dar. Das System K2 tritt nur sehr selten auf und das Kluftsystem K3 (orange) ist horizontal bis schwach einfallend.

Die Klufthäufigkeit der beiden Kluftsysteme K1 und K3 zusammen variiert zwischen 0.5 und 5 Klüften pro Meter. Die offenen, nicht verfüllten Klüfte weisen im generellen nur sehr geringe Öffnungsweiten zwischen 0.5 bis 3 mm, ausnahmsweise bis etwa 1 cm, auf. Die Kluftporosität für die beiden Kluftsysteme K1 und K3 liegt zwischen 1 und 3 %. Die grossen Wasseranfälle werden wegen der generell etwas grösseren Öffnungsweite in der K1-Klüftung vermutet. Die Durchlässigkeit der K1-Klüftung dürfte deshalb viel höher sein als jene der K3-Klüftung, mit einem geschätzten Faktor von 10.

Die Kluftsysteme sind zusammenhängend und bilden ein Netzwerk.

Bild 3: Das Kluftmodell der Sedimenteinschuppungen (Die Vortriebsrichtungen der Tunnels entspricht in etwa der Nordrichtung)



1.3 Die Organisation

Für die Planung und Begleitung der Vorbehandlungs- und Durchörterungsarbeiten der beiden Störzonen wurde vom Bauherr, der BLS AlpTransit AG, die Begleitgruppe «Störzonen» ins Leben gerufen. Nebst Vertretungen von Bauherr, Projektingenieur, Oberbauleitung und örtlicher Bauleitung, sorgte eine Kerngruppe mit dem Projektgeologen, einem Injektionsspezialisten und einem Ingenieur der Oberbauleitung für die enge Begleitung der Arbeiten und für Sofortentscheidungen. Die Planungsarbeiten wurden regelmässig zwei Hochschulprofessoren zum Korreferat unterbreitet.

Die Bohr- und Injektionsarbeiten für beide Störzonen wurden ausgeschrieben und als vom Hauptvertrag losgelöster Spezialauftrag dem Schweizer Konsortium SIFINJ (SIF-Groutbor SA und Injectobohr ISR SA) übertragen.

2. Die Herausforderungen

2.1 Auflage aus der Plangenehmigungsverfügung (PGV) des UVEK

Bei den im Vorfeld der Bauarbeiten durchgeführten Oberflächen-Sondierbohrungen wurde im Jungfrau keil Bergwasser angetroffen, welches einen ähnlichen Chemismus wie das Wasser der Thermen Leukerbad aufwies. Es konnte somit nicht ausgeschlossen werden, dass der Jungfrau keil ein Teil des Einzugsgebietes der Thermen in Leukerbad darstellt. Eine Beeinflussung dieser Thermen

durch die Arbeiten am Lösberg-Basistunnel musste jedoch ausgeschlossen werden.

Deshalb wurde in der Plangenehmigungsverfügung des UVEK 1999 die Auflage definiert, dass pro Basistunnelröhre die Drainage im Bereich des Jungfrau keils auf maximal 1 l/s reduziert werden muss. Die Menge von 1 l/s pro Röhre wurde in Funktion des Wasseranfalls der Hauptthermen in Leukerbad definiert. Von den dort austretenden ca. 48 l/s Thermalwasser wurde entsprechend der Messgenauigkeit von ca. 5% eine Abdrainierung von ca. 2 l/s als kaum feststellbar angesehen, was zu den bereits erwähnten 1 l/s pro Basistunnel-Röhre führte.

Somit stellte die oben erwähnte Auflage zum Schutz der Umwelt den Hauptgrund für die Durchführung der aufwändigen Vorbehandlungsmassnahmen der wasserführenden Störzonen dar.

2.2 Wasser unter hohem Druck

Das Antreffen von Wasser unter hohem Druck, bei den Bohrungen bis 110 bar, bei den Injektionen bis 70 bar, erforderte den Einsatz von verschiedenen Spezialmassnahmen:

Für die Aufnahme der hohen Drücke sowie zur Verhinderung von Umläufigkeiten wurde der Einbau von 20 langen Standrohren in den Bohrungen angeordnet. Die Vortriebsfront, ab welcher die Bohrungen und Injektionen ausgeführt wurden, wies einen genügend grossen Sicherheitsabstand von der wasserführenden Zone auf. Weiter mussten bei den ersten Bohrungen für die kontrollierte Aufnahme der hohen Wasserdrücke sogenannte Scher-Preventer eingesetzt werden. Für den Vortrieb nach erfolgter Vorbehandlung wurden auf verschiedene Gefährdungsbilder abgestimmte Massnahmen, wie Entlastungsbohrungen in der Vortriebsbrust, vorausseilende Drainageschirme, radiale Drainagebohrungen, usw. definiert.

2.3 Chemismus des Bergwassers

Das Bergwasser wies in den Störzonen eine Temperatur bis zu 39.5°C und einen recht hohen Sulfatgehalt, bis zu 2 g/l auf. Dies stellte gewisse Anforderungen an das verwendete Injektionsgut und an den Sicherungs-Ausbau der Tunneln.

2.4 Das Kluftmodell (der Sedimenteinschuppungen)

Das schon unter Kapitel «1.2 Die Geologie» erwähnte Kluftsystem in den Sedimenteinschuppungen stellte für die Injektionsarbeiten bedeutende Herausforderungen dar:

Einerseits mussten die Injektionsmittel an die geringen Kluftöffnungsweiten angepasst werden, denn mit den herkömmlichen Injektionsgütern (Normalzement und Bentonit) konnte keine bedeutende Gebirgspenetration erreicht werden. Andererseits erforderten die praktisch parallel zur Tunnelachse ausgerichteten, dominanten K1-Klüfte eine spezielle Ausrichtung der Bohrungen: Der Abstand der Bohrringe zum Tunnelprofil wurde als Optimierung zwischen einer Verringerung der Distanz zwischen den Bohrungen und einer grösstmöglichen seitlichen Spreizung zur bestmöglichen Durchtrennung der K1-Klüfte festgelegt.

2.5 Termine/Kosten

Schlussendlich bestand während den ganzen Planungs- und Ausführungsphase der permanente Druck, die vorgegebenen Termine und Kosten nicht zu überschreiten.

3. Die Lösung

3.1 Grundprinzipien

In Anbetracht der Termine und Kosten wurde als Grundprinzip folgendes Vorgehen festgelegt: Es wird nur das Notwendigste mit dem minimalsten Einsatz der Mittel, jedoch ausbaufähig bis zur Erreichung der gewünschten Resultate, durchgeführt. Dies bedeutete, dass die Bohrungen so gestaltet und ausgeführt wurden, dass sie zugleich als Kontrollbohrung, Drainagebohrung und Injektionsbohrung benutzt werden konnten.

Bei den Injektionen handelt es sich um Abdichtungsinjektionen. Es wurde deshalb angestrebt, in einiger Distanz zum Tunnel einen dichten Ring zu erstellen.

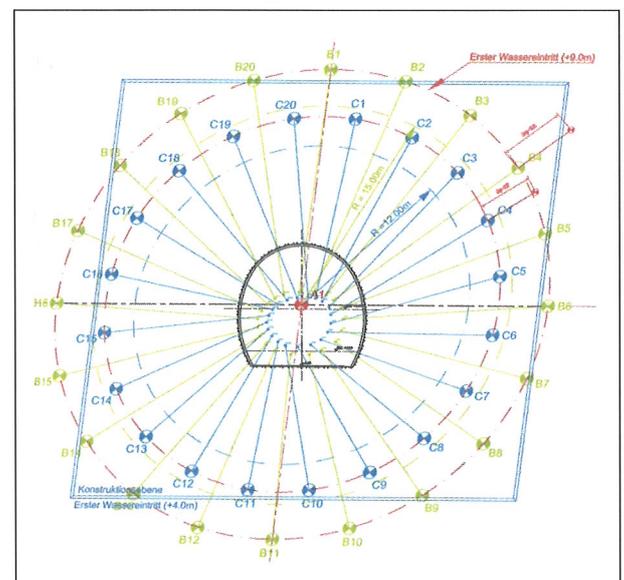
Für die Aufnahme der hohen Drücke mussten die Bohrungen mit Standrohren und dem Einsatz von Preventern erstellt werden.

3.2 Das Bohr- und Injektionsschema

Nach einer Bohrung A in der Tunnelmitte für das Überprüfen des Wasserdrucks und der Wassermenge während der gesamten Behandlungsdauer wurden in der Regel zwei verschiedene Bohr- und Injektionsringe, die Ringe B und C um den Tunnel vorgesehen. Der nachfolgende Ring C wurde in seiner Gesamtheit nur nach Nichterreichen der gewünschten Resultate durch die Injektionen des vorhergehenden Ringes B ausgeführt. Die Möglichkeit, bei Bedarf einen dritten Ring D anzuordnen, war vorhanden.

Durch die genaue Aufnahme der Wasseranfälle in den Vorauskundungs-Bohrungen sowie der A-Bohrung konnte eine planerische Konstruktionsebene definiert werden, welche die räumliche Ausrichtung der allgemeinen Schieferung aufwies, mittig zwischen dem ersten und letzten Wasseranfall lag und infolge des Sicherheitsabstandes ca. 30 m von der Vortriebsfront entfernt war. Auf diese Konstruktionsebene wurden die definierten Radien der Ringe angewandt. Es galt weiter die Kinematik der eingesetzten Bohrgeräte (Höhe des Rotationspunktes, Abstand von der Vortriebsfront, etc.) zu berücksichtigen. Durch die Optimierung der Bohrdurchmesser und der Bohrmethoden konnte eine relativ abweichungsfreie Ausführung der Bohrungen ab der Vortriebsfront garantiert werden.

Bild 4: Das Bohr- und Injektionsschema



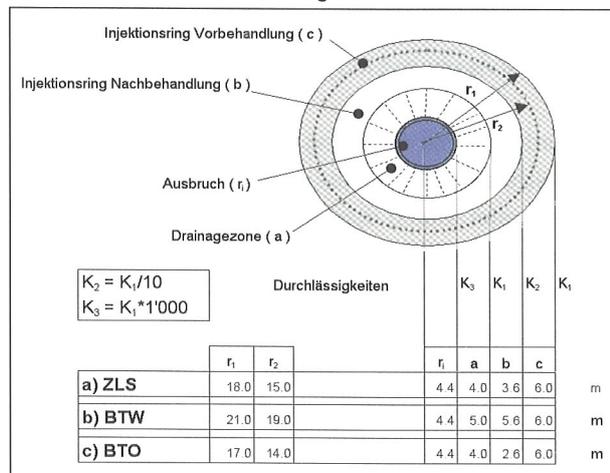
Der Abstand zwischen den einzelnen Bohrungen des äussersten B-Ringes betrug für die Basistunnel zwischen ca. 5 und 6 m. Der Ring B wurde bei der Konstruktionsebene in einer Distanz zwischen 15 und 20 m ab Tunnelmitte angeordnet. Durch die versetzte Bohrlochanord-

nung in den verschiedenen Ringen und die relative Nähe der einzelnen Ringe zueinander (Distanz ca. 3 m), konnte eine kontinuierliche Verdichtung des Injektionsnetzes erreicht werden. Die Länge der Bohrungen variierten in der Regel je nach Lage zwischen 30 und 60 m

3.3 Das theoretische Baugrundmodell

Das theoretische Baugrundmodell geht von drei Ringzonen um den Tunnel aus: Als äusserster Ring ist die Abdichtungszone, gebildet durch die Injektionen der Ringe B und C, für die Aufnahme und Abbau des Wasserdrucks verantwortlich. Als zweite Ringzone wurde ein Raum für eventuelle Nachinjektionen aus dem Tunnel heraus reserviert. Direkt um den Tunnel herum wird mit kurzen, radialen Bohrungen eine Drainagezone geschaffen.

Bild 5: Das theoretische Baugrundmodell



3.4 Das Prinzip der Vorbehandlung und der Durchörterung

Folgender, allgemein gültiger Ablauf wurde angewandt:

- Der Tunnel wird bis auf ca. 40–50 m vor den Beginn der prognostizierten Störzone vorgetrieben.
 - Mit einer gekernten Sondierbohrung mit Preventer wird der genaue Beginn, die geologische Abfolge und der erste Wassereintritt der Störzone bestimmt.
 - Der Tunnel wird anschliessend bis auf ca. 30 m vor den ersten Wasseranfall herangeführt.
 - Von der Tunnelbrust aus werden die ersten Bohrungen des B-Ringes mit Preventer und Standrohren erstellt. Dabei werden minutiös die einzelnen Wassereintritte mit Ort, Menge und Druck erfasst.
- Es folgen die restlichen Bohrungen des B-Ringes, welche in der Regel ohne Preventer durchgeführt wurden.
 - Anschliessend werden Auslaufversuche, Wasserinjektionsversuche und z.T. Bohrloch-Photographien erstellt, welche Aufschluss auf das zu verwendende Injektionsgut und die Reihenfolge des Injektionsverlaufes geben.
 - Nach der Wahl des geeigneten Injektionsmittel erfolgen die Injektionen der Bohrungen des B-Ringes. Vorgängige Eignungsversuche und eine detaillierte Erfassung der massgebenden Injektionsparameter wurden jeweils durchgeführt. Nach den Injektionen ist eine gewisse Erhärtungszeit zu respektieren.
 - Mit den Bohrungen des zweiten Ringes C können anhand der Wassereintritte die Effizienz der ersten Injektionen des B-Ringes geprüft und Zonen bestimmt werden, wo der Injektionsring nachgebessert werden muss. Auch hier finden wieder Auslauf- und Wasserinjektionsversuche statt.
 - Über die C-Bohrungen werden gewisse Zone nachinjiziert.
 - Mit vier Entlastungsbohrungen in der Brust, welche über die Störzone hinausgehen, wird einerseits die Effizienz der Injektionen des C-Ringes überprüft und andererseits die Gefährdung eines Wassereintritts in der Front verringert.
 - Der Vortrieb wird bis ca. 10-15 m vor den ersten Wassereintritt geführt.
 - Ein ca. 20 m langer Drainageschirm wird voraus-eilend erstellt.
 - Der Ausbruch wird mit radialen Drainagebohrungen durch die vorbehandelte Störzone geführt.
 - Mit einer gewissen Überlappung zum ersten Drainageschirm wird der zweite voraus-eilende Drainageschirm erstellt.
 - Es folgt eine weitere Durchörterungsetappe mit radialen Drainagebohrungen.
 - Mit dem oben erklärten Prinzip wird die gesamte vorbehandelte Störzone durchörtert.

3.5 Die Wahl der Injektionsmittel

Folgende Randbedingungen wurden für die Wahl der geeigneten Injektionsgüter gestellt:

Das frische Injektionsgut musste:

- möglichst stabil sein und ein geringes Absetzmass aufweisen
- resistent gegen Auswaschungen und Entmischungen sein
- je nach Kluftweitenöffnungen eine sehr hohe Viskosität aufweisen.

Das abgebundene Injektionsgut musste:

- infolge des hohen Wasserdruckes eine relativ hohe Festigkeit bei minimalem Feststoffanteil aufweisen
- gute Abbindeigenschaften trotz relativ hohen Temperaturen aufweisen
- resistent gegen die Wasseraggressivität sein.

In enger Zusammenarbeit mit der Injektionsfirma und dem Injektions-Spezialisten wurden für die beobachteten geringen Kluftöffnungsweiten, die ja normalerweise nicht injiziert werden, verschiedene Rezepturen definiert, diese in Vorversuchen geprüft und auf ihre Tauglichkeit optimiert. Schlussendlich kamen die drei folgenden, auf der nachfolgenden Tabelle ersichtlichen Rezepturen zur Anwendung: Das «Rheosil grossier», das «Rheosil fin» und das «Silisol».

Beim durch die Firma Soletanche entwickelten Produkt Silisol handelt es sich um verflüssigtes Silikat, welches ei-

ne wasserähnliche Viskosität aufweist. Nach der Verfestigung entsteht eine Art Gel, welches zwar keine grosse Druckfestigkeit aufweist, jedoch wasserunlöslich ist und eine gute Langzeit-Stabilität aufweist. Die Stabilität der äusserst flüssigen Injektionsgüter in den Klüften wird als genügend bewertet.

Somit konnten die verschiedenen Kluftweiten, resp. Gesamtdurchlässigkeiten pro Bohrloch jeweils gezielt behandelt werden. Als Entscheidungskriterium zur Wahl des Injektionsgutes dienten vor allem die Resultate der Wasserinjektionsversuche.

4. Die Ausführung

4.1 Die Bohrungen und Injektionen

In enger Zusammenarbeit mit dem Schweizer Konsortium SIFINJ wurden die Arbeitsabläufe sukzessive so optimiert, dass eine bedeutende Beschleunigung der Bohr- und Injektionsarbeiten möglich war:

So wurde z.B. die Erstellung einer Doppelplattform, die das gleichzeitige Bohren auf zwei Niveaus erlaubte, in die Wege geleitet. Durch den Einsatz eines neuen Zementtyps konnte die Abbindezeit sowie die Qualität der Zementhinterfüllungen der Verrohrungen wesentlich verbessert werden. Die Bohrdurchmesser und Bohrmethoden wurden laufend optimiert, so dass eine möglichst abweichungsfreie Durchführung der Bohrungen garantiert werden konnte.

Tabelle 1: Die Injektionsmittel

	RHEOSIL GROSSIER	RHEOSIL FIN	SILISOL
Zusammensetzung:	Zement CEM III C Microsilikat Antiflokkulat Wasser	Zement Spinor A12 Mikrosilikat Antiflokkulat Wasser	Levasil Sol. NaCl Wasser
Spez. Gewicht:	14.9 kN/m ³	13.0 kN/m ³	11.5 kN/m ³
ZW:	1	0.53	-
Viskosität Marsh:	31 sec	30 - 31 sec	-
Visko-Plastizität:	10-12 mPa.s	8-10 mPa.s	1.5 - 2 mPa.s
Absetzung 2 Std:	< 3%	< 3 - 5%	-
Scherwiderstand:	2 - 3 Pa	< 1 Pa	-
Druckfestigkeit 7/28	10/20 MPa	5/15 MPa	05-1.0 Mpa * (* = mit Sand).
Verfestigungszeit:	-	-	60 - 90 min

Bei den oben genannten Werten handelt es sich um Mittelwerte.

Bild 6:
Doppelplattform mit zweitem untenstehenden Bohrgerät



4.2 Die Hauptquantitäten, die Kosten und die Termine

Insgesamt wurden für beide Störzonen 172 Bohrungen mit einer Gesamtlänge von ca. 7.7 km ausgeführt und 233 m³ Injektionsgut eingepresst. Beim Jungfrauweiler wurden infolge des sehr kleinen Wasseranfalls auf Injektionen verzichtet. Der Vortrieb des Zufahrts-/Lüftungsstollen hat den Jungfrauweiler noch nicht erreicht.

Die Kosten für die Vorbehandlungen, d.h. Bohrungen und Injektionen, belaufen sich bei den Sedimenteinschuppungen für die drei Vortriebe auf ca. 6.2 Mio. sFr. Mit den Spezialmassnahmen für die sichere Durchörterung mit Drainageschirmen und Drainagebohrungen von ca. 600'000.– sFr. ergeben sich für die Sedimenteinschuppungen Gesamtkosten von 6.8 Mio. sFr.

Die Gesamtkosten für den Jungfrauweiler für zwei Vortriebe und ohne Injektionen belaufen sich auf total 1.6 Mio. sFr.

Analysiert man die Kosten für die Sedimenteinschuppungen, so zeigt sich, dass der Anteil der Bohrungen an den Gesamtkosten für die Vorbehandlung ca. 54 % darstellen. Die Installationen schlagen mit ca. 19 % zu Buche, gefolgt mit 13% für die Materiallieferungen, 10% für die Injektionen und 4% für Regiearbeiten.

Mit der gekernten Erkundungsbohrung und dem Annäherungsvortrieb hat die Vorbehandlung der Sedimenteinschuppung für den Tunnelvortrieb des Basistunnel West ca. 3.9 Monate gedauert. Die eigentlichen Vorbehandlungen der Sedimenteinschuppungen, d.h. Bohrungen und Injektionen von zwei Ringen, dauerten ca. 2.5 Monate.

Die Durchörterung der ca. 80 m langen, vorbehandelten Sedimenteinschuppung mit den vorausseilenden Drainageschirmen und den radialen Drainagebohrungen dauerte ca. 50 Tage.

Die Vorbehandlung des Jungfrauweilers ohne Injektionen konnte in einem Monat abgeschlossen und die Durchörterung des ca. 40 m langen Jungfrauweilers in 25 Tagen abgewickelt werden.

Die Vorbehandlungen und Durchörterungen mit dem Basistunnel Ost erfolgte in ca. gleichgrossen Zeitabschnitten wie der Basistunnel West.

4.3 Der Erfolg der Vorbehandlung

Vor den Injektionsarbeiten wurden pro Bohrloch Wasseranfälle von bis zu 8 l/s gemessen.

Der Wasseranfall nach der erfolgten Vorbehandlung und Durchörterung mit den drei Vortrieben hat sich für die Sedimenteinschuppungen gesamthaft bei ca. 3.3 l/s und für den Jungfrauweiler bei ca. 0.2 l/s eingependelt, so dass momentan eine gesamte Drainagemenge von ca. 3.5 l/s aus den beiden Störzonen gemessen wird.

Der Wasseranfall in den Tunneln wird nun über längere Zeit beobachtet und dann, falls notwendig, für die Betriebsphase durch Nachinjektionen weiter reduziert.

Die durchgeführten Vorbehandlungsmassnahmen der Sedimenteinschuppungen und des Jungfrauweilers können also als erfolgreich bezeichnet werden und es steht den Vortrieben Richtung Norden bis zum Durchschlagspunkt mit den Mineuren aus Mitholz nichts mehr im Wege.

Zum Abschluss sei den Mitgliedern der Begleitgruppe Störzonen, insbesondere Herrn Dr. Ziegler als Projektgeologe und Herrn Chopin als Injektionsspezialist der MC Consulting, sowie der Unternehmung SIFINJ für die angenehme und konstruktive Zusammenarbeit herzlich gedankt.

Herausforderung im TBM-Vortrieb Steg/Raron

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

1. Einleitung

Die ARGE MaTrans erbringt beim Bau des Lötschberg Basistunnels mit ihren beiden Tunnelbohrmaschinen täglich Spitzenleistungen. Am 31. Mai 2002 wurden an einem Arbeitstag innerhalb von 18 Stunden 41,80 m Tunnel ge-gräst. In der 23. Kalenderwoche 2002 wurde die maximale Wochenleistung mit 204,30 m erreicht und im Monat März 2002 die grösste Monatsleistung von insgesamt 642,40 m.

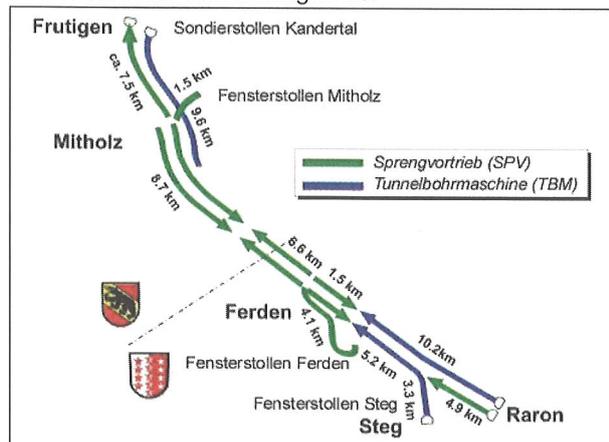
Diese Spitzenleistungen können nur erbracht werden, wenn die auftretenden Herausforderungen bewältigt werden – durch beste Technik und durch höchsten Einsatz der Vortriebsmannschaften und aller Beteiligten.

2. Übersicht über das Baulos Steg/Raron

Der Lötschbergbasistunnel ist in drei Hauptvortriebslose aufgeteilt:

- Mitholz
- Ferden
- Steg/Raron

Bild 1: Vortriebe Lötschbergtunnel



Im Norden und im mittleren Los wird der Basistunnel im Sprengvortrieb aufgeföhren. Einzig im Südlos werden Tunnelbohrmaschinen eingesetzt. Der ARGE MaTrans

wurde das Kombinationslos Steg/Raron übertragen, nachdem sie für beide Einzellose Steg und Raron den Zuschlag erhielt. Die Arge MaTrans ist eine internationale Arbeitsgemeinschaft unter der Federführung der Marti Tunnelbau AG in Bern.

Der Auftrag beinhaltet drei Auffahrstrecken:

Von Steg ein Vortrieb mit Tunnelbohrmaschine (TBM) über 8'700 Tunnelmeter. Der Vortrieb wurde im Oktober 2000 aufgenommen.

Von Raron aus ein TBM Vortrieb von insgesamt 9'300 m sowie ein Sprengvortrieb von 4'600 m bis zur Verknüpfung Lötschen.

Beide Vortriebe wurden im August 2001 begonnen.

Die zu durchföhrende Geologie des Loses Süd besteht im wesentlichen aus homogenen und harten Gesteinsformationen, die sich für den TBM Vortrieb eignen. In der weichen Trias-Zone wurde vorgängig in konventioneller Bauweise aus dem Pilotstollen ein grösseres Profil aufgeföhren, um im Nachgang das Durchschieben der TBM zu ermöglichen.

Die zu durchföhrenden Gesteine sind:

Im Autochthon Gampel – Steg: Die Kalkabfolge Lias-Dogger-Malm, z.T. sehr schiefrig und in Vortriebsrichtung flach einfallend.

Im Aar-Massiv:

Granodiorite: massige granitische Gneise
Granit: hart und kompakt
Gneise: massig und granitisch, sehr hart
Gneise: schiefrig, Amphibolhaltig, Asbestvorkommen

Das Ausbruchprofil im TBM-Vortrieb hat einen Durchmesser von 9,40 m. Während des Vortriebs wird über dem Umfang die Felssicherung, bestehend aus Anker,

Bild 2: TBM-Montage vor dem Portal Steg



Netz und Spritzbeton, und in der Sohle die vorgefertigten Tübbinge versetzt. Nach Beendigung des Vortriebes erfolgt in einem separaten Arbeitsgang der Einbau des Innengewölbes, der Bankette mit den Werkleitungen und der Fahrbahnplatte.

3. Tunnelbohrmaschine (TBM)

Die TBM setzt sich aus dem Maschinenteil einschliesslich Bohrkopf, Antrieb und Sicherungsbereich L1 sowie fünf Nachläufern zusammen.

Auf den Nachläufern befinden sich die erforderlichen Einrichtungen zum Einbau der Tübbinge, zum Aufbringen des Spritzbetons, zum Materialtransport, der Ventilation, der Kühlung sowie sämtliche hydraulische und elektrische Einrichtungen für den Antrieb. Zusammen ergibt sich eine Länge der TBM von 145 m und ein Gesamtgewicht von 1'400 to.

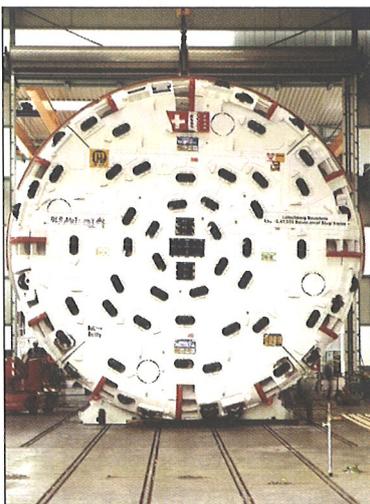


Bild 3: TBM-Bohrkopf

Der Bohrkopf ist die Schlüsselkomponente der ganzen TBM. Unter extremster Belastung, dies besonders in hartem Granit, fräst sich der rotierende Bohrkopf durch den Felsen. Er wird mit grossem Druck beaufschlagt, so dass die 60 Diskenmeissel den Fels spalten und brechen.

Auf Bild 3 ist die Tunnelbohrmaschine bei der Werksabnahme bei Herrenknecht AG in Schwanau zu sehen.

Die wichtigsten Eckdaten sind:

- Gewicht Bohrkopf 180 Tonnen
- 4 Doppelmeissel im Zentrum
- 39 Brustmeissel und 13 Kalibermeissel
- Spacing 90 mm
- Meisseldurchmesser 17 Zoll
- 6 Überscheider, 4 starr, 2 teleskopierbar
- Überschnitt 10 cm im Durchmesser
- Aufnahme Material über 12 Räumerkammer
- Totaler Anpressdruck 1'600 Tonnen

Für das Auffahren des kristallinen Gebirges werden an die TBM höchste Anforderungen gestellt, die die Maschine bis an die Grenzen der Leistungsfähigkeit führen. Dabei wird der Bohrkopf regelmässig bis an die zulässigen Grenzwerte der Anpressdrücke beaufschlagt. Die zulässigen Meissellasten von 267 kN werden häufig überschritten. Ein leistungsstarker Antrieb mit genügender Reservekapazität ist von grösster Bedeutung. Angetrieben wird das Schneidrad über das Getriebe mit 10 frequenzgesteuerten Elektromotoren, von denen jeder eine Leistung von 350 kW besitzt. Daraus ergibt sich eine installierte Leistung von 3'500 kW. Die max. Vorschubkraft beträgt 22'800 kN. Der Bohrkopf kann stufenlos von 0 bis

6 Umdrehungen pro Minute gedreht werden. Das maximale Drehmoment des Bohrkopfes beträgt 8'825 kNm bei 0–3,76 Umdrehungen/Minute, oder 5'570 kNm bei 6 Umdrehungen/Minute.

4. Herausforderung im TBM-Vortrieb

Die Vortriebe Steg und Raron sind eine besondere Herausforderung. Sie gehören weltweit zu den ersten Vortrieben mit einer offenen TBM mit grossem Durchmesser, grossen Überlagerungshöhen und in kristallinem Gebirge. Wichtige Erfahrungen für weitere künftige grosse Vortriebe wurden gemacht.

4.1 Hohe Abrasivität

Während des Vortriebes im Gneis und im Granit hat sich gezeigt, dass die Gesteinsfestigkeiten und die Abrasivität höher ausfallen, als diese prognostiziert wurden. Druckfestigkeiten bis 250 kN/mm² und Cerchar-Werte bis 6 wurden gemessen. Beides hat hohe Verschleissraten zur Folge. Der Verschleiss an den Meisseln, an Räumern, am Bohrkopf und auch an den Fördereinrichtungen ist z. T. erheblich. Dies macht eine regelmässige Kontrolle des Bohrkopfes und der Meissel notwendig, um grösseren Schäden vorzubeugen.

Bild 4: Bohrkopfkontrolle vor dem Schneidrad

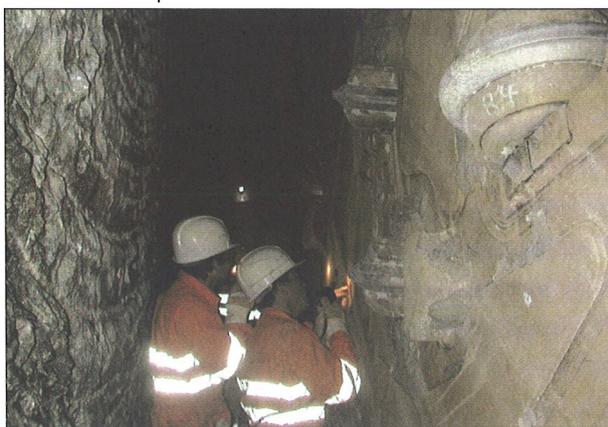


Bild 4 zeigt eine Bohrkopfkontrolle mit Rückzug des Bohrkopfes. Dies ist nur bei sehr günstigen resp. sicheren Felsverhältnissen möglich. In der Regel wird nach jedem dritten Hub eine Bohrkopfkontrolle vom Bohrkopffinnern durchgeführt.

Eine intensive Kontrolle der Bohrkopfeinrichtungen erfolgt jeden Morgen durch die Wartungsschicht.

4.1.1 Meisselverschleiss

Damit das Losbrechen des Gebirges über die gesamte Ausbruchfläche optimal erfolgt, und die Fördereinrichtungen nicht beschädigt werden, ist die Einhaltung der zulässigen Verschleissrate pro Meissel absolut erforderlich. Es mussten bis zu 26 Meissel pro Arbeitstag gewechselt werden. Der Wechsel der Meissel erfolgt aus dem Innern des Bohrkopfes unter sehr schwierigen Bedingungen. Die Temperaturen im Bohrkopf steigen während des Fräsens auf über 80 °C an. Meisseltemperaturen von über 180 °C wurden gemessen. Um die Meissel wechseln zu können, müssen diese zunächst abgekühlt werden. Bei Umgebungstemperaturen von ca 40 °C werden die 150 kg schweren Meissel überwiegend in Handarbeit und bei sehr beengten Platzverhältnissen gewechselt. Für den Wechsel eines einzelnen Meissels werden 45 bis 60 Minuten benötigt.

4.1.2 Bohrkopfverschleiss

Der Verschleiss am Bohrkopf selbst nimmt mit der Abrasivität und der Härte des Gesteins zu. Das Abschleifen der Verschleissplatten am Bohrkopf machten bisher zwei Bohrkopfrevisionen an der TBM Steg erforderlich. Eine weitere Revision steht in der Sommerpause 02 an. Bei diesen Bohrkopfrevisionen werden die Verschleissplatten, die Meisselgehäuse, die Abweiser und die Räumerschaufeln erneuert.

4.1.3 Bohrkopfausstattung

Die Bohrkopfausstattung ist für einen optimierten Vortrieb von grösster Bedeutung. Folgende Erfahrungen wurden u. a. gemacht:

- Den Meisselhalterungen sind bezüglich Verschleiss und kurzer Wechselzeit besonders Achtung zu schenken.
- Das saubere Schneiden der Meissel ist durch Materialabweisblöcke zu gewähren.
- Der Einbau von stärkeren Verschleissplatten ist einzuplanen.
- Die Kühlung des Bohrkopfes und des ausgebrochenen Materials durch Wasserbedüsung ist bei hohen Temperaturen entscheidend. Der Wechsel

der Düsen muss vom Inneren des Bohrkopfes aus erfolgen können.

- Es hat sich gezeigt, dass die ebene Geometrie des Bohrkopfes das richtige Design ist. Für den Verschleiss ist es wichtig, dass das gelöste Material zwischen Schneidrad und Fels optimal nach unten fallen kann. Dort muss es von den Räumern aufgenommen werden. Ist der Abtransport des gelösten Materials nicht gewährleistet, müssen die Meissel das Ausbruchmaterial durchdringen, bevor sie auf den Fels treffen. Dadurch sind die Meissel zusätzlichen Belastungen ausgesetzt und erfahren mehr Verschleiss.

4.2 Instabile Ortsbrust

Bild 5: Ortsbrust mit Blockausbrüchen



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

Die einfallenden Felsblöcke waren eine zusätzliche Belastung für die TBM, da sie die Blöcke erst wie ein Brecher zerkleinern musste, bevor sie durch die Räumern abgefördert werden konnten. Diese Belastungen führten wiederum zu Schäden an Meisseln und Räumern. Aber auch die Fördereinrichtungen, insbesondere die Förderbänder, waren durch die grossen Steine erheblich grösserem Verschleiss ausgesetzt.

Bei genauem Betrachten der instabilen Ortsbrust hat sich gezeigt, dass die Blöcke vor allem aus dem Zentrum herausgebrochen sind. In den Randbereichen war der Ausbruch sauber und glatt. Auf Bild 5 ist auf der unteren Hälfte die ausgebrochene Ortsbrust erkennbar, in der oberen Hälfte die Schneidspuren der Meissel im Fels.

Eine aufschlussreiche Dokumentation während des Vortriebes ist nicht möglich. Man erhält nur einen Blick auf die Ortsbrust bei Vortriebsstillstand und bei zurückgezogenem Bohrkopf. Der Einblick ist nur beschränkt durch die Mannlöcher und bei keiner Gefahr durch nachbrechendes Gebirge möglich.

Nach dem Abstellen des Bohrkopfes war noch längere Zeit Entspannungsknistern zu hören, in Bergschlagbereichen kam es oft zu erheblichen Erschütterungen durch Gesteinsbrocken, die sich explosionsartig aus der Tunnelbrust lösten.

Es wird angenommen, dass sich diese bis zu 12 m grossen Platten durch eine Kombination von Zugspannungen und steil einfallenden Scherflächen backsteinartig aus der Tunnelbrust lösen.

Da das Phänomen konstant im massigen und grobkörnigen Granit auftritt, wird vermutet, dass sich die Zugspannungen entlang der geraden und langen Korngrenzen besonders gut ausbilden können. Im Gegenzug verhält sich ein feinkörniger Granit mit verzahnten Korngrenzen zäh und neigt weniger zur Blockbildung.

Durch die instabile Ortsbrust ist die TBM wesentlich höheren Belastungen und Verschleiss ausgesetzt:

- Schlagende Beanspruchung der Meissel durch sich lösende Gesteinsblöcke, in der Folge blockierte Meissel, die oft während der Vortriebschicht gewechselt werden müssen.
- Ständiges Anschlagen der Meissel an die unebene Ortsbrust.
- Schlagende Beanspruchung der Räumern, die teilweise aus ihren Halterungen gerissen werden.
- Beschädigung der Bohrkopfbedüsung
- Der Transport der noch durch die Räumernöffnungen durchgehenden Blöcke bietet oft Schwierigkeiten und Vortriebsunterbrüche. Grössere Blöcke verkei-

len sich in den Bandübergaben. Förderbänder werden zerschnitten und müssen ausgewechselt werden.

4.3 Geringe Penetration

Die Penetration ist ein Mass der Bohrbarkeit des Gesteins. Sie wird als Vortrieb pro Umdrehung des Schneirades angegeben. Dies bedeutet, dass bei einer Umdrehung des Bohrkopfes jeder Meissel eine bestimmte Tiefe in den Fels eindringt und löst. Im Gneis erreicht die TBM eine Penetration von 7 – 9 mm, in den Sedimenten liegt sie noch höher. Beim sehr harten Granit ist die Penetration bis auf 1 mm pro Umdrehung abgesunken. Besonders im feinkörnigen Granit kam es zu Hubzeiten bis zu 3 Stunden, das heisst es wurden in dieser Zeit nur 2 m Vortrieb geschafft.

Hier kommt der gleiche Mechanismus wie bei der instabilen Ortsbrust zum tragen. Die feine Struktur des Gestein führt zu einer guten Umlagerung der Kräfte, die durch den Meissel auf das Gestein ausgeübt werden. Dadurch lösen sich nur schwer Teile aus dem Gestein.

Besondere Schwierigkeiten ergeben sich in Abschnitten, in denen sich grob- und feinkörniges Gestein auf wenigen Metern abwechseln.

4.4 Asbestvorkommen

Bild 6: Asbestmineral



Ein bis dahin noch weitgehend unbekanntes Gebiet sind die angetroffenen Asbestvorkommen.

Asbest sind sehr feine Kristallfasern, hauptsächlich Aktinolith, die in Zerrklüften auftreten. Auf obiger Abbildung ist die faserige Ausbildung des Asbestminerals gut zu erkennen. Gefährlich sind insbesondere die nicht sichtbaren, lungengängigen Asbestfasern, deren Gehalt nur durch aufwändige Messmethoden feststellbar ist. Es gibt

noch keine Erfahrung mit solchen Belastungen im TBM-Vortrieb. Die Grenzwerte sind demzufolge noch nicht ganz eindeutig. Zudem ist die Zeit zwischen Messung und Ergebnis relativ lang und die Aussagekraft der Ergebnisse ist noch unklar.

Bei Bekanntwerden des Asbestvorkommen wurde als Sofortmassnahme der Vortrieb für eine Woche eingestellt. In dieser Zeit wurden in Zusammenarbeit mit dem Bauherrn und der SUVA Massnahmen erarbeitet, die zum Schutz der Arbeiter dienen. Ein Nebelvorhang wurde am Portal und hinter der TBM installiert, um ein Austreten des Asbests in die Umwelt zu verhindern. Die Kleidung der Arbeiter wurden täglich gewechselt und gewaschen. Die TBM wurde regelmässig abgewaschen. Die Arbeiter wurden mit Staubschutzmasken der Schutzklasse P3 ausgestattet.

Zusätzlich wurden alle Arbeiter durch einen Arbeitsmediziner über die gesundheitlichen Folgen aufgeklärt und beraten.

Diese Schutzmassnahmen bedeuten eine zusätzliche Erschwernis. Das Arbeiten mit Schutzmasken wird daher mit einer Zulage vergütet.

5. Hohe Vortriebsleistung

Die ARGE MaTrans ist vertraglich zu hohen Vortriebsleistungen verpflichtet. Hohe Leistungen können nur erbracht werden mit erstens einem gut eingespielten und motivierten Team, und zweitens einer hohen Verfügbarkeit der TBM und der Förderbandanlagen.

Eine hohe Verfügbarkeit wird erreicht durch:

- konsequente Wartung und Unterhalt der TBM und Förderanlagen
- Wirksames Logistikkonzept
- Vorhaltung von Reservegeräten und Ersatzteilen
- Pufferarbeiten für Stillstandszeiten
- Entzerrung von Abhängigkeiten

Die Vortriebsleistungen einer Tunnelbohrmaschine werden aber auch sehr stark bestimmt durch die zu durchfahrenden geotechnischen Felsverhältnisse. Die geologischen Veränderungen haben die täglichen Vortriebsleistungen wesentlich beeinflusst. Die hohe Variabilität der Wochenleistungen deckt sich mit der angetroffenen Wechselfolge der Felseigenschaften, die einen Einfluss auf die Abrasivität, die Penetration und die Blockigkeit haben.

Ausbruchmaterial

Bewirtschaftung / Betontechnologie

Jean Pralong, Dr. sc. techn. Dipl. Bauing. ETH/SIA; Dr. Jean Pralong + ASS SA, Sion
 Cédric Thalman, Dr. sc. nat. Ingenieurgeologe; B-I-G Büro für Ingenieurgeologie, Wabern
 Jacques Burdin, Consulting Engineer, Chambery (F)

1. Konzept Ausbruchmaterialverwertung

1.1 Grundsätze des Bauherrn

Folgende Grundsätze und Zielsetzungen wurden im Zusammenhang mit der Materialbewirtschaftung und den Betonsystemen gestellt:

1.1.1 Ausbruchmaterial

- Optimale Verwendungen des Ausbruchmaterials.
- Priorität für Transport mit der Bahn.
- Rücksicht auf die kantonale Materialbewirtschaftung.
- Ausbruchmaterial bleibt Eigentum des Bauherrn. Der Bauherr organisiert und bestimmt wie dieses zwischen- bzw. endgelagert wird.

1.1.2 Materialbewirtschaftung

Zielsetzung:

- Versorgung aller Tunnelbaustellen während allen Bauphasen mit genügenden und qualitativ geeigneten Betonzuschlägen.
- Kontrollierte Endablagerungen des Ausbruchmaterials mit geeigneter Endgestaltung der Ablagerungen.
- Der Umweltpolitik entsprechende Achtung schenken.

1.1.3 Betonzuschläge

- Die Betonzuschläge werden mit geeignetem Ausbruchmaterial aufbereitet.
- Der Bauherr liefert dem Kiesaufbereiter das Ausbruchmaterial. Dieses wird in drei Rohmaterialklassen eingeteilt. Die Betonzuschläge werden nur mit

Ausbruchmaterial der Klasse K1 aufbereitet. Der Kiesunternehmer ist verantwortlich für die Aufbereitung von normgerechten Betonzuschlägen.

- Die Betonzuschläge werden durch den BH auf die verschiedenen Baustellen franko geliefert.
- Die vom Bauherrn gelieferten Betonzuschläge müssen den gleichen Qualitätsbedingungen entsprechen wie sie bei einer externen Lieferung über den Unternehmer gelten würden.
- Auf Verlangen des Unternehmers belegt der Bauherr dies durch Qualitätsuntersuchungen.
- Die Lieferung von Betonzuschlägen durch den Bauherrn befreien den Unternehmer nicht von der Pflicht zur sorgfältigen Arbeitsausführung.

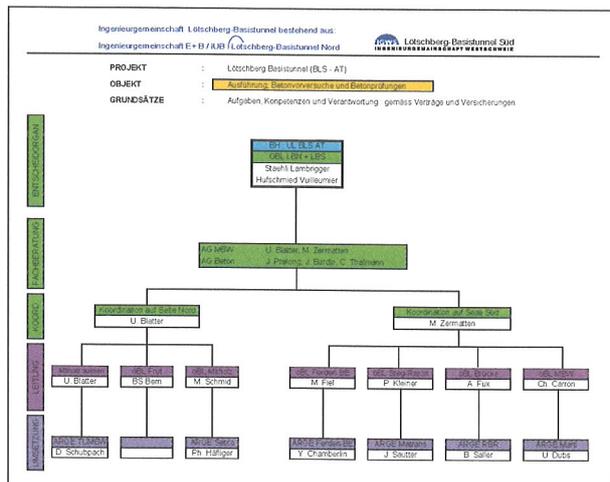
1.1.4 Betonrezepturen

Für die Herstellung der verschiedenen Betontypen wurde das leistungsbezogene Entwurfsverfahren gewählt. Die geforderten Eigenschaften und zusätzlichen Anforderungen sind in den Besonderen Bedingungen des Werkvertrags festgelegt. Der Unternehmer ist für die Bereitstellung eines Betons, welcher den geforderten Eigenschaften und den zusätzlichen Anforderungen entspricht, verantwortlich.

1.2 Organisation

- Zur Gewährleistung der Umsetzung der Qualitätsanforderungen der Betone bei der Ausführung wurde die entsprechende Organisation durch den Bauherrn wie folgt festgelegt.

Bild 1: Organigramm Betonsysteme



- Die Aufgaben, Kompetenzen und Verantwortung der Beteiligten kann wie folgt schematisiert werden:

Oberbauleitung:

- Koordination
- Führung der Stabstelle für Materialprüfungen
- Materialtechnische Voruntersuchungen

Arbeitsgruppen «Materialbewirtschaftung und Betontechnologie»:

- Behandlung fachspezifischer Probleme
- Unterstützung der Bauleitung und Projektingenieure
- Leitung der materialtechnischen Abklärung des Bauherrn
- Förderung des Erfahrungsaustausches

Koordinationsstellen:

- Oberaufsicht der Termine und Kosten

Örtliche Bauleitungen:

- Umsetzung der gestellten Anforderungen
- Überwachung der Kosten und Termine

Bauunternehmer:

- Eignungsprüfungen, Betonrezepturen, Betonkontrollen

2. Materialbewirtschaftung

2.1 Generelles

2.1.1 Vorbrechen des Rohmaterials

Das Ausbruchmaterial wird sowohl sprengtechnisch als auch mittels TBM gewonnen. Das anfallende Ausbruchmaterial aus dem Sprengvortrieb wird im Vortrieb mittels

einem mobilen Brechers vorgebrochen. Es stehen zwei Brechertypen im Einsatz:

- Schlagwalzenbrecher und
- Doppel-Nadel-Wellen-Walzenbrecher

Der letztgenannte Brechertyp erlaubt es, ein vorgebrochenes Sprengmaterial im Grössenbereich 0 bis 200mm herzustellen, mit einem relativ geringen Sandteil. Dies erlaubt eine gute Zwischenlagerung und Aufbereitung des Materials.

Das Rohmaterial nach dem Vorbrecher im Tunnel wird mittels Förderbändern je nach Qualität entweder auf die Materialzwischenlager für die Aufbereitung oder über die Verladeanlagen per Bahntransport in die Materialdeponien transportiert.

2.1.2 Standorte der Anlagen

Für die Herstellung der Betonzuschlagstoffe steht je eine Aufbereitungsanlage in Mitholz und in Raron zur Verfügung.

2.1.3 Materialbewirtschaftung

Rohmaterialien:

Das Ausbruchmaterial in Mitholz besteht aus diversen Sedimentgesteinen (Kalke, Kieselkalke, Sandsteine) welches sprengtechnisch gewonnen wird.

Im Südabschnitt (Ferden, Raron und Steg) fällt sowohl Ausbruch des TBM- als auch des Sprengvortriebs an. Nach dem bereits durchfahrenen, geringmächtigen Sedimentschichten fallen nun ausschliesslich kristalline Gesteinstypen an (div. Gneise, Granitgneise, Granite).

Materialtriage:

Die primäre Materialtriage wird aufgrund der Erstbeurteilung des Tunnelgeologen durchgeführt. Das Ausbruchmaterial wird in drei Materialklassen (K1, K2 und K3) unterschieden. Für die Betonzuschlagstoffproduktion wird ausschliesslich K1-Material verwendet. Diese wird definiert:

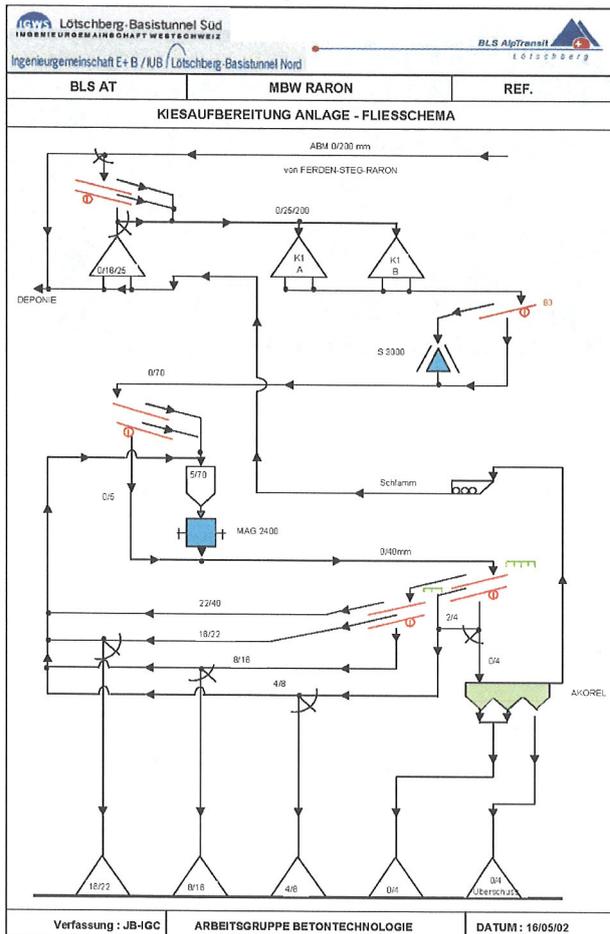
Klasse 1 (K1): z.B. Kalke, Sandstein, Granit mit geringem Schieferanteil ($\leq 10\%$), Material geeignet für Herstellung von Kiessand I, Beton- und Spritzbetonzuschlagstoffe, Splitt und Schotter, Sickerkies.

- Raron: Diese Anlage wurde speziell für den Bedarf BLS AT installiert. (Bild 4 und Bild 5). Das Herzstück der Anlage sind die zwei Brecher und die Sandaufbereitungsanlage (Freifallklassierer).

Bild 4: Kiesaufbereitung Raron



Bild 5: Fließschema Anlage Raron



- Zwei identische Aufbereitungslinien mit je 140 to/h d.h. mit einer Leistung von ca. 3'000 to/Tag sind verlangt. Zur Zeit ist eine Produktionslinie in Betrieb, welche die Produktion der benötigten Zuschlagstoffmenge abdeckt.

- Eine Abscheidervorrichtung zur Trennung der eingehenden Rohmaterialien bei der gewünschten Fraktion.

- Fünf wetterbeständige (Regen, Schnee, Frost, Sonne, Wind) Zuschlagstoffsilos per Produktionslinie. Zur Zeit sind acht Silos in Betrieb.

- Leistungstreue Wäganlage sowohl für das eingehende Rohmaterialien als auch für die Betonzuschläge.

Zur Erfüllung der Normenvorschriften für die Betonzuschläge mussten die Betriebsanlagen zwingend die folgenden vertraglichen Anforderungen erfüllen:

- Einsatz eines Vertikalbrechers zur Gewährleistung einer geeigneten Kornform und optimaler Sandqualität.
- Einsatz eines effizienten Waschprozesses zur Gewährleistung der Sauberkeit der Zuschläge.
- Einsatz von grossen Siebflächen und regulierbaren Förderrinnen zur Gewährleistung geringer Qualitäts- und Produktionsschwankungen.

Positive und negative Punkte:

Positiv: Die Aufbereitungsanlage Raron verfügt über optimale Platzverhältnisse, die eine flexible Materialbewirtschaftung erlauben. Nach der Regulierungsphase der Anlage werden die Anforderungen an die Zuschlagstoffqualität erfüllt. Als negative Punkte sind insbesondere die Schwankungen der Zuschlagstoffqualität hinsichtlich der Korngrößenverteilung und des Anteils an Unter- und Überkorn zu erwähnen.

2.2.2.2 Kiesaufbereitungsanlage in Raron

Anforderungen gemäss Ausschreibung:

- Die Leistung der Aufbereitungsanlage muss den maximal täglichen Bedarf decken.

2.2.2.3 Kiesaufbereitung in Mitholz

Die Produktionskapazität der Anlage beträgt 120to/h. Die aufbereiteten Betonzuschläge werden von den Materialhaufen über die Verladestation per Förderband in die Silos der Betonzentrale am Fusspunkt geliefert.

- Der Betonsand wird aus zwei Sanden (gewaschener und ungewaschener Sand) zusammengesetzt.

Positive und negative Punkte:

Die umgerüstete und ergänzte Anlage produziert die Betonzuschläge mit den gestellten Anforderungen. Schwankungen innerhalb der Rohmaterialqualität machen sich auch in den Betonzuschlägen bemerkbar. So sind die Korngrößenverteilungen der Brechsande abhängig vom Feinanteil und der Gesteinhärte des Rohmaterials.

2.2.2.4 Anforderungen an die Zuschlagstoffe

Die Zuschlagstoffe müssen folgende Bedingungen erfüllen.

1. Minimale Gesteinhärte (Diese wird an den Zuschlägen mittels Los Angeles Index (LA) gemäss EN 1097.2 definiert. Die Anforderungen betragen ≤ 35 für den Ortsbeton und ≤ 40 für den Spritzbeton.)
2. Geringer Anteil an petrographisch ungeeigneten Komponenten
3. Die durchschnittliche Korngrößenverteilung muss innerhalb des definierten Bereiches gemäss prEN 12620 liegen
4. Die zulässige Variationsbreite der durchschnittlichen Korngrößenverteilung darf nicht überschritten werden
5. Die Sauberkeit der Zuschlagstoffe ist nachzuweisen
6. Die Kornformanforderungen müssen erfüllt sein

Die Anforderungen 1 und 2 werden durch den Triagierungsprozess unter der Leitung der OBL an der Vortriebsfront und mittels Laborprüfungen am Rohmaterial laufend kontrolliert.

- Die Gesteinhärte des Ausbruchmaterial wird mittels Brechbarkeitsindex und Punktlastindex bestimmt.
- Die Kontrollen des Anteils an petrographisch ungeeigneten Komponenten im Rohmaterial werden regelmässig durchgeführt.

Die Anforderungen 3 bis 6 werden im Baustellenlabor vor

Ort kontrolliert. Die Durchführungen der Kontrollen liegen in der Verantwortung des Kiesaufbereiters (Unternehmer).

Für die Bestimmung der Anforderungswerte der Betonzuschläge wird zwischen Spritzbeton und Ortsbeton unterschieden.

Die Hauptwerte sind in den Besonderen Bestimmungen angegeben. Sie lauten :

Für den Spritzbeton (SB)

Sand 0 – 4 mm	
Feinkornanteil ≤ 63 mm	$\leq 16\%$
Feinheitensmodul	2.5 – 3.2
Korngrößenverteilung	gemäss prEN 12620

Fraktion 4 – 8 mm	
Feinkornanteil ≤ 63 mm	$\leq 4\%$
Plattigkeitsindex	≤ 35
Korngrößenverteilung	gemäss prEN 12620

Für den Ortsbeton (OB)

Sand 0 – 4 mm	
Feinkornanteil ≤ 63 mm	$\leq 5\%$
Feinheitensmodul	2.3 – 2.9
Korngrößenverteilung	gemäss prEN 12620

Fraktionen 4/8, 8/16 und 16/22 mm	
Feinkornanteil ≤ 63 mm	$\leq 1.5\%$
Plattigkeitsindex	≤ 30
Korngrößenverteilung	gemäss prEN 12620

Zusätzlich darf der Wassergehalt 5% für den Sand und 1.5% für die anderen Kornfraktionen nicht überschreiten.

2.2.2.5 Umsetzung der Qualitätskontrollen für die Betonzuschläge

Die Umsetzung der in den Besonderen Bestimmungen definierten Anforderungen stellt eine der Hauptschwierigkeit zur Gewährleistung der Qualität dar. Um dieses Ziel zu erreichen wurde ein kohärenter Prozess definiert. Dieser Prozess berücksichtigt die effektiven Randbedingungen welche bei der Aufbereitungsanlage in Raron auftreten.

Die Umsetzung der Anforderung stützt sich auf verschiedene Grenzwerte und zulässigen Abweichungen. Diese Grenzwerte sind wie folge definiert:

Bild 6: Anforderungen an die Zuschlagstoffe, Beispiel Spritzbeton Süd

Korn → → granulets	Parameter Paramètres	Absoluter Grenzwert Valeur limite absolue		Zielwert Valeur cible		Schwankungsbereich auf Parameter Tolérances de variation sur les paramètres			Schwankungsbereich hinsichtlich Referenzwert (RW) Tolérances de variation par rapport à la valeur de référence			
		Min.	Max.	Min.	Max.	Niv. 1 (D)	Niv. 2 (D)	Strafe (D)	Niv. 1 (D)	Niv. 2 (D)	Strafe (D)	
Sand Sable 0/4 mm	- Siebrückstand Refus au tamis	1.40 x D = 6.3 mm ⁹⁾ 1.25 x D = 5 mm D = 4 mm	- 0 % 0 %	0 % 1 % 10 %	- 0 % 0 %	0 % 0 % 7 %	- - ≤ 7 %	0 % ≤ 1 % > 7 % ≤ 10 %	- - - 5 % / %	- - -	- - -	- - -
	- Feinheit Modul Module de finesse	FM	2.50	3.20	2.75	2.95	-	≤ 3.20 - 2.50	-	± 0.20	± 0.25	- 5 % / %
	- Feinanteil (Siebdurchgang) Fraction fine (tamisat)	≤ 0.063 mm	0 %	16 %	0 %	12 %	-	≤ 16 %	-	± 2 %	± 4 %	- 8 % / %
	- Wassergehalt Teneur en eau		0 %	7 %	0 %	7 %		≤ 7 %	-	-	-	-
Kies Gravier d / D 4/8 mm	- Siebrückstand Refus au tamis	1.40 x D 1.25 x D D	- - 0 %	0 % 1 % 15 %	- - 0 %	0 % 0 % 10 %	- - ≤ 10 %	0 % ≤ 1 % > 10 % ≤ 15 %	- - - 5 % / %	- - -	- - -	- - -
	- Siebdurchgang Tamisat / passant	d = 4 mm 1/2 (d+D) = 6 mm	0 % 30 %	20 % 70 %	0 48 %	15 % 52 %	≤ 15 % -	> 15 % ≤ 20 % - 30 % ≤ 70 %	- 5 % / % -	- ± 12 %	- ± 18 %	- - 5 % / %
	- Feinanteil (Siebdurchgang) Fraction fine (tamisat)	≤ 0.063 mm	0 %	4 %	0 %	4 %	-	≤ 4 %	-	-	-	-
	- Kornform / Plattigkeitsindex Indice de forme		-	35	-	35		≤ 35	-	-	-	-
	- Wassergehalt Teneur en eau		0 %	1.5 %	-	1.5 %		≤ 1.5 %	-	-	-	-

- Absoluter Grenzwert min, max.: Minimaler bzw. maximaler Grenzwert dessen Unter- bzw. Überschreitung unzulässig ist.

Wenn die Anforderung nicht erfüllt ist, wird die Produktion zurückgewiesen.

- Zielwert min, max.: Absoluter Grenzwert abzüglich der extremen Abweichungen

Zwischen diesen beiden Zielwerte darf der Unternehmer seine Produktionskurve frei wählen.

- Referenzwert: Produktionswert, kontrolliert und genehmigt durch die Bauleitung.
- Abweichung: zulässigen resp. extreme Abweichungen bezüglich eines Referenzwertes.
- Strafe: finanzielle Strafe sobald eine zulässige Abweichung überschritten wird.

Durch Anwendung dieser Begriffe wurde die Umsetzung der Anforderung an die Baustellenverhältnisse angepasst. Die Resultate dieser Umsetzung sind tabellarisch im Bild 6 dargestellt.

2.2.2.6 Alkali-Aggregat-Reaktion

Der Bauherr hat beschlossen, dass der Beton des Haupttunnels einen hohen AAR-Widerstand aufzeigen muss. Um diese neue Anforderung an den Beton zu erreichen werden folgende Schritte unternommen:

- Systematische Untersuchungen der geeigneten Rohmaterialien mittels petrographischen Untersuchungen und Mikrobartests

- Systematische Untersuchungen der Betonzuschläge mittels petrographischen Untersuchungen und Mikrobartests

- Konstruktive Massnahmen: Verhinderung des Wasserkontaktes mit dem Beton, z.B. mit Folienabdichtung

- Betontechnologische Massnahmen: Bindemittelkonzepte mit 8% Silicastaub oder 30% Flugascheanteil

- Überwachung der Betonmischungen mittels Performanceprüfung

3. Beton

3.1 Betonanlage, Betonsorten und Betonrezepturen

Der Bauunternehmer hat eine eigene Betonanlage zu errichten und zu betreiben, welche seinen Betonbedarf abdeckt. Die mit der Betonanlage des Bauunternehmers zu produzierenden Hauptbetonsorten und die vorgeschriebenen Betoneigenschaften und Anforderungen sind in Bild 7 tabellarisch dargestellt.

Hauptbetonsorten:

- Spritzbeton zur Ausbruchsicherung
- Sohlenbeton
- Verkleidungsbeton
- Tübbing

Bild 7: Ausgeschriebene Hauptbetonsorten

Lötschberg Basistunnel LBN+LBS						
AUSGESCHRIEBENE BETONSORTEN UND BETONREZEPTUREN						
	Spritzbeton zur Ausbruchsicherung		Sohlenbeton Fundamentbeton		Schalbeton für Verkleidung	
	LBS	LBN	LBS	LBN	LBS	LBN
Bezeichnung	R1 C10 SIA 119 trocken rats	R1 C10 SIA 119/62 rats	B30/20 SIA 112	B35/20 SIA 112	B35/20 SIA 112	B40/20 SIA 112
Anforderungen						
Druckfestigkeit N/mm ²		35/25	30/20	35/25	35/25	40/20
Frühfestigkeit 4 St.		≥ 3 N/mm ²				
12 St.		≥ 10 N/mm ²		≥ 10 N/mm ²		
24 St.						
Darstellung						
Flussbeton (DIN 1045)	H. C. e = 3.5 cm B. D. e = 2.5 cm	e = 5 cm	e = 4 cm	e = 2.5 cm	e = 5 cm	e = 2.5 cm
Fröc-Flussbeton						
FS > 1.5 NS0 > 100 λmax ≤ 600 µm ²	bis 500 m ab Portal		bis 500 m ab Portal bis 2000 m im Untertag	bis 500 m ab Portal	bis 2000 m im Untertag	bis 500 m ab Portal
Sulfatbeständigkeit	kein > 200 mg/l		kein > 200 mg/l	kein > 200 mg/l	kein > 200 mg/l	überall
AAR-Beständigkeit	AAR beständig		AAR beständig		AAR beständig	AAR beständig
Pumpbarkeit	pumpbar		pumpbar		pumpbar	
WZ-Faktor	≤ 0,50		≤ 0,50		≤ 0,50	≥ 0,45
Wärmeleitfähigkeit	1,0 N/m ²					
Zuschlagungsbestand						
Zuschlagstoffe	0 - 8 mm		0 - 22 mm		0 - 22 mm	0 - 22 mm
Zement	CEM I 32,5 425 kg/m ³	CEM I 42,5 440 kg	CEM I 32,5 300 kg/m ³	CEM I 42,5 340 kg/m ³	CEM I 32,5 325 kg/m ³	CEM I 42,5 300 kg/m ³
Flugasche	Microsilica 30 kg/m ³	Microsilica 20 kg/m ³			Flugasche 85 kg/m ³	Flugasche 80 kg/m ³
Zusätze						
-Verflüssiger (HBY)	1,2% von (Z+B)		1,2% von Z		1,2% von (Z+B)	1,2% von (Z+B)
-Abwehrbeschleuniger (BE)	5% von (Z+B)	7% von (Z+B)				

Die in Bild 7 vorgesehenen Haupt-Betonrezepturen gelten als Grundlage für die Preisberechnung zur Ermittlung des Angebotes. Die angegebenen Typen und Dosierungen der Bindemittel und Zusätze sind vom Unternehmer in den Betoneinheitspreisen einzurechnen. Bei Änderungen der Typen oder der Dosierungen der einzelnen Betonkomponenten wird der Betonpreis mit Hilfe der offerierten Kalkulationsbasispreisen definitiv angepasst.

Die Ermittlung der endgültigen Betonrezepturen zur Erfüllung der vorgeschriebenen Betonqualitäten liegt in der Verantwortung des Bauunternehmers. Die örtlichen Verhältnisse (Herstellung, Transport, Pumpbarkeit, Verarbeitbarkeit, Einbringen usw.) sind durch den Unternehmer zu berücksichtigen.

Die endgültigen Betonrezepturen sind vorzeitig mittels Vorversuchen durch den Unternehmer zu entwickeln und nachzuweisen.

3.2 Materialtechnische Abklärung des Bauherrn

3.2.1 Problemstellung AAR

Aufgrund der vorhandenen geologischen Erkenntnisse des Lötschberg Basistunnels, war zu erwarten, dass Gesteinstypen wie Gneis, Granit, Kieselkalk und Granodiorit AAR-empfindliche Mineralien enthalten könnten.

Nach dem Arbeitsbeginn der Baulose wurde die AAR-Reaktivität der verschiedenen Ausbruchmaterialien systematisch geprüft.

Die Prüfung der Rohmaterialien haben gezeigt, dass die meisten Materialien gering bis hoch AAR-gefährdet sind.

Aufgrund dieser Feststellungen wurde durch den Bauherrn der Entscheid getroffen, dass alle im Basistunnel integrierten Betone AAR-beständig sein müssen.

Die durch BLS AT bestimmte Arbeitsgruppe Betontechnologie (AGBE) wurde beauftragt, folgende Probleme zu behandeln.

- Systematische Prüfung der AAR-Reaktivität der für die Zuschlagstoffe vorgesehenen Rohmaterialien.
- Vorschlag für die Auswahl von geeigneten Betonsystemen.
- Durchführung von Voruntersuchungen zur Bestimmung von AAR-beständigen Betonrezepturen.
- Systematischer Nachweise der AAR-Beständigkeit mittels Performancetest.
- Entwicklung von optimalen Referenzbetonrezepturen betreffend Qualitätsanforderungen/Kosten.

3.2.2 Sulfatwiderstand

Mit Ausnahme der relativ geringmächtigen Trias-Zone in Raron beträgt die Expositions-kategorie des Tunnelbetons maximal die Stufe XA2.

Der relativ geringe C3A-Anteil der gelieferten Zemente (Vigier im Norden und JCF im Süden) erlaubt es den Sulfatangriff mittels gleicher Bindemittelkonzepte zu begegnen wie sie für die AAR-Problematik eingesetzt werden, d.h. 70% CEM I und 30% Flugasche (Bild 8).

Zur Qualitätsüberwachung des Sulfatwiderstandes werden die Kurzsulfatprüfungen gemäss Methode «Hammerschlag» und «Studer» eingesetzt.

Bild 10: Betonlaborversuche Tübbing

BLS AT		BETON - TECHNISCHES BLATT				REF.
LOS : 46.43.010 Steg-Raron		Bauelement : Tübbing		Zuschlagstoffe : 0 / 22 mm		
Betonart : OB 45/35		Konsistenz : S1 / S2		Granit-gneis		
REZEPTUR						
Komponenten	Ausbreitung	Ausführung	Unternehmung	Startrezeptur	BEMERKUNGEN	
0/4-1	701	699		700	LIEFERANT = MBK Raron	
0/4-2						
4.8	422	421		416		
8/16	480	479		473		
16/22-25	317	310		303		
Gesamt						
Zement	CEM III B/350	CEM II/240		CEM II/240	Lieferant = JCF	
Flugasche		110		110		
Mikrosilica						
Zusatzmittel	1.00%	1.00%		1.00%		
Gesamt						
Wasser/Bindemittel	0.44	0.45		0.44	K=1	
FEST BETON						
	Anforderungen	AGBE	Sulfatbeständigkeit	Anforderungen	AGBE	
Wasserdringtiefe	Unten 50 mm		Sulfatbeständigkeit	XA 2		
Frost/Frostauszbeständigkeit	Über 15		AAR Beständigkeit	Ja		
Druckfestigkeit N/mm2	Auschr.	AGBE	Untern.	Startrezept.		
1	18.5	24.0		23.4	18 heures à 60°	
2	40.2	36.6		35.0	* CEM III B 42.5 JURANIT, denn	
4	46.5	38.0		39.9	CEM I 52.5 HS nicht mehr verfügbar von JCF	
7	52.9	43.9		44.2		
28	74.3	53.0		59.4	Minimum 45	
50		57.8				

Tage	Druckfestigkeit (N/mm2)
1	18.5
2	40.2
4	46.5
7	52.9
28	74.3
50	57.8

Verfasser : JEGC ARBEITSGRUPPE BETONTECHNOLOGIE Datum : 21.03.02

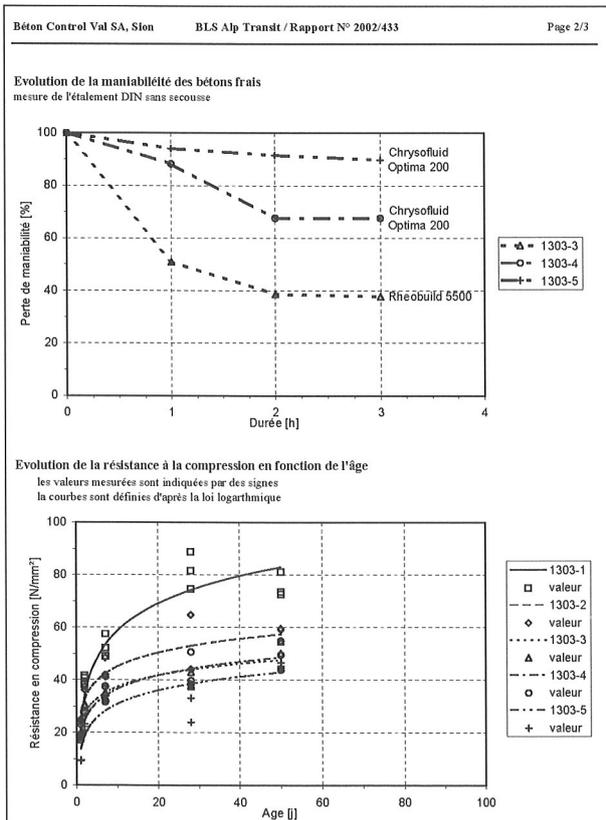
Bild 11: Betonlaborversuche Tunnelverkleidung

BLS AT		BETON - TECHNISCHES BLATT				REF.
LOS : 46.43.010 Steg-Raron		Bauelement : Tunnel Verkleidung		Zuschlagstoffe : 0 / 22 mm		
Betonart : OB 35/25		Konsistenz : F3 / F4		Granit-gneis		
REZEPTUR						
Komponenten	Ausbreitung	Ausführung	Unternehmung	Startrezeptur	BEMERKUNGEN	
0/4-1	691	752		711	Lieferant = MBK Raron	
0/4-2						
4.8	310	322		304		
8/16	518	538		508		
16/22-25	207	180		170		
Gesamt						
Zement	CEM I 42.5	* 310	270	270	Lieferant = JCF	
Flugasche		95	110	130		
Mikrosilica						
Zusatzmittel	1.20%	1.50%		1.20%		
Gesamt						
Wasser/Bindemittel	0.48	0.47		0.48	K=1	
FEST BETON						
	Anforderungen	AGBE	Sulfatbeständigkeit	Anforderungen	AGBE	
Wasserdringtiefe	Unten 50 mm		Sulfatbeständigkeit	XA 2		
Frost/Frostauszbeständigkeit			AAR Beständigkeit	Ja		
Druckfestigkeit N/mm2	Auschr.	AGBE	Untern.	Startrezept.		
1	20.2	17.4		22.7	* Zement Gehalt aus BB ist 325kg/m3 CEM I 32.5	
2	30.4	27.6		22.7	CEM I 32.5 ist nicht mehr verfügbar	
4	33.5	30.5		28.0	325 kg CEM I 32.5 + 310 CEM I 42.5	
7	37.3	33.7		33.0		
28	44.0	44.3		44.2		
50	49.7	49.4				

Tage	Druckfestigkeit (N/mm2)
1	20.2
2	30.4
4	33.5
7	37.3
28	44.0
50	49.7

Verfasser : JEGC ARBEITSGRUPPE BETONTECHNOLOGIE Datum : 21.03.02

Bild 12: Betonlaborversuche Zuschlägen «Granitgneise» LBT Süd: Verarbeitung und Frühfestigkeitsentwicklung



- Die richtige Wahl der Zusatzmittel erlaubt es gute Frischbetoneigenschaften bis zu zwei Stunden zu erreichen.
- Die Festigkeitsanforderungen werden erfüllt, inkl. der Frühfestigkeitsanforderung (Spritzbeton und Tübbing).

3.2.4.2 Nordabschnitt

Im Nordabschnitt wurden seit März 01 bis Juli 02 rund 66'000m³ Spritzbeton und rund 48'000m³ Ortbeton eingebracht. Der Spritzbeton wird mit einem Mischzement (CEM II/A-M(D-LL) 52.5N) hergestellt, der einen hohen Widerstand gegenüber AAR und Sulfat aufweist. Für den Ortbeton werden Bindemittelkonzepte basierend auf CEM I 42.5 und Flugascheanteilen zwischen 25 und 30% eingesetzt.

3.2.5 Erfahrungen zum Thema Beton

- Bild 13 zeigt die Bandbreite der Kostendifferenzen welche zwischen den ausgeschriebenen und den vorgesehen Betonrezepturen erwartet werden.

Bild 13: Bandbreite der Preisdifferenz der Betontypen BLS AT

Betontyp	Festigkeitsklasse	Preisdifferenz zw. ausgeschriebenen und tatsächlichen Rezepturen
Spritzbeton	SB 35/25	+2 bis -9%
Tübbing	OB 45/35	+8 bis -10 %
Verkleidung	OB 35/25	+6 bis -3%
Sohlenbeton	OB 35/25	+5 bis -2%

- Folgende Punkte können aus den ersten Erfahrungen aufgeführt werden:
 - Qualitätsschwankungen können nicht nur an den Betonzuschlägen festgestellt werden, sondern an allen Betonkomponenten (Zuschläge, Bindemittel, Zusatzmittel)
 - Interessenkonflikt zwischen den verschiedenen Beteiligten (Lieferanten)
 - Know-how-Verlust bei den verschiedenen vertraglichen Parteien.
 - Extreme Anforderungen hinsichtlich Leistungen, Betoneigenschaften, Logistik usw.

- Der Bauherr definiert die geforderten Eigenschaften und die zusätzlichen Anforderungen an die Betontypen.

Die Entwicklungen der endgültigen Betonrezepturen liegt in der Verantwortung des Unternehmers. So kann der Unternehmer die Betonrezepturen seiner Logistik und seinem Bauprogramm optimal anpassen.

- Die schwierigsten Hindernisse die es zu lösen gilt, sind wieder einmal, eher die menschlichen als die technischen Probleme.
- Die ersten Erfahrungen zeigen, dass wegen der strengen Anforderungen hinsichtlich der Termine, Anforderungen, durchlaufender Betrieb, Kostendruck die Bauwirtschaft an ihre kritische Grenze stösst. Es besteht die Gefahr, dass gut ausgebildete Fachleute diesen Sektor eher umgehen als anpacken werden!

4. SCHLUSSFOLGERUNG

Der ganze Aufbereitungsprozess des Ausbruchmaterials bis hin zur Betonproduktion bildet eine zusammenhängende Kette. Folgende Punkte können aus bisheriger Erfahrung hervorgehoben werden:

- Eine optimale Wiederverwendung der Ausbruchmaterialien mit möglichst wenig an Überschusskomponenten kann erreicht werden.
- Es ist wichtig, dass ausschliesslich Rohmaterial der Klasse K1 für Herstellung der Betonzuschläge verwendet wird.
- Grössere Schwankungen der Zuschlagstoff-Eigenschaften führen zu entsprechenden Anpassungen der Betonrezepturen.

Les Tassements de St. German

Die Setzungen von St. German

François Vuilleumier, Dr. Ing. civ. dipl. EPF/SIA, Ingenieurgesellschaft Westschweiz, Brig
Gérard Seingre, Ing. civ. dipl. EPF/SIA, Ingenieurgesellschaft Westschweiz, Brig

1. Historique

1.1 Projet

Jusqu'en 1994, il était prévu que le portail Sud-Est (branche Transit) du tunnel du Lötschberg (TBL) serait situé au lieu dit Mundbach près de Brigue (dite branche Transit-Mundbach). Au stade de l'avant-projet (1994), BLS AT avait, pour des raisons budgétaires, fait étudier une variante raccourcie de la branche Transit, qui était déviée vers un portail situé à Baltschieder (branche Transit-Baltschieder), à l'aval de Viège. Au niveau de St. German, l'axe du tunnel se trouvait, en plan, à plusieurs kilomètres du village.

Sur demande des autorités fédérales, BLS AT a dû, par la suite, déplacer le portail à l'ouest de Baltschieder et adapter le tracé de la branche Transit pour y parvenir directement (renoncement à l'option Mundbach). Le tracé passait alors 200 m au nord du village de St. German. La branche Transit-Baltschieder n'a toutefois pas été mise à l'enquête en août 1996 avec le reste du projet TBL car elle nécessitait un nouvel avant-projet.

En automne 1996, dans le cadre du redimensionnement des NLFA, le Conseil Fédéral a exigé un nouveau déplacement du portail de l'axe Transit encore plus à l'ouest (branche Transit-Raron). La position du portail définitif dans le périmètre de la gravière Theler a pratiquement été imposée pour des raisons environnementales. Le secteur est en effet très sensible du point de vue écologique (steppe rocheuse d'importance cantonale à l'est, zone de protection des sources de la commune de Raron dans la plaine à l'ouest, le versant fait partie du territoire protégé d'Aletsch). Un nouvel avant-projet Raron a été préparé en automne 1996.

Le tracé de la partie Sud du tunnel de base a été légèrement adapté pour sortir à la gravière Theler. Outre les 3 points de passage imposés (portail de Steg, portail de Raron et le Jungfrau keil), le tracé du tunnel est conditionné par : les différences de niveau des portails (pentes minimales et maximales des 2 branches du Y), la position

supposée du Trias et l'optimisation des coûts d'exploitation et de construction.

La conséquence des déplacements successifs du portail est que le nouveau tracé de la branche Transit est plus proche de la plaine; il passe sous la partie Nord-Est du village de St. German. La couverture sous le village varie de 110 à 130 m.

Image 1: Avancement des tunnels au 30.04.2002



1.2 Reconnaissances géologiques

Dans le secteur de St-German, le tunnel est creusé dans les couches sédimentaires de l'Autochtone de Gampel-Baltschieder (AuGa). La principale difficulté géologique identifiée avant les reconnaissances était le Trias de l'AuGa. Le tunnel risquait également de pénétrer dans le «Bergsturz» (éboulement post-glaciaire) de St-German, ce qui constituait un risque important pour l'exécution.

Ce Trias fut investigué en 1996 par une campagne de 3 forages de reconnaissance inclinés. Ces sondages ont été réalisés à l'est du Bergsturz. Un des forages l'a partiellement traversé; il a montré que le Bergsturz était très perméable et qu'il était apparemment sec. Par contre, de l'eau sous pression a été trouvée dans les calcaires du Lias sous-jacents. Le risque que le tunnel pénètre dans la masse éboulée a quasiment pu être exclu. Sur la base

de ces forages, il a été admis que Bergsturz était dans son ensemble homogène et n'était pas aquifère.

Le seul problème hydrogéologique, relevé par les géologues, était le tarissement prévisible des sources, en raison du risque de drainage du massif lors du percement du tunnel. C'est pourquoi les sources du secteur ont été suivies dès 1996. Tous les propriétaires de sources ne se sont pas annoncés comme demandé officiellement. Comme le tarissement des sources était envisagé, une solution de remplacement (sources du Bietschtal), financée par BLS AT, avait été mise en place par la commune de Raron.

Les géologues ont toujours admis que le Bergsturz était sec. L'alimentation de ce Bergsturz par les eaux provenant du substratum rocheux n'était pas identifiée. Les risques de tassements n'étaient, pour cette raison, pas envisagés.

1.3 Exécution

Les travaux d'excavation dans le secteur de Raron commencent le 7 avril 2000 avec la réalisation d'une galerie-pilote (méthode traditionnelle aux explosifs) en direction du Trias sur l'axe du tunnel ouest.

A partir du 11 novembre 2000 au TM 410, des venues d'eau (18 l/s) perturbent l'avancement dans l'Altkristallin. La galerie-pilote est stoppée définitivement au TM 495 le 22 décembre 2000 sans avoir pénétré dans le Trias.

Suite aux résultats des forages de reconnaissances, entrepris depuis la galerie-pilote au début janvier 2001, BLS AT décide de faire excaver le Trias du tunnel Est en section divisée avant l'arrivée du tunnelier. Le débit drainé par la galerie et les forages est de 30 l/s à cette époque. La suite des travaux est relativement complexe.

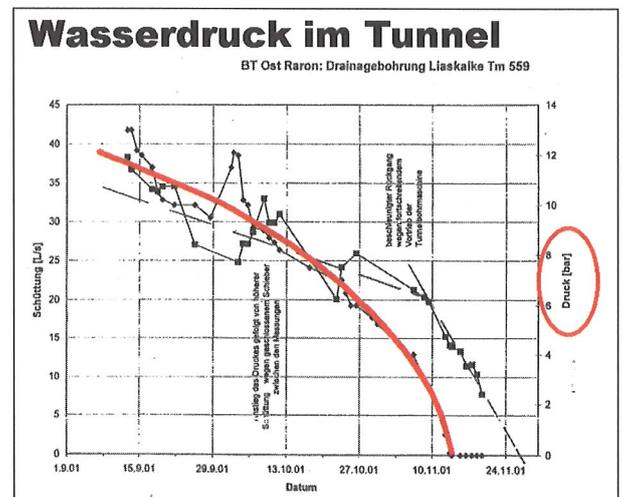
Une galerie transversale est tout d'abord excavée de l'extrémité de la galerie-pilote en direction du tunnel Est. L'excavation du Trias dans le tunnel Est en section divisée (calotte-stross) est entreprise à partir d'une caverne de démarrage. A partir de 37 m, le Trias est complètement sec, ce qui permet une excavation de la calotte dans des bonnes conditions. L'excavation est entreprise à la pelle hydraulique ou à l'explosif suivant les terrains rencontrés. Le soutènement le plus lourd mis en place dans le Trias est constitué par des HEB 220, sur lesquels s'appuie une prévoute constituée par des boulons autoforeurs. Le 24

avril 2001, l'avancement de la calotte est arrêté dans des dolomies massives après avoir creusé 91 m. Le stross est ensuite excavé sans problème majeur. Pendant toute cette phase le débit de drainage total varie de 15 l/s à 65 l/s.

Pour des raisons de planning général du chantier, l'entrepreneur procède à l'élargissement de la galerie-pilote au profil définitif du tunnel Ouest du 1er juillet 2001 au 14 août 2001.

Un forage de drainage et de reconnaissance des calcaires du Lias, long de 230 m, est entrepris, parallèlement à l'axe du futur tunnel Est, depuis la caverne de démarrage du Trias. La pression d'eau dans ce forage était initialement de 18 bars à la fin du forage le 9 septembre 2001, ce qui correspond à une charge d'eau supérieure à la couverture (110 à 130 m). Cette pression tombe de 13 bars à mi-septembre 2001 à 0 le 15 novembre 2001. Parallèlement, le débit initial se réduit de 38 l/s à 2 l/s.

Image 2: Chute de la pression dans le forage du Lias

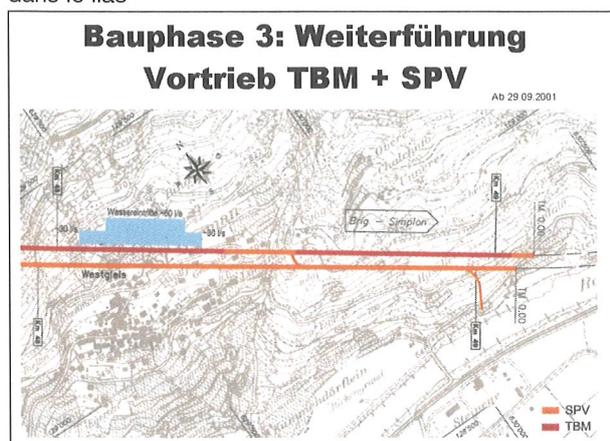


Sur la base des résultats du forage, BLS AT décide de prolonger le tronçon du tunnel Est préexcavé en méthode traditionnelle jusqu'au contact Trias-Lias. Ce complément d'excavation de 62 m est exécuté en 12 jours dans un environnement parfaitement sec. L'avancement est stoppé au TM 708 du tunnel Est le 17 septembre 2001, dans les calcaires du Lias. La longueur préexcavée avant le passage du TBM atteint en tout 166 m.

Le tunnelier parti du portail Est à mi-juillet débouche dans la caverne au TM 542 le 28 septembre 2001. L'entreprise profite alors de cette opportunité pour procéder à quelques modifications sur la machine, sur la base de l'expérience effectuée avec le tunnelier de Steg. Pendant cette période le débit drainé par les tunnels est de l'ordre de 10 à 20 l/s.

Après avoir été ripé dans le tronçon préexcavé, le tunnel reprend l'excavation le 23 octobre 2001 au TM 708. Après un court tronçon sec, il traverse des zones aquifères (TM 730 à TM 950) dans les calcaires du Lias pendant plus d'un mois. Le débit augmente à 70 l/s, avec même une pointe à 120 l/s le 18 novembre 2001. Le forage se poursuit depuis dans des conditions nettement moins humides.

Image 3: Localisation des venues lors du forage au TBM dans le lias



1.4 Surveillance

Le 3 décembre 2000, un propriétaire se plaint pour la première fois de l'apparition de fissures dans sa maison auprès d'un conseiller communal de Raron, mais BLS AT n'est pas informé immédiatement. Le 19 décembre 2000 un autre propriétaire du bas du village annonce des fissures à BLS AT.

Ces fissures ont été relevées dès que BLS AT en a eu connaissance. 2 géophones sont installés chez les plaignants dès le 16 janvier 2001 pour mesurer les ébranlements.

BLS AT choisit de suivre 4 bâtiments de référence pour y relever l'évolution des fissures.

Simultanément un réseau de nivellement est mis en place. Ce réseau est relevé pour la première fois le 22 mars 2001.

Les plaintes pour fissures sont systématiquement enregistrées et documentées par la Direction locale des travaux et BLS AT. Entre décembre 2000 et mi-octobre 2001, 22 dégâts à des bâtiments sont annoncés.

2 géophones supplémentaires sont installés début mars 2001. Les valeurs mesurées par les géophones restent

toujours faibles à très faibles. A aucun moment, les valeurs d'ébranlement de la norme VSS 640 312a ne sont atteintes.

Les venues d'eau en tunnel sont contrôlées quotidiennement par l'entreprise et le géologue.

Le réseau est nivelé mensuellement depuis juillet 2001. Lors de la mesure du 30 octobre 2001, le géomètre constate des tassements importants (30 à 40 mm) et croit à une erreur. Il fait un nivellement partiel pour vérifier le 8 novembre 2001, qui confirme ces mesures.

BLS AT informe les habitants, les autorités et la presse. Le réseau de nivellement est alors relevé 2 fois par semaine. Suite à la publication, les annonces de fissures affluent à la direction locale des travaux.

Le Prof. L. Vulliet est contacté, son mandat d'expert débute le 22 novembre 2001. Il s'adjoint les compétences de 3 autres professeurs de l'EPFL (A. Pariaux géologie, J.-C. Védý pédologie et O. Kölbl photogrammétrie).

Les fissures des bâtiments sont systématiquement relevées et leurs évolutions contrôlées et documentées. Dans quelques cas, il est procédé à une évaluation de la sécurité, et des mesures urgentes sont immédiatement mises en œuvre. Il n'y a pas eu de mise en danger de personnes.

Image 4: Etat des tassements le 06.05.2002



Le réseau de nivellement a été étendu à plusieurs reprises en fonction de l'évolution des tassements. Pour observer les mouvements éventuels du Bergsturz, des points GPS ont été installés et les documents topographiques (photogrammétries et bases de triangulation) recherchés par le prof. Kölbl. 3 groupes de forages de reconnaissance complémentaires ont été exécutés sur ordre du prof. Vulliet.

Les réseaux d'approvisionnement en eau et d'évacuation des eaux usées sont surveillés. La rupture d'une conduite d'approvisionnement a eu lieu à l'aval du village le 18 mars 2002.

Les tassements de plusieurs sources ont été annoncés. Certaines n'étaient pas connues des géologues (pas annoncées par les propriétaires).

Pour tranquilliser la population et éviter des dégâts supplémentaires aux bâtiments, les plans de tirs ont été révisés par l'entrepreneur sur ordre de BLS AT, pour réduire les ébranlements au minimum. Ceux-ci sont toujours restés au niveau du bruit de fond vibratoire courant.

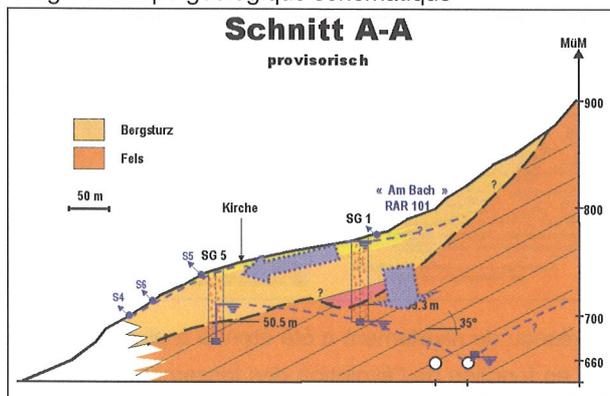
Une interdiction de tir entre 22h00 et 6h00 a été décidée par BLS AT par respect pour les habitants. Celle-ci a été maintenue tant que les vibrations ont été perceptibles dans le village.

BLS AT informe régulièrement la population et les autorités sur l'évolution de la situation. Le comportement exemplaire de la population mérite d'être mentionné.

2. Causes probables et évolution des tassements

La cause principale des tassements est le drainage du massif par le tunnel et le forage Liaskalk qui a justement été exécuté dans ce but. Le Bergsturz est alimenté par l'eau sous pression, provenant des calcaires du Lias sous-jacent.

Image 5: Coupe géologique schématique



La composition et la structure du Bergsturz sont beaucoup plus complexes que ce qui avait été admis sur la base des 3 forages de reconnaissance de 1996. L'historique de sa constitution n'est, à ce jour, par encore complètement éclaircie. Son épaisseur atteint environ 60 m sous le

village. Il n'est pas homogène, contient des couches peu perméables et abrite une nappe phréatique en son sein.

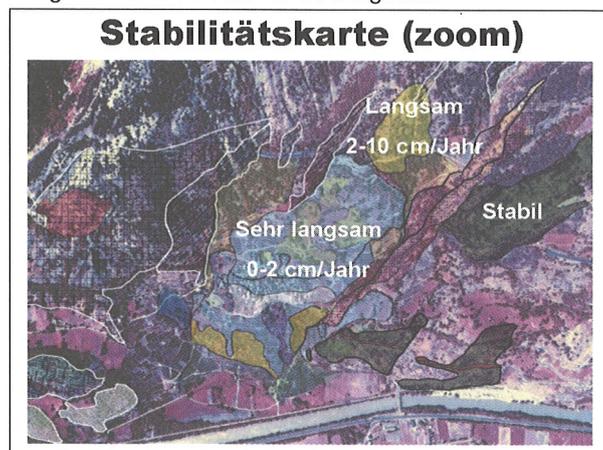
La zone des tassements les plus importants est circonscrite à une cuvette de 100 m de diamètre; dans cette zone le forage de reconnaissance complémentaire S1, demandé par le prof. Vulliet, a traversé des couches graveleuses et sableuses contenant des matières organiques et de la tourbe.

La première mesure du dispositif Trivec du forage S1 montre que le tassement se fait actuellement à 2 niveaux différents (0 à 12 m et 46 à 60 m) dans le Bergsturz. La zone intermédiaire, constituée de moraine probablement surconsolidée (vérification en cours à l'EPFL), va se drainer sur une longue période, entraînant des tassements millimétriques à centimétriques.

Les graphiques montrent l'évolution de tassement et les isocourbes de tassement. A ce jour, le tassement maximum est de 19 centimètres. Les courbes montraient à mi-mai 2002 une stabilisation nette. Mais il n'est pas encore possible de conclure à une stabilisation définitive. L'influence des précipitations du printemps et de la fonte des neiges doit encore être vérifiée.

Les analyses photogrammétriques (entre photos aériennes de 1981 et 1999) montrent que, au niveau du village, le Bergsturz glissait de 2 à 3 cm par année vers la plaine avant les travaux du tunnel de base. Cela permet d'expliquer les nombreuses fissures anciennes observables sur les bâtiments.

Image 6: Carte de stabilité du Bergsturz



3. Ampleur des dégâts

Actuellement, il faut admettre que la moitié du village est affecté : soit 80 maisons environ sur 150 habitations,

2 restaurants, 2 caves, l'église et l'école. Il s'agit essentiellement de fissures des façades des bâtiments et des carrelages. Dans certains cas, les planchers ne sont plus horizontaux. Pour quelques bâtiments, les tassements différentiels atteignent 3 mm/m.

Les éventuels dégâts aux réseaux d'approvisionnement en eau et d'évacuation des eaux usées ne sont pas encore connus, mis à part la rupture d'une conduite au bas du village. Il n'y a pas de réseau de gaz.

Une partie des sources sont taries mais celles situées au bas du village sont encore actives. L'influence de la variation du niveau de la nappe phréatique pour les cultures, notamment la vigne, est en cours d'investigation par l'EPFL.

Il est trop tôt pour estimer le montant des dégâts.

4. Etat de la procédure

L'expertise du prof. Vulliet est en cours; un rapport intermédiaire a été édité en avril 2002.

Actuellement le cas est réglé à l'amiable entre BLS AT, la commune de Raron et les habitants du village. Un groupe de travail, regroupant ces trois parties, se réunit régulièrement pour discuter des problèmes et des modalités de remise en état des bâtiments et des infrastructures. BLS AT a écrit à tous les propriétaires qu'il prenait en charge les dégâts.

Un planificateur général a été nommé. Pour les réparations des immeubles, trois types de procédures sont prévus, au libre choix des propriétaires :

- BLS AT fait exécuter les travaux sous la direction du planificateur général;
- le propriétaire fait exécuter lui-même les travaux financés par BLS AT;
- le propriétaire reçoit une indemnité pour solde de tout compte.

Les premiers travaux de réfection sont prévus dans le courant de l'automne 2002, mais il faut tout d'abord attendre la stabilisation des tassements.

Il ne faut pas s'attendre à un règlement définitif du cas avant 2003.

5. Conclusions

La réalisation de tunnel de base de Lötschberg a drainé fortement le massif rocheux à proximité de village de St. German. Ce drainage était envisagé dès le projet de mise à l'enquête et des mesures de remplacement des sources alimentant le village ont été mises en place avant le passage du tunnel (captages du Bietschtal).

Le tassement du village n'était par contre pas prévu avant les travaux. Sur la base des reconnaissances effectuées au stade du projet de mise à l'enquête, le Bergsturz, sur lequel est fondé le village, était considéré comme homogène, perméable et ne renfermant pas de nappe phréatique; il était considéré comme non compressible ou très faiblement compressible.

A posteriori (puisque l'on est toujours plus intelligent après les événements qu'avant), qu'est-ce qui aurait pu être entrepris pour éviter ces tassements ? Malheureusement il n'y a que peu de solutions envisageables.

Pour éviter tout drainage des calcaires à proximité de St. German, il aurait fallu:

- soit déplacer le tracé du tunnel en direction du nord. Etant donné la perméabilité des calcaires et leur système d'alimentation par le nord, le déplacement aurait dû être important, probablement de plusieurs centaines de mètres. Cela aurait pour inconvénients :
 - d'augmenter la longueur du tunnel ;
 - d'éloigner le portail de ligne actuelle du Simplon, donc de provoquer des impacts plus conséquents au niveau de la plaine du Rhône ;
 - d'augmenter la hauteur de couverture au droit du Trias, ce qui pénaliserait lourdement le passage de tunnel à travers les zones de cargneules (Rauwacke).
- soit étancher la roche avant le passage de tunnel. Cette méthode extrêmement coûteuse et de longue durée, n'est pas sans risques. Ces injections perturberaient en effet les écoulements naturels dans les calcaires et éventuellement dans le Bergsturz. Cela pourrait accélérer les mouvements du Bergsturz, ob-

servés en direction du Rhône, et entraîner des dommages beaucoup plus graves aux habitations de St. German que ceux dus aux tassements.

Profilmessungen

Peter Hufschmied, Dr. sc. techn. Dipl. Bauing. ETH/SIA; Emch+Berger AG, Bern
 Hans-Joachim Stech, Dipl.-Ing. TH/SIA; Emch+Berger AG, Bern
 Ulrich Blatter, Dipl. Bauing. HTL; IUB, Ingenieur-Unternehmung AG, Bern

Vor Beginn des Innenausbaus mit dem Einbau des Abdichtungssystems werden im Lötschberg-Basistunnel flächendeckende Profilmessungen durchgeführt. Es wird über die Ziele der Aufnahmen und die vorgegebenen geometrischen Randbedingungen berichtet. Die Ausgangssituation und Anforderungen an die Messungen werden dargestellt und die eingesetzten Systeme vorgestellt. Abschliessend werden exemplarische Ergebnisse gezeigt und die bisherigen Erfahrungen zusammengefasst.

1. Ziele der Profilmessungen

Die BLS AlpTransit AG hat die Durchführung von flächendeckenden Profilmessungen im Lötschberg-Basistunnel beauftragt. Mit diesen Aufnahmen verfolgt die Bauherrin unterschiedliche Ziele. Das primäre Ziel ist hierbei der Ist – Soll – Vergleich zwischen dem theoretischen und dem tatsächlichen Ausbruchprofil, womit die Genauigkeit der Ausbruchsarbeit des Unternehmers überprüft wird. Basierend auf den Messungen sollen Abweichungen des tatsächlichen Ausbruchprofils von der Soll-Lage erfasst werden. Als Ergebnis wird das Über- und Unterprofil ermittelt.

Eine zweite, neuartige Anforderung besteht in dem Erfassen der Welligkeit der Spritzbetonoberfläche. Die Anforderungen an die Welligkeit sind eine Konsequenz aus den umfangreichen Untersuchungen zu den Abdichtungssystemen, die von den Bauherren der beiden AlpTransit Projekte Gotthard und Lötschberg veranlasst wurden. Diese Untersuchungen haben gezeigt, dass eine möglichst ebene Spritzbetonoberfläche eine wesentliche Voraussetzung für den Einbau eines dauerhaften Abdichtungssystems darstellt.

Eine weitere Anwendung der Profilmessungen besteht in der Berechnung der Überprofilpönaalen. Mit diesen Pönaalen wird der Unternehmer durch wirtschaftlichen Druck zu einem genauen Profilausbruch angehalten.

Ausserdem wird aufgezeigt, dass Messungen dieser Art und Genauigkeit auch für die Prognose, Kontrolle und Ab-

rechnung der in der Innenschale eingebauten Betonmengen verwendet werden können. Die Messungen liefern darüber hinaus auch erste wertvolle Anhaltspunkte auf die Verfüllung der Firstspalte und erlauben eine unabhängige Überprüfung der Ausbruchmengen.

2. Ausgangssituation

2.1 Einsatzbereich

Die flächendeckenden Profilmessungen wurden im Herbst 2001 auf der Grundlage einer Submission für den gesamten Lötschberg-Basistunnel an zwei Anbieter vergeben. Der vorgesehene Einsatzbereich der Profilmessungen erstreckt sich auf 18.7 km Bahntunnel mit TBM-Vortrieb (Bild 1), wovon allerdings nur schätzungsweise 5–10 % der Strecke mit unregelmässiger Profilausbildung infolge ungünstiger geologischer Randbedingungen aufgenommen werden sollen.

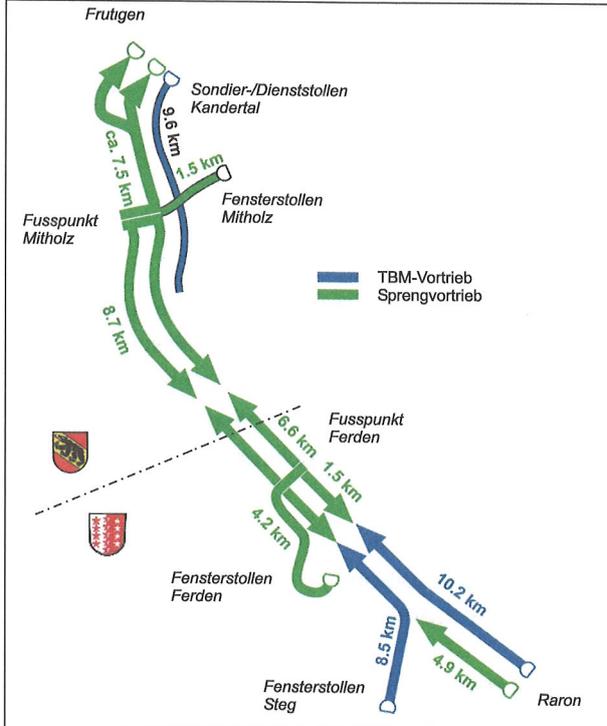
Insgesamt werden im Lötschberg-Basistunnel (LBT) etwa 47 km Tunnelquerschnitt im Sprengvortrieb aufgefahren. Hiervon werden die rund 32 km Bahntunnel sowie der Tunnel West zwischen Ferden und Mitholz, der Diensttunnel, mit einer Länge von 15 km vollständig aufgenommen. Die Messungen erstrecken sich auch auf Teile der Zugangsstollen, die Querverbindungen, die Betriebszentralen und weitere Teilbauwerke.

2.2 Sollgeometrie

Die Sollgeometrie aller Bauwerksteile wird durch zwei voneinander unabhängige Grössen eindeutig beschrieben, durch die Tunnelachse und das Sollprofil.

Die Tunnelachse wird bezüglich ihrer horizontalen Orientierung durch die bekannten Trassierungselemente Gerade, Übergangsbogen (Klothoide) und Kreisbogen festgelegt unter Angabe der jeweiligen Anfangs- und Endpunkte. In der Vertikalebene wird die Lage der Tunnelachse durch Geraden und Kreisbögen definiert.

Bild 1: Ausgeführte Vortriebsmethoden im Gesamtbauwerk



Die Daten der Bauwerksachsen sind in Form von Haupt- und Kleinpunkten dokumentiert und werden dem Profilmesser in elektronischer Form zur Verfügung gestellt. Hierbei geben Hauptpunkte die Lage der Stellen in der Gleisachse an, an denen ein Wechsel des gewählten Trassierungselementes vorliegt. Die Kleinpunkte sind die im Abstand von 1 m berechneten Daten der Gleisachse zwischen den Hauptpunkten. Im Bild 2 ist ein beispielhafter Ausschnitt aus dem Lageplan des Hauptloses Mitholz dargestellt, der die genannten geometrischen Elemente enthält.

Die zweite Grösse zur eindeutigen Beschreibung der Sollgeometrie ist das Sollprofil. Jedem Teilbauwerk im LBT ist ein Sollquerschnitt zugeordnet, der die lokalen Anforderungen aus der Geologie hinsichtlich der auszuführenden Sicherungsmassnahmen berücksichtigt. Ein Sollprofil steht senkrecht zur Gleisachse, der Schnittpunkt mit der Gleisachse bildet den Bezugspunkt für die weitere Beschreibung eines Profils. Ausgehend von diesem Gleichpunkt wird ein Sollprofil durch einen Linienzug bestehend aus Kreisbogenabschnitten und Geraden definiert. Als Daten werden Radien, Mittelpunktskoordinaten und Längen angegeben. Zusätzlich werden die Gültigkeitsbereiche der verschiedenen Sollprofile durch Angabe der Tunnelkilometrierung festgelegt. Im Bild 3 ist ein Beispiel für ein Sollprofil mit den entsprechenden Definitionsgrössen im Sprengvortrieb dargestellt, Bild 4 zeigt das Sollprofil für den TBM-Vortrieb in der Versuchsstrecke Mitholz (VSM).

Bild 2: Beispiel für die Beschreibung der Achslage in der Horizontalebene, Tunnel Ost, Hauptlos Mitholz

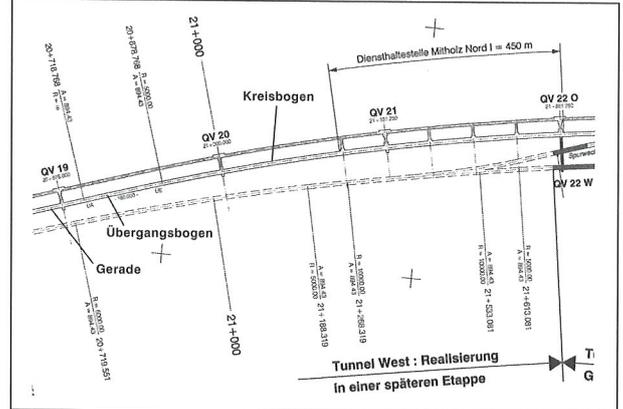
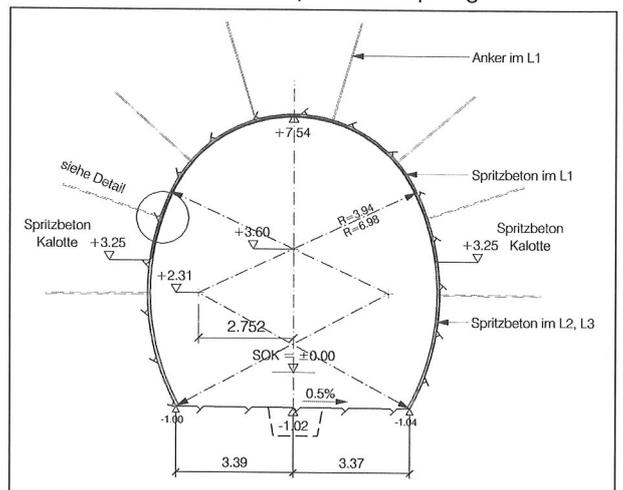


Bild 3: Definition eines Sollprofils im Sprengvortrieb



3. Anforderungen an die Messungen

Die Anforderungen an die Messungen geben vor, welche Informationen aus den Auswertungen benötigt werden und mit welcher Genauigkeit daher die Aufnahmen zu erfolgen haben.

3.1 Überprofil

Eine erste Anforderung ist die Ermittlung des vorhandenen Überprofils. Überprofil bedeutet Mehrausbruch gegenüber dem theoretischen Sollausbruch. Von dem durch den Unternehmer infolge seiner Vortriebsarbeiten zu vertretenden Überprofil wird das geologisch bedingte Überprofil, welches baugrundabhängig ist, abgezogen. Im Bild 5 sind die beiden auftretenden Überprofilarten beispielhaft dargestellt.

Bild 4: Sollprofil für den TBM-Vortrieb in der Versuchsstrecke Mitholz (VSM)

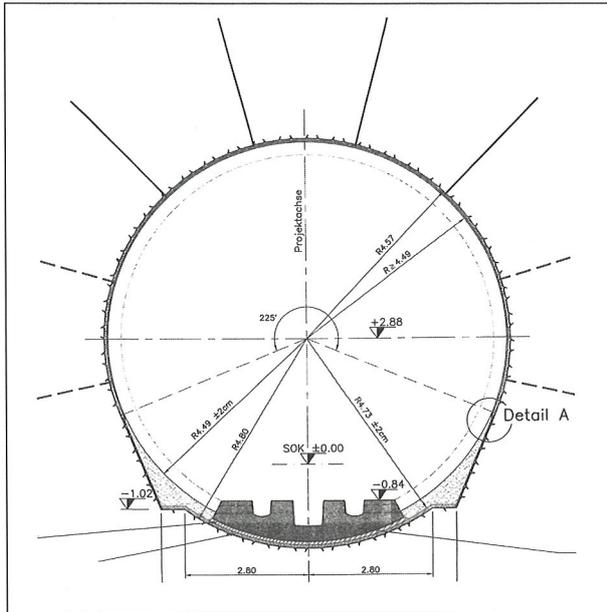
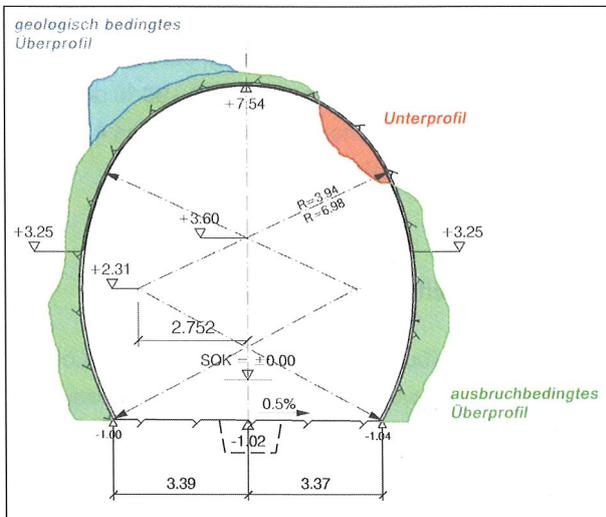


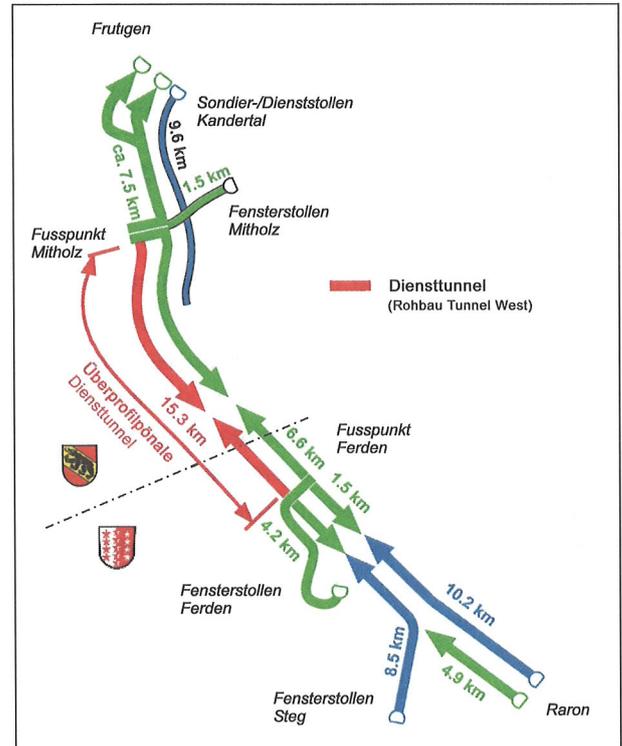
Bild 5: Über- und Unterprofile



Überprofil verursacht einerseits Mehrkosten infolge der zusätzlichen Transporte und Deponierung von Ausbruchmaterial und andererseits Mehrkosten durch den höheren Bedarf an Beton für die Wiederverfüllung des Ausbruchquerschnittes. Um den Unternehmer zu sollgenauem Arbeiten anzuhalten und damit Überprofil möglichst zu vermeiden, hat die Bauherrin in den Werkverträgen Pönalen ausgesetzt. Im Diensttunnel, das ist der etwa 15.3 km lange Abschnitt des Tunnels West zwischen Ferden und Mitholz, der vorerst keine Innenschale erhält, wird den Unternehmern eine Pönale von 300.- CHF/m³ Überprofil abgezogen (Bild 6). In den Bahntunneln wird der vom Bauherrn vergütete Betonpreis mit grösser werdendem Überprofil nach den Regeln der SIA 198, Anhang A 7 abgemindert. Dadurch wird die Vergütung des Betons mit zunehmendem Überprofil immer weiter reduziert. Es

stand den Unternehmern frei, in ihren Angeboten eine Kompensation für unvermeidliches Überprofil in die Einheitspreise des Ausbruches bzw. des Betons einzurechnen.

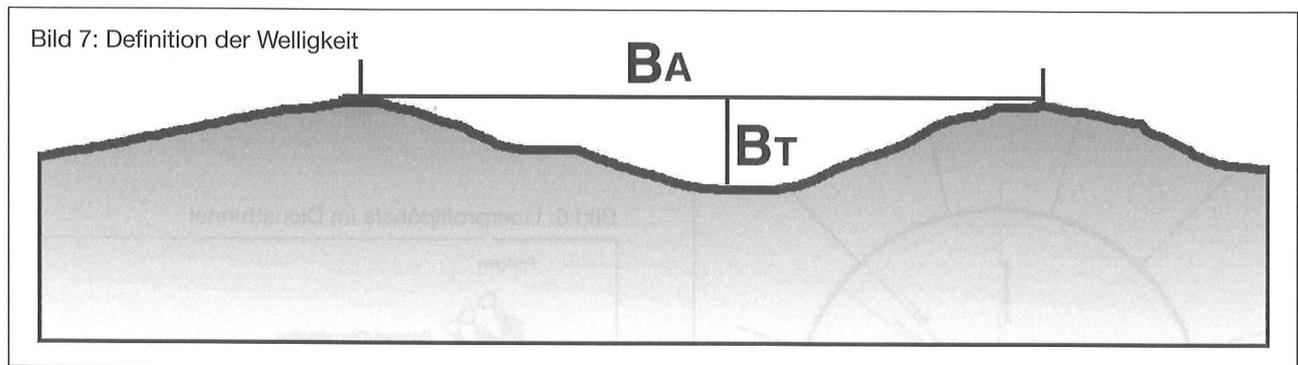
Bild 6: Überprofilpönale im Diensttunnel



Die bisherige Erfahrung im Los Mitholz zeigt auf, dass ein durchschnittliches Überprofil von rund 25–30 cm geschossen wird. Dadurch wird die Ausbruchmenge gegenüber dem Sollquerschnitt um rund 10 % erhöht, wohingegen der tatsächliche Betonverbrauch für die Innenschale sich aufgrund des Überprofils im Vergleich mit der theoretischen Betonmenge praktisch verdoppelt. Für das Los Mitholz resultiert daraus ein Mehrausbruch von 250'000 Tonnen im Tunnel Ost und 400'000 Tonnen Ausbruchmaterial für das Gesamtlos und somit ein Betonmehrverbrauch im Bahntunnel von etwa 100'000 m³. Diese überschlägigen Zahlen verdeutlichen die grosse wirtschaftliche Bedeutung des Überprofils.

3.2 Unterprofil

Eine weitere Anforderung ist die Kenntnis vorhandener Unterprofile im Querschnitt. Unterprofil bedeutet eine Unterschreitung des Sollprofils durch die Ausbruchs- und Sicherungsarbeiten. Im Bild 5 ist ein beispielhaftes Unterprofil enthalten. Unterprofil wird im Lötschberg-Basistunnel nicht toleriert, da es die Mindeststärke der Betoninnenschale reduzieren würde. Es ist deshalb durch den



Unternehmer mittels Nachprofilierung vollständig zu beseitigen.

Eine weitere Ursache für Unterprofile sind die aufgrund der geomechanischen Eigenschaften der aufgefahrenen Geologie zu erwartenden Konvergenzen, die sich im Zeitraum zwischen Ausbruch und Einbau der Innenschale einstellen. Durch einen vorgegebenen und je nach Strati-graphie unterschiedlich grossen Mehrausbruch zu Lasten der Bauherrin wird den Verformungen des Hohlraumrandes Rechnung getragen. Die tatsächlich auftretenden Konvergenzen werden durch permanent durchgeführte Messungen überwacht und dokumentiert.

Wie die bisherigen Erfahrungen im Los Mitholz ergeben haben, tritt vor der Nachbearbeitung durch die Unternehmung auf rund 2–5 % der Ausbruchfläche Unterprofil auf. Die hier beschriebenen Profilmessungen, die erst nach der Nachbearbeitung durchgeführt werden, zeigen nur noch minimale Unterprofile im cm-Bereich auf etwa 0–1 % der Fläche auf.

3.3 Welligkeit

Die Welligkeit ist ein Mass für die Ebenheit der Spritzbetonoberfläche. Sie ist als solches ein flächenbezogenes Kriterium. Die Anforderung an die Welligkeit des Untergrundes resultiert aus umfangreichen Zulassungsprüfungen für die Abdichtungssysteme. Die Einhaltung des Kriteriums soll die Bildung von Falten und eine mechanische Überbeanspruchung der Folie beim Betonieren verhindern.

Die Welligkeit wurde als Verhältnis von Bossenabstand B_A zu Bossentiefe B_T definiert, wie im Bild 7 illustriert. Wie die umfangreichen Untersuchungen an der EMPA, im Versuchstollen in Lungern und in der Versuchsstrecke Mitholz gezeigt haben, gewährleistet ein Verhältnis von 10:1 (oder besser) eine weitgehende Faltenfreiheit der Abdichtungsfolie. In der praktischen Anwendung dieses Kriteriums

spielt neben dem Verhältnis B_A zu B_T auch die gewählte Grössenordnung der virtuellen Latte, der Messbasis zwischen den Bossen, eine wichtige Rolle. Die bisherigen Testauswertungen haben hierzu ergeben, dass bei Lattenlängen im Bereich zwischen 1.2 m und 1.8 m die vernünftigsten Aussagen erhalten werden.

Die bisherigen Erfahrungen im Los Mitholz zeigen, dass zur Einhaltung des Welligkeitskriteriums nach der Durchführung der Profilmessungen nur noch etwa 0–0.5 % der Oberfläche nachzuspritzen ist. Im Zuge der ersten Nachbearbeitung durch die Unternehmung, die vor den Profilmessungen stattfindet, wird auf etwa 80–90 % der Oberfläche Spritzbeton mit einer mittleren Dicke von 4 cm zum Ausgleich der Welligkeit aufgetragen.

3.4 Genauigkeitsanforderung

In der Ausschreibung der Profilmessungen im Lötschberg-Basistunnel wurden flächendeckende Messungen des Ausbruchprofils mit einer Genauigkeit der Messungen senkrecht zur Tunneloberfläche von ± 1 cm gefordert. Diese Genauigkeitsanforderung erscheint zunächst sehr hoch. Hierbei ist jedoch insbesondere im Hinblick auf Unterprofile zu beachten, dass ± 1 cm bereits 4 % der Minimaldicke der Innenschale entspricht.

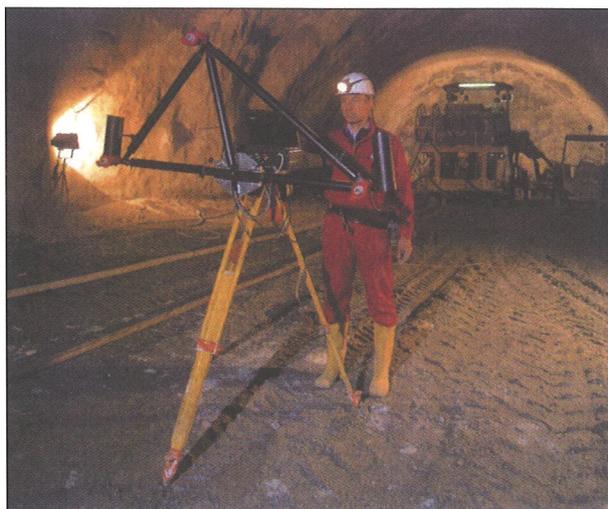
Eine weitere Anforderung, die im Rahmen der Ausschreibung der Profilaufnahmen aufgestellt wurde, war, dass pro 16 cm^2 aufgenommene Tunneloberfläche durchschnittlich ein Messpunkt zu erfassen ist. Dies bedeutet, dass ein Laufmeter (bogen- oder achsparallel) durch 25 Messpunkte dokumentiert ist oder auch dass der theoretische Mindestabstand zwischen zwei aufgenommenen Profilen bei 4 cm liegt. Diese Forderung ergab sich aus Testmessungen im Zwischenlos Fusspunkt Mitholz, die gezeigt hatten, dass die zuverlässige Erfassung von Unterprofil-Bossen eine hohe Messdichte erfordert. Die hohe Messdichte erleichtert zudem die Welligkeitsauswertungen erheblich. Ausserdem hat die Erfahrung bis-

lang gezeigt, dass eine hohe Messpunktdichte für zusätzliche Spezialauswertungen von grossem Vorteil ist.

4. Eingesetzte Systeme

Aus der Ausschreibung der Profilmessungen für den Lötschberg-Basistunnel gingen zwei Messsysteme als Sieger hervor. Das System Arge Dibit LBT wird in den Hauptlosen Mitholz und Ferden eingesetzt, wo alle Querschnitte im Sprengvortrieb aufgefahren werden. Das System der Arge ProWell kommt dagegen im Hauptlos Steg/Raron zum Einsatz, wo der TBM-Vortrieb dominiert.

Bild 8: Dibit Tunnelscanner



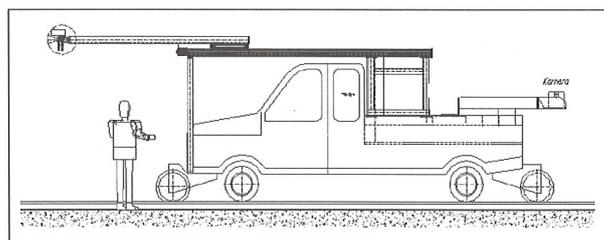
4.1 System Arge Dibit LBT

Das System der Arge Dibit LBT besteht aus einem automatisiert eingesetzten Dibit Tunnelscanner. Dieser verwendet ein photogrammetrisches Aufnahmeverfahren mit hochauflösenden Digitalkameras bei einer maximalen Auflösung von $1'024 \times 1'024$ Pixel. Die Auswertung geschieht auf Stereobasis. Für die Welligkeitsauswertung wird standardmässig eine empirisch gewählte virtuelle Lattenlänge von 1.50 m in zwei Achsrichtungen verwendet, einmal in bogenparalleler und einmal in achsparalleler Richtung. Das Bild 8 zeigt den aus anderen Projekten bereits bekannten Dibit Tunnelscanner im untertägigen Einsatz. Zu erkennen sind die beiden fixen Kameras auf dem Messarm sowie in der Mitte der Reflektor für die Positionierung mit Hilfe eines motorisierten selbstzielsuchenden Theodoliten. Es ist erkennbar, dass das System auf entsprechende Lichtverhältnisse für die Aufnahmen angewiesen ist.

4.2 System Arge ProWell

Die Arge ProWell hat ein schwedisches Laser-Senkrecht-aufnahmesystem weiterentwickelt und den Projektanforderungen angepasst. Für die automatisierten Messungen wird das Messgerät auf einem von der Arge ProWell eigens konzipierten Profilmesswagen montiert. Das Bild 9 zeigt eine Prinzipskizze dieses Messwagens. Der Laser befindet sich auf dem Messarm montiert. Für jede Fahrzeugstationierung fährt das Messgerät eine volle Armlänge in Richtung der Tunnelachse ab. Optional kann der Messwagen mit weiteren Aufnahmegeräten bestückt werden, beispielsweise eine Kamera wie im Bild 9 dargestellt. Die Datenerfassungseinrichtung besteht aus einem im Messfahrzeug eingebauten PC-System bzw. Laptop.

Bild 9: Prinzipskizze des Messwagens



Da der Laser immer senkrecht zur Soll-Oberfläche misst, ist eine Schattenbildung durch grosse Oberflächenunebenheiten auf dem Spritzbeton weitgehend ausgeschlossen. Die Leistungsfähigkeit des eingesetzten Systems wird durch eine Aufnahmekapazität von 24'000 Messpunkten pro Sekunde beschrieben. Für die Aufnahmen kann zwischen einem Railmode, das bedeutet spiralförmiges Abtasten des Querschnitts, da der Messkopf kontinuierlich weiterfährt, und einem Profilmode gewählt werden. Beim Profilmode bleibt der Messkopf stationär für die Aufnahme eines Profils. Die softwaremässige Umsetzung der Welligkeitsauswertung basiert auf dem «Abtasten» der gemessenen Oberflächen mit einer virtuellen Kugel mit konstant gewähltem Durchmesser.

5. Ergebnisse, exemplarische Auswertungen

Nachfolgend werden einige Ergebnisse der bisher durchgeführten Profilmessungen im Lötschberg-Basistunnel vorgestellt. Die hier gezeigten drei Auswertungsbeispiele entsprechen dem Standardauswertungsumfang. Dies umfasst die drei Darstellungen

- Querprofile mit Angabe der Ist-Soll-Abstände,
- Flächenhafte Auswertungen in Form der Abwicklung der Oberfläche mit farblicher Markierung der Abweichungen vom Soll sowie
- Flächenhafte Darstellungen der Bereiche mit ungenügender Welligkeit ebenfalls in Form der Abwicklung der Oberfläche.

Die tabellarische Berechnung der Kubaturen der gemessenen Über- und Unterprofile zählt ebenfalls zum Standardauswertungsumfang. Hieraus lassen sich weiterführende Berechnungen wie beispielsweise die theoretisch einzubauenden Betonmengen oder die Ausbruchskubaturen problemlos ableiten.

5.1 Querprofilardarstellung

Die im Bild 10 gezeigte Querprofilardarstellung stammt aus der Versuchsstrecke Mitholz und zeigt einen Vergleich zwischen Soll-Profil und gemessenem Ist-Profil. Überprofil und Unterprofil werden je nach Grösse des Abstandes zwischen Soll und Ist entsprechend farblich abgestuft dargestellt. Rot sind die Bereiche mit Unterprofil, blau

stellt die Bereiche mit dem grössten Überprofil dar. Unterhalb der Profildarstellung befindet sich die Darstellung der Abwicklung, welche auch als Grundlage für die flächenhaften Auswertungen dient.

5.2 Flächenhafte Auswertung

Die zum gezeigten Querprofil korrespondierende Flächenauswertung zeigt wiederum Unterprofile in Rot und Überprofil in grüner und blauer Farbe. Diese Darstellung dient auch als Vorgabe für die Unternehmung, um nachzuprofilierende Bereiche im Tunnel zur Nachbearbeitung anzuzeichnen. Auf der im Bild 11 gezeigten Auswertung war ein Flächenanteil von schätzungsweise 5–8% infolge Unterprofils nachzuprofilieren. Die Lage des Querprofils (Bild 10) kann der Stationierung entnommen werden.

5.3 Welligkeitsauswertung (bogenparallel)

Die im Bild 12 gezeigte Darstellung der Welligkeit der Spritzbetonoberfläche stammt aus dem Hauptlos Mitholz, dem Tunnel Ost Richtung Süd. Sie zeigt flächenhaft in roter Farbe die Bereiche, wo eine Nachbearbeitung der Spritzbetonoberfläche notwendig ist, um das Kriterium

Bild 10: Querprofilardarstellung in der Versuchsstrecke Mitholz

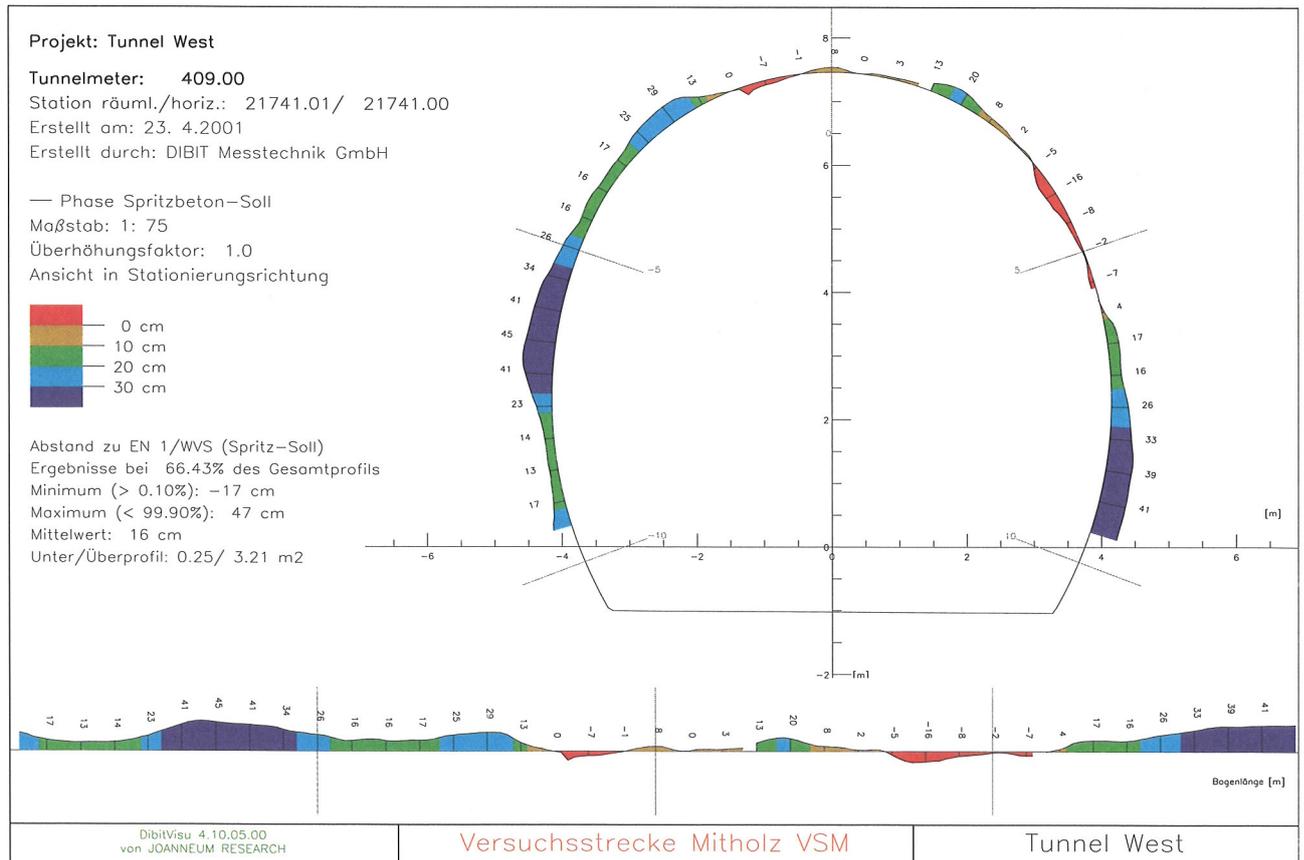
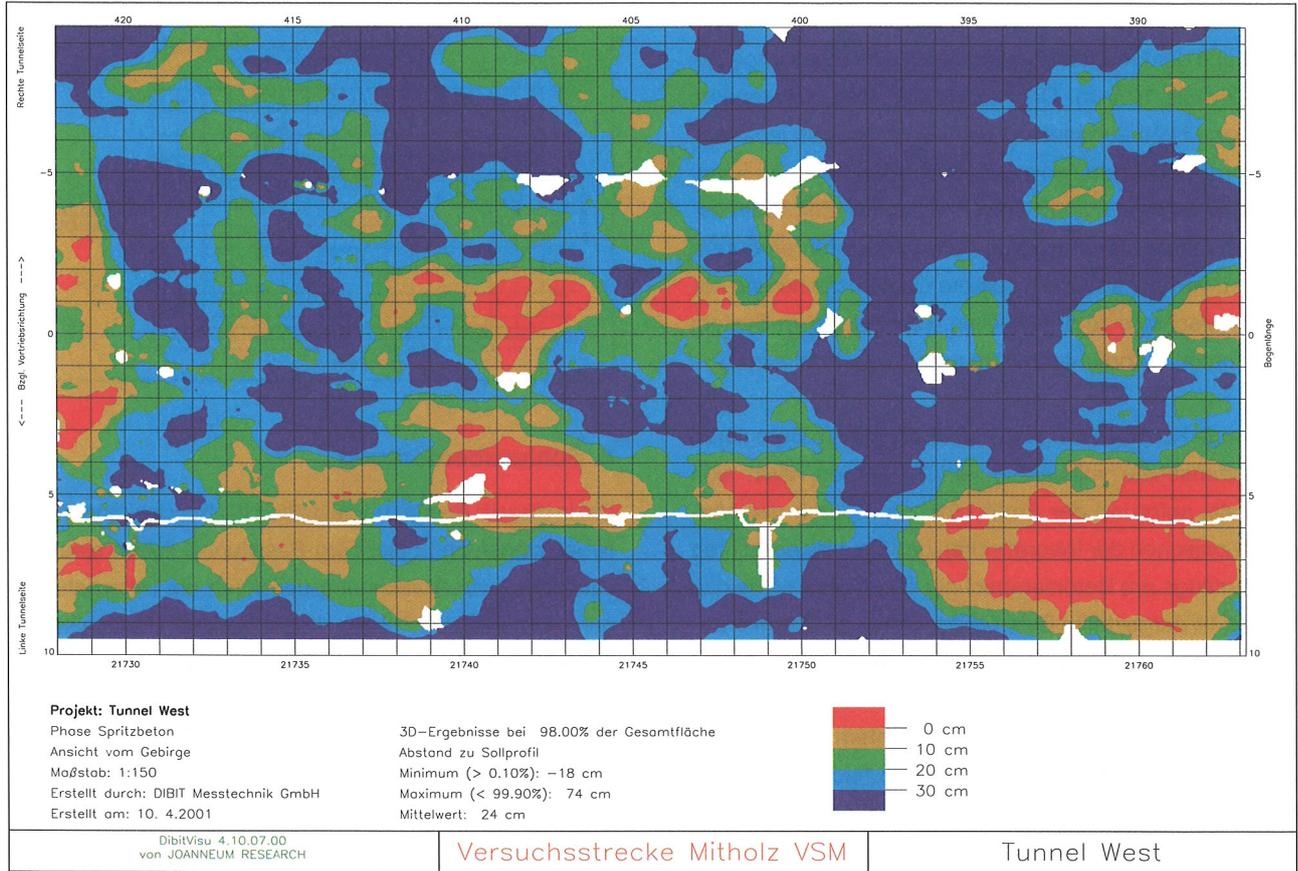


Bild 11: Flächenauswertung Versuchsstrecke Mitholz



der Welligkeit 10:1 zu erfüllen. Bei der hier gezeigten Auswertung wurde die virtuelle Latte softwaremässig bogenparallel verschoben. Schätzungsweise 5–10% der in diesem Ausschnitt dargestellten Fläche mussten nachgespritzt werden.

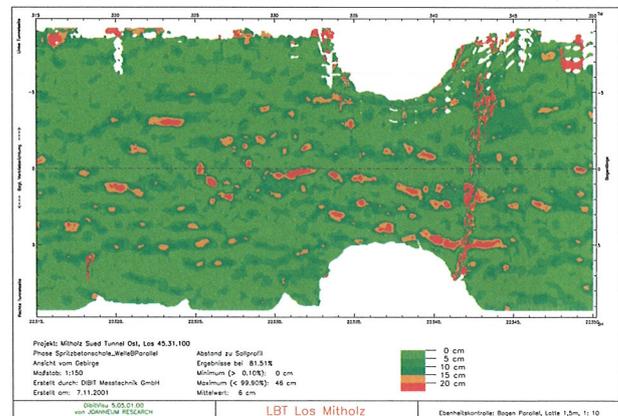
- Die Präzision der Aufnahmen ist gut.
- Durch die hohe Datendichte sind zusätzliche Auswertungen jederzeit abrufbar und weitere Spezialauswertungen haben eine vernünftige Datengrundlage.

6. Bisherige Erfahrungen

Die bisherigen Erfahrung mit den flächendeckenden Profilaufnahmen am Lötschberg-Basistunnel lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die durch weitgehende Automatisierung der Aufnahmen erzielten hohen Messgeschwindigkeiten ergeben nur kurzzeitige Behinderungen der Baustelle.
- Die schnelle Verfügbarkeit der Resultate vor Ort ermöglicht erforderlichenfalls entsprechend frühzeitige Einleitung von Korrekturmaßnahmen seitens der Baustelle.
- Die erstmalige Umsetzung und Anwendung des Welligkeitskriteriums führt zu vernünftigen Aussagen.

Bild 12: Welligkeitsauswertung Tunnel Ost Richtung Süd



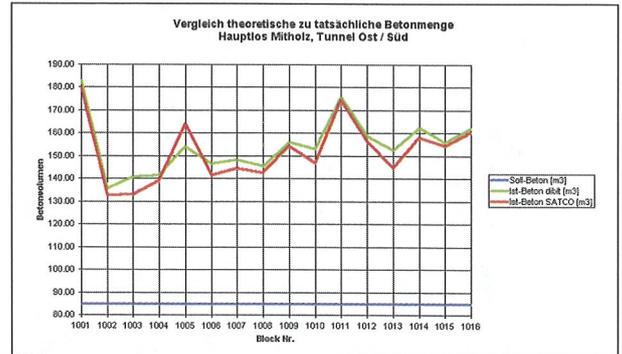
7. Weitere Spezialauswertungen

Eine interessante zusätzliche Auswertung bieten die Messdaten in Bezug auf die Firstlinie. Das Bild 13 zeigt den Verlauf der Firstlinie des gesicherten Ausbruchs, die

Ist-Linie, in den ersten drei Betonierabschnitten im Bahntunnel Ost von Mitholz Richtung Ferden. Darunter ist die Soll-Lage der Innenschale dargestellt. Die Blocklänge beträgt jeweils 12.5 m. Die Messungen lassen erkennen, dass eine Hohlräumbildung beim Betonieren in isolierten Überprofilbereichen nicht ausgeschlossen werden kann. Um dies weiter zu verifizieren, werden zur Zeit Testmessungen mit zerstörungsfreien Aufnahmeverfahren durchgeführt, von denen für die spätere Qualitätssicherung näherer Aufschluss zu potenziellen Hohlräumen im System Spritzbeton – Abdichtung – Innenschale erhofft wird.

Eine erste Kontrolle, ob die Firstbereiche beim Betonieren der Innenschale vollständig verfüllt wurden, lässt sich ebenfalls aufgrund der Profilaufnahmen durch den Vergleich zwischen der theoretischen und der eingebrachten Betonmenge pro Betonierabschnitt durchführen. Wie das im Bild 14 dargestellte Beispiel der ersten 16 Betonierabschnitte im Bahntunnel Ost in Mitholz zeigt, ist die Übereinstimmung zwischen theoretischem Betonvolumen, grüne Linie, und tatsächlich eingebrachtem Volumen, rote Linie, sehr gut. Die Differenz von durchschnittlich rund 0.3 m³ pro m' entspricht nämlich ziemlich genau dem Volumen des Abdichtungssystems.

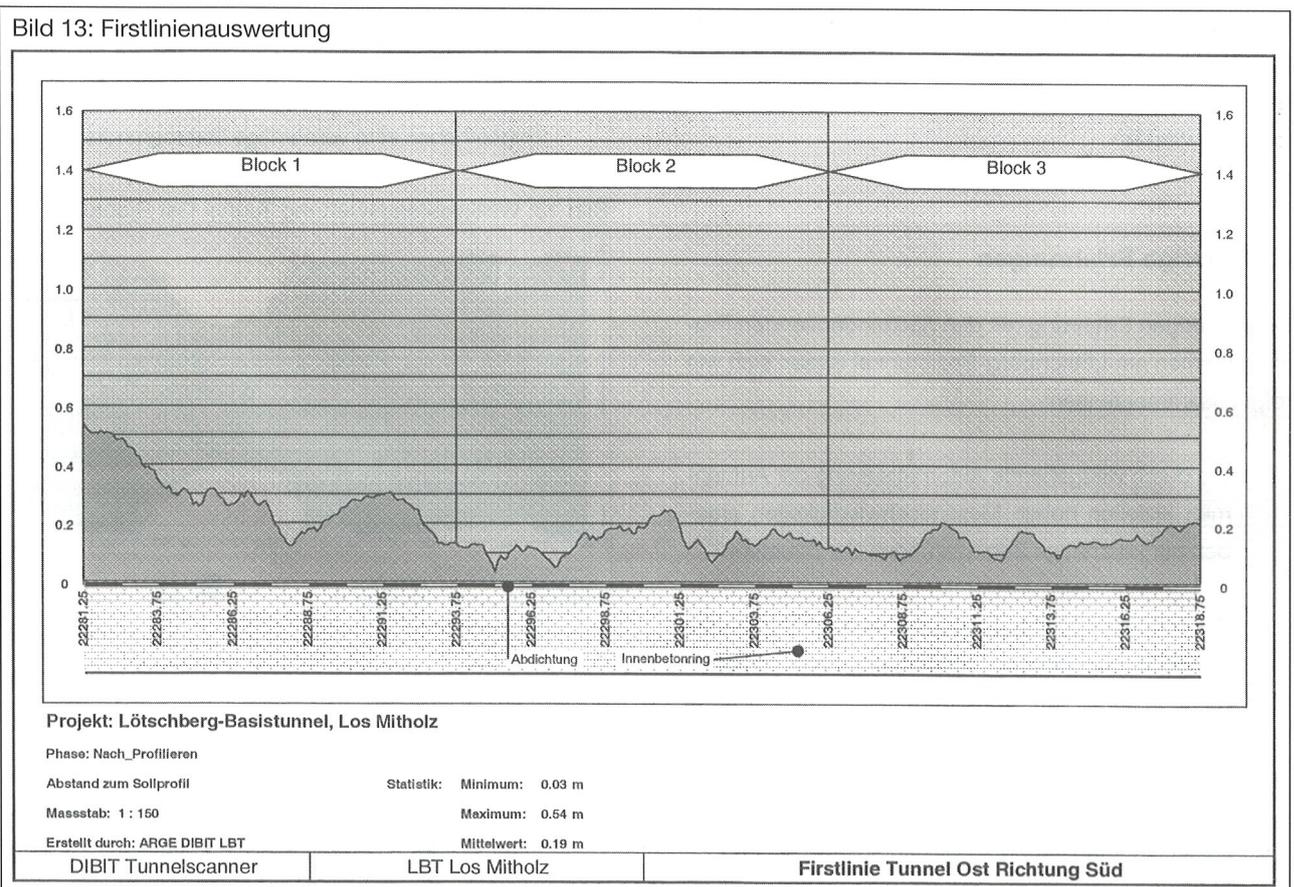
Bild 14: Vergleich zwischen theoretischer und tatsächlich eingebauter Betonmenge



8. Schlussbemerkung

Die in diesem Beitrag vorgestellten flächendeckenden Profilmessungen im Lötschberg-Basistunnel liefern eine gute Datenbasis zur Abrechnung der durch die Unternehmungen erbrachten Leistungen. Im Hinblick auf die Qualitätssicherung des Gesamtbauwerkes werden mit den Aufnahmen wesentliche Grundlagendaten an der Schnittstelle Ausbruch/Sicherung – Innenausbau dokumentiert, die als Basis für weiterführende Untersuchungen dienen.

Bild 13: Firstlinienauswertung



Versuchsstrecke Mitholz

Andreas Siegrist, Dipl. Bauing. ETH/SIA; BLS AlpTransit AG, Thun
Hans-Joachim Stech, Dipl.-Ing. TH/SIA; Emch+Berger AG, Bern

1. Warum eine Versuchsstrecke ?

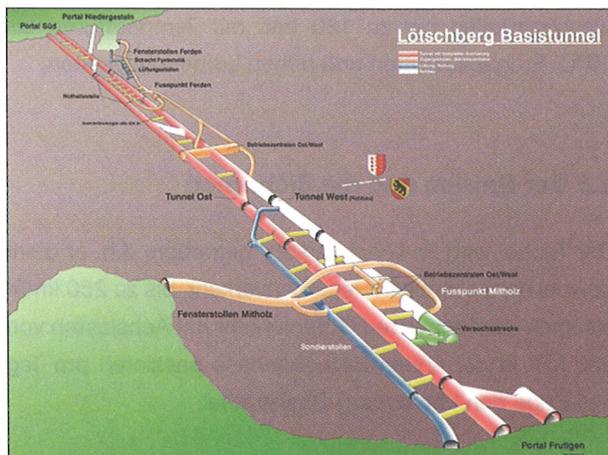
Sie fragen sich wahrscheinlich, warum es für einen Basistunnel noch eine Versuchsstrecke braucht. Schliesslich sind Eisenbahntunnels bereits zu hunderten gebaut worden. Erfahrungen sollten somit genügend vorliegen.

Basistunnels sind Tunnels mit aussergewöhnlichen Ausmassen und höchsten Anforderungen. Als Beispiel der Lötschberg-Basistunnel:

1.1 Das Tunnelsystem

Der Lötschberg-Basistunnel ist 34.6 km lang. Er ist gleich wie der Gotthard-Basistunnel als System von 2 einspurigen richtungsgetrennten Bahntunnelröhren konzipiert. Insgesamt wird beim Lötschberg-Basistunnel ein Tunnel- und Stollensystem von rund 88 km Länge erstellt, davon werden rund 60 km im konventionellen Sprengverfahren als Hufeisenprofil und weitere 28 km im TBM-Vortrieb als kreisrundes Profil ausgebrochen. In einer ersten Betriebsphase dienen davon rund 48 km als eigentliches, vollständig ausgerüstetes Bahntunnelsystem (rot dargestellt).

Bild 1: Das System des Lötschberg-Basistunnels



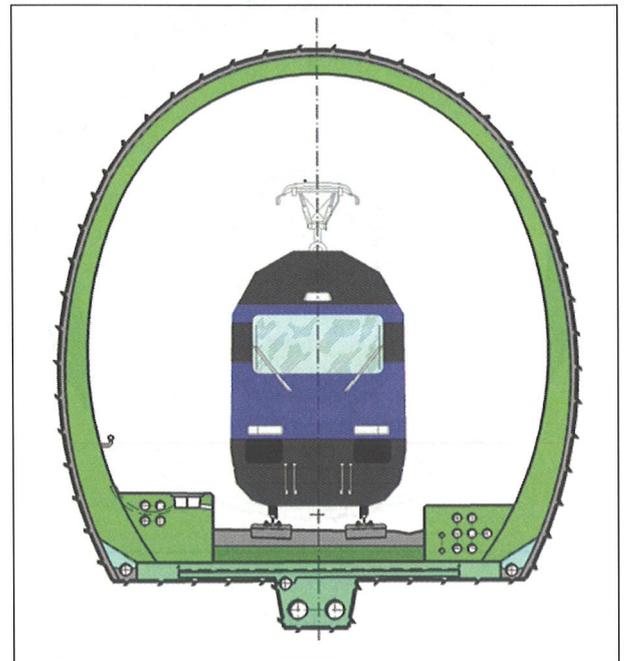
Die beiden Haupttunnelröhren sind alle ca. 330 m mittels Querverbindungen miteinander verbunden (gelb darge-

stellt). Die Querschläge dienen als Fluchtweg in die gegenüberliegende Röhre und sind an beiden Enden mit fernüberwachten Drucktüren ausgestattet. In den Querschlägen sind Steuerschränke für Tore, Überwachung und Notbeleuchtung untergebracht. Insgesamt gibt es über 100 Querschläge, bzw. Querverbindungen.

1.2 Die Normalprofile

Das Normalprofil im Sprengvortrieb ab Mitholz Oströhre Richtung Süd:

Bild 2: Normalprofil im Sprengvortrieb

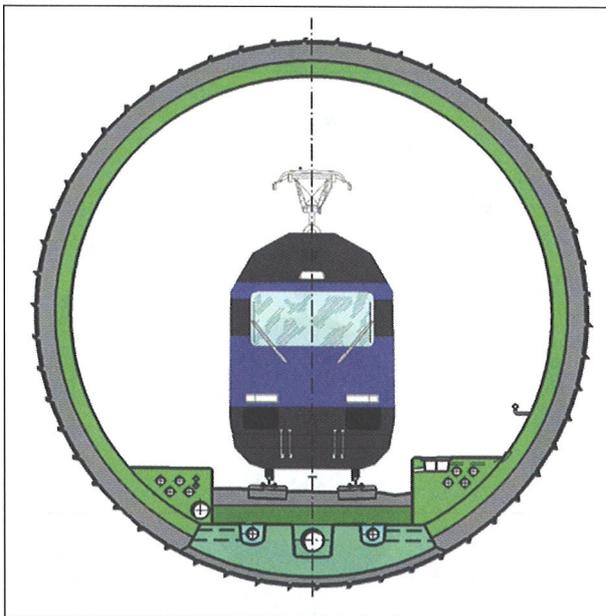


- der Ausbruchsquerschnitt ist je nach Profiltyp 62 bis 69 m² gross
- die Spritzbetonverkleidung als Felssicherung und Träger der Gewölbedrainage und der Abdichtung
- ein zentraler Graben mit der Hauptentwässerungsleitung und der Tunnelabwasserleitung, alle 40 m alternierend je ein Kontrollschacht; die Schmutzwasserleitung ist alle 320 m aus Sicherheitsgründen siphoniert

- der Sohlenbeton: dieser dient vorübergehend als provisorische Fahrbahn
- die Paramentsdrainage, mit Kontrollschächten alle 80 m, die jeweils einen Anschluss zur zentralen Bergwasserleitung haben
- das Innengewölbe, als Träger der bahntechnischen Ausrüstung im Tunnel
- eine Sohl drainage , auf die später noch einmal eingegangen wird
- Bankette:
 - links als Fluchtweg und Kabelrohrblock konzipiert (Datenübertragung und Niederspannung) und mit Oberflächenkanal ausgestattet; Höhe ab SOK 35 cm
 - rechts als Kabelrohrblock für die 15 kV Bahnstromversorgung; Höhe ab SOK 15 cm
- die Gleistragplatte
- die Fahrbahnplatte mit Gleisanlage

Das Normalprofil im TBM-Vortrieb; Raron Ost Richtung Norden/Lötschen West Richtung Norden

Bild 3: Normalprofil im TBM-Vortrieb



- Ausbruchsquerschnitt: Durchmesser 9.4 m; ca. 71 m²
- die Spritzbetonverkleidung als Felssicherung und Träger der Gewölbedrainage und der Abdichtung
- der Sohlübbing als provisorische Fahrbahn für den Gleisverkehr während des Baubetriebes
- die Paramentsdrainage, mit Kontrollschächten alle 80 m, die jeweils einen Anschluss zur zentralen Bergwasserleitung haben
- das Innengewölbe, als Träger der bahntechnischen Ausrüstung im Tunnel
- Bankette:
 - rechts als Fluchtweg und Kabel und Kabelrohr-

- block konzipiert (Datenübertragung und Niederspannung) und mit Oberflächenkanal ausgestattet; Höhe ab SOK 35 cm
- rechts als Kabelrohrblock für 15 kV Bahnstromversorgung
- integriert die Tunnelabwasserleitung mit den Einlaufschächten; Siphonierung alle 320 m
- die Gleistragplatte
- die Fahrbahnplatte mit Gleisanlage

1.3 Die Infrastruktur und die Ausrüstung

Das Entwässerungssystem des Lötschberg-Basistunnels ist als Trennsystem konzipiert. Das Bergwassersystem alleine beinhaltet über 150 km Rohrleitungen und 1500 Schächte, dazu kommen weitere 50 km Rohrleitungen und 500 Schächte aus dem Tunnelabwassersystem.

Daneben gibt es eine Unzahl kontinuierlicher oder sich wiederholender Details, wie Bankette, Kabelrohrblöcke, Kabelzugschächte, Muffenkammern, Kabelaufstiegszonen, Aufhängungen, Notbeleuchtung, Handläufe etc.

Die Querschlüge geben ein regelmässiges Raster vor, nach dem sich im Prinzip ein Grossteil der erwähnten Infrastruktur und Ausrüstung ausrichtet. Es entstehen somit 330 m lange Tunnelabschnitte, die sich in ihrer Ausbildung ständig wiederholen.

1.4 Die Einflüsse aus dem Gebirge

Im Basistunnel herrschen ganz spezielle Rahmenbedingungen in Bezug auf die hydrogeologischen und klimatischen Verhältnisse, mit aggressiven Bergwässern, Bergwasserdrücken bis zu 120 bar, mit Temperaturen bis 40°C, Erdgasaustritten und hohen Luftfeuchtigkeiten.

1.5 Der Betrieb und die Sicherheit

Der Tunnel wird im Mischverkehr betrieben, d.h. er dient sowohl dem schnellen Personenverkehr, bis zu 250 km/h als auch dem schweren Güterverkehr mit Achslasten von 300 kN. In der ersten Betriebsphase passieren pro Tag 110 Züge den Lötschberg-Basistunnel.

Der Personenverkehr erfordert ein ausgeklügeltes Alarm- und Rettungskonzept auf das hier nicht näher eingetreten werden soll.

So entsteht ein System bestehend aus 180 m Tunnel West, welcher im Sprengprofil ausgebildet wird, aus 65 m Spurwechsel, welcher als TBM-Profil ausgebildet wird und einer Querverbindung, welcher mit der Verlängerung bis in die Oströhre drei Orte identische Stellen für den Einbau der Prototypen, Drucktüren und Schränke bietet, sowie einer Muffenkammer.

Die Versuche im Tunnel werden durch unsere Projektgenieure geplant und begleitet. Die messtechnische Begleitung erfolgt durch die Versuchstollen Hagerbach AG.

Neben den Versuchen im Tunnel, die in erster Linie der Optimierung der Bauteile in konstruktiver Hinsicht dienen, haben diverse Versuche auch wissenschaftlichen Charakter. Es gibt deshalb ein ergänzendes Programm mit Versuchen, mit denen wir Fachinstitute der verschiedenen Hochschulen beauftragt haben.

3. Stand der Arbeiten und erste Versuche

Bereits vor Erstellung des Versuchstunnels wurde ein umfassendes Versuchsprogramm aufgestellt, welches insgesamt über 16 Versuchsschwerpunkte beinhaltet. Hiervon behandeln 5 Versuche die rohbaulichen Fragestellungen, bei den weiteren 11 Versuchen liegen die Schwerpunkte im Bereich der Bahntechnik, der Ausrüstung und der Sicherheit. Da die Versuche in der Regel nicht gleichzeitig ablaufen können, war es wichtig, diese zeitlich richtig zu gliedern, so dass auch die Entscheidungsgrundlagen rechtzeitig vor der Umsetzung für die Planung vorliegen.

Bild 5: Schalwagen mit Abdichtungsfolie



Nach dem der Ausbruch und die Sicherung erstellt waren, wurde sukzessive die notwendige Versuchsinfrastruktur mit Messeinrichtungen, Bewässerungsleitungen einge-

baut und gleichzeitig die rohbaurelevanten Versuche durchgeführt. Der Rohbau des Versuchstunnels ist seit dem Februar 2002 fertiggestellt.

Im folgenden werden die bereits durchgeführten Versuche kurz erläutert:

3.1 Profilkontrolle

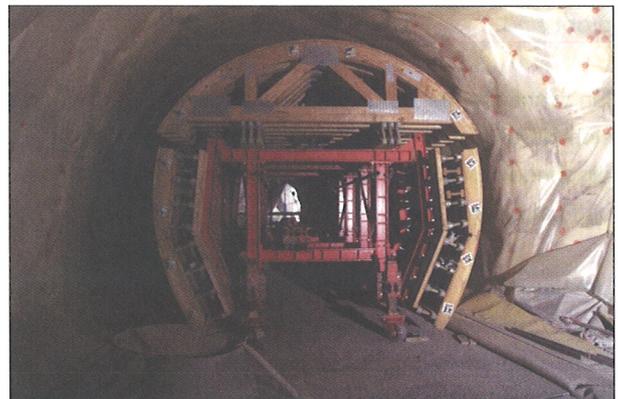
Für die Ausschreibung der berührungslosen vollflächigen Profilkontrolle gab der Versuchstunnel die Möglichkeit, verschiedene Systeme zu testen und deren Leistungsfähigkeit und Grenzen zu ermitteln. Die Versuche gaben wichtige Hinweise und Grundlagen für Festlegung der Anforderungen an dieses neuartige Verfahren. Von Interesse war vor allem die Möglichkeit zur Prüfung der erforderlichen Oberflächengeometrie, d.h. der Welligkeit und des Unterprofils.

Es wird an dieser Stelle auf das Referat von P. Hufschmied verwiesen.

3.2 Drainage- und Abdichtungssysteme

Zusammen mit der AlpTransit Gotthard AG hat die BLS AlpTransit AG ein mehrstufiges Ausschreibungsverfahren durchgeführt. Damit ein Abdichtungslieferant über die Bauunternehmung überhaupt ein Preisangebot abgeben kann, muss das Produkt erst eine Zulassung aufgrund einer umfangreichen Prüfung erhalten haben.

Bild 6: Anschlussbereich Querschlag-Basistunnel



Im Versuchstunnel wurden 3 preislich interessante Systeme eingebaut. Damit konnte auch die Handhabung ausserhalb des Regelquerschnittes, z.B. die Anschlussbereiche der Querschläge und die Verlegegeschwindigkeit beurteilt und verglichen werden. Die Verlegege-

schwindigkeit ist ein wesentlicher Bestandteil der Preisbildung.

Der Versuchstunnel leistete zudem wichtige Grundlagen für die Erstellung des Kontrollplans für die Verlegung des Drainage- und Abdichtungssystems. Dieser gilt als Vorgabe für alle Bauleitungen und Bauunternehmer.

3.3 Sohlaufbau und -drainage

Einer der schwierigsten Entscheide bei der Festlegung des Normalprofils war die Bauart der Sohl drainage. Das Expertenteam Abdichtung- und Drainagesystem (ET ADRES) empfiehlt eindringlich die drucklose Bergwasserableitung und insbesondere die Rundumdrainage mit genügend Versinterungsholraum. Die Sohle sei besonders gefährdet, da lokale Wasseraufstösse, die zum Teil erst Jahre nach Inbetriebnahme auftreten können, lokal begrenzt sehr hohe Drücke aufweisen können und dies zu Gleishebungen führen könne. Besonders anfällig sei das Normalprofil im Sprengvortrieb, da hier üblicherweise direkt auf die Sohle betoniert wird.

Gerade die Sohle muss aber in einem Bahntunnel, indem sowohl schwere Güterzüge, als auch schnelle Personenzüge verkehren, ganz besondere Anforderungen an die dynamischen und geometrische Beständigkeit erfüllen.

Als erster Lösungsansatz wurde der Einbau einer vollflächigen Kiesschicht mit einer minimalen Stärke von 10 cm untersucht. Dabei hätte das sprengtechnisch bedingte Überprofil elegant und günstig als Drainage- und Versinterungsholraum genützt werden können. Die BLS Alp-Transit AG hat am geomechanischen Institut der ETH Lausanne unter der Leitung von Prof. Dumont eigens dafür dynamische Triaxversuche durchführen lassen und Probekörper bis zu 4 Mio. Lastwechsel entsprechend den Bahnlasten unterzogen.

Die Versuche zeigten, dass, je nach Schichtstärke, Korngrösse und Kornverteilung, Deformationen durch Verdichtung und inneren Abrieb im Bereich von einigen Millimeter erzeugt werden konnten. Diese alleine wären als solches nicht nachteilig. Schädlich sind hingegen differenzielle Deformationen, welche bedingt durch die unterschiedlichen Schichtstärken als Folge des unregelmässig ausgesprengten Profils entstehen. Nachdem auch die Bauunternehmung im Rahmen eines Einbauversuches im

Bild 7: Dynamische Triaxversuche EPFL

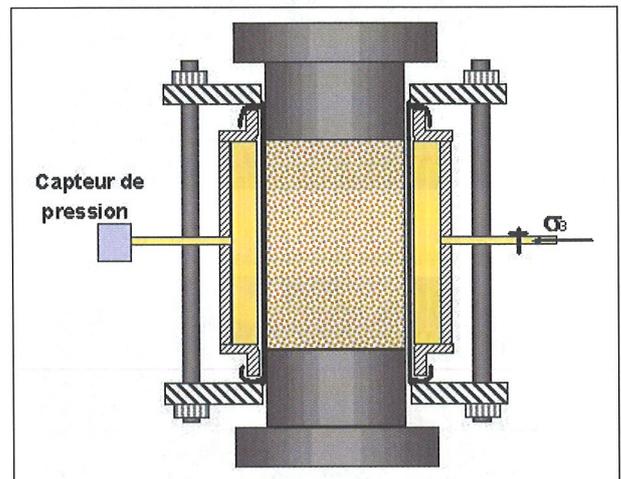
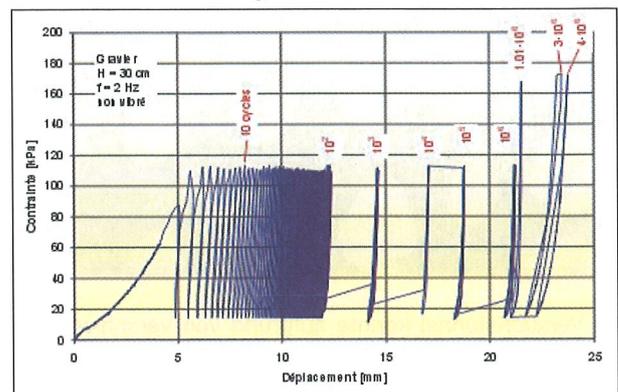


Bild 8: Lastwechseldiagramm



Versuchstunnel betreffend der praktischen Ausführbarkeit Zweifel angemeldet hat, hat die BLS AlpTransit AG beschlossen diese Variante nicht mehr weiter zu verfolgen.

Nach der gleichen Methode wurden auch die Varianten Sickerbeton und Sickerasphalt geprüft. Zwar war hier das Deformationsverhalten besser, diese Lösungen überzeugten jedoch nicht bezüglich des Versinterungsverhalten und des Einbauvorgangs.

Als letzte Variante wurde ein System basierend auf einer, auf einem Sohlenbeton verlegten Noppenfolien geprüft. Um eine gute Kraftübertragung zwischen der eingegossenen Noppenfolien und dem Sohlenbeton sicherzustellen, werden die Noppenfüsse weggehobelt, sodass direkt Beton auf Beton zu liegen kommt.

Bild 9: Verlegen der Noppenfolie

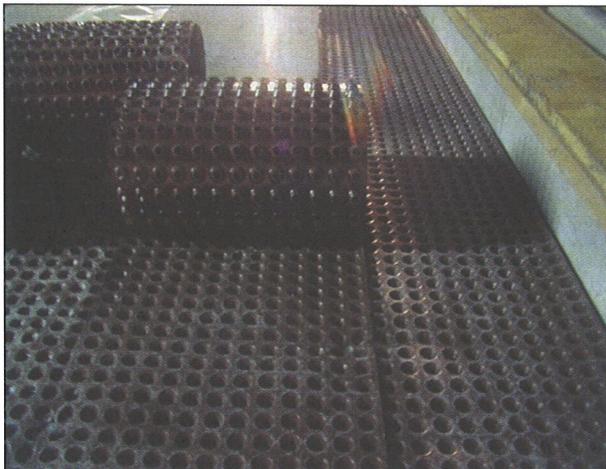


Bild 10: Aufgeschnittene Noppenfüsse



Im Versuchstunnel konnte aufgrund von verschiedenen Einbauversuchen die Praxistauglichkeit, die Schichtstärke

des Vergussbetons, die Betonrezeptur und die Frühbelastbarkeit optimiert und nachgewiesen werden.

An der EPFL konnte zudem aufgrund eines Grossversuches die dynamische Festigkeit nachgewiesen werden. Dabei wurde der ganze Sohlauflauf bis zu den Gleisen in einer Plattengrösse von 3.5 m auf 1.75 m nachgebildet und mittels dynamischen Pressen über eine Versuchsdauer von 2 Monaten 10 Mio. mal entsprechend den Achslasten der vorbeifahrenden Güterzüge belastet. Hiermit konnte auch die optimale Aufstandsfläche der Noppenfüsse festgelegt werden.

Bild 11a: Lastwechselgrossversuch EPFL

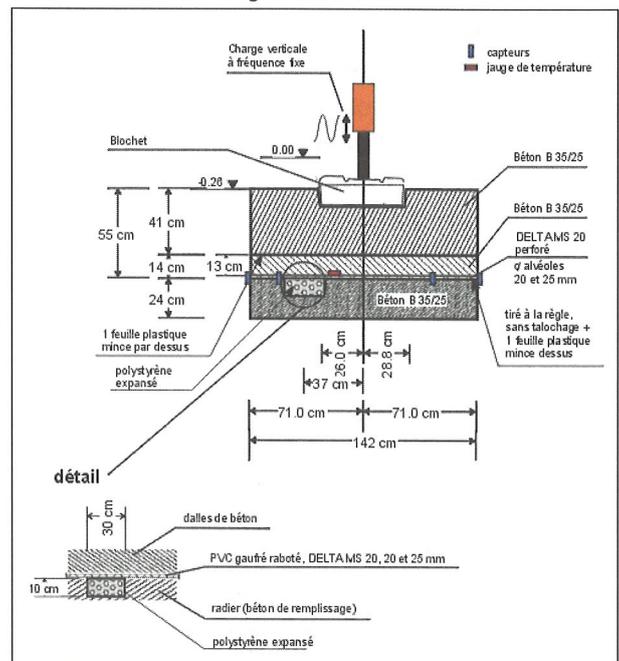
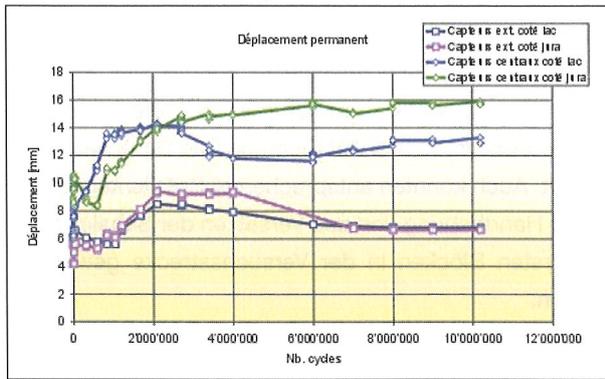


Bild 11b: Lastwechselgrossversuch EPFL



Bild 12: Lastwechseldiagramm



Die Durchlässigkeit des Sohlenbetons wird durch eine Perforation mittels 1.5 m langen Bohrungen in den Untergrund alle 3 – 4 m² sichergestellt.

Eine zusätzliche Versuchsserie hatte zum Ziel, die Frühfestigkeit der frisch betonierten Sohle im Hinblick auf die Befahrbarkeit mit schwerem Gerät zu prüfen. Die Resultate entsprachen den Erwartungen.

Beim TBM-Profil hat vor allem der Anschluss der Gewölbedrainage an die Fugendrainage des Tübbings interessiert. Das Normalprofil des TBM-Vortriebes gewährleistet durch eine durchlässige Fugenausbildung genügend Drainageleistung im Sohlbereich.

Bild 13: Sohl-tübbing mit Anschluss der Gewölbedrainage



Bild 14: Sohl-tübbing mit eingebauten Drainageleitungen



3.4 Versuche zum Entwässerungssystem

Beim Entwässerungssystem interessiert einerseits die Unterhaltsfreundlichkeit und die hydraulische Funktionsfähigkeit. Andererseits ist das Entwässerungssystem ein Risikofaktor im Sicherheitskonzept. Zur Verhinderung einer sich fortpflanzenden Explosion in der Entwässerungsleitung haben die Sicherheitsexperten des BUWAL empfohlen die Tunnelabwasserleitung abschnittsweise zu siphonieren. Diese Siphons haben aber wiederum einen entscheidenden Einfluss auf das hydraulische Abflussverhalten und die Unterhaltsfreundlichkeit.

Die Unterhaltsfreundlichkeit des Entwässerungssystems wurde aufgrund von Reinigungs- und Spülversuchen im Versuchstunnel getestet. Die Versuche zeigten, dass die Schächte genügend Platz für das problemlose und rasche Einführen der Reinigungsgeräte, auch bei grosser Schachttiefe bis zu 1.8 m bieten. Die Schächte haben Abmessungen von 60 x 150 cm bei unterschiedlichen Tiefen.

Bild 15: Versuch zur Schachtreinigung



Überzeugt haben indes die getestete Siphonkonstruktion und der Schachtdeckel nicht. Das Handling für das Öffnen dauerte viel zu lange.

Für den vorhandenen grossen Leitungsdurchmesser gibt es keine Standard-Siphons. Der entwickelte Siphon war als fest an die Schachtwand verschraubte Konstruktion vorgesehen, mit verschraubtem Deckel für die Reinigung. Auch der eingesetzte Standard-Schachtdeckel war nicht mühelos zu entfernen.

Bild 16: Siphonkonstruktion



Diese Erkenntnis hat dazu geführt, dass wir uns entschlossen haben, die Schachtdeckel als System inkl. Hebewerkzeug über den ganzen Lötschberg-Basistunnel neu funktional auszuschreiben. Abklärungen haben gezeigt, dass es den allen Anforderungen entsprechenden Schachtdeckel auf dem Markt noch nicht gibt.

Für den Nachweis der hydraulischen Funktionstüchtigkeit laufen zur Zeit Modellversuche am Hydromechanischen Institut der ETH Lausanne unter Prof. Dr. Schleiss.

Um die Auswirkungen einer Explosion im Entwässerungssystem zu prüfen, haben wir Vorschläge ausgearbeitet, die wir nächstens mit dem BAV und den Sicherheitsexperten des BUWAL diskutieren wollen.

Aufgrund der durchörterten Geologie muss auf einigen Abschnitten im Lötschberg-Basistunnels mit dem Zutritt von Erdgas gerechnet werden. Daher laufen zur Zeit Untersuchungen, die die Quantifizierung der Gasausbreitung im Entwässerungssystem zum Ziel haben. Hierbei wird primär die Dimensionierung der entsprechenden Einbauten, wie Gebläse zur Herabsetzung einer möglichen Gaskonzentration in der Sekundärentwässerung, anhand von Modellrechnungen einerseits und experimenteller Bestimmung der Randbedingungen andererseits verifiziert.

3.5 Innenschale und Bankette

Im Zuge der Erstellung der Innenschale nutzte auch die Unternehmung die Möglichkeit zur Optimierung der Be-

tonrezepturen hinsichtlich Abbindeverhalten, Frühfestigkeiten und Pumpbarkeit. Basierend auf den Untersuchungen in der Versuchsstrecke konnte eine resultierende Betonrezeptur ermittelt werden, die nun beim Innenausbau im Tunnel Ost Richtung Süd zur Anwendung kommt. Auch konnten entsprechende Detailkenntnisse für die Handhabung und das Versetzen der Schalung aus den ersten Blöcken in der Versuchsstrecke gewonnen werden.

Zur Überprüfung der vollständigen Verfüllung der Schalung (Firstspaltproblematik) sind im Hinblick auf die Qualitätssicherung zur Zeit Untersuchungen mit verschiedenen zerstörungsfreien neueren Messverfahren im Gange (Ultraschall und Georadar). Die Zielsetzung hierbei ist es, ein geeignetes «Werkzeug» zu finden, um evtl. noch vorhandene Hohlräume zuverlässig ausfindig machen zu können.

Beim Betonieren der Bankette wurden verschiedene Typen von Schablonen für die grosse Anzahl der Kabelleerrohre testweise verwendet und deren Abstände optimiert. Das Ziel ist hier, die Durchbiegungen infolge Aufschwimmen der Rohre und deren Beulen beim Betonieren zu verhindern. Armierungskörbe kommen nicht in Frage, da die 15 kV-Bahnstromversorgung Induktionsströme in denselben verursachen, welche zu Erwärmung und Verlusten führt.

Bild 17: Bankettschalung

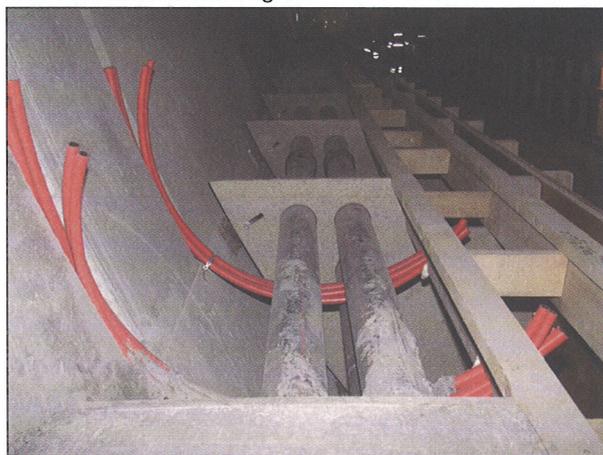


Bild 18: Fixation der 15kV-Leerrohre mittels Kunststoffbetonplatten



3.6 Elektrische Installationen: Teil 1

Ziel dieses ersten Teilversuchs zu den elektrischen Installationen war die Bestimmung der optimalen Position für die Notbeleuchtung. Aus den Messungen resultierte die definitive Einbauhöhe und Helligkeit für die Notleuchten im Bahntunnel. Die damit verbundenen Anforderungen an die definitiven Aussparungen in der Innenschale konnten festgelegt werden.

3.7 Kabel: Teil 1

Der erste Teil des Versuchs zu den Kabeln hatte den Kabelzugversuch zum Inhalt. Hierbei wurden in die vorhandenen Leerrohre Kabelreste eingezogen, um deren Befestigungen in Schächten und Blocknuten, die Zweckmäßigkeit der baulichen Vorgaben sowie die Einzugsverhältnisse zu beurteilen. Ziel war es, nicht einfach nur die Machbarkeit zu beweisen, sondern das Handling hinsichtlich Geschwindigkeit zu optimieren. Die Resultate ergaben entsprechende Anpassungen der baulichen Vorgaben bzgl. des Kabelrohrblocks, der Aussparung des Kabelaufstiegs für die Fahrleitung sowie die Grösse des 16 kV-Schachts.

Bild 19/20: Schattenwurf der Notbeleuchtung bei verschiedenen Montagehöhen



Bild 21: Kabelaufstiegszonen

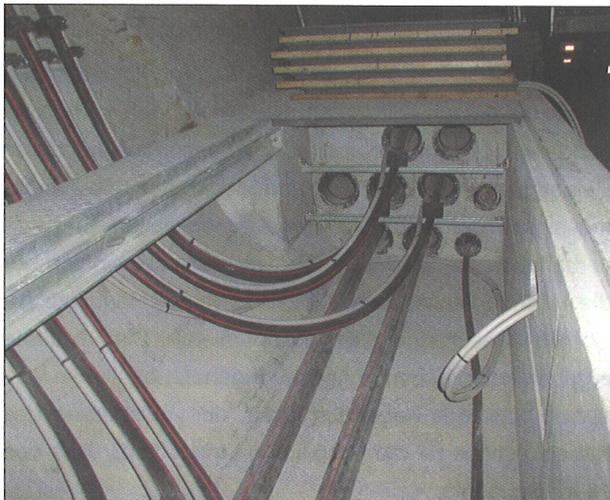
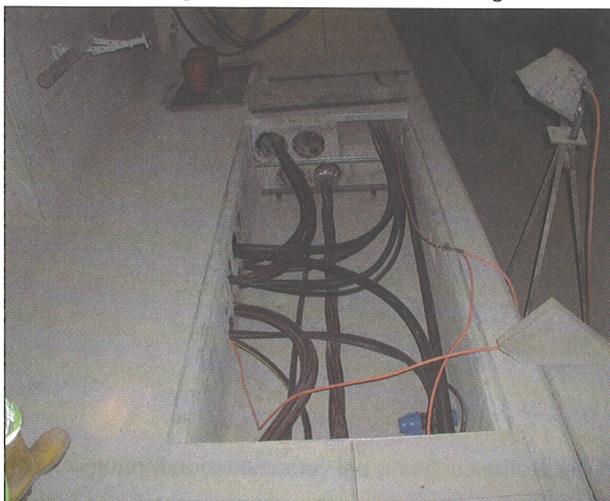


Bild 22: Kabelzugschacht vor dem Querschlag



4. Ausblick auf anstehende Versuche

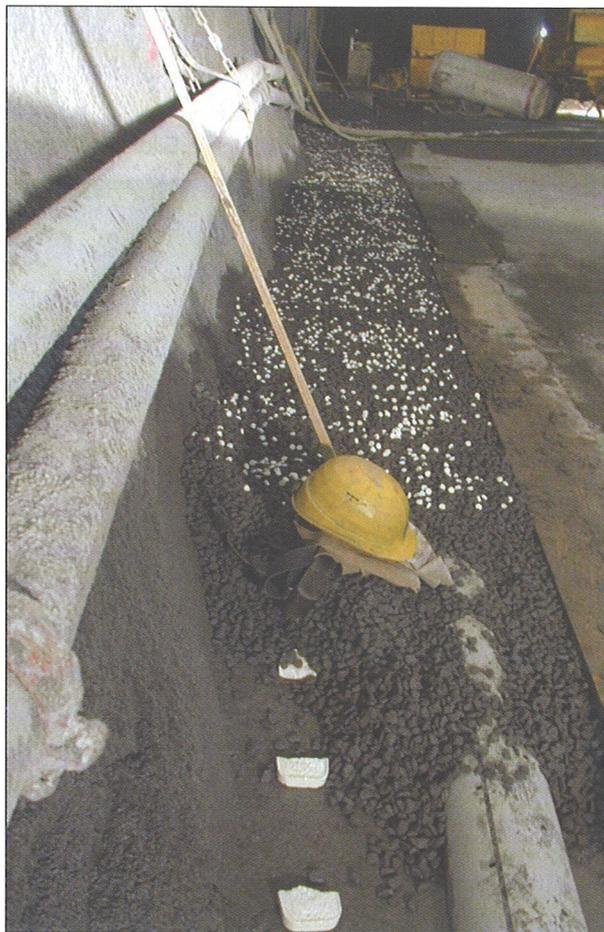
4.1 Klima: Rohbau

Der Feuchtigkeitseintrag in die verschiedenen Tunnelabschnitte ist für eine präzise Klimaprognose eine wichtige Grösse. Er bestimmt das Tunnelklima insbesondere die relative Luftfeuchte und die vorherrschenden Temperaturen wesentlich. Mit dieser Versuchsreihe wird in einem abgegrenzten Tunnelabschnitt der Versuchsstrecke der Feuchtigkeitseintrag unter verschiedenen Randbedingungen bestimmt, die Grundlagen zu den Klimaberechnungen überprüft und die vorgesehene Messtechnik zum Einsatz in längeren Tunnelabschnitten überprüft mit dem Ziel, abgesicherte Anforderungen für die Ausrüstung zu erhalten und die vorgesehenen Abdichtungsmassnahmen zu beurteilen. Diese Messungen sind gerade angelaufen.

4.2 Entwässerungssystem: Versinterung

Um bereits in der Rohbauphase geeignete Massnahmen gegen die Versinterung des Bergwassersystems ergreifen zu können, wurde dieser Teilversuch ins Programm aufgenommen. In die Sickerpackung der westlichen Paramentsdrainage im Versuchstunnel wurden Härtestabilisatoren sowohl in Tablettenform als auch in «Brikettform» eingebaut. In der Kalotte dieses Tunnelabschnitts wurden sowohl für die westliche als auch die östliche Gewölbhälfte jeweils perforierte Leitungen zwischen Abdichtung und Spritzbeton eingebaut, um entsprechende Bergwasserzutritte simulieren zu können. Dies ermöglicht die kontrollierte Einspeisung von versinterungsfähigen Wässern. Die Versuchsanordnung erlaubt nach einer Laufzeit von mehreren Monaten den Vergleich zwischen der mit Härtestabilisatoren ausgestatteten Hälfte und der unkontrollierten östlichen Paramentsdrainage. Um den Zustand der beiden Drainageleitungen und der jeweiligen Sickerpackung auch optisch beurteilen zu können, wurden in der Innenschale entsprechende Fenster ausgespart, die ein späteres Öffnen der Abdichtungsfolien ermöglichen.

Bild 23: Einbau von Depotsteinen (Härtestabilisatoren)



4.2 Schiebetore zwischen Bahntunnel und Querverbindungen

Im Rahmen des Offertevaluationsverfahrens der Prototypenlose Schiebetore muss der Unternehmer ein Schiebetor im Querschlag einbauen. Dort wird die Konstruktion bezüglich der Einbaubarkeit und deren Funktionalität im Dauertest geprüft und optimiert. Für ein weiteres Tor wird in einem Prüflabor die Funktionalität unter Druckbeanspruchung geprüft.

4.3 Mechanische Ausrüstung

Für diesen Teilversuch wird die gesamte mechanische Ausrüstung wie z.B. Handläufe im Bahntunnel, Lüftungsöffnungen, Abdeckungen, Treppe und Türe der Muffenkammer, Fluchtwegbeschilderung etc. eingebaut. Hierbei wird der Zeitbedarf ermittelt und die Montage optimiert sowie die Funktionalität überprüft. Es entsteht eine vollständige Musterinstallation.

4.4 Aerodynamik

Die Versuche zur Aerodynamik dienen dem TU Lüftung zur Prüfung der in seinen Modellrechnungen getroffenen Annahmen zur Lüftung im Normal-, Erhaltungs- und Ereignisbetrieb. Hierbei werden die Grundlagen zur Überprüfung des Lüftungskonzepts, insbesondere Leckage- und Druckverluste, durch verschiedene Versuchsreihen ermittelt und die in den Berechnungen verwendeten aerodynamischen Parameter überprüft.

4.5 Klima: Ausrüstung

Für das Klima in den Querverbindungen und Querschlägen wurden für die Modellberechnungen Annahmen zu den Felstemperaturen und der Wärmeabfuhr getroffen. Diese Annahmen sollen durch die Versuche verifiziert werden und somit gesicherte klimatische Vorgaben für die mechanische Ausrüstung ermittelt werden. Der Versuch beinhaltet das Prüfen der Wärmeabfuhr aus einer geschlossenen Querverbindung sowie aus einer Querverbindung mit Lüftungsöffnungen.

4.6 Fahrbahnmuster

In den beiden ausgebauten Musterabschnitten wird je ein vollständiges Tunnelmuster mit Gleistragplatte und Gleis

hergestellt. Die Ausführung ist im ersten Quartal 2003 vorgesehen und beinhaltet auch den Einbau der charakteristischen Entwässerungselemente wie Kontroll- und Einlaufschächte in die Fahrbahn.

4.7 Entwässerungssystem: Lachengrösse im Havariefall

Mit diesem Teilversuch wird das Abflussverhalten von Flüssigkeiten und die Lachengrösse im Havariefall verifiziert. Hierbei wird auch beurteilt, wie sich das Schluckvermögen der Einlaufschächte verhält. Zu diesem Zweck wird eine entsprechend grosse Wassermenge in einem Tank vorgehalten und schlagartig freigesetzt.

4.8 Rauchausbreitung/Luftströmung

Die Versuche zur Rauchausbreitung/Luftströmung geben Aufschluss über die Fluchtbedingungen aus dem Bahntunnel in die Querverbindungen bzw. Querschläge. Es werden möglichst realistische Verhältnisse simuliert, wie sie bei einem Brandfall im Tunnel auftreten können (Ver Rauchung im Bahntunnel, hohe Luftströmungen in den Fluchttüren). Hierbei werden die Sichtverhältnisse geprüft, um eine ausreichende Beleuchtung und Beschriftung der Fluchtwege zu gewährleisten. Die Auswirkungen hoher Luftgeschwindigkeiten auf das Fluchtverhalten von Personen wird beurteilt. Dies ermöglicht entsprechende Vorgaben an die Lüftung im Brandfall.

4.9 Evakuierungsversuch

Zeitgleich zu den Versuchen zur Rauchausbreitung wird der Evakuierungsversuch unter Einbezug lokaler Einsatzkräfte durchgeführt. Hierbei sollen die Grundlagen für die Sicherheitsplanung belegt werden, indem die Evakuierungszeiten von Personengruppen aus Reisezügen bestimmt werden, Staupunkte auf dem Bankett, vor den Türen in der Querverbindung ermittelt werden sowie Türöffnung, Beleuchtung und Beschilderung auf ihre Funktionalität und Zweckmässigkeit getestet werden.

4.10 Kabel: Teil 2

Im zweiten Teil der Versuche zu den Kabeln werden die definitiven Kabel eingezogen sowie die Schachtausrüstungen, Muffen und Rohrabdichtungen erstellt. Weiterhin

werden alle Abdeckbleche montiert. Somit entsteht ein Referenzmuster für die Abnahme der Arbeiten.

4.11 Fahrleitung

Der Versuch besteht im Wesentlichen aus der Montage eines Parallellaufs mit Nachspannung für Tragseil und Fahrdraht, Fixpunkt und fester Abfangung für ein Kettenwerk, Kabelschacht für die Feederkabel, Kabelaufstieg und Verbindung auf die Fahrleitung. Dies entspricht einer vollständigen Baugruppe, wie sie einmal pro Kilometer vorkommt. Es werden verschiedene Materialtests und Funktionsprüfungen durchgeführt. Der Versuch wird im SPV-Profil des Tunnels West installiert und dient auch als Anschauungsobjekt für Monteure und Unterhaltspersonal.

4.12 Schränke in den Querschlägen

In den Querschlägen sind jeweils die Steuerschränke für Datenübertragung, Funk, Brandmeldung, Beleuchtung (Niederspannung), Telefon, Stellwerkanlagen und Türsteuerung untergebracht. Für diesen Versuch wird folgende Ausrüstung in die Querverbindung eingebaut: Doppelboden, Schränke mit Rückkühleinrichtungen sowie die entsprechenden Schrankausbauten. Die Musterinstallation dient der Überprüfung der Einbauten auf Anordnung und Funktionalität und wird als Referenzmuster abgenommen.

4.13 Sicherungsanlagen

Diese Musterinstallation beinhaltet die Montage und Verkabelung von Achszählern und verschiedenen Signaltypen für die Abnahme.

4.14 Elektrische Installationen: Teil 2

Der zweite Teil des Versuchs zu den elektrischen Installationen beinhaltet eine vollständige Musterinstallation zur Abnahme vor der Serienproduktion. Hierbei werden Beleuchtung, Trafos, Erdungsinstallationen, Telefonapparate, Detektoren für Brand, Gas und Nässe, elektrische Anschlüsse der Türen und Schaltschränke in die VSM eingebaut und hinsichtlich optimaler Anordnung und Funktionalität beurteilt.

5. Schlusswort

Die Herstellung eines Versuchstunnels war nicht ganz unumstritten, zumal die Kosten für die Erstellung des Rohbaus und die Versuchsdurchführung von ca. CHF 10 Mio. stark zu Buche schlagen. Dies entspricht etwa 0.3% der Gesamtkosten des Lötschberg-Basistunnels. Die Erkenntnisse aus den Versuchen geben jedoch sowohl uns als Ersteller und Auftraggeber, als auch den Projektengineeringen die nötige Sicherheit in der Planung und Entscheidung. Dies ist wichtig, denn der Erfolgsdruck hinsichtlich Termin- und Budgeteinhaltung ist enorm. Wenn sich durch die Erkenntnisse des Versuchstunnels nur gerade 30 Tage Verzögerungen vermeiden lassen, hat sich die Investition bereits amortisiert.

Nicht unerwähnt lassen möchte ich, dass der Versuchstunnel fester Bestandteil der Besichtigungstour der öffentlichen Besucherführungen ist. Sowohl Fachleuten, als auch dem Laien kann damit ein interessanter Einblick in unsere Tätigkeit geboten werden, ohne dass die Vortriebsbaustellen behindert werden oder die Sicherheit der Besucher gefährdet wird.

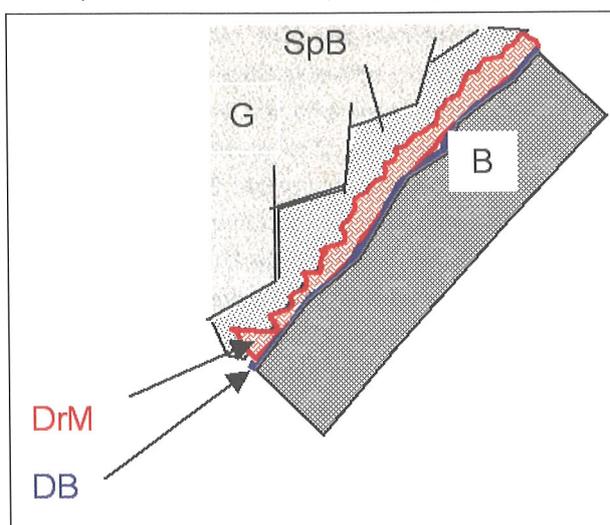
Abdichtungssysteme

Peter Flüeler, Dipl. Bau-Ing ETH/SIA
Empa, Dübendorf

1. Problemstellung

Die beiden Nord-Süd Eisenbahn-Alpentransversalen in der Schweiz, der Gotthard- und der Lötschberg-Basistunnel, werden mit je einer Fahrspur pro Röhre als zweischalige Tunneln gebaut. Zwischen einer rauen Spritzbeton-Aussenschale und dem innenliegenden Betontragwerk muss wegen der hohen Gebirgsüberdeckung das Abdichtungssystem (ADS) das anfallende Bergwasser dauernd drainieren, die Betonkonstruktion gegen das Bergwasser schützen und stellenweise auch hohe Bergdrücke auf die Betontragkonstruktion übertragen. Die hohe Gebirgsüberdeckung bis zu 2500 m bewirkt infolge der Geothermie an der Basis Felstemperaturen bis gegen 45 °C. Somit gelten diese Bedingungen auch für das anfallende Bergwasser, das mehrheitlich alkalisch, teilweise aber auch sauer sein kann. Es ist eine Nutzungsdauer von mindestens 100 Jahren vorgesehen, und vor 50 Jahren dürfen keine grösseren Reparaturen anfallen. Sämtliche heute bekannten Abdichtungs- und Drainagematerialien sind für diese extremen Anforderungen weder ausgelegt noch wurden sie jemals daraufhin überprüft. Die bekannten Normenwerke enthalten für solche Beanspruchungen keine Anforderungen. Ergebnisse von

Bild 1: Detail der Einbaulage Abdichtungssystem: Betontragwerk B, Dichtungsbahn DB, Drainagematerial DrM, Spritzbetonoberfläche SpB, Gebirge G



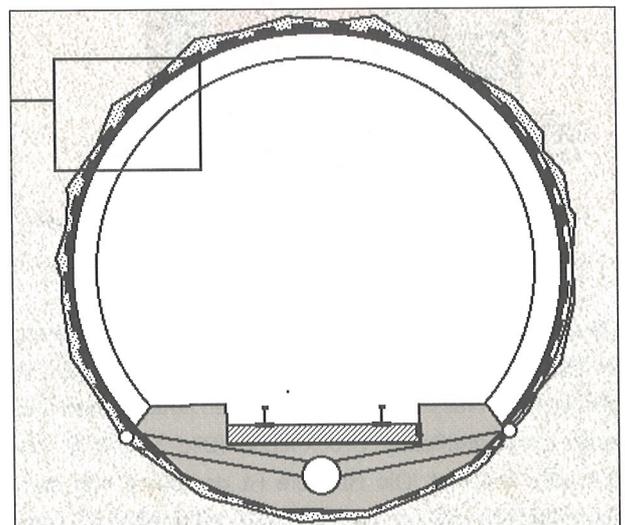
Langzeituntersuchungen waren damals nicht verfügbar, praktische Erfahrungen lagen nur für relativ kurze Zeiträume vor.

2. Evaluationsverfahren

Um die besonderen Gegebenheiten des Gebirges, die Wahl des Bauverfahrens und die weiteren Randbedingungen der Bauherrschaften zu berücksichtigen, wurde für die Evaluation des Abdichtungssystems – aus Dichtungsbahn (DB) und Drainagematerial (DrM) – in einer speziellen Arbeitsgruppe zusammen mit den Bauherrschaften ein mehrteiliges Verfahren ausgearbeitet, öffentlich ausgeschrieben und realisiert [1]. Es umfasste folgende Teile:

- Beständigkeitsverhalten der einzelnen DB und DrM
- Dauerdruckverhalten des ADS
- Druck-/Schubverhalten des ADS
- Praktische Verlegungseignung
- Synthese

Bild 2: Prinzipquerschnitt eines tief liegenden Tunnels, der drucklos drainiert wird, mit Lage des Abdichtungssystems.



Beständigkeit der Einzelkomponenten: In diesem Teil wurden die einzelnen Materialien des ADS während 24 Monaten mechanisch unbelastet in den folgenden Medien gelagert: umgewälztes Wasser bei den Temperaturen 23 °C, 45 °C und 70 °C, alkalisches und saures Wasser bei 50 °C, sauerstoffhaltiges Wasser bei 70 °C unter 3 bar Druck (Versuchsanlage Bild 3 und 4), aerobes und anaerobes Mikroorganismenklima durch Vergrabung. In 5 Zeitintervallen werden bei den Dichtungsbahnen Massenänderung, Dimensionsänderung längs und quer, mechanische Durchschlagfestigkeit (Fallbolzen auf ADS mit starrem Auflager) und bei den Drainagematerialien Massenänderung, Transmissivität in der Fläche und Durchschlagwiderstand gegen eine fallende Kegelspitze überprüft. Mit einer Reihe von weiteren Tests wie Zugversuch, thermomechanische und thermoanalytische Tests wurde das Eigenschaftsprofil nach 3, 6, 12 und 24 Monaten ermittelt, um ein möglichst vollständiges Bild der Alterungsvorgänge zu erhalten.

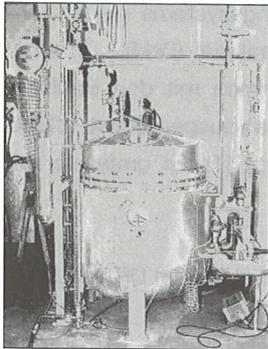
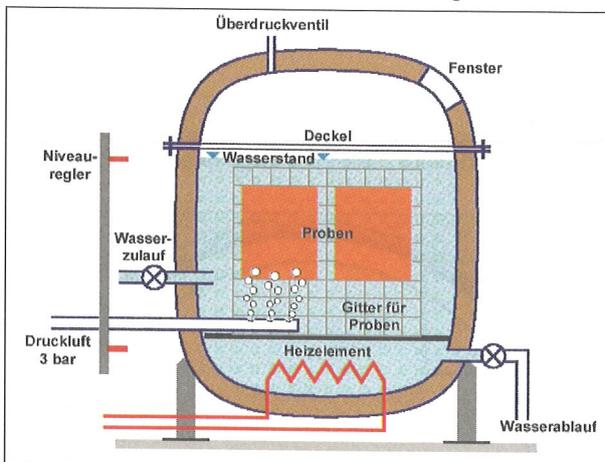


Bild 3: Druckgefäß für die Sauerstoffalterung unter Druck und erhöhter Temperatur

Bild 4: Prinzipskizze des Druckgefäßes mit vertikaler, unter Wasser stehender Probenanordnung



Dauerdruckverhalten des ADS: In einem separaten, 24 Monate dauernden Druckversuch wurden die ADS in alkalischem Wasser bei 50 °C zwischen einer glatten und einer stark geriffelten Druckfläche (Bild 5 und 6) bei 0.4 MPa belastet. Die Rautiefe R_t gemessen mit dem Sandflächenverfahren nach ZTV-SIB 90 beträgt 4.5 mm.

Diese geriffelte Struktur besteht aus 169 Pyramidenstümpfen mit je einer quadratischen Grundfläche von 256 mm², einer Höhe von 7 mm und einer oberen Fläche 4 mm². Bild 7 zeigt die Versuchsanordnung des ADS. In der Nachbesserungsphase des Projekts wurde zusätzlich die Rautiefe 3.1 mm geprüft. Der zeitabhängige Verlauf der Systemdicke, die Dichtheit, die Drainageleistung, das Aussehen und die Wechselwirkung zwischen Dichtungsbahn und Drainagematerial werden festgestellt.

Bild 5: Aufbau Dauerdruckversuch; von oben nach unten Riffelplatte, DrM, DB, glatte Druckplatte (oben)

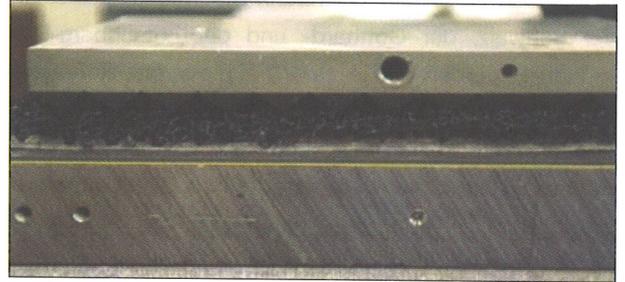
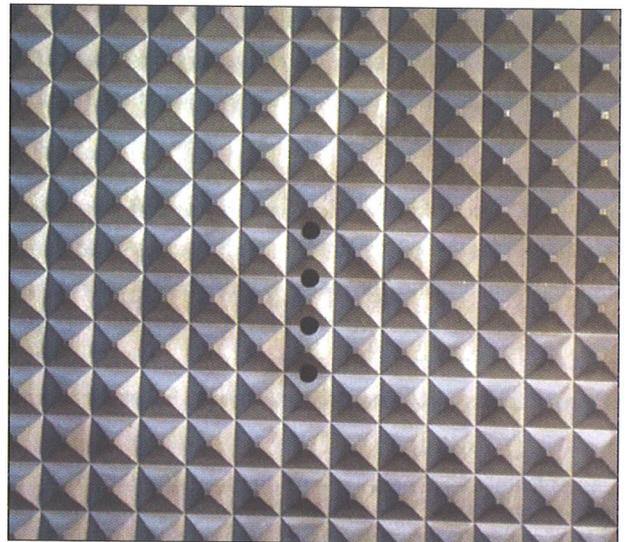


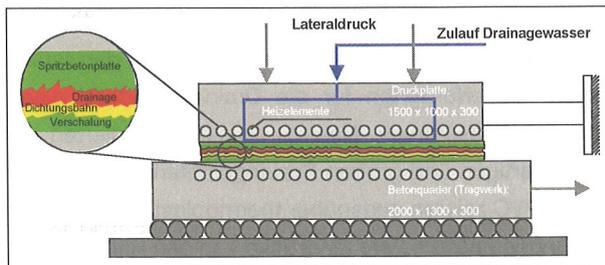
Bild 6: Muster der geriffelten Druckplatte gegen das Drainagematerial gerichtet mit Austrittsöffnungen für Drainagewasser (links)



Druck-/Schubverhalten des ADS: Mit vier Versuchsmodi wurde das kurz- und langzeitige Verhalten der ADS unter kombinierter Einwirkung von Druck bis 2 MPa und Schub bei 45 °C an einer 1.5 m² grossen Probe zwischen der rauen Spritzbetonfläche (mittlere Rautiefe R_t 3.1 mm) bestimmt und an der betonierten Druckfläche untersucht. Dabei wurden die Dichtheit, die Drainageleistung und das Deformationsverhalten des Systemaufbaus ermittelt. Infolge der Neuartigkeit dieses komplexen Versuchs musste eine geeignete Versuchsanlage eigens aufgebaut, erprobt und validiert werden. Zwecks Reproduzierbarkeit der Ergebnisse wurde von einer originalen Spritzbetonoberfläche und der angegossenen Betonfläche je ein Abguss aus Metallguss erstellt. Mit einem in die Druck-

platten eingelegten Heizrohrsystem konnten die Druckflächen bis auf 70 °C erwärmt werden. Über ein weiteres Rohrleitungssystem konnte Drainagewasser in einen mittig angeordneten Verteilkanal eingeleitet werden, von wo es horizontal durch die Drainageschicht des ADS floss (Bild 7). Das austretende Wasser wurde seitlich gesammelt und mit einer Pumpe erneut dem Kreislauf zugeführt. Für die Ermittlung der Drainageleistung wird der Leitungsdruck gemessen, der für eine konstante Wasserförderung von max. 10 lt./min. notwendig ist.

Bild 7: Schnitt durch Druck-/Schubanlage mit eingebauter Beheizung und Drainagemöglichkeit; die obere Druckplatte mit Spritzbetonplatte entspricht der Tunnelaussenschale.



Praktische Verlegungseignung: In einem Versuchsstollen wurde jedes ADS auf eine Spritzbetonoberfläche verlegt, die der Bewerber in Bezug auf Welligkeit und Rauigkeit festgelegt hatte. Eine 70 m² grosse Fläche in einem 8 m hohen Spritzbetongewölbe wurde unter realen Verhältnissen (feucht-nasse Bedingungen bei erhöhter Temperatur der Spritzbetonoberfläche) abgedichtet und daran ein Betontragwerk anbetoniert. Befestigungsart, Häufigkeit, Fügetechnik und Nahtigenschaften wurden als Merkmale der ADS kontrolliert. Nach dem Erstellen wurde zuerst das Abflussverhalten bzw. die Drainageleistung des ADS ermittelt, indem über eingelegte Wasserleitungen eine definierte Wassermenge an der Kalotte hinter die Dichtungsbahn eingespiesen wurde. Nachher

wurde das Tragwerk entfernt und das freigelegte ADS auf Beschädigungen/Verletzungen bzw. Dichtheit, auf faltenfreie Verlegung und Unregelmässigkeiten untersucht. An ausgeschnittenen Proben wurde die Nahtfestigkeit stichprobenweise im Zug-Schälversuch nach DVS [4] ermittelt.

3. Untersuchte Materialien

Von den Bewerbern, die sich aus Produzenten, Lieferanten und Verlegern zu einer Einheit zusammengeschlossen hatten, wurden für das 2-jährige Verfahren 14 verschiedene ADS-Kombinationen (Tabelle 1) zur Verfügung gestellt, die sie als optimal für den Einsatz in den Basistunneln erachtet hatten. Die grossen Unterschiede in der Ausbildung der zugestellten ADS sind auf die Gewichtung der verschiedenen, gleichzeitig zu erfüllenden Anforderungen Dichtheit, Drainagewirkung, Druckübertragung und Brandverhalten im Bauzustand zurückzuführen. Diese wurden von den Bewerbern sehr unterschiedlich interpretiert.

Um in das Evaluationsverfahren aufgenommen zu werden, musste vorgängig die Konformität zu den geltenden Normen/Richtlinien wie Sia V280 für Grundwasserabdichtung [2] und Geotextilhandbuch [3] nachgewiesen werden. Da sich diese Regelwerke primär auf Erzeugnisse im Neuzustand beziehen, wurden einige Anforderungen gezielt erhöht oder durch andere Verfahren ergänzt. Bei den DB wurden insbesondere die Anforderungen der mechanischen Durchschlagfestigkeit und die Schlitzdruckfestigkeit erhöht. Im Hinblick auf die Verlegung bei höheren Temperaturen wurden auch Anforderungen an das Weiterreissverhalten der punktbefestigten DB aufgenommen.

Tabelle 1: Materialtypen für das 2-Jahres-Evaluationsverfahren AlpTransit

Aspekt	Einheit	Dichtungsbahnen	Drainagematerialien
Anzahl	Stück	10	8
Materialtypen	-	PVC-P, PE, PO-Copolymere (EVA)	PE-HD, PA-PES, PP
Ausbildung	-	meist glatte Oberflächen, teilweise mit Prägung, mit eingearbeitetem Glasvlies, Gewebe verstärkt	Noppenplatten Gitter Wirrgelege Vliese, dichte Vliese, Grobvliese
Dicke	mm	2.1 – 3.3	6 bis 18
Flächengewicht	kg/m ²	2.1 - 3.0	0.55 – 1.9
Bahnbreite	m	2	1 - 2
Verbindungsart	-	mit Warmgas verschweisst	überlappt, nicht verbunden
Begestigungsart	-	an Teller geschweisst	genagelt

4. Ergebnisse

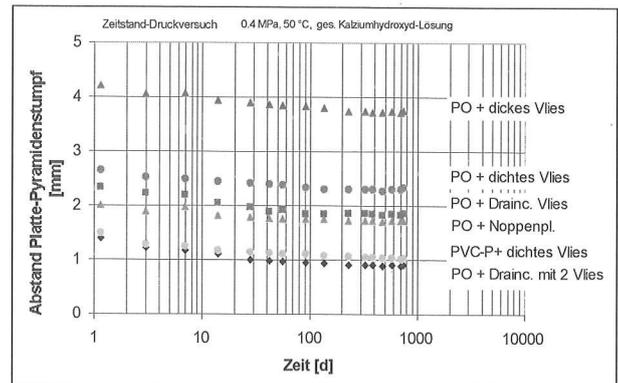
4.1 Beständigkeitsverhalten:

Nach 6 Monaten zeigte sich noch ein relativ uneinheitliches Bild, nach 12 Monaten begannen sich deutliche Qualitätsunterschiede zwischen den Materialtypen der Dichtungsbahnen und Drainageprodukte abzuzeichnen. Zwischen 12 und 24 Monaten verstärkten sich diese Trends. Die Dichtungsbahnen erwiesen sich durchwegs beständiger als die Drainagematerialien, obwohl sich unter der Einwirkung von sauerstoffhaltigem, heissem Wasser Produkte aus Polyolefin-Copolymeren (PO-C) zersetzten. Dichtungsbahnen aus Weich-PVC reagierten durch höheren Weichmacherverlust erwartungsgemäss am stärksten auf Wasser, saures Wasser und auf aerobe Mikroorganismen. Auch auf das Laugenwasser reagierten einzelne Materialien aus PO-Copolymeren. Die Drainagematerialien reagierten durchwegs empfindlicher auf Säuren und Laugen. Einige Produkte aus Polyamid (PA) und gesättigtem Polyester (PES) zersetzten sich in saurem Wasser bei 50 °C. In heissem Wasser bei 70 °C versprödeten diese bereits nach 6 Monaten, bei 45 °C zwischen 12 und 24 Monaten. Noppenplatten zeigten relativ geringe Veränderungen.

4.2 Dauerdruckverhalten:

Unter dieser Einwirkung deformierten sich die ADS nach Aufbringen der Last und Temperaturerhöhung spontan auf 20 – 50% der Anfangsdicke. Die Riffelplatten deformierten oder penetrierten die Drainagematerialien und hinterliessen tiefe Eindrücke in den Dichtungsbahnen. Die verbleibende Restdicke des gesamten ADS betrug nach 24 Monaten im Minimum noch 0.9 mm, im Maximum noch 3.7 mm (Diagramm 1). Kein ADS wurde unter dieser Dauerlast von 0.4 MPa perforiert. Vorversuche bei doppelter Drucklast bewirkten ein instabiles Verhalten mit kurzzeitiger Perforation. Auch mit einer nachträglichen 20%-igen Verstreckung der Probe nach dem Ausbau zeigte sich an den Eindruckstellen kein ungünstiges Verhalten. Vereinzelt haftete die DB stark an der Drainage. An Stellen mit Spannungsspitzen, wie Noppenrand und Knickpunkten von Drainkompositen, bildeten sich Ansätze von Spannungsrissen, die sich zwischen 12 und 24 Monaten vergrösserten. Die Drainageleistung konnte erst nach Reinigung mit Säure ermittelt werden und erbrachte dann mehrheitlich akzeptable Werte.

Diagramm 1: Beispiele von Zeit-Verformungskurven typischer ADS bei 0.4 MPa verteiltem Druck auf die Riffelplatte mit Rautiefe Rt 4.5 mm in alkalischem Medium bei 50 °C, Deformation ohne spontane Anfangsverformung

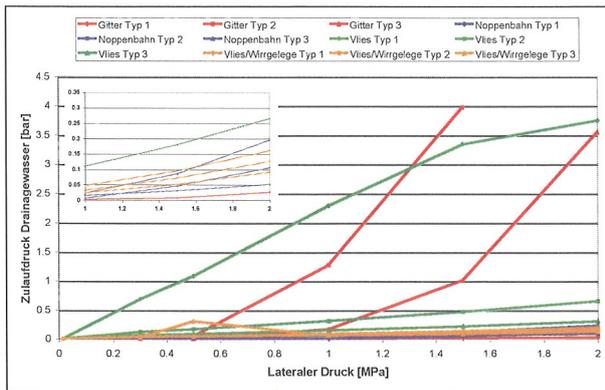


Dichte, vlies- bis filzartige Produkte schützten die DB hervorragend, indem sie den Hohlraum zwischen den Riffeln füllten. Sie erforderten für die Drainage jedoch einen höheren Wasserdruck. Nahezu drucklos drainierten die noppenartigen und groben Drainagematerialien. DB aus Weich-PVC zeigten gegenüber thermoplastischen DB erwartungsgemäss tiefere Eindrücke von den Riffelspitzen.

4.3 Verhalten unter Druck-/Schubeinwirkung bei 45 °C:

Als entscheidendes Kriterium erwies sich die Drainageleistung unter dem hohen Lateraldruck von 2 MPa. Sie ist eine direkte Funktion der zeitabhängigen Dicke und der Struktur des ADS. Mehrere ADS erfüllten die Anforderung von maximal 0.25 bar Wasserdruck in der kurz- und langzeitigen Prüfung (Dauer 7 Tage) für eine Drainageleistung von 10 lt./min nicht (Diagramm 2). Bei dicken und dichten Vliesen bewirkten bereits Drücke von 0.5 MPa ein deutliches Ansteigen des Zulauf-Wasserdrucks. Gitterartige, weiche Drainagematerialien drangen je nach ihrer Form bzw. Nachgiebigkeit und der Drucksteifigkeit der Dichtungsbahn bei 1 MPa Lateraldruck in die ebenfalls nachgiebige Abdichtung ein und behinderten ab 1.5 MPa den Wasserdurchfluss. Drucksteife Gitter in Kombination mit drucksteifen DB hingegen, Noppenmaterialien und grobe Vliese erfüllten trotz starker Deformation diese Anforderungen. Bei der horizontalen Schiebung von nur 10 mm unter niedrigem Lateraldruck von 0.3 MPa wurden vor allem druckweiche ADS mit dünnen DrM undicht.

Diagramm 2: Zulaufdruck der Drainage in Funktion des Lateraldrucks für die wichtigsten ADS-Typen bei 45 °C bei einer Drainageleistung von 10 lt./min.



4.4 Verlegungseignung im Versuchsstollen:

Vor den eigentlichen Produktversuchen wurden in drei Pilotversuchen mit typischen ADS aus Weich-PVC und PO-Copolymer (Drainagematerialien in Form von Noppenplatten und Gittern) die Versuchsparameter festgelegt. Sie wurden auf einen Spritzbetonuntergrund mit einer variablen Rautiefe zwischen 3–7 mm und einer Welligkeit (Verhältnis des Bossenabstands zur Bossentiefe) von 4:1, 7:1 und 15:1 verlegt. Mit der Aufheizung der Wand und der Abbindewärme des Betons stieg am ADS die Temperatur bis auf 55 °C an. Nach dem Betonieren wurde die Drainageleistung ermittelt. Hernach wurde die Betonkonstruktion abgebrochen und die Abdichtung freigelegt (Bild 8). In diesen Versuchen kamen unerwartete Ergebnisse zustande. Bei beiden ADS-Typen wurden nach dem Entfernen der Betonkonstruktion in den Dichtungsbahnen tiefe, in den Beton ragende, stehende Falten festgestellt (Bild 9, 10). Sie verliefen mehrheitlich in vertikaler Richtung und bildeten bis 5 cm tiefe Falten mit Radien von gegen 3 mm. In der Praxis bedeuten Falten lokal eng begrenzte, hoch beanspruchte Zonen, die als potenzielle Wasserrinnen funktionieren. Die Dichtungsbahn wird dort weit über die Streckgrenze gedehnt bzw. orientiert und durch das Bergwasser zusätzlich chemisch-physikalisch beansprucht. Im dritten Vorversuch wurde nachgewiesen, dass ADS faltenfrei verlegt werden können. Bei keinem Versuch wurde die Abdichtung verletzt. Hingegen erforderte die grosse Welligkeit des Untergrunds einen zusätzlichen Verlegeaufwand bei der Befestigung und Verschweissung. Auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse konnten die Anforderungen für die Hauptversuche festgelegt und die Versuchsanlage optimiert werden.

In den Hauptversuchen, die mit nachgebesserten ADS ausgeführt wurden, wählten die Bewerber einen Spritz-

beton-Untergrund mit einer Welligkeit von 10 : 1. Die Rautiefe wurde zwischen 4–16 mm gewählt. Je nach Befestigungshäufigkeit ergaben sich nur noch vereinzelt Falten. So wurden in der Kalotte im Mittel ca. 3.7 und im Parament 2.3 Befestigungspunkte pro m² benötigt, um Faltenbildungen zu vermeiden. Beim Einbau zerfaserten einzelne DrM in ungünstiger Art, weil der Faserzusammenhalt mangelhaft war. Die DB wurden mit der Maschine und von Hand mittels des Warmgasverfahrens geschweisst. Die Überprüfung von Schweißnahtproben im Schäl-Zugversuch zeigte, dass alle Verbindungsnahte mit der Maschine auf Antrieb gelangen, während diejenigen von Hand erst bei der Wiederholung den Anforderungen nach DVS [4] genügen.

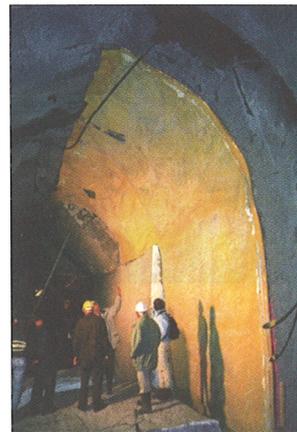


Bild 8: Pilotversuch; Ansicht der teilweise freigelegten Abdichtungsbahn im Versuchsstollen, im Bild unten entferntes Betontragwerk

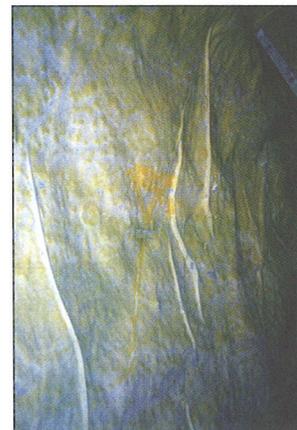


Bild 9: Vertikal verlaufende bis 5 cm in den Beton ragende Falten in einer PVC-P-Dichtungsbahn

Bild 10: Rückseite des anbetonierten Tragwerks aus Pilotversuchen nach dem Entfernen. Bis 5 cm tiefe Rillen infolge einspringender Dichtungsbahnfalten im Beton.



5. Erkenntnisse

Die Materialien benötigten bis 12 Monate, bis sich Gleichgewichtszustände und ein erklärbarer Alterungstrend einstellte. Nach 24 Monaten zeigte sich, dass die Einwirkung deutliche Spuren des Abbaus hinterliessen und nur wenige ADS bzw. einzelne Komponenten alle Anforderungen erfüllten. Während die Dichtungsbahnen bei einzelnen Einwirkungen die Anforderungen nicht erfüllten, erwiesen sich die Drainagematerialien für den Einsatz in heissen, wässrigen Medien in dieser Formulierung als wenig geeignet. Da die von den Bewerbern ausgewählten ADS mehrheitlich mit Formulierungen für die normale Baupraxis hergestellt wurden, waren sie folglich nicht für die speziellen Anforderungen dieser Bauwerke ausgelegt. Die Normen verlangen in der Regel nicht länger dauernde Prüfungen als etwa 8 Monate und überlassen die Festlegung der Anforderungen den Vertragspartnern.

Faltenbildungen in Dichtungsbahnen sind für das Langzeitverhalten potenzielle Bruchlinien und daher zu vermeiden. Diese Forderung stellt für die gängige Verlegungspraxis eine grössere Herausforderung dar. Die Ursachen und die Vermeidung sind noch weiter zu erforschen. Mehrere Einflussgrössen wie die Welligkeit des Untergrunds, die Anzahl der Befestigungspunkte, das Fügeverfahren, die Reibung zwischen Dichtungsbahn

und Drainagematerial, die Abschalung des inneren Betontragwerks und die Temperaturerhöhung der Abbindwärme des Betons bewirken, dass im Moment des Betonierens das überzählige Dichtungsbahnmaterial in den Beton hineinragt oder durch den Flüssigkeitsdruck flach gepresst wird. Die Vorversuche zeigten Möglichkeiten zur Vermeidung der Falten auf. Dank der Robustheit der ADS und auch infolge der sorgfältigeren Arbeitsweise wurden keine auf die Verlegung zurückzuführende Perforationen festgestellt. Die von Hand geschweissten DB erforderten von den Schweissern ein sorgfältiges Arbeiten, da der Anpressdruck durch die Nachgiebigkeit der DrM stark beeinflusst wird.

6. Stand der Evaluation

Durch die laufende Orientierung über Zwischenergebnisse und die Berichterstattung bereits nach 12 Monaten Versuchsdauer konnten die Bauherrschaften die Situation laufend beurteilen und dem Zeitplan der Bauvorhaben anpassen. Auf Grund dieser Ergebnisse wurde ein verkürztes Testprogramm von 12 Monaten durchgeführt. In diesem Programm wurden so genannte «nachgebesserte» Abdichtungssysteme – in beschränktem Rahmen modifizierte ADS – in gleicher Weise nach einem individuellem Testprogramm untersucht. Die Nachbesserungen der ADS bestanden im Wesentlichen in einer erhöhten Gesamtdrucksteifigkeit der ADS und in der Erhöhung der Alterungsbeständigkeit der Einzelkomponenten. Nur vereinzelt erwiesen sich gewisse Eigenschaften z.B. die Beständigkeit gegenüber sauerstoffhaltigem, alkalischem Wasser noch verbesserungswürdig bzw. führten zum Ausscheiden. Zur Beurteilung der definitiven Kriterienerfüllung wurden die Ergebnisse der nachgebesserten ADS mit den Ergebnissen der ersten Testreihe von 24 Monaten korreliert. In der Zwischenzeit haben mehr als 10 ADS die Anforderungen erfüllt. Es handelt sich um DB auf der Basis von Polyolefin-Copolymeren und Weich-PVC kombiniert mit DrM aus Noppenplatten und Drainkompositen.

7. Abschlussbemerkungen

Das erstmalig in dieser Art angewendete Evaluationsverfahren hat für die AlpTransit-Bauherrschaften die zur Zeit vom Markt für den Einbau in die Basistunnel verfügbaren ADS klar selektioniert. Es ist weiterhin für neue Abdichtungssysteme offen. Die Anforderungen sind verglichen mit der standardisierten Testpraxis hoch, und die Versuche dauern wesentlich länger. Um die Beständigkeit auf

die beabsichtigte lange Gebrauchsdauer ausreichend sicher auszulegen, wären unter gleichen Bedingungen noch längere Standzeiten notwendig gewesen. Dies war innerhalb des vorgegebenen Zeitrahmens nicht realisierbar.

Mit diesem Verfahren sind neue Erkenntnisse im Bereich der Tunnelabdichtung gewonnen worden, die auch Denkanstösse für Innovationen geliefert haben. Das Alterungsverhalten der ADS bei hohen Temperaturen, in den verschiedenen wässrigen Medien, im Mikroklima, die Untergrundvorbehandlung und ihre dreidimensionale Vermessung, die Verlegetechnik und der Zustand des ADS nach dem Betonieren des Tragwerks bildeten Ansatzpunkte für Weiterentwicklungen. Sie bezwecken schlussendlich die nachhaltige Entwicklung von Materialsystemen zur langfristigen Erhaltung der kostspieligen Bausubstanzen. Dazu müssen die gewonnen Erkenntnisse nun in der Praxis umgesetzt werden. Dies wird durch einen umfangreichen Qualitätssicherungsplan der Bauleitung sichergestellt.

8. Zusammenfassung

Für die Abdichtung und Drainierung der beiden langen Tunnelbauwerke durch die Schweizer Alpen wurde im Auftrag der AlpTransit Gotthard AG und BLS AlpTransit AG ein umfassendes Evaluationsverfahren durchgeführt, das die Besonderheiten wie hohe Gebirgswärme, Bergdruck, Vortriebsweise und hohe Erwartung an die Nutzungsdauer von 100 Jahren berücksichtigt. Im Vergleich zu oberflächennahen Tunnels werden dadurch die Materialien aus thermoplastischen Kunststoffen, wie sie z.Z. in tiefen Tunnels angewendet werden, wesentlich höher beansprucht. Für die Evaluation wurden bestehende Methoden mit neuen Verfahren ergänzt und Anforderungen festgelegt. Die von Bewerbern zu Abdichtungssystemen kombinierten Dichtungsbahnen aus PE, PVC-P, EVA und Drainagematerialien aus PE, PP, PA/PES wurden einem 24 Monate dauernden Beständigkeitszyklus unterzogen. Er umfasste die Lagerung in heissem Wasser, in sauerstoffhaltigem heissem Wasser, in sauren und alkalisch wässrigen Medien bei erhöhter Temperatur, in mikrobieller Umgebung sowie eingespannt unter Dauerdruck mit rauer Bettung in temperiertem alkalischen Medium.

Im Weiteren wurde das Verhalten unter kombiniertem Lateraldruck mit Schiebung, bei Verlegung und beim Betonieren des Tragwerks untersucht. Die wichtigsten Ergebnisse mit den vorläufigen Erkenntnissen sind aufgeführt. Als entscheidend erwiesen sich die hohen Temperaturen,

saure und alkalische, wässrige Medien, sowie die Mikrobienlagerung. Die Verlegungsversuche zeigten, dass sich beim Betonieren in der Dichtungsbahn vertikale Falten mit sehr engen Biegeradien bilden, an denen das Material weit über die Streckgrenze beansprucht ist. Mit optimierter Verlegetechnik konnten gezeigt werden, dass faltenfrei verlegt und von Hand auch akzeptabel geschweisst werden kann. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden direkt umgesetzt und bilden Ansätze für weitere Entwicklungen in der Material- und Abdichtungstechnik des Tunnelbaus.

9. Referenzen

[1] Ernst Basler+Partner AG: Zulassungsprüfung für Abdichtungssysteme für die Basistunnel der AlpTransit Gotthard und Lötschberg, Bewerberunterlagen, Anforderungswerte 11.01.98

[2] Sia, Zürich: SN 564 280, Empfehlung V280 Kunststoff-Dichtungsbahnen, Anforderungswerte und Materialprüfung, Ausgabe 1996

[3] SVG: Das Geotextilhandbuch, Schweiz. Verband der Geotextilfachleute, Vogt-Schild AG, Solothurn

[4] DVS: Fügen von Dichtungsbahnen aus polymeren Werkstoffen im Erd- und Wasserbau, Richtlinie Nr. 2225 Teil 2, Deutscher Verband für Schweissttechnik DVS

N.B. Inhalt dieses Projekts ist auch in einem 12' dauernden Video zusammengefasst, das bei der EMPA, Abt. Kunststoffe/Composites bestellt werden kann.

Verdankungen

Das Projekt wurde in enger Zusammenarbeit mit den Bauherrschaften der AlpTransit Gotthard AG, der BLS AlpTransit AG, dem Ingenieurbüro Ernst Basler + Partner AG und mit Industriebeteiligung durchgeführt. Diese Arbeiten werden hiermit bestens verdankt.

Wesentliche Fachbeiträge im Projekt haben die nachfolgenden Personen geleistet:

- Prof. Dr. H. Böhni, IBWK ETHZ, 8093 Zürich
- P. Zwicky, Ingenieurbüro für Abdichtungstechnik, 6060 Sarnen
- Prof. Dr. M. Farshad, EMPA, 8600 Dübendorf

- Dr. Ch. Löwe, EMPA, 8600 Dübendorf
- Dr. H. Kramer, EMPA, 8600 Dübendorf
- Dr. A. J. Brunner, EMPA, 8600 Dübendorf
- P. Rietmann, Ernst Basler und Partner AG,
8032 Zürich

Dokumentationen/Documentations

Die SIA-Dokumentationsreihe vermittelt sowohl neueste technische Erkenntnisse, die z.B. an Tagungen der SIA-Fachvereine vorgestellt werden, als auch im Zusammenhang mit dem Normenwerk erarbeitete Erfahrungen. Die ersten Bände der SIA-Dokumentationsreihe wurden in den Jahren 1973–1986 publiziert und mit 1–99 nummeriert. Sie sind grösstenteils vergriffen. Ab 1986 wurden die Bände mit D 001 beginnend nummeriert. Die aktuell erhältlichen Bände (inkl. Preise) entnehmen Sie bitte unserem Verzeichnis der Publikationen.

La série de documentations de la SIA transmet aussi bien les connaissances techniques les plus nouvelles, présentées par exemple lors de journées des Sociétés professionnelles SIA, que les expériences réalisées en relation avec l'ouvrage des normes. Les premiers volumes de la série de documentations de la SIA ont été publiés dans les années 1973–1986 et numérotés de 1 à 99. Ils sont en grande partie épuisés. Dès l'année 1986 les volumes ont été numérotés à partir de D 001. Nous vous prions de prendre connaissance des volumes actuellement disponibles (y compris leur prix) dans notre liste des publications.

Grundlagen/Bases

D 094	1992	Entwicklungszusammenarbeit – Auswertung von Auslanderfahrungen Coopération au développement – Mise en valeur des expériences acquises à l'étranger
D 0101 d	1995	Innovationsleitfaden 95/96 – Gewinnung, Bewertung, Bearbeitung und Realisierung von Ideen
D 0101 f	1995	Guide de l'innovation 95/96 – Recherche, évaluation, traitement et réalisation d'idées
D 0102 d	1993	Qualitätssicherungssysteme und deren Zertifizierung im Bauwesen
D 0102 f	1993	Système qualité et certification dans la construction
D 0103	1993	Die gemeinsame Stimme der Ingenieure – Technik, Ingenieur, Gesellschaft
D 0108	1993	Quels transports urbains pour demain?
D 0121 d	1995	Vademecum für Arbeiten im Ausland
D 0121 f	1994	Vademecum pour les travaux à l'étranger
D 0124	1995	Vertragswesen im Untertagbau/Mode de mise en soumission pour les travaux souterrains
D 0157	1999	Vademecum. Versicherungen im Baualltag. Risiko und Versicherung
D 0165 d	2000	Kennzahlen im Immobilienmanagement
D 0165 f	2001	Indices pour le management de l'immobilier
D 0168 d	2000	Lohnerhebung 2000, Ermittlung der Gemeinkosten und Arbeitsstunden 1999
D 0168 f	2000	Enquête sur les salaires 2000, Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 1999
D 0175	2002	Lohnerhebung 2002/Enquête sur les salaires 2002

Ingenieurbau/Génie civil

D 084	1992	Dimensionnement des maçonneries - Exemples pratiques, application de la recommandation SIA V177/2
D 087	1992	Assurance de la qualité (AQ) des structures
D 095	1992	Inspektion und Instandsetzung von feuchtem und salzgeschädigtem Mauerwerk
D 096	1992	Renforcement du bâti existant
D 098	1992	Mortier/Maçonnerie – Recherches de base – Rapport d'essais
D 099	1993	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse Maintenance des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0104	1993	Untertagbau – Einführung in die neue Norm SIA 198
D 0105	1993	Travaux souterrains – Introduction à la nouvelle norme SIA 198
D 0106	1993	Canalisations 4 – La nouvelle recommandation SIA V190
D 0114	1994	Einwirkungen auf Tragwerke – Anwendung der Norm SIA 160 in der Praxis
D 0117	1994	Kunstabauten der «Transjurane» N 16/Ouvrages d'art de la «Transjurane» N 16
D 0119	1994	Cleuson-Dixence
D 0128	1995	Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen
D 0129	1996	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse Conservation des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0130	1995	Neue Normen in der Geotechnik/Nouvelles normes en géotechnique
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 0142	1997	Ouvrages d'art de la A1 entre Estavayer-le-Lac et Yverdon-les-Bains
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 0160	1999	Entwicklungen beim Entwurf von Kunstabauten aus Beton/Progrès dans la conception des ouvrages en béton

- D 0169 2001 Tunnelvortriebe im Raum Zürich – Risikomanagement im Untertagbau
 D 0173 2002 Neues aus der Brückenforschung/Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts

Architektur/Architecture

- D 072 1991 Die Rolle des Architekten in den neuen Tragwerksnormen des SIA
 D 075 1991 Ganzheitliches Denken in der Hochbauplanung/Approche globale dans la planification des bâtiments
 D 077 1991 Bauen mit Lehm
 D 0109 1993 Bauen für die chemische Industrie
 D 0161 1999 Geschichte des Architekturwettbewerbs
 D 0163 2000 Bauerneuerung – Projektieren mit Methode
 D 0172 2002 Vers une architecture éphémère? – Réflexions dans le cadre d'Expo.02

Ökologie und Nachhaltigkeit/Écologie et développement durable

- D 093 d 1997 Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493
 D 093 f 2000 Déclaration des caractéristiques écologiques des matériaux de construction selon SIA 493
 D 0118 d 1995 Ökologie in der Haustechnik, eine Orientierungshilfe
 D 0118 f 1996 L'écologie dans les installations techniques du bâtiment
 D 0122 1995 Ökologische Aspekte des Bauens - Versuch einer gesamtheitlichen Betrachtung
 D 0123 1995 Hochbaukonstruktionen nach ökologischen Gesichtspunkten
 D 0134 1996 Leben zwischen den Steinen – Sanierung historischer Mauern
 D 0137 d 1996 Checklisten für energiegerechtes, ökologisches Planen und Bauen
 D 0137 f 1996 Projeter et construire en assurant un développement durable: Catalogue de critères
 D 0137 i 1997 Progettare e costruire con criteri garantiti di uno sviluppo durevole: liste di controllo
 D 0146 1998 Umweltaspekte von Beton – Informationen zur Umweltverträglichkeit
 D 0146 f 2001 Béton et environnement – Éléments 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 d 2000 Kriterien für nachhaltige Bauten, Aspekte und Beurteilungskriterien im Wohnungsbau
 D 0164 f 2000 Constructions: Critères d'un développement durable
 D 0167 d 2001 Landschaftsgerecht planen und bauen – Wegleitung zur landschaftspflegerischen Begleitplanung
 D 0167 f 2001 Planifier et construire en respectant le paysage – Directive pour l'accompagnement paysager de projet

Haustechnik und Energie/Installations techniques et énergie dans le bâtiment

- D 088 1992 Kühlleistungsbedarf von Gebäuden - Ergänzungen zur Berechnungsmethodik in der Empfehlung SIA V 382/2
 D 090 d 1992 Energiegerechte Schulbauten – Handbuch für Planer
 D 090 f 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 d 1996 Leitfaden für die Anwendung der Empfehlung SIA 380/4 «Elektrische Energie im Hochbau»
 D 0131 f 1996 Guide d'utilisation de la recommandation SIA 380/4 «L'énergie électrique dans le bâtiment»
 D 0135 d 1997 Handbuch für Kommunikationssysteme – Teil 2: Wegleitung für Bauherren und Architekten
 D 0136 1996 Grundlagen zur Nutzung der untiefen Erdwärme für Heizsysteme
 D 0170 d 2001 Thermische Energie im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 380/1, Ausgabe 2001
 D 0170 f 2002 L'énergie thermique dans le bâtiment – Guide d'utilisation de la norme SIA 380/1, édition 2001

Sicherheit und Schutz/Sécurité et protection

- 81 1984 Brandrisikobewertung, Berechnungsverfahren/Evaluation du risque d'incendie, Méthode de calcul
 81 e 1984 Method for fire safety evaluation
 D 002 86/97 Unfallsicherheit von Hochbauten am Beispiel Wohnungsbau
 Protection contre les accidents dans les bâtiments – exemple: construction d'habitations
 Protezione contro gli infortuni nelle costruzioni – esempio: case d'abitazione
 D 065 1990 Korrosion und Korrosionsschutz, Teil 5: Elektrochemische Schutzverfahren für Stahlbetonbauwerke –
 kathodischer Korrosionsschutz, Dekontamination und Realkalisierung
 D 097 1993 Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke
 D 0110 1993 Symposium IDNDR – Prévention des catastrophes naturelles
 D 0139 1996 Bauteildokumentation: Schallschutz im Hochbau
 D 0140 1996 Brandschutz und Rettungswesen auf Tunnelbaustellen
 D 0145 1997 Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik D-A-CH-Tagung
 D 0150 1998 Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke
 in der Schweiz
 D 0153 2000 Produktdokumentation: Lärmschutzwände, Lärmschutzdämme und Absorptionsverkleidungen
 D 0158 2001 Brüstungen und Geländer – Aspekte zur Anwendung der Norm SIA 358
 D 0158 f 2002 Garde-corps et allèges – À 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, Ausgabe 1999
 D 0171 2002 Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden

ISBN 3-908483-35-2



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

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

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers
and architects