

Dokumentation
D 0217

s i a

Band 5

Swiss Tunnel Congress 2006

Fachtagung für Untertagbau

Lötschberg-Basistunnel
Gotthard-Basistunnel
Weitere Projekte

22. Juni 2006 in Luzern



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



Swiss Tunnel Congress 2006

Fachtagung für Untertagbau

Lötschberg-Basistunnel
Gotthard-Basistunnel
Weitere Projekte

22. Juni 2006 in Luzern

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers
and architects

selnaustrasse 16
ch-8039 zürich
www.sia.ch



FGU Fachgruppe für Untertagbau

GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains

GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo

STS Swiss Tunnelling Society

FGU Fachgruppe für Untertagbau

Tagungssekretariat Swiss Tunnel Congress

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, 2006

Auflage: 1000 Exemplare

ISBN 978-3-03732-004-4

Dokumentation SIA D 0217

Swiss Tunnel Congress 2006 – Fachtagung für Untertagbau

Copyright © 2006 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

Felix Amberg	Vorwort	5
Max Pfister	Luzern – ein Eldorado für Tunnelbauer	9
<hr/>		
Lötschbergachse		
Peter Teuscher	Lötschberg Basistunnel, Projektstand Juni 2006	11
Markus Keller	Herausforderungen bei der bahntechnischen Ausrüstung	19
Werner Müller	Inbetriebsetzung Lötschberg-Basistunnel	25
<hr/>		
Gotthardachse		
Peter Zbinden	Die neue Gotthardbahn – Stand der Arbeiten	31
Hans-Jakob Ziegler	Geologie, Erste Vortriebshälfte – bisherige geologische Erkenntnisse	37
Adrian Wildbolz	Amsteg – TBM-Stillstand in der Weströhre Kleiner geologischer Unterschied – grosse Wirkung	43
Robert Meier	Sedrun – Vortriebe im Gotthardmassiv, Herausforderungen in günstigen geologischen Verhältnissen	49
Arturo Henniger Roland Baggenstos	Bodio/Faido – Vor dem TBM-Vortrieb Richtung Sedrun Erfahrungen und Ausblick	57
Daniele Stocker	Generi Basistunnel – Bautechnische Herausforderungen	67
<hr/>		
Tunnel-Projekte		
Ulrich Letsch	Autobahntunnel Islisberg – Innovative Logistik beim TBM Vortrieb und Ausbau	75
Bruno Gisi	Katzenbergtunnel – Technische und logistische Herausforderungen im EPB Vortrieb mit einschaligem Tübbingausbau	81
Jürg Matter Arnold Stauber Franz Bauer, Josef Daller	ÖBB Wienerwaldtunnel – Zyklischer versus kontinuierlicher Vortrieb	89
Alex Sala Martin Schuster	Neue Eisenbahnverbindung Lyon-Turin – Herausforderungen bei der Planung des komplexen Grossprojektes	101
Martin Herrenknecht	Der Strassentunnel M-30 in Madrid mit dem weltgrössten Erddruckschild – ein Erfahrungsbericht	107

Verfasser

Amberg Felix	Amberg Engineering AG, Regensdorf
Baggenstos Roland	Implenia Bau AG, Aarau
Bauer Franz	ÖBB Infrastruktur Bau, Wien
Daller Josef	iC Consulente, Wien
Gisi Bruno	Marti Tunnelbau AG, Bern
Henniger Arturo	Implenia Bau AG, Aarau
Herrenknecht Martin	Herrenknecht AG, Schwanau (D)
Keller Markus	Implenia Bau AG, Aarau
Letsch Ulrich	Electrowatt Infra AG, Zürich
Matter Jürg	Basler & Hofmann AG, Zürich
Meier Robert	IG GBT Süd, Sedrun
Müller Werner	BLS AlpTransit AG, Thun
Pfister Max	Bau- und Wirtschaftsdirektor des Kantons Luzern, Luzern
Sala Alex	Amberg Engineering AG, Regensdorf
Schuster Martin	Amberg Engineering AG, Regensdorf
Stauber Arnold	Basler & Hofmann AG, Zürich
Stocker Daniele	Pini & Associati SA, Lugano; Ingenieurgemeinschaft ITC (ITECSA-TOSCANO)
Teuscher Peter	BLS AlpTransit AG, Thun
Wildbolz Adrian	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Zbinden Peter	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Ziegler Hans-Jakob	IG GBTS, SKH Schneider Kellerhals + Haefeli AG, Stans

Vorwort

Bereits zum fünften Male fand im Juni 2006 in Luzern der Swiss Tunnel Congress statt. Wiederum nahmen rund 700 Teilnehmer teil, wovon beinahe 20% aus dem Ausland. Die FGU durfte deshalb erfreut feststellen, dass sich aus der Idee, den Bau der beiden Basistunnels in der Schweiz mit einer Tagung zu begleiten, mittlerweile eine Veranstaltung entwickelt hat, die nicht nur zu dem Treffpunkt für Schweizer Untertagebauer geworden ist, sondern die auch über die Schweiz hinaus eine Ausstrahlung besitzt.

In der Vergangenheit des Swiss Tunnel Congresses waren immer die beiden Basistunnels am Lötschberg und am Gotthard thematisiert worden; es gab kaum Referate oder Exkursionen, die nicht diese beiden grossen Vorhaben zum Inhalt hatten. Beide Projekte zeigen erfreuliche Fortschritte – so soll auf der Lötschbergachse bereits in rund einem Jahr der Betrieb aufgenommen werden. Aus diesem Grunde entschloss sich die FGU, den Fokus des Swiss Tunnel Congresses zu erweitern. Zum ersten Male wurden deshalb auch Referate zu weiteren Tunnelvorhaben aus der Schweiz oder aus dem Ausland vorgetragen, mehrheitlich solche, an denen Schweizer Planer und/oder Unternehmer beteiligt sind. Auch erfolgte nicht nur eine geografische, sondern auch eine thematische Öffnung, in dem auch die Phase der bahntechnischen Ausrüstung und der Inbetriebnahme des Lötschberg-Basistunnels dargestellt wurde. Damit erreichte man auch einen weiteren Schritt in der angestrebten Internationalisierung des Swiss Tunnel Congresses.

Der Swiss Tunnel Congress fand auch dieses Jahr im Luzerner Kultur- und Kongresszentrum in einem sehr ansprechenden Ambiente statt und war bestens vorbereitet und einwandfrei organisiert worden. In festlicher Stimmung bei einem gemeinsamen Diner wurde er beendet und durch interessante Exkursionen, wiederum nicht nur an die Baustellen des Gotthard Basistunnels, am darauf folgenden Tag abgeschlossen.

Nicht nur die Organisatoren, die Referenten und Exkursionsleiter trugen zu dem grossen Erfolg bei, sondern auch und in ganz erheblichem Masse die Sponsoren durch die grosszügige Unterstützung des Anlasses.

Seit mehreren Jahren geniesst der Swiss Tunnel Congress nun schon eine grosse und andauernde Beachtung in der Fachwelt. Dazu trägt auch die Reihe der Tagungsbände bei, die in konzentrierter Form die vorgetragenen Referate jeder Veranstaltung enthält. Damit wird nicht nur die jeweils aktuelle Situation dargelegt, sondern es manifestiert sich mittlerweile auch der Fortschritt, den die grossen Basistunnelprojekte über die Jahre hinweg genommen haben.

Fachgruppe für Untertagbau



Felix Amberg, Präsident

Hauptsponsoren



Allianz Suisse, Zürich

Amberg Engineering AG, Regensdorf-Watt



Amberg Messtechnik AG, Regensdorf-Watt



VersuchsStollen Hagerbach AG, Sargans



ARGE Bahntechnik Lötschberg, Thun

BASF Construction Chemicals (Schweiz) AG, Zürich



BG Ingénieurs Conseils SA, Lausanne

Consorzio TAT, Los 554 Bodio/Los 452 Faido
Implenia, Alpine, Impregilo/CSC, Hochtief



Vigier Cement AG, Péry

CREABETON MATERIAUX AG, Lyss

TRIBETON® – eine Marke der CREABETON MATERIAUX AG

Frutiger AG, Thun



Gasser Felstechnik AG, Lungern

Herrenknecht AG, D-Schwanau

HERRENKNECHT



HOCHTIEF Construction AG, D-Essen

Holcim (Schweiz) AG, Zürich



Implenia Bau AG, Aarau

IUB Ingenieur-Unternehmung AG, Bern





Wildegg und Cornaux

Kummler & Matter AG, Zürich



Marti Technik AG
Baulogistik & Engineer.



Marti Holding AG, Bern

AGN Amsteg Gotthard-Basistunnel Nord



Rhomberg Bahntechnik AG, St. Gallen

Sersa Group Management AG, Zürich

Siemens Schweiz AG, Zürich

Sika Schweiz AG Tunneling & Mining, Zürich



UBS Business
Banking

UBS AG, Zürich

Walo Bertschinger AG, Zürich



Sponsoren

Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen/BE – Avesco AG, Langenthal – Bernold-Ceresola AG, Walenstadt – Ciba Spezialitäten Chemie, Basel – CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano – Dätwiler AG Cables + Systems, Altdorf – Dräger Safety Schweiz AG, Dietlikon – Emch+Berger AG, Bern – erkat spezialmaschinen service, D-Leimbach – Ernst Basler + Partner AG, Zürich – Kiener + Wittlin AG, Zollikofen/BE – Lombardi SA, Minusio – Nagra, Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle, Wettingen – Nexans Suisse SA, Cortaillod – Rittal AG, Neuenhof – Rowa Tunnelling Logistics AG, Wangen/SZ – Schumacher Baur Hürlimann, Rechtsanwälte & Notare, Zürich und Baden – Solexperts AG, Mönchaltorf – Tecton Spezialbau AG, Emmenbrücke.

Luzern – ein Eldorado für Tunnelbauer

Max Pfister, Regierungsrat
Bau- und Wirtschaftsdirektor des Kantons Luzern

Herr Präsident, geschätzte Tunnelbauer, liebe Gäste

In offenbar weiser Voraussicht wurde bei der Gestaltung der Erde und der Schweiz speziell an eine Berufsgruppe gedacht, die sich – in der etwas späteren Menschheitsgeschichte – einer ganz besonderen Herausforderung stellen sollte: dem Tunnelbau. Der Devise folgend, die Berge, die du nicht versetzen kannst, musst du durchstossen, haben Hindernisse diese Berufsgattung berühmt gemacht. Der Tunnelbau gehört zu den Tätigkeiten, die mit Pioniergeist, Wagemut aber auch Präzision und Gewissenhaftigkeit assoziiert werden. Tunnelbauer ist ein aussergewöhnlicher Beruf und ich freue mich, diese aussergewöhnlichen Fachleute in Luzern zum Swiss Tunnel Congress begrüssen zu dürfen.

Luzern verdankte schon früh seinen Wohlstand Leuten, die Hindernissen nicht aus dem Weg gingen. Die besondere Lage Luzerns und der Zentralschweiz an der Nord-Süd-Transitroute brachte es mit sich, dass bei uns schon im Mittelalter die Kunst des konstruktiven Ingenieurbaus gefragt war.

Die Überwindung des Gotthardmassivs und damit die Schaffung dieser wichtigen europäischen Nord-Süd-Verbindung ist nicht nur eng mit der Geschichte unserer Region verknüpft, sie ist auch Teil der Geschichte des Ingenieur- und Tunnelbaus.

Bereits die Erstellung der Brücke über die beängstigende Schöllenschlucht, erstmals erstellt aus Holz etwa im 13. Jahrhundert, war ein derartiges Meisterwerk, dass sie als Sagenstoff zur Teufelsbrücke wurde, zu einem Bauwerk, das offenbar nur unter Mithilfe des Teufels hatte gebaut werden können.

Dem Weg über den Berg folgten die Wege durch den Berg. Im Jahre 1707 trotzten die ersten Tunnelbauer am Gotthard dem Berg ein 64 Meter langes Loch, das so genannte Urnerloch ab, und schufen so für die Passgänger den ersten Strassentunnel der Alpen.

Eine weitere Pionierleistung stellt der im Jahre 1880 fertig gestellte Eisenbahntunnel durch den Gotthard dar. Der Bau des damals mit einer Länge von 15 Kilometern längsten Eisenbahntunnels der Welt stellte die Konstrukteure und die Bauleute vor grösste Probleme, und das Werk ringt uns heute noch Bewunderung ab. Der Bau dieses Eisenbahntunnels forderte auch einen hohen Preis: 177 Arbeiter und über 2000 Pferde verloren ihr Leben. Doch neben den Tragödien stand auch der Triumph: Die beiden Stollen trafen im Bauch des Berges präzise aufeinander. Die seitliche Abweichung betrug nur 33 Zentimeter, in der Höhe waren es nur Millimeter.

Den steigenden Mobilitätsbedürfnissen folgend, rückte man dem Berg schon bald erneut zu Leibe und baute den Gotthardstrassentunnel, durch den sich seit seiner Eröffnung im Jahre 1980 schon Millionen von Autos gedrängt, oder – zu bestimmten Zeiten – auch vor dem Tunnel gestaut haben. Heute passieren pro Jahr rund 7 Millionen Fahrzeuge den 17 Kilometer langen Tunnel.

Mit dem Gotthard-Basistunnel-Projekt – ein Eisenbahntunnel mit einer Länge von 57 Kilometern – wird ein neues Tunnelkapitel in der bewegten Gotthardgeschichte geschrieben. Die Gotthardachse wie auch die Lötschbergachse stehen auf Ihrem Tagungsprogramm. Sie werden zweifellos einen interessanten Einblick in diese grossen Projekte erhalten, mit denen auch grosse verkehrspolitische Erwartungen verbunden sind.

Nicht immer ruft ein Berg nach einem Tunnel. Wenige hundert Meter von hier entfernt wurden in jüngster Zeit im Rahmen der Erweiterung des ältesten Autobahnstückes der Schweiz südlich von Luzern zwei Tunnelbauten erstellt, die gleich mehreren Zwecken dienen: Der Verkehr erhielt eine optimale Infrastruktur, die Anwohnerinnen und Anwohner eine neue Lebensqualität ohne Verkehrslärm und selbst die Natur zählte zu den Gewinnern. Die Tunneldecken wurden begrünt und die ganze Region landschaftlich bedeutend aufgewertet.

Die zwei Tunnelbauten stellten höchste Anforderungen an Planer und Ausführende. Da die Tunnel teilweise in den Grundwasserbereich zu liegen kamen, waren ausgeklügelte technische Vorkehrungen zu treffen und die Gewährleistung des vierspurigen Autobahnverkehrs während der gesamten Bauzeit erforderte eine verkehrsplanerische Meisterleistung.

Tunnelbau wird auch in naher Zukunft eine wichtige Rolle in Luzern spielen. Im Rahmen des Agglomerationsprogramms Luzern, einem Planungswerk, das die künftige Entwicklung von Siedlung, Verkehr, Umwelt und Wirtschaft im Raum Luzern aufeinander abstimmt, sind Tunnelbauer gleich an mehreren Fronten gefragt. Geplant ist ein vierspuriger unterirdischer Bypass zur Autobahn A 2, der den Transitverkehr an der Stadt Luzern vorbeiführen wird. Das bestehende Autobahntrasse kann dem Ziel- und Quellverkehr aus und nach der Stadt Luzern überlassen werden. Zu «Baregg-Verhältnissen» wollen wir es in Luzern nicht kommen lassen.

Im Schienenbereich soll uns ein zusätzlicher Tunnel durch den Berg Gütsch die dringend erforderliche Ausweitung

des Zufahrtsbereichs zum Bahnhof Luzern bringen. Und nicht zuletzt ist bergmännisches Können gefragt, wenn wir die Zentralbahn auf Stadtgebiet tief legen, um ein attraktives S-Bahnangebot schaffen zu können.

Sehr geehrte Gäste

Sie sehen, Luzern ist ein eigentliches Eldorado für Tunnelbauer und Sie haben mit der Festlegung des Kongressortes eine äusserst gute Wahl getroffen. Luzern hat aber noch weit mehr Vorzüge und ich hoffe, dass Sie möglichst viele davon während Ihres Aufenthaltes kennen lernen werden. Offene Arme und ein offener Geist sind ein Markenzeichen Luzerns und machen die Stadt am Vierwaldstättersee zu einem Ort, wo Gastfreundschaft gross geschrieben wird.

Noch einmal: Ihr Besuch ehrt Luzern und seine Bevölkerung. Ich wünsche Ihnen allen einen erfolgreichen Kongress und einen angenehmen Aufenthalt in Luzern. Sie werden uns sicher erneut besuchen und Sie sind uns jederzeit willkommen.

LÖTSCHBERGACHSE

Lötschberg Basistunnel, Projektstand Juni 2006

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

Es wird der Projektstand zum Zeitpunkt Juni 2006 vorgestellt und Erläuterungen zu den Kosten abgegeben.

1. Projektstand Rohbau

Die Tunnelvortriebe sind in allen Abschnitten abgeschlossen. Der Innenausbau im Süden ist ebenfalls fertig gestellt.

Im Norden erfolgen bereits seit Ende September 2005 die ersten Einbautätigkeiten der Arge Bahntechnik Lötschberg (TU ABL) im Bereich Frutigen bis zum Fusspunkt Mitholz.

Ende August 2006 wird der Rohbautunnel West als letzter Abschnitt des Lötschberg Basistunnels vom Rohbau fertig

gestellt und an die Bahntechnik übergeben. Danach ist der Rohbauer nur mehr im Bereich Zugangstollen Mitholz tätig. Diese Arbeiten erstrecken sich über das ganze Jahr 2006 und werden Ende Dezember 2006 abgeschlossen.

2. Übergabe Rohbau an die Bahntechnik

Sobald ein Abschnitt rohbauseitig fertig ist und es vom Lüftungskonzept her mit den Schnittstellen möglich ist, wird der Abschnitt vom Bauherrn übernommen und in den Verantwortungsbereich des Totalunternehmers «Bahntechnische Ausrüstung» übergeben. Bild 2 zeigt informativ, in welchen Abschnitten die Regie beim Rohbauunternehmer liegt, oder ob schon die Bahntechniker am wirken sind.

Bild 1: Stand Innenausbau

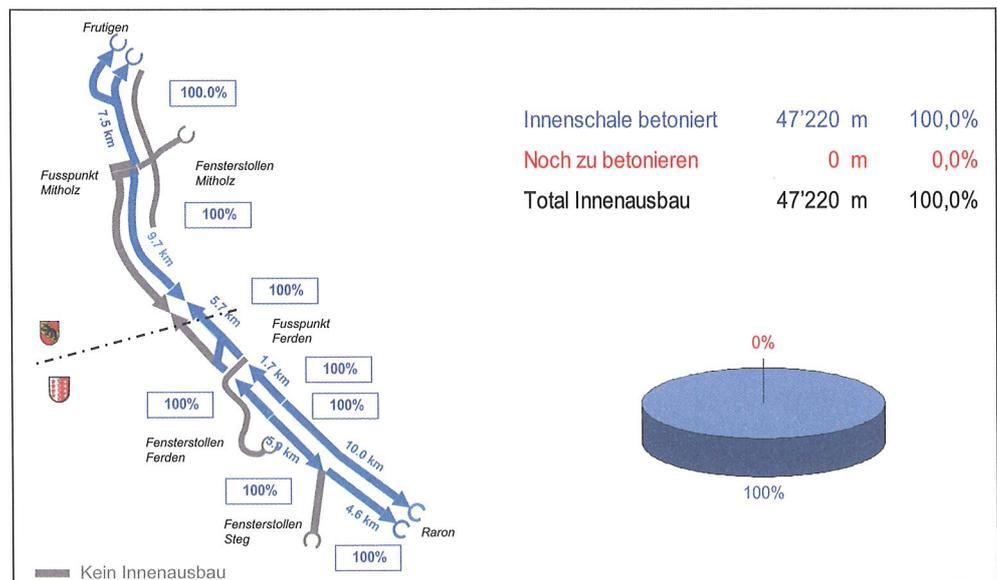
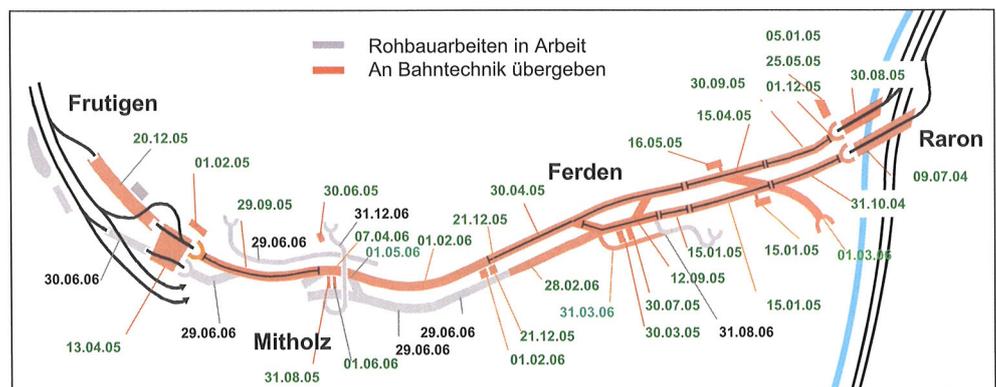


Bild 2: Stand Übergabe der Rohbauarbeiten (Juni 2006)



3. Stand der Arbeiten Bahntechnik

Einbaulogistik

Zur Bewältigung von ca. 15'000 Zugtransporten und ca. 35'000 Strassentransporten innerhalb von nur zwei Jahren Bauzeit stehen dem Bereich Logistik/Transporte sowie den Totalunternehmern insgesamt fünf Installationsplätze (davon zwei mit Gleisanschluss) zur Verfügung, welche in der Verantwortung des Bereiches Logistik liegen.

Linienbaustelle

Im Tunnel laufen die Hauptarbeiten abschnittsweise und nach folgendem Grundmuster ab:

1. Einbau der Bauprovisorien bestehend aus Baukommunikation (Funk und Telefon) und Baustromversorgung
2. Einbau der festen Fahrbahn
3. Einzug der Kabel
4. Montage der Fahrleitung.

Die übrigen Einbau- und Montagearbeiten finden parallel zu den oben beschriebenen Hauptarbeiten statt.

Der grösste Zeitaufwand wird für den Einbau der festen Fahrbahn benötigt. Von den insgesamt 49 km feste Fahrbahn, die im Lötschberg-Basistunnel eingebaut werden, sind bereits 44 km (88% Stand Anfang Juni) zur Gänze erstellt. Im Zuge der Arbeiten wurde im Spurwechsel Ferden auch die Weiche 60 erstellt. Diese ist mit einer Länge von 164,8 m die bisher längste Schnellfahrweiche, die je in einem europäischen Tunnel eingebaut wurde.

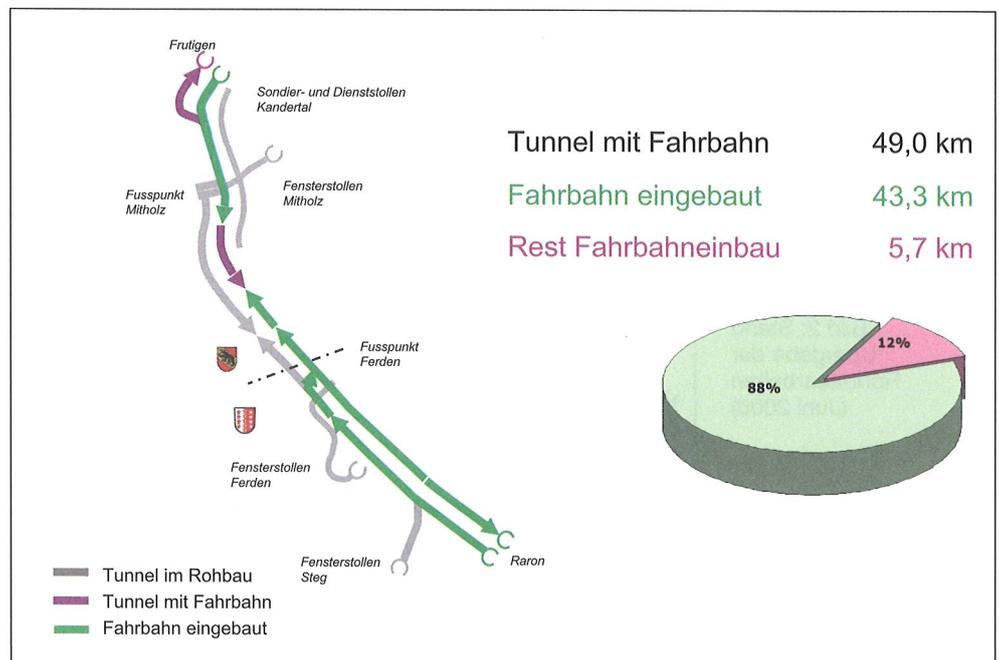
Technische Ausrüstungen in Container

Die technischen Anlagen, die sich in den 8 Betriebszentralen innerhalb des Tunnels befinden, wurden zum besseren Schutz vor Verunreinigungen und Beschädigungen in 20-Fuss Edelstahlcontainer installiert. Die einzelnen Container wurden in Containerkollektiven in einer Montagehalle in Bern zusammengestellt und im Jahr 2004 ausgerüstet. Diese Lösung wurde von der BLS Alp-Transit so gewählt, damit parallel zum Rohbau und den Montagen der Bahntechnik gearbeitet werden konnte. Durch diese Vorgehensweise konnten enorme Zeitgewinne beim Einbau der bahntechnischen Ausrüstung realisiert werden und sie erlaubte zudem ein intensives Austesten der komplexen Einrichtungen mit dem Vorteil von extrem kurzen Interventionswegen. Fehler konnten frühzeitig entdeckt und vor Einbringung der Container in den Tunnel behoben werden. Bisher wurden sieben von acht Betriebszentralen mit Container ausgerüstet. Die letzten Containertransporte in die BZ Mitholz West finden Ende Juni 2006 statt.

Lüftung/Kühlung

Ein wesentlicher Erfolgsfaktor für die rechtzeitige Inbetriebsetzung der Lötschberg-Basislinie ist die Einhaltung des Bauprogramms ohne Störungen und Unterbrüche aus mangelhafter Luftqualität. Die Ausrüstungslüftung war ursprünglich als Provisorium während der Ausrüstungsphase geplant und hätte nur solange für die Belüftung des Tunnels sorgen sollen, bis sie durch die definitive Betriebslüftung ersetzt worden wäre.

Bild 3: Stand
Fahrbahneinbau im
Tunnel (Juni 2006)



Die Konzepte zur Betriebslüftung wurden innerhalb des Projektverlaufes optimiert. Die neu erarbeitete Lösung basiert auf der konzeptionellen Änderung, dass Anlagenteile der Betriebslüftung bereits für die Ausrüstungslüftung genutzt werden können. Wesentlich dabei ist, dass in keinem Haupt- oder Nebenluftweg die Trockentemperatur von 28° überschritten wird. Um dies auch in den Nebenbauwerken, die dauerhaft vom Hauptluftstrom getrennt sind, zu gewährleisten, werden 13 mobile Ventilatoren eingesetzt. Zur Steuerung der Luftströmungen werden zudem zahlreichen Schleusen und Klappen eingesetzt.

Im Rahmen der Planung und aufgrund der Erfahrungen im Rohbau wurde zudem festgestellt, dass Kühlungsmaßnahmen im Tunnel unumgänglich sind. Zu diesem Zweck wurde ab Juni 2005 stufenweise eine Kühlanlage eingebaut, welche mittels Sprühdüsen die Temperatur in den kritischen Bereichen senkt. Insgesamt werden bis zu 25 Sprühstellen über den ganzen Tunnel verteilt installiert.

Organisation

Die Organisation des Bereiches Bahntechnische Ausrüstung geht aus Bild 4 hervor. Die primäre Ausrüstung ist

Grün dargestellt mit dem Haupttotalunternehmer «ARGE Bahntechnik Lötschberg» (TU-ABL). Rot ist der ganze Bereich, was die Sicherungsanlagen (ETCS Level 2) betrifft und Blau alle Leistungsträger ausserhalb des Tunnels, die aber Bestandteil des Gesamtkonzeptes sind. Die Koordination im Sinne einer Oberbauleitung nimmt der so genannte Fachdienstkoordinator (FDK) wahr.

4. Inbetriebnahme

Die Ausrüstung der Bahntechnik ist mit der Montage der Anlagen nicht abgeschlossen. Die jeweiligen Werke und Werkteile müssen noch in Betrieb genommen werden. Dabei werden die einzelnen Gewerke stufenweise geprüft, d.h. von den einzelnen Anlagen in den Zentralen und Tunnelabschnitten bis hin zum Zusammenspiel des ganzen Tunnelsystems. Voraussetzung für die Prüfungen der verschiedenen Fachbereiche ist das Vorhandensein von Energie (es wird zwischen Bahnstrom und Strom für die übrigen Anlagen unterschieden) und der Datenkommunikation. Diese beiden Bereiche müssen vorab freigeschaltet werden, um mit den Prüfungen pro Fachbereich begin-

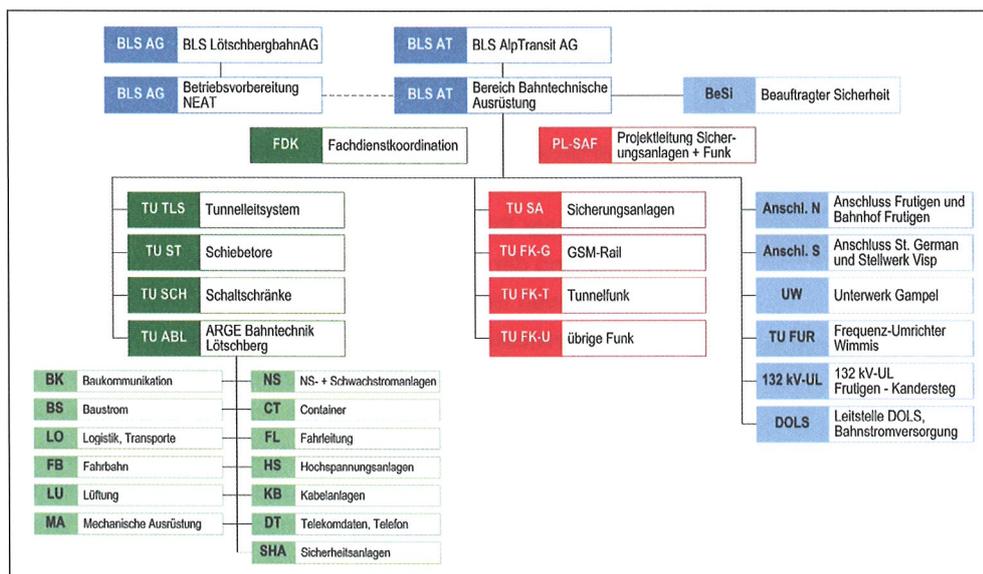


Bild 4: Organisation Bahntechnische Ausrüstung

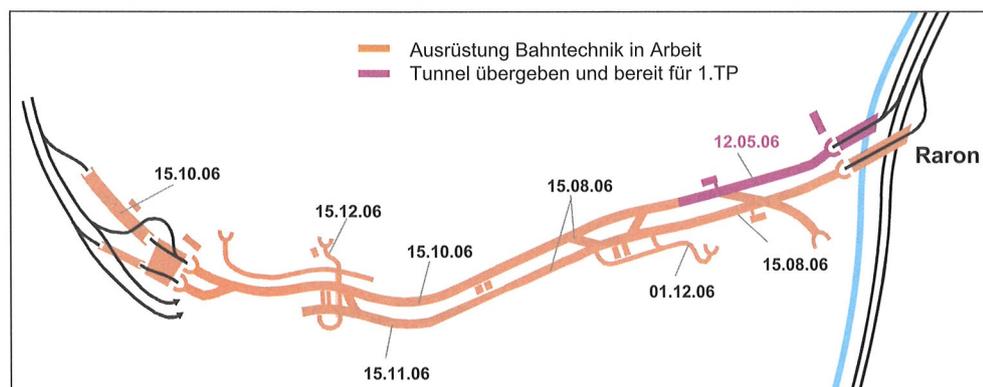


Bild 5: Stand Übergabe Bahntechnik

nen zu können. Sind die Prüfungen erfolgreich, werden die einzelnen Systeme integriert bzw. hochgefahren, damit die notwendigen Testfahrten seitens der BLS AlpTransit durchgeführt werden können. Am Ende der Inbetriebnahmephase werden die Gewerke an die BLS AlpTransit übergeben. Darauf folgend beginnt die Phase der Inbetriebsetzung. Bild 5 zeigt, wann welche Abschnitte zu welchem Zeitpunkt der BLS AlpTransit AG zurückzugeben sind.

5. Inbetriebsetzung

Bild 6 zeigt die erste Testfahrt. Die Phase Inbetriebsetzung wurde bis ins Detail geplant. Die Tage werden in jeweils 4 Schichten à 6 Stunden unterteilt. Zwei Schichten sind für Testfahrten und andere sicherheitsorientierte Prüfungen reserviert. Die übrigen zwei Schichten können für Restarbeiten, den Unterhalt oder für Revisionen und Rückbauten genutzt werden.

Bild 6: Die erste Versuchsfahrt im Abschnitt Süd/Ost

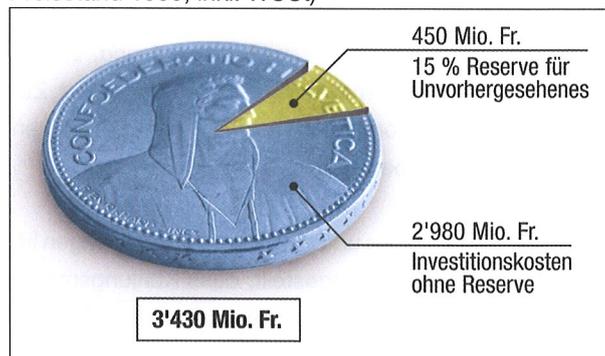


6. Vom Kostenvoranschlag zu den mutmasslichen Endkosten

Die Kostenschätzungen, Stufe Vorprojekt wurden in einem sehr frühen Zeitpunkt durchgeführt. Die Kosten mussten damals für die «Botschaft 1996 zur Finanzierung des öffentlichen Verkehrs» ermittelt werden. Das Projekt befand sich zum damaligen Zeitpunkt in verschiedenen Phasen. Die Rohbaukosten konnten damals schon recht gut auf der Basis von Leistungsgruppen- und zum Teil nach der Positionsmethode abgeschätzt werden. Hingegen fehlten für die bahntechnische Ausrüstung und die Inbetriebsetzung die Projektgrundlagen sowie Erfahrungen über die Kosten von vergleichbaren Objekten. Man war somit auf sehr grobe Schätzungen angewiesen. Diese damalige Schätzung wurde mit KV95 bezeichnet. Eingerechnet waren dabei 6% für Unvorhergesehenes. Die Gesamtkosten betragen 3'430 Mio. Fr., Projekt- und Preisstand 1995, inkl. Waren-

umsatzsteuer. Von diesen Gesamtkosten sicherte sich dann der Bund 15%, resp. 450 Mio. Fr. für die Finanzierung seiner Reserven für Unvorhergesehenes.

Bild 7: Kosten Vorprojekt zur Botschaft über die Finanzierung des öffentlichen Verkehrs (Projektstand 1995, Preisstand 1995, inkl. WUST)



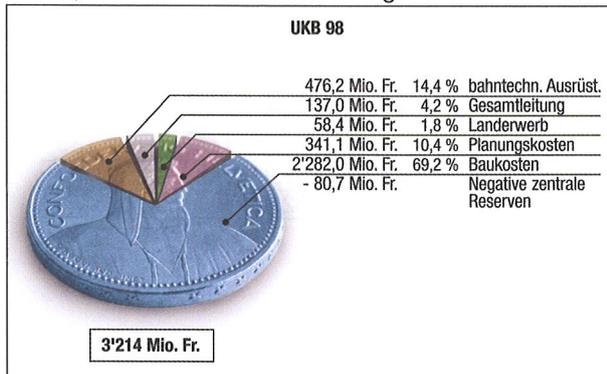
Der Kostenvoranschlag, Phase Bauprojekt

Von Ende 1995 bis 1998 wurde am Bauprojekt gearbeitet. Dies primär für die ganzen Arbeiten des Tunnelprojektes, exkl. des Projektes für die bahntechnische Ausrüstung. Die Kostenermittlung erfolgte weitmöglichst nach der Positionsmethode. Die bahntechnische Ausrüstung befand sich zu diesem Zeitpunkt noch in einer Vorprojektbearbeitung, weshalb in der Phase «Bauprojekt» des Lötschberg-Basistunnels eine Inkonsistenz in der Bearbeitungstiefe bestand (Tunnel Stufe Bauprojekt, Bahntechnik grobes Vorprojekt). Daraus resultierte eine unterschiedliche Kostengenauigkeit dieser beiden Projektelemente.

In dieser Phase wechselte auch die Regelung der Darstellung der Reserven. Waren in der Phase Vorprojekt die Reserven für Unvorhergesehenes noch mit 450 Mio. Fr. ausgewiesen (vgl. Bild 7) so, wurden diese Reserven in den weiteren Projektphasen den Erstellern entzogen. Ab Stufe Bauprojekt verfügten die Ersteller weder über Reserven für Unvorhergesehenes und gemäss Vorgaben auch über keine Reserven in den Leistungsmengen der Kostenvoranschläge. Die ermittelte Summe ergab einen Betrag von 3'294 Mio. Fr. Da dieser Betrag teuerungsbereinigt um 81 Mio. Fr. höher lag als ursprünglich in der Kostenschätzung ermittelt, wurde diese Erhöhung vom Bund nicht akzeptiert. Der Betrag für das Bauprojekt wurde durch den Bund um 81 Mio. Fr. reduziert und zu Projektbeginn den negativen Zentralen Reserven zugewiesen. Für den Ersteller stand somit der Betrag von 3'214 Mio. Fr. (netto) als Bezugsbasis zur Verfügung.

Der Kostenvoranschlag für das Bauprojekt betrug 3'214 Mio. Fr. und galt fortan als die Bezugsbasis für das Kostencontrolling.

Bild 8: Kosten Bauprojekt, entspricht der Kostenbezugsbasis, d.h. der Bestellung des Bundes von 1999. Projektstand 31. Dez. 1998; Preisstand 1998, ohne WUSt, ohne MWST, ohne Reserven für Unvorhergesehenes von 15%.



Die Kostenentwicklung vom Vorprojekt zum Bauprojekt Wichtig war, dass die Kostenentwicklung nachvollziehbar vom Vorprojekt zum Bauprojekt dargestellt werden konnte. Vom Vorprojekt (Bild 7) bis zum Bauprojekt, respektive der Kostenbezugsbasis (Bild 8), fand in der Schweiz der Wechsel von der Warenumsatzsteuer (WUSt) zur Mehrwertsteuer (MWST) statt. Ebenfalls musste das Verfahren der Ermittlung der Teuerung angepasst werden. Zu Projektbeginn arbeitete man noch mit dem Zürcher Wohnbaukostenindex (ZIW) als massgebender Index für die Erfassung der Teuerung im Untertagbau. Man hat dann aber schnell eingesehen, dass dies nicht den realen Verhältnissen im Untertagbau entsprach. Für die Ermitt-

lung einer zweckmässigen Teuerung wurde dann der sogenannte NEAT Teuerungsindex (NTI) geschaffen. Bild 9 zeigt den durchgängigen Nachweis vom Vorprojekt (Botschaft FinöV 1996) bis zur um 81 Mio. Fr. reduzierten Kostenbezugsbasis.

Die mutmasslichen Endkosten

Im November 1998 stimmte das Schweizervolk dem ganzen Kredit über die Finanzierung des öffentlichen Verkehrs mit einem Stimmenverhältnis von 64% Ja zu 36% Nein zu. Ab diesem Zeitpunkt erfolgte das Kostencontrolling beim Lötschberg-Basistunnel immer bezüglich der Kostenbezugsbasis zum Betrag von 3214 Mio. Fr. (Preisbasis 1998). Diese Kostenbezugsbasis wurde gemäss der NEAT-Controlling Weisung NCW als «Ursprüngliche Kostenbezugsbasis 1998» (UKB 98) bezeichnet. Im Rahmen des halbjährlichen Reporting mussten alle Werte der unterschiedlichen Vergabe- und Abrechnungszeitpunkte (Zeitpunkt «aktuell») mittels des NEAT-Teuerungsindex NTI auf die Preisbasis 1998 zurückgerechnet werden. Bei der Ermittlung der mutmasslichen Endkosten wurde halbjährlich jeder einzelne Vertrag beurteilt. Dabei wurden die bereits geleisteten Aufwände erfasst und eine Schätzung des Restaufwandes bis zum Vertragsabschluss abgeschätzt. Die verbleibenden Restrisiken wurden ebenfalls beurteilt und in die mutmasslichen Endkosten eingerechnet. Bei den

Bild 9: Die Kostenentwicklung vom Vorprojekt zum Bauprojekt

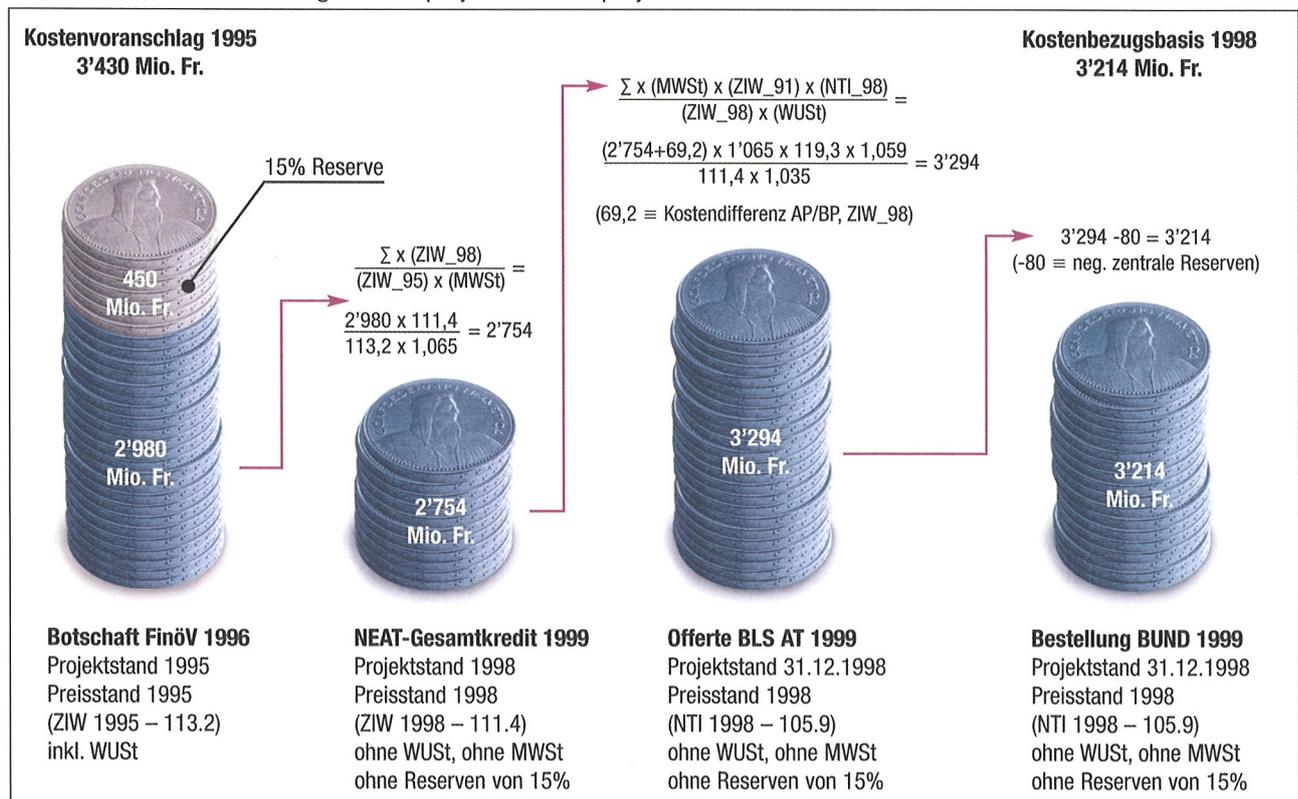
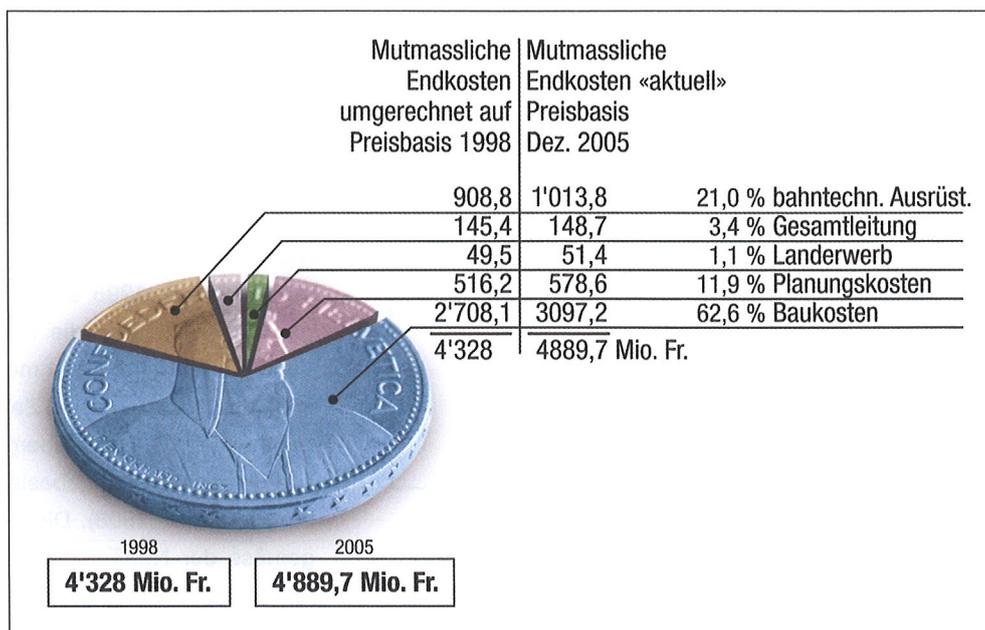


Bild 10: Die mutmasslichen Endkosten per 31. Dezember 2005 zum Zeitpunkt «aktuell» und auf den Zeitpunkt der Kostenbezugsbasis 1998 zurückgerechnet.



ausstehenden Arbeiten wo noch kein Vertrag bestand, erfolgte die Aufrechnung mittels des dafür vorgesehenen Kredites.

Die mutmasslichen Endkosten, Stand 31. Dezember 2005, Preisstand «aktuell» betragen 4'889,7 Mio. Fr. (inkl. Teuerung). Damit mit der Kostenbezugsbasis verglichen werden kann, muss dieser Wert auf 1998 umgerechnet werden. Die mutmasslichen Endkosten (Preisbasis 1998) betragen demnach per 31. Dezember 2005 4'328 Mio. Fr.

Im vorliegenden Bericht ist die Hochrechnung der mutmasslichen Endkosten zum Zeitpunkt 31. Dezember 2005 angegeben. Es handelt sich somit noch nicht um die Beträge, die dann der Schlussrechnung entsprechen werden. Da das Projekt sich aber in der Endphase der Realisierung befindet, dürften die zu erwartenden Endwerte nicht mehr gross von den genannten mutmasslichen Endkosten abweichen.

Die Mehraufwendungen

Damit man eine Betrachtung der Mehraufwendungen durchführen kann, müssen die mutmasslichen Endkosten, umgerechnet auf den Preisstand 1998 (4'328 Mio. Fr.), mit der ursprünglichen Kostenbezugsbasis 1998 (UKB98 – 3'214 Mio. Fr.) verglichen werden. Demnach betragen die Mehraufwendungen 1'114 Mio. Fr.

Was sind die Ursachen des Kostenanstieges (alle Angaben Preisbasis 1998):

Ursachen

Auftragsvergaben: Mehr- und Minderkosten	+ 448 Mio. Fr.
Ausführung: Mehr- und Minderkosten	- 53 Mio. Fr.
Auflösung negative zentrale Reserve	+ 81 Mio. Fr.
Projektänderungen	+ 763 Mio. Fr.
Kompensationen (realisierte Einsparungen)	- 125 Mio. Fr.
Mehraufwendungen seit 1998 (Preisbasis 1998)	+ 1'114 Mio. Fr.

Welchen Bereichen können diese Mehraufwendungen zugeordnet werden:

Mehrleistungen

Sicherheit und Stand der Technik	+ 244 Mio. Fr.
Verbesserungen für Bevölkerungen und Umwelt	+ 297 Mio. Fr.
Mehrleistungen	+ 541 Mio. Fr.

Dies sind 17% der ursprünglichen Kostenbezugsbasis (UKB 98) von 3'214 Mio. Fr.

Mehrkosten

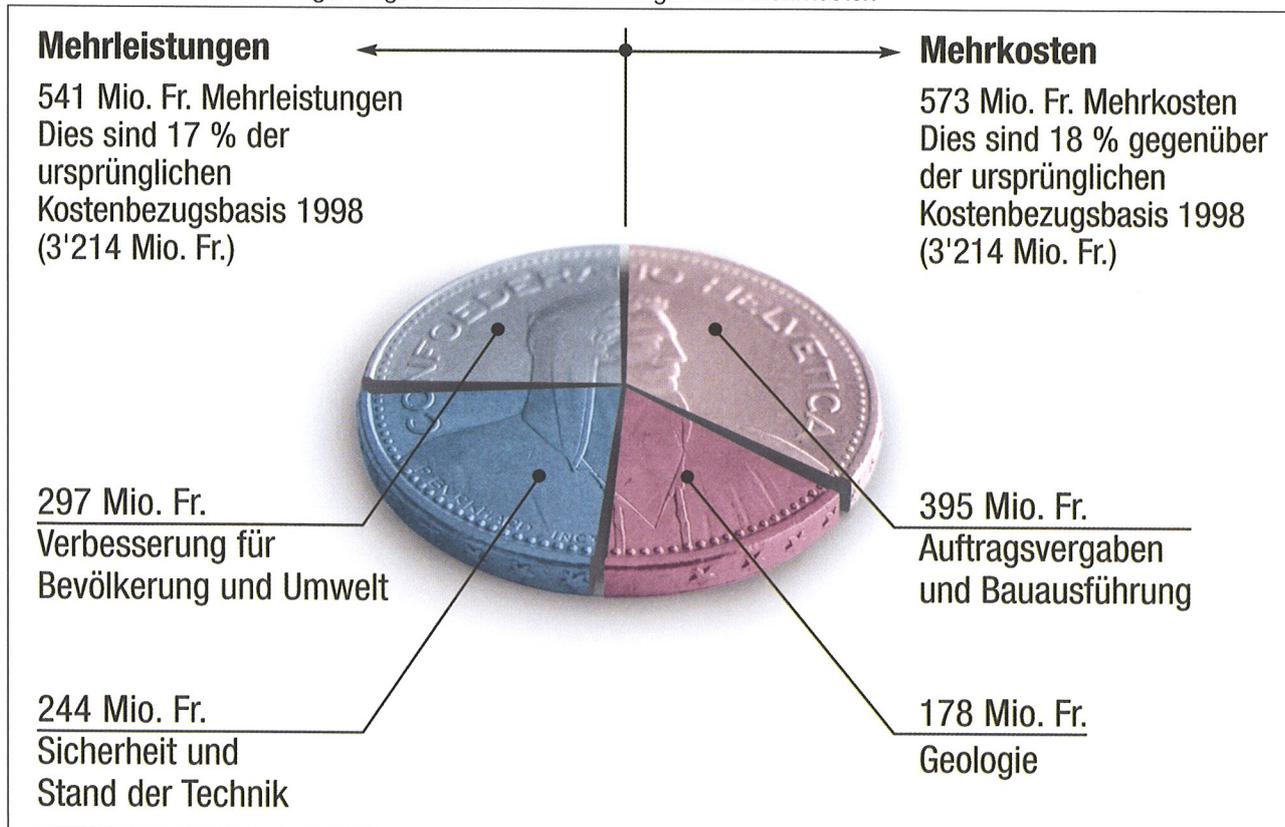
Geologie	+ 178 Mio. Fr.
Auftragsvergaben und Bausausführung	+ 395 Mio. Fr.
Mehrkosten	+ 573 Mio. Fr.

Dies sind 18% der ursprünglichen Kostenbezugsbasis (UKB 98) von 3'214 Mio. Fr.

Betrachtung zu den Mehraufwendungen aus der Sicht des Erstellers

Bei einem Bauwerk mit einer so langen Projektdauer ist es unabdingbar, dass das Projekt laufend dem neuesten

Bild 11: Die Mehraufwendungen zugeordnet auf Mehrleistungen und Mehrkosten



Stand der Technik und den jeweils neuesten Erkenntnissen aus den Belangen der Sicherheit angepasst wird. Diese Bestellungen gehören aber in der Hauptsache in den Verantwortungsbereich des Bestellers. Beim Lötschberg-Basistunnel wurden in diesem Sinne Projekterweiterungen zum Betrage von 541 Mio. Fr. (Preisbasis 1998) realisiert (vgl. Bild 11). Es sind dies also nicht Mehrkosten im üblichen Sinne, sondern es sind Mehrbestellungen gegenüber der ursprünglichen Leistungsbezugsbasis. Den Mehrbestellungen steht also auch ein Mehrwert gegenüber, um den das Projekt verbessert wurde.

Kennzahlen

Wir werden sehr oft von vielen Projektanten und Bauherrenorganisationen um Kennzahlen angefragt. Oft werden dann Kostenschätzungen aufgrund solcher Angaben durchgeführt. Es ist im Untertagebereich sehr schwierig, ohne vertiefte Kenntnisse des Projektes und um welche Kosten es sich handelt, auf Drittobjekte zu schliessen. Hier braucht es den Fachmann dazu. Nur er ist in der Lage, diese Werte zu interpretieren und auf andere Objekte zu übertragen. Es werden folgende charakteristische Kennwerte angegeben. Alle Werte basieren auf den «aktuellen» Kosten (Kostenstand 31. Dez. 2005).

Kennzahlen

Gesamtkosten pro km Basistunnel (L = 34,6 km)	141,3 Mio. Fr./km
Gesamtkosten pro km der Neubaustrecke (L = 40,2 km)	121,6 Mio. Fr./km
Gesamtkosten pro km Gesamttunnelsystem (L = 88,1 km)	55,5 Mio. Fr./km
Gesamtkosten pro Tonne Ausbruch (16,6 Mio.To.)	295,0 Fr./To
Kosten Bahntechnik pro km Basistunnel (L = 34,6 km)	29,3 Mio. Fr./km
Kosten Bahntechnik pro km Gleislänge (L = 57,0 km)	17,8 Mio. Fr./km

Herausforderungen bei der bahntechnischen Ausrüstung

Markus Keller, Dipl. Bauing. ETHZ
Implenia Bau AG, Aarau

1. Einleitung

Die BLS AlpTransit AG hat sich im Jahre 2002 entschieden, die bahntechnische Ausrüstung der Lötschberg-Basislinie mit einem Totalunternehmermodell zu realisieren.

Die Leistungen sind an die ARGE Bahntechnik Lötschberg (TU ABL), bestehend aus den Firmen Implenia Bau AG und Rhomberg Bahntechnik AG, vergeben worden.

Der nachfolgende Beitrag geht auf die eigentlichen Herausforderungen während der Ausführungsphase ein.

2. Projektübersicht/Ausrüstung Bahntunnel

Bild 1: Lötschberg-Basislinie im Überblick



Die Lötschberg-Basislinie führt von Frutigen im Berner Oberland nach Raron im Kanton Wallis, wo der Anschluss an die SBB-Linie erfolgt. Sie umfasst den Anschluss und die Umfahrung Frutigen mit dem Tunnel Englistigen (Transittunnel), den Lötschberg Basistunnel sowie die Rhonequerung bei Raron.

Der Basistunnel ist 34,6 km lang und als zweiröhriger, richtungsgetrennter Einspur-Bahntunnel konzipiert. In der ersten Realisierungsetappe wird nur die Oströhre durchgehend betrieben. Der Westtunnel wird lediglich zwischen der Nothaltestelle Ferden und dem Südportal Raron für den Betrieb ausgerüstet. Zwischen der Diensthaltestelle

Mitholz und Ferden bleibt die Weströhre im Rohbau und wird vorläufig auf eine Ausrüstung verzichtet. Die Weströhre zwischen dem Nordportal Frutigen und Mitholz wird erst später ausgeführt.

Die technischen Anlagen befinden sich mehrheitlich in den klimatisierten Betriebs- und Lüftungszentralen an den Tunnelportalen sowie in den unterirdischen Kavernen in Mitholz, zwischen Mitholz und Ferden, in Ferden und in Löttschen sowie in den Querschlägen zwischen den beiden Tunnelröhren. In der Tunnelröhre werden nur die notwendigen Anlagen wie Fahrbahn, Fahrleitung, Kabel installiert.

3. Leistungsumfang des Totalunternehmers

Der Leistungsumfang des Totalunternehmers ARGE Bahntechnik Lötschberg beinhaltet folgenden Bereiche:

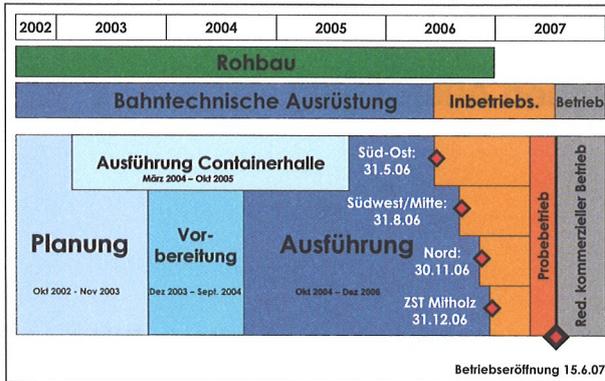
- Baustellenlogistik/Baustellenversorgung
- Fahrbahn
- Fahrleitung
- Hochspannungsanlagen
- Niederspannungsanlagen
- Kabelanlagen
- Kommunikationsanlagen
- Sicherheitsanlagen
- Lüftungsanlagen
- Mechanische Ausrüstung

4. Projektphasen

Bevor auf die eigentliche Herausforderung der bahntechnischen Ausrüstung eingegangen werden kann, ist ein kurzer Überblick über die Projektphasen notwendig.

Im Jahr 1998 hat sich das Schweizer Stimmvolk für die Modernisierung der Bahn und eine Verlagerung des alpenquerenden Transitverkehrs von der Strasse auf die Schiene ausgesprochen.

Bild 2: Projektphasen beim Totalunternehmer



Rund sieben Jahre nach der ersten Sprengung vom 5. Juli 1999, ist am 28. April 2005 der Hauptdurchschlag zwischen Ferden und Mitholz erfolgt, nachdem die letzten geologischen Schwierigkeiten überwunden waren.

Noch vor Abschluss der Rohbauarbeiten hat der TU ABL im Oktober 2002 mit der Planung der bahntechnischen Ausrüstung begonnen worden. Nach einer 10-monatigen Vorbereitungsphase ist im Oktober 2004 der Startschuss für den Einbau der bahntechnischen Anlagen erfolgt.

Damit parallel zum Rohbau und den Montagen der Bahntechnik gearbeitet werden konnte, sind die technischen Anlagen, die sich in den Betriebszentralen innerhalb des Tunnels befinden, vorgängig in einer leer stehenden Fabrikhalle in Bern in 20-Fuss Edelstahlcontainern montiert worden. Durch diese Vorgehensweise konnte die Einbauzeit um rund ein Jahr reduziert, und die Systeme ohne Zeitdruck ein erstes Mal in Betrieb genommen werden. Dem Baufortschritt entsprechend sind die Container von der Montagehalle direkt an die Bestimmungsorte transportiert und eingebaut worden.

Nach Abschluss der Montagetätigkeiten erfolgt die Inbetriebnahme der Anlagen. Dabei werden die einzelnen Gewerke stufenweise geprüft, d.h. von den einzelnen Anlagen in den Zentralen und den Tunnelabschnitten bis zum Zusammenspiel über das ganze Tunnelsystem. Am Ende der Inbetriebnahmephase werden die Gewerke an die BLS AT übergeben.

Nach der Inbetriebnahme erfolgt die Inbetriebsetzungsphase, wo in unzähligen Test und Testfahrten die Betriebssicherheit der Anlagen überprüft wird, so dass am 15. Juni 2007 die Betriebsöffnung stattfinden kann. Anschließend kann der reduzierte kommerzielle Betrieb durch die BLS AG starten.

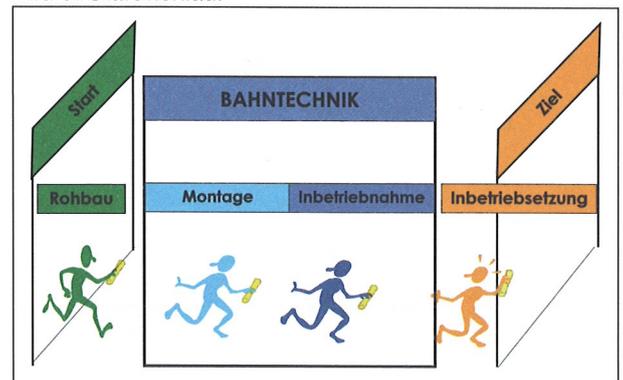
5. Koordination

5.1 Koordination mit allen Projektbeteiligten

Die Koordination mit allen Projektbeteiligten kann mit einem Stafettenlauf (siehe Bild 3) verglichen werden. Der Startläufer ist der Rohbau, der den Stab dem Montageläufer der Bahntechnik übergibt. Wie die Übergabe des Stabes erfolgt, ist dabei entscheidend. Der Stab darf unter keinen Umständen auf den Boden fallen, ansonsten wird das Team disqualifiziert. Eine fließende Übergabe vom Rohbauläufer an den Montageläufer der bahntechnischen Ausrüstung wäre ideal, damit beim Wechsel keine Zeit verloren geht. Es kann aber auch vorkommen, dass die Stabübergabe nicht ideal funktioniert, so dass wertvolle Zeit verloren geht. Der Rohbauläufer ist dadurch gezwungen, parallel zum Montageläufer der Bahntechnik mitzulaufen. Innerhalb der Bahntechnik übergibt der Montageläufer dem Läufer der Inbetriebnahme. Der Inbetriebnahmelaufender sendet den Läufer der Inbetriebsetzung auf die letzten, entscheidenden Meter. Der Lauf ist erst beendet, wenn der Schlussläufer die Ziellinie passiert hat.

Um das Ziel in der erforderlichen Zeit zu erreichen, ist der volle Einsatz von jedem Läufer notwendig, damit die Mannschaft als Ganzes Erfolg haben kann.

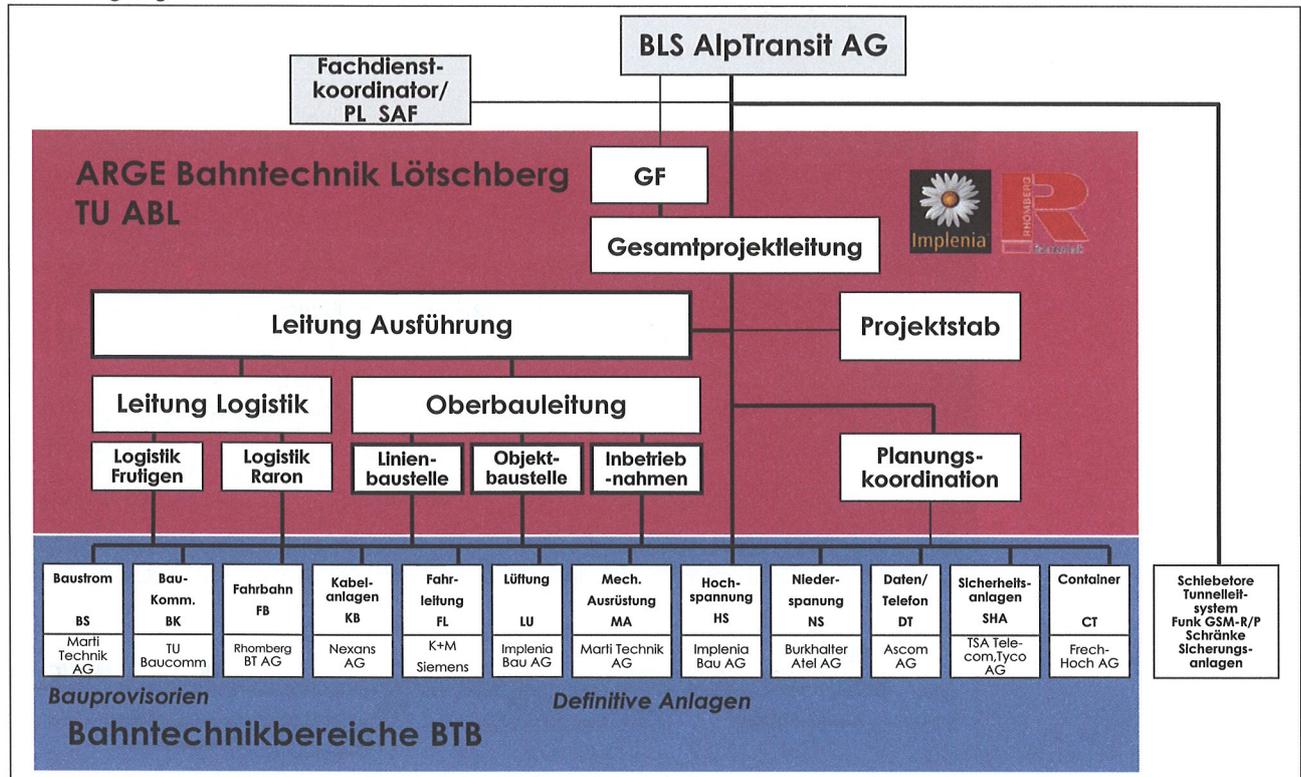
Bild 3: Stafettenlauf



Um die Zusammenarbeit innerhalb der ARGE Bahntechnik Lötschberg sowie den Umgang mit der Bauherrschaft zu regeln, ist durch den TU ABL im Vorfeld ein Leitbild erarbeitet worden.

Bei einem solch komplexen Projekt ist es selbstverständlich, dass sich die Randbedingungen im Laufe der Zeit verändern. Dabei ist es wichtig, dass wir uns mit der neuen, aktuellen Situation abfinden und sie akzeptieren. Als TU ABL haben wir stets die Auffassung vertreten, dass es für jedes Problem eine Lösung gibt, und es keinen Sinn macht, sich hinter dem Vertrag zu verstecken. Im Gegenteil, es ist unsere Aufgabe die neue Ausgangslage zu ana-

Bild 4: Organigramm



lysieren, dem Bauherrn Lösungsvorschläge zu unterbreiten, so dass der Endtermin eingehalten werden kann.

Als TU ABL haben wir ebenfalls entschieden, dass wir Tunnelabschnitte, bzw. Objekte trotzdem übernehmen, obwohl seitens Rohbau noch Restarbeiten anstehen. Zu Beginn hatten einzelne Bahntechnikbereiche Mühe diese Vorgabe zu akzeptieren.

5.2 Koordination mit Rohbau

Damit die Übergabe des Stabes vom Rohbau an die Bahntechnik optimal erfolgen kann, um auf das Bild des Stafettenlaufes zurückzukommen, finden Koordinations-sitzungen mit dem Rohbau statt.

Die Besprechungen sind das wichtigste, zentrale Instrument, um die anstehenden, kritischen Themen, die sich aus der Parallelität Rohbau und Bahntechnik ergeben zu behandeln. An den Sitzungen haben beiden Parteien die wirklichen Probleme direkt angesprochen. Für alle aufgetretenen Schwierigkeiten haben wir trotz unterschiedlichen Interessen immer Lösungen gefunden und uns gegenseitig respektiert, was in der heutigen Zeit nicht selbstverständlich ist.

Rückblickend kann festgehalten werden, dass der Koordinationsaufwand mit dem Rohbau eindeutig unter-

schätzt worden ist. Aus diesem Grund musste die Organisation vor Ort verstärkt werden.

5.3 Koordination innerhalb des Totalunternehmers

Der Aufbau des Totalunternehmers ARGE Bahntechnik Lötschberg ist im Organigramm (Bild 4) dargestellt. Die Gesamtprojektleiterin stellt das Bindeglied zwischen Planung und Ausführung dar, und regelt die vertraglichen Angelegenheiten mit dem Bauherrn. Der Planungs-kordinator begleitet und unterstützt während der Ausführung die Bereiche der Bahntechnik in fachlicher Hinsicht. Der Leiter Ausführung ist für die Koordination der einzelnen Bahntechnikbereiche verantwortlich. Er wird unterstützt durch den Leiter der Logistik und die Oberbauleitung. Im Bereich Ausführung sind die Tätigkeiten nochmals unterteilt in Linienbaustelle, Objektbaustellen und die Inbetriebnahme, damit die Zuständigkeiten eindeutig geregelt sind. Die eigentlichen Leistungen vor Ort werden durch die 11 Bahntechnikbereiche erbracht.

Die Koordination, bzw. die Zusammenarbeit innerhalb des TU ABL kann mit einer Fussballmannschaft (siehe Bild 5) verglichen werden.

Der Totalunternehmer hat die Rolle des Trainerteams, welches sich aus dem Cheftrainer, Assistenztrainer, Einzel-

Bild 5:
Fussballmannschaft



Bild 6:
Einbauplanung

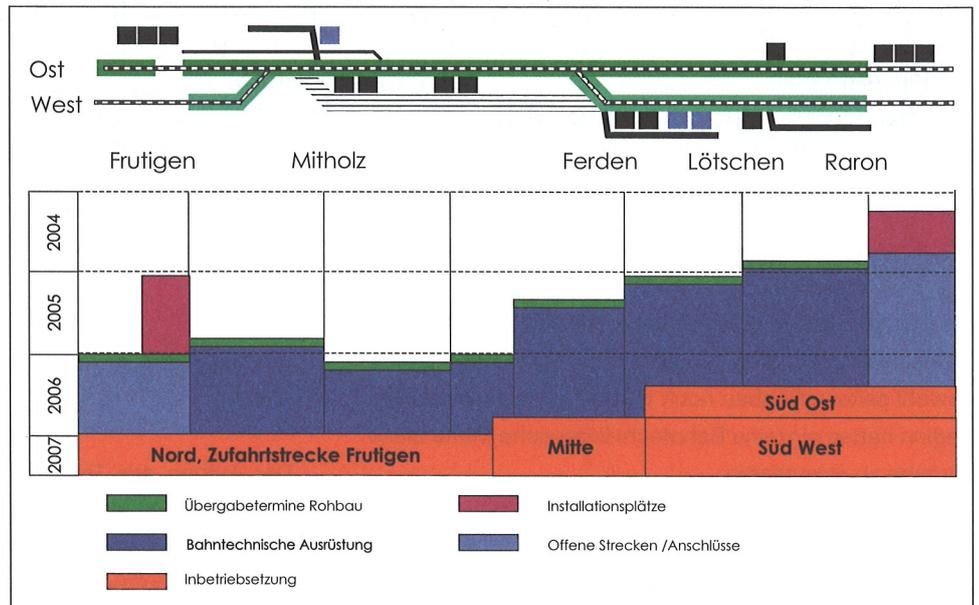
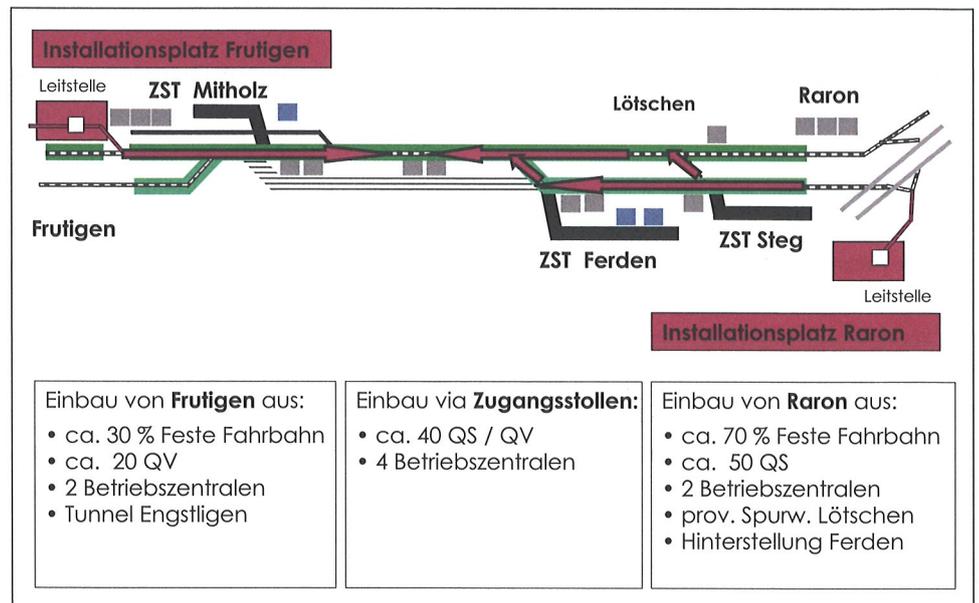


Bild 7:
Logistikkonzept



trainer, Fitnesstrainer, Teamarzt und nicht zu vergessen aus dem Materialwart besteht. Die Feldspieler bilden die 11 Bahntechnikbereiche. Im Sturm spielen die Bauprovisoren, Fahrbahn und Lüftung, welche im direkten Kontakt mit dem Rohbau stehen. Im Mittelfeld agieren die Bahntechnikbereiche Niederspannung, Fahrleitung, Kabelanlagen. Im rückwärtigen Bereich in der Verteidigung wirken die Daten/Telefon, Container, Hochspannung und Mechanische Ausrüstung. Im Tor steht der Bereich Sicherheitsanlagen.

Die Aufgabe des Trainerteams besteht darin, die technischen Fähigkeiten der einzelnen Spieler zu kennen und sie zu einem Team zusammenzuführen, bzw. zusammenzuschweißen, die sich gegenseitig vertrauen. Im weiteren legt der Trainer die Spielstrategie fest, welche die Grundlage für den Umgang untereinander bildet.

Damit die Mannschaft ein Tor erzielen kann, muss sie den Ball an den auftretenden Randbedingungen wie zum Beispiel verspätete Übergabe, fehlende Zufahrt für einen Abschnitt, fehlendes Wasser für die Gebäudelüftung, nicht angekündigte Sprengungen, vorbei, bzw. umspielen.

6. Einbaulogistik

Ein zentrales Element für den Projekterfolg ist die Einbaulogistik. Sie stellt das Herzstück für die Sicherstellung des reibungslosen Bauablaufes innerhalb des TU ABL dar. Die Einbauplanung wie aus dem Bild 6 hervorgeht, bildet dabei die wichtigste Voraussetzung.

Die bisherigen Erfahrungen haben ergeben, dass die Transportplanung trotz bestehender Einbauplanung laufend an die aktuelle Situation angepasst werden muss. Aus diesem Grund muss die Logistik über eine hohe Flexibilität verfügen.

Im Bild 7 ist das Logistikkonzept dargestellt. Zur Umsetzung der Einbauplanung sind die beiden Installationsplätze Raron und Frutigen mit Gleisanschlüssen an die bestehende Stammlinie der SBB, bzw. der Lötschberg-Basislinie erstellt worden. Von der Leitstelle aus werden die ganze Baulogistik und die Bauprovisoren (Baukommunikation, Baustromversorgung und Ausrüstungslüftung) gesteuert und überwacht.

Für die Bahntransporte werden 7 Diesellokomotiven eingesetzt, wovon 4 vom Typ Vossloh und 3 vom Typ Robel sowie 60 Güterwagen, welche zu Zugskompositionen für

die Bereiche Fahrbahn, Fahrleitung, Kabelanlagen zusammengesetzt werden.

7. Schlussfolgerungen

Zusammengefasst kann festgehalten werden, dass sich das Leitbild sowie die Vorgaben des TU ABL an die Bahntechnikbereiche bewährt hat.

Die bisherigen Erfahrungen haben gezeigt, dass die Schnittstelle Rohbau – bahntechnische Ausrüstung für den Projekterfolg matchentscheidend ist; und wir die Koordinationsaufwendungen mit dem Rohbau eindeutig unterschätzt haben.

Aufgrund der sich laufend verändernden Randbedingungen ist eine hohe Flexibilität betreffend Einbauplanung und Einbaulogistik gefordert.

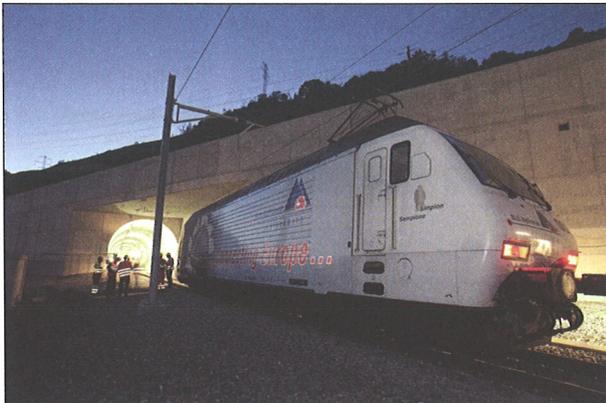
Ein intensives Coaching der Mannschaft ist für den gemeinsamen Erfolg notwendig.

Für die ARGE Bahntechnik Lötschberg steht der Projekterfolg, d.h., dass die Züge im Juni 2007 fahren, vor der Vertragserfüllung im Vordergrund.

Inbetriebsetzung Lötschberg-Basistunnel

Werner Müller, Dipl. Ing. SIA
BLS AlpTransit AG, Thun

Bild 1: Lok



Mit der Inbetriebsetzung des Lötschbergbasistunnels wird das letzte Kapitel dieses grossen Bauwerkes eingeleitet. Sie endet mit der vom Bundesamt für Verkehr zu erteilenden Betriebsbewilligung am 14. Juni 2007. Die Inbetriebsetzung ist ein äusserst spannender, aber auch ein aufwändiger Prozess. Wie auch bei der Neubaustrecke Mattstetten–Rothrist und wahrscheinlich bei den meisten Bauwerken ist die zur Verfügung stehende Zeit äusserst knapp. Hinzu kommt, dass nicht nur die Bahntechnik, sondern auch eine komplexe und umfangreiche Infrastrukturanlage des Lötschbergbasistunnels in Betrieb zu nehmen ist. Dieses Bauwerk mit einer neuartigen Anlage und Grösse stellt auch an die Bewilligungsbehörde wie an den späteren Betreiber hohe Anforderungen. Kommt hinzu, dass die BLS AlpTransit AG kein konzessioniertes Bahnunternehmen ist und deshalb die Rolle des Betreibers nicht übernehmen kann. Es gilt deshalb, die Koordination zwischen der Inbetriebnahme, der Inbetriebsetzung und der Betriebsaufnahme mit allen Beteiligten wahr zu nehmen. Unzählige Tests und Prüfungen, sowie rund 6000 Versuchsfahrten werden durchzuführen und Nachweise zu erstellen sein. Dazu bleiben uns noch genau 358 Tage bis zur erwarteten Betriebsbewilligung.

Wir befinden uns also auf der Zielgeraden und wie beim Sport gilt es, das angegebene Tempo durch zu halten und zielorientiert die geforderten Arbeiten durchzuführen.

Der Prozess Inbetriebsetzung des Lötschbergbasistunnels begann am 6. Juni 2006 mit der ersten elektrischen

Fahrt und endet wie erwähnt mit der vom BAV zu erteilenden Betriebsbewilligung am 14. Juni 2007.

Es freut mich, Ihnen nun die Prozesse und die Regeln für die Inbetriebsetzung etwas näher zu bringen.

Die Testphase umfasst zwei Hauptprozesse:

- Die Inbetriebnahme der Werksanlagen, d.h. die Werke werden einzeln und als integrierte Anlagen geprüft und in Betrieb genommen. Sie sind eine Voraussetzung für den Inbetriebsetzungsprozess.
- Der Inbetriebsetzungsprozess umfasst den Versuchsbetrieb, statische Tests, die Sicherheitsnachweis- und Auflagenerfüllung und den operativen Probebetrieb. Dies bildet die Grundlage für die Betriebsbewilligung. Im Versuchsbetrieb wird der Tag in vier Schichten eingeteilt und alle Tätigkeiten diesen Schichten zugeordnet. Voraussetzung für die Aufnahme des elektrischen Versuchsbetriebes ist die Freigabeverfügung, welche beim Bundesamt für Verkehr beantragt werden muss. Dieser Teilprozess ist sehr aufwändig und benötigt entsprechende Zeit. Mit dem Bundesamt für Verkehr kann nicht frühzeitig genug der administrative Prozess aufgegleist werden, insbesondere auch deshalb, weil die Zeit zwischen Rohbau und Inbetriebsetzung immer knapp sein wird.

Im Falle des Lötschbergbasistunnels bleiben die Anlagen während beiden Prozessen im Eigentum der einzelnen Unternehmer. Die formelle Abnahme des Grossteils der Werke erfolgt mit der Aufnahme des reduzierten kommerziellen Betriebes Mitte Juni 2007. Für die Sicherungsanlagen und Funkanlagen erfolgt die Abnahme bei Aufnahme des kommerziellen Betriebes am 9. Dezember 2007. Zwischen der Fertigstellung der Werkteile und der Abnahme wird der Unterhalt durch die Werkersteller wahrgenommen. Diese Leistung wurde mit entsprechenden Positionen im Werkvertrag geregelt.

Der Abschluss des Inbetriebsetzungsprozesses bildet die Betriebsbewilligung, welche von der Betreiber-gesell-

Bild 2: Unternehmensstruktur

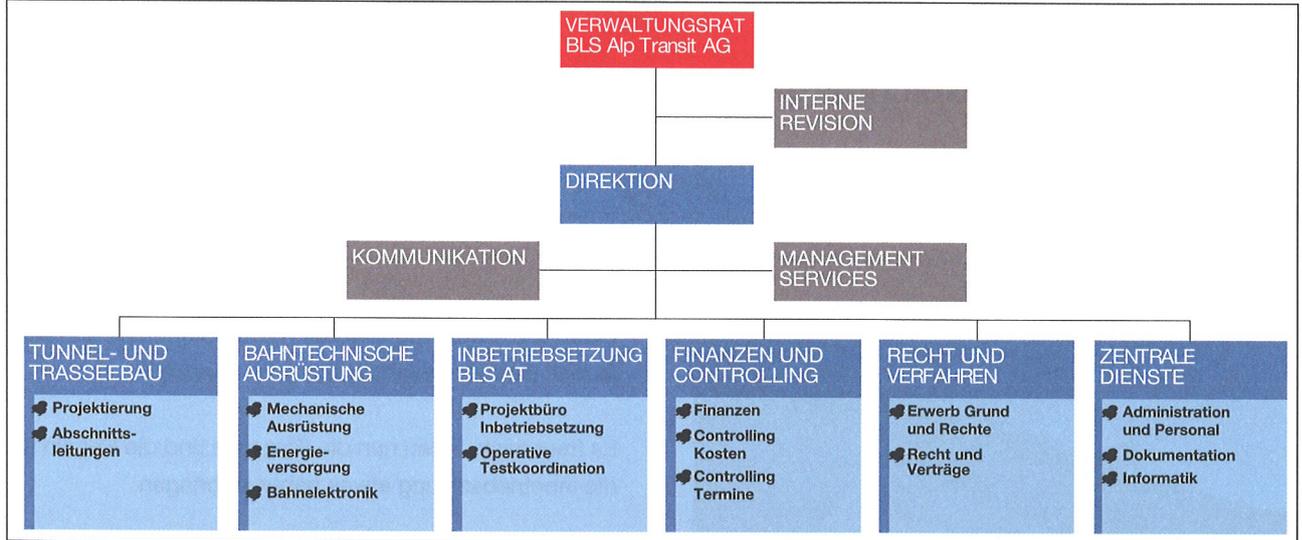
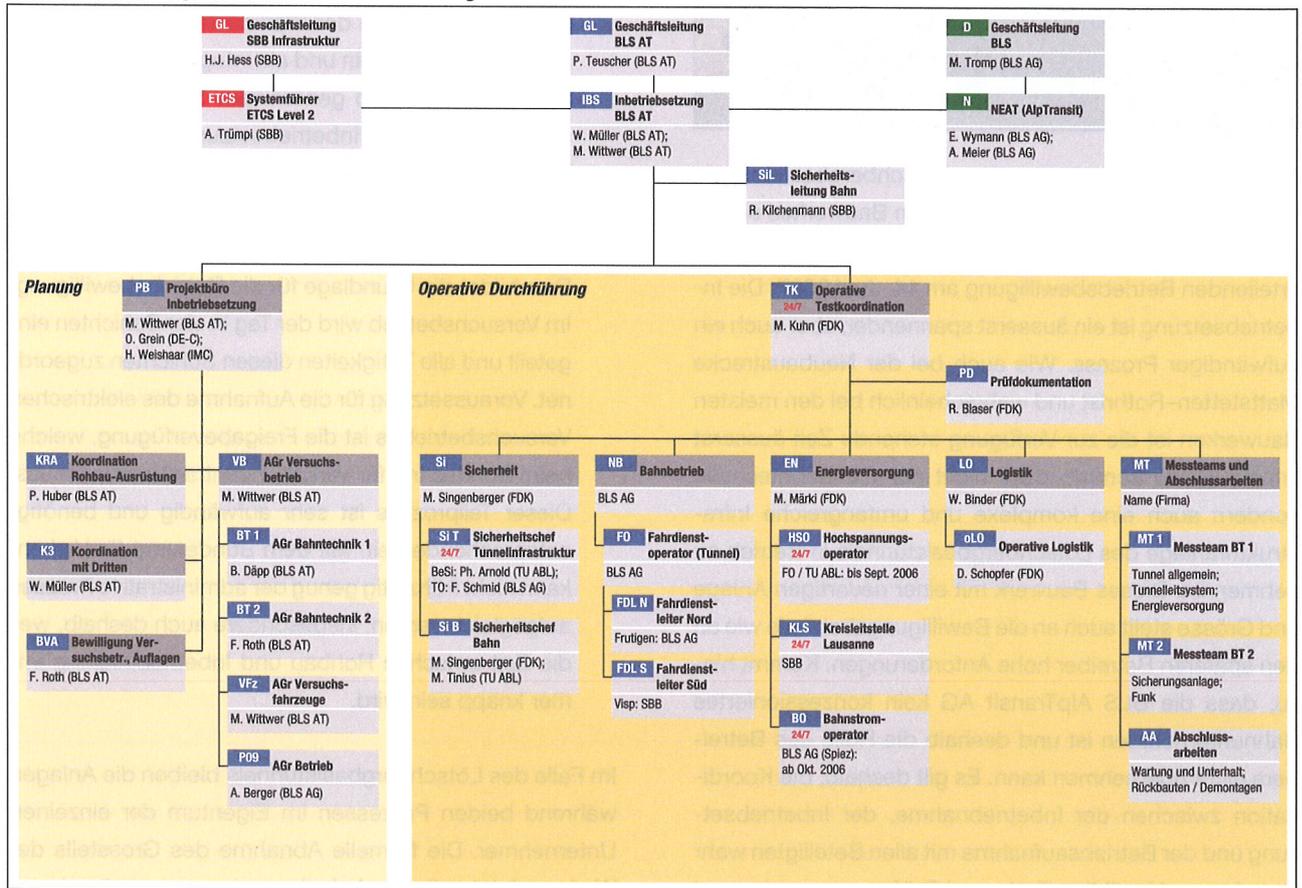


Bild 3: Aufbauorganisation Inbetriebsetzung



schaft der BLS AG beim Bundesamt für Verkehr beantragt wird. Mit der Betriebsbewilligung startet die BLS AG mit einem reduzierten kommerziellen Betrieb. Während dieses Betriebs wird die geforderte Verfügbarkeit des ETCS nachgewiesen und die dazu notwendig hohe Zahl von Fahrten durchgeführt.

Die Unternehmensstruktur der BLS AlpTransit AG berücksichtigt die einzelnen Sparten und trägt dem Real-

sierungsprozess Rechnung. Der Tunnel- und Trasseebau beinhaltet die Erstellung des Rohbaus, während die bahntechnische Ausrüstung die Erstellung der mechanischen und elektrischen Anlagen umfasst. Daneben sind weitere Sparten zur Erfüllung der Aufgaben dargestellt. Die Sparte Inbetriebsetzung übernimmt die fertig erstellten Anlagen und führt die Tests und Prüfungen bis zur Betriebsaufnahme durch.

Die Aufbauorganisation für die Inbetriebsetzung wurde in zwei Sparten aufgeteilt. Die Planung aller Tests und Versuchsfahrten, die Erlangung der Freigabeverfügung für die elektrischen Versuchsfahrten, die Koordination zwischen Rohbau und Ausführung sowie die Koordination mit Dritten sind im Projektbüro Inbetriebsetzung zusammengefasst. Das Projektbüro ist verantwortlich für die zeitgerechte Auftragserteilung an die operative Testkoordination und erstellt und überwacht die Terminpläne. Die Konzipierung der Tests ist Sache der Testleiter, der Messteams, der Prüfteams und der Projektleiter für die Abschlussarbeiten. Sie sind verantwortlich für Inhalt und Zeitbedarf ihrer Arbeiten.

Die operative Testkoordination ist verantwortlich für die Sicherheit, den Bahnbetrieb während der Versuchsfahrten, die Energieversorgung, die Logistik und ist Ansprechpartner für die Mess- und Prüfteams. Zudem überwacht sie die Infrastrukturanlagen des Tunnels.

Die Genehmigung und Überprüfung der Signalisation für den Versuchbetrieb obliegt der Stabsstelle Sicherheitsleitung Bahn.

Das Sammeln der Prüfdokumente ist in den Händen der Stabsstelle Prüfdokumentation. Dabei hat es sich gelohnt, rechtzeitig eine Nomenklatur und eine systematische Ablage zu organisieren.

Die Koordination der Interessen des Betreibers und des Systemführers der SBB für ETCS obliegt dem Leiter Inbetriebsetzung.

Das Prüfkonzept wurde zu Beginn der Planungsarbeiten erstellt und in den Ausschreibungsunterlagen den Bietern bekannt gegeben.

Die 1. Teilprüfung umfasst den Nachweis der Betriebs- und Funktionsbereitschaft des Werkes oder einzelner Werkteile pro Fachdienst. Sie bildet die Voraussetzung zur Integration ins Gesamtsystem und ist zum Teil auch Grundlage für die Erlangung der Freigabeverfügung für den elektrischen Versuchsbetrieb.

Bei der Integration der Werke werden die einzelnen Fachdienste oder Bereiche nach und nach zusammengefügt und getestet. Ziel der Integration der Werke ist es, sicher zu stellen, dass die Kommunikation zwischen den Fachdiensten für die übergeordnete Funktionen richtig funktioniert. Die erfolgreiche Integration der Werke bildet die Voraussetzung für die 2. Teilprüfung.

Die 2. Teilprüfung umfasst den Nachweis der Betriebs- und Funktionsfähigkeit der integrierten Anlageteile. Dazu gehören auch die zweckgebundenen Versuchsfahrten zusammen mit der Inbetriebnahme der integrierten Anlageteile. Sie bildet die Voraussetzung für den operativen Probebetrieb.

Die 3. Teilprüfung bildet die Grundlage für die Betriebsbewilligung. Sie umfasst den operativen Probebetrieb. Dieser dient zur Schulung des Betriebspersonals, erbringt den Nachweis der Funktionalität und die Betriebsfähigkeit der gesamten Anlage und der Betriebsprozesse. Ferner werden die Unterhaltsarbeiten geschult und praktisch angewendet. Der Abschluss bildet die werkvertragliche Abnahme des Werkes durch BLS AlpTransit AG und die Aufnahme des reduzierten kommerziellen Betriebes durch die BLS AG.

Während der gesamten Prüfperiode bis zur reduzierten kommerziellen, bzw. für Signalanlagen und Funk bis zur kommerziellen Betriebsaufnahme, bleiben die einzelnen Gewerke im Eigentum der Erstellerfirmen.

Der Unterhalt und die Gewährleistung der Funktionalität wird von den Erstellerfirmen vorgenommen und endet mit der werkvertraglichen Abnahme.

Für die praktische Durchführung der Inbetriebsetzung wird die Strecke Lötschberg-Basistunnel in sechs Abschnitten für die Übergabe und in vier Zonen für die Inbetriebsetzung bereitgestellt. Die Übergabeabschnitte zeigen die räumliche Ausdehnung der Strecke für die Inbetriebnahme der Anlageteile durch die Totalunternehmungen. Die Übergabe an die BLS AlpTransit AG erfolgt ohne die werkvertragliche Abnahme. Die Etappierung ergab sich aus dem anspruchsvollen Terminplan und war für die Einhaltung des Endtermins zweckmässig.

Die vier Versuchszonen mussten aus bahnbetrieblichen Gründen so eingeteilt werden. Auch hier stand die Etappierung zur Einhaltung der Termine im Vordergrund. Für jede einzelne Versuchszone müssen die Nachweise und Sicherheitsbedingungen ausgewiesen werden. Die Freigabeverfügung für den elektrischen Versuchsbetrieb erteilt das BAV aufgrund der eingereichten Nachweise, der sicherheitsorientierten Prüfungen, sowie des Handbuchs für den elektrischen Versuchsbetrieb.

Um die bahnbetriebliche Sicherheit gewährleisten zu können, mussten die geltenden Regelwerke definiert und für den Betrieb verbindlich erklärt werden. Dafür wurde das

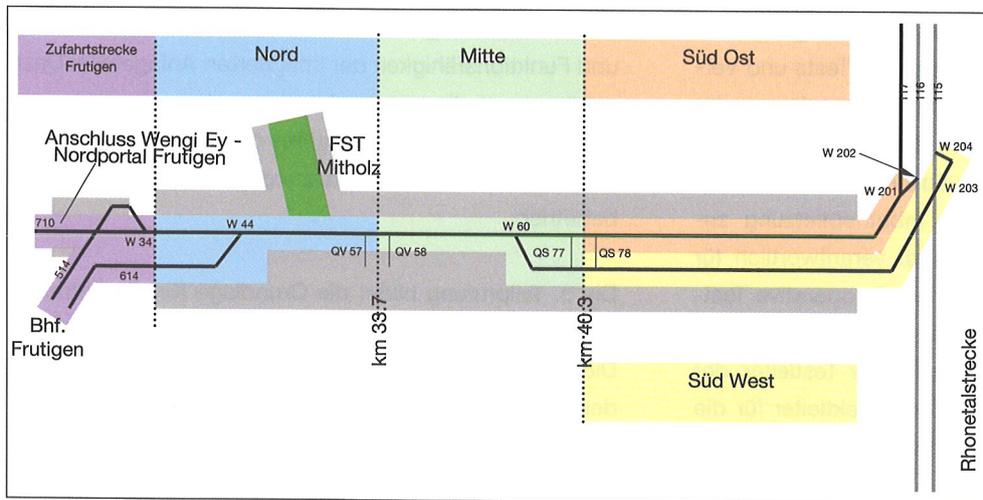


Bild 4:
Übergabeabschnitte;
Übergabe von TU ABL
an BLS AlpTransit

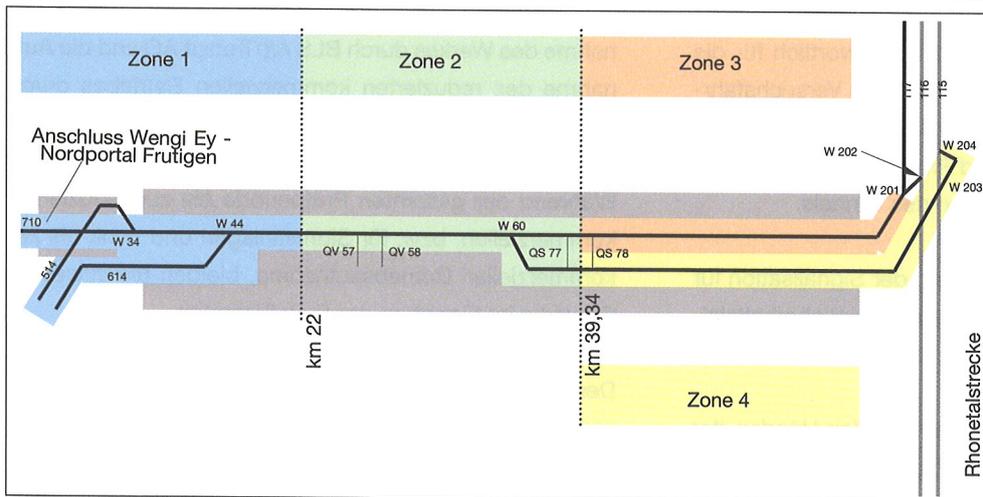


Bild 5:
4 Versuchszone
mit Bahnbetrieb

Handbuch für die elektrischen Versuchsfahrten erstellt. Es beinhaltet die Regeln und Verantwortlichkeiten in Ergänzung zu den erwähnten Fahrdienstvorschriften und dem Reglement über die Sicherheitsmassnahmen für das Personal R 172.4. Die Sicherheit von Personen wird zudem im Handbuch vertieft und sorgfältig geregelt. Dank der bereits bestehenden Zutrittskontrolle und den Sicherheitsbestimmungen mussten diese lediglich an die neuen Betriebsarten angepasst werden.

Das Sicherheitskonzept sieht zwei Themenblöcke vor.

- Zum einen ist es die betriebliche Sicherheit, welche die Sicherungsanlage, die Signalisierung, die Fahrwegfreigabe und das Zugfahren beinhaltet. Die Stellwerke sind seit Beginn des Versuchsbetriebes in Betrieb.
- Zum andern umfasst die Tunnelsicherheit die Zutrittsberechtigung, die Kontrolle über die sich im Tunnel befindenden Personen und gewährleistet den Betrieb der Infrastrukturanlagen des Tunnels wie die Beleuchtung, die Lüftung, die Raumabschlüsse, die Kommunikation. Grundsätzlich ist der Aufenthalt von

Personen während Versuchsfahrten in den Versuchszonen verboten. Die Querschläge und Querverbindungen zwischen den beiden Tunneln, bzw. als Verbindung zum Servicetunnel, sind durch Schiebetore gesichert. Die Verriegelungen dieser Tore sind so mit dem Stellwerk verbunden, dass diese bei einer freigegebenen Fahrtstrecke vom Querschlag aus nicht mehr geöffnet werden können. Hingegen können die Tore vom Bahntunnel aus jederzeit auch ohne elektrische Energie geöffnet werden. Ein weiteres Element zur Personensicherheit ist die GSM-R-Anlage, die von Anbeginn der Versuchsfahrten in Betrieb steht. Die Funktionalität des GSM-R Funknetzes wird täglich überprüft und ist eine Voraussetzung für die Fahrerlaubnis.

Die betriebliche Sicherheit kann in zwei Arten eingeteilt werden:

- Die Fahrwegsicherung mit dem Stellwerk, jedoch ohne die Sicherung durch ETCS. Die Fahrstrassen werden dabei durch eine Baustellensignalisierung gesichert.

Geschwindigkeit von 160 km/h müssen die Gleisgeometrie ausgemessen und die Sicherheitsnachweise der Fahrwege, insbesondere der Schnellfahrweichen, erbracht sein. Für die Funktionalitätsprüfung Fahrleitung und Stromabnehmer müssen die Hochtastfahrten in Einzelschritten von 20 km/h vorgesehen werden. Gleichzeitig erfolgen die Sicherheitsnachweise für den Fahrweg. Die Laufstabilität der Fahrzeuge wird dabei überwacht.

Für die Geschwindigkeiten bis zu 140 km/h kommen Lokzüge mit Re 420, Re 425 und die Re 485 zum Einsatz.

Für die Geschwindigkeiten bis 230 km/h werden Zugkompositionen mit Re 460, Re 465, IC-Bt mit Wagen EW IV und IC 2000 zum Einsatz kommen. Ferner kann auch der ICN zum Einsatz gelangen.

Für die Geschwindigkeiten über 230 km/h bis 280 km/h sind der ICE-S und der ICE-1 der deutschen Bahn AG vorgesehen. Je nach Zeitpunkt der Lieferung können auch mit dem CIS 2 gewisse Messungen durchgeführt werden.

Zusätzlich sind Einsätze mit dem neuen Diagnosefahrzeug der SBB, dem Lösch- und Rettungszug der BLS AG sowie des Baustellenfahrzeuges Am843 ins Auge gefasst und geplant.

Für den Nachweis der Infrastrukturanlagen der ETCS sind Fahrten mit den erwähnten Zugkompositionen bis zu ei-

ner Geschwindigkeit von 230 km/h geplant, während für die höheren Geschwindigkeiten der ICE-1 zum Einsatz gelangen wird. Die fahrzeugseitige Zulassungsprüfung, z.B. für den CIS 2, wird mit separaten Versuchsfahrten nachzuweisen sein.

Bild 8: Zug mit Traktor



Wir setzen alles daran, dass das geplante Versuchsprogramm unfallfrei und mit der in Aussicht gestellten Betriebsbewilligung am 14. Juni 2007 abgeschlossen werden kann. Der erste Versuchszug mit einem Personenzug und mit einem Bautractor hat die Tunnelstrecke von rund 10 km am 2. Juni 2006 um 9.00 Uhr erfolgreich befahren. Die erste elektrische Versuchsfahrt fand am 6. Juni 2006 um 22.00 Uhr statt.

GOTTHARDACHSE

Die neue Gotthardbahn – Stand der Arbeiten

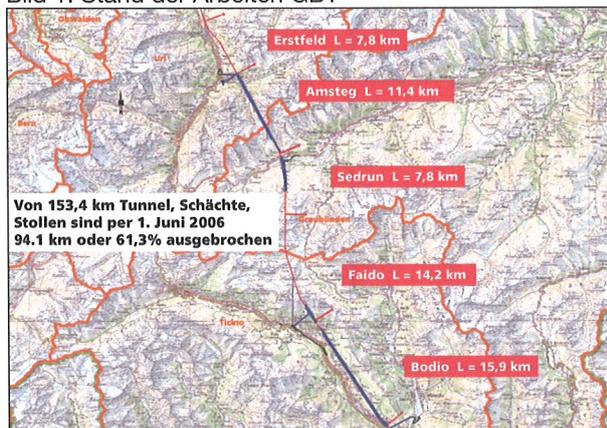
Peter Zbinden, Dipl. Bauing. HTL
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

1. Der Gotthard-Basistunnel

Vom Tunnelsystem des Gotthard-Basistunnels mit einer Gesamtlänge von 153,5 km sind am 1. Juni 2006 über 61% ausgebrochen.

Vor zwei Wochen hat im Teilabschnitt Amsteg die Tunnelbohrmaschine Gabi I neun Monate früher als geplant die Losgrenze Sedrun erreicht. Die Mineure in Amsteg und Sedrun trennen jetzt nur noch rund 700 Meter Fels voneinander. Dieser wird im konventionellen Vortrieb von beiden Seiten in teilweise druckhaftem Gebirge ausgebrochen. Den Durchschlag erwarten wir im Sommer 2008.

Bild 1: Stand der Arbeiten GBT



Auf ihrem Weg von Amsteg Richtung Sedrun hat die TBM Gabi I insgesamt mehr als 10'700 Meter des Gotthard-Basistunnels aufgefahren. Im Verlauf der nächsten Monate wird Gabi I unter Tag komplett demontiert, in ihre Einzelstücke zerlegt und anschliessend mit der Stollenbahn aus dem Tunnel hinausgebracht. Die Tunnelbohrmaschine Gabi II in der Weströhre wird die Losgrenze voraussichtlich Ende 2006 erreichen. Insgesamt müssen noch rund 1'600 Meter ausgebrochen werden.

Weitere Verzögerung dagegen im Teilabschnitt Erstfeld: Gegen die Vergabe des Tunnelbauloses Erstfeld (Los 151) wurde erneut Einsprache erhoben. Damit kann der Werkvertrag vorläufig nicht unterzeichnet werden.

Bild 2: TA Amsteg, Stand der Arbeiten

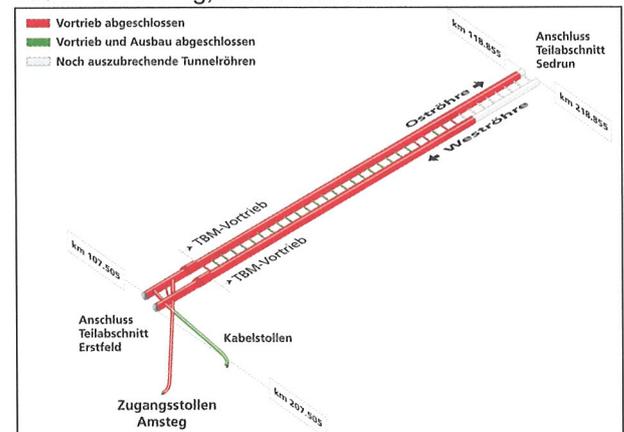


Bild 3: Erstfeld, Installationsplatz



In Sedrun verlaufen die Vortriebsarbeiten erfreulich. Im Tavetscher Zwischenmassiv Nord ist eine bautechnisch schwierige Zone zu durchqueren. Zur Bewältigung dieses druckhaften Streckenabschnitts werden deformierbare Stahlbogen eingebaut. Eine Technik, die im Tunnelbau bisher noch nie in solch grossen Dimensionen eingesetzt wurde. Das Verfahren hat sich bewährt. Die Vortriebsarbeiten sind kostenmässig und terminlich auf Kurs. Von den rund 1'200 Metern der problematischen Strecke ist über die Hälfte bewältigt. Im Vortrieb Richtung Süden sind wir rund ein Jahr schneller und CHF 25 Mio. günstiger als geplant.

In der Multifunktionsstelle Faido ist ein durchgehendes Tunnelsystem realisiert. Die schwierige geologische Zone in der Weströhre Richtung Norden, welche von stark druck-

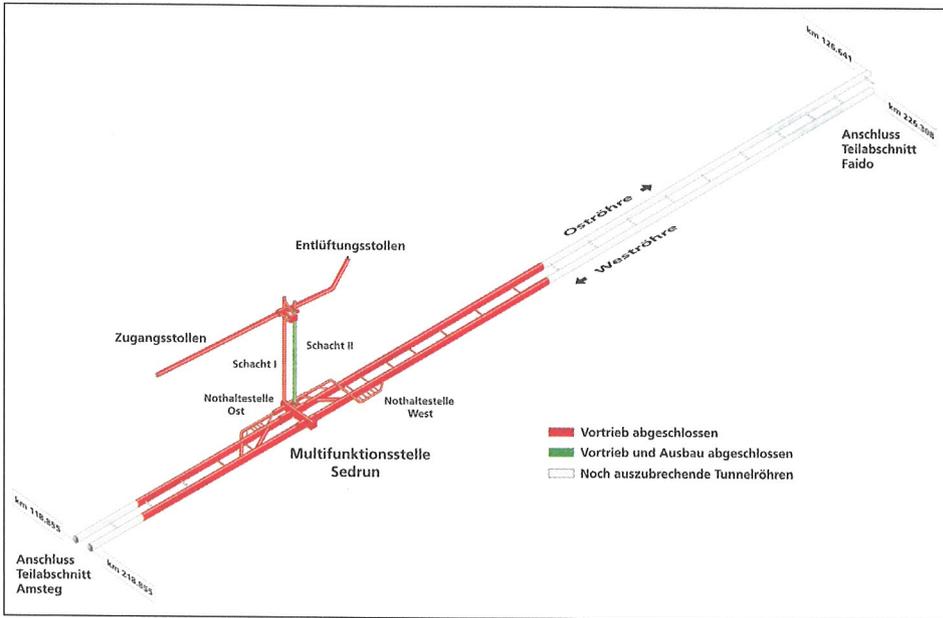


Bild 4: Teilabschnitt Sedrun, Stand der Arbeiten am 1. Juni 2006

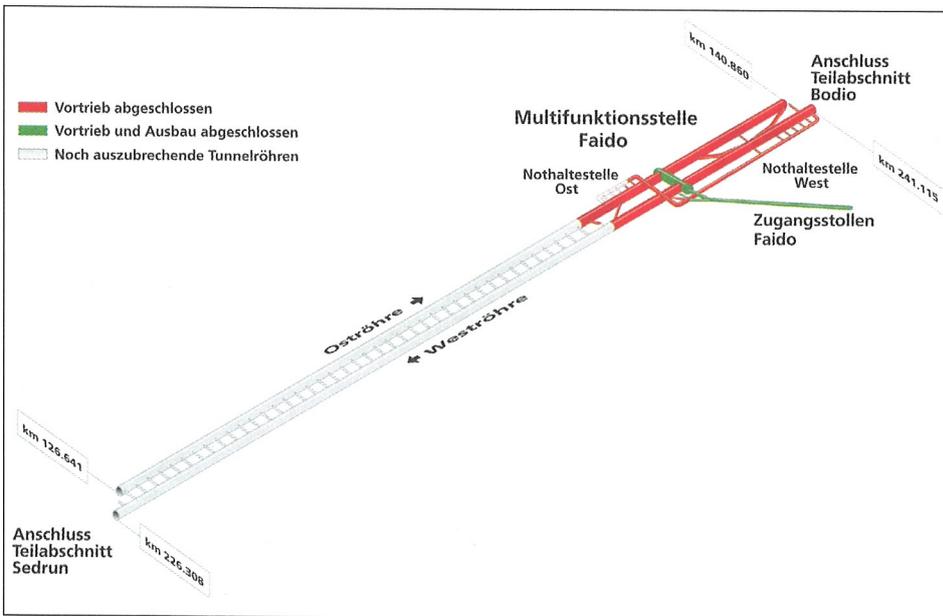


Bild 5: Teilabschnitt Faido, Stand der Arbeiten am 1. Juni 2006

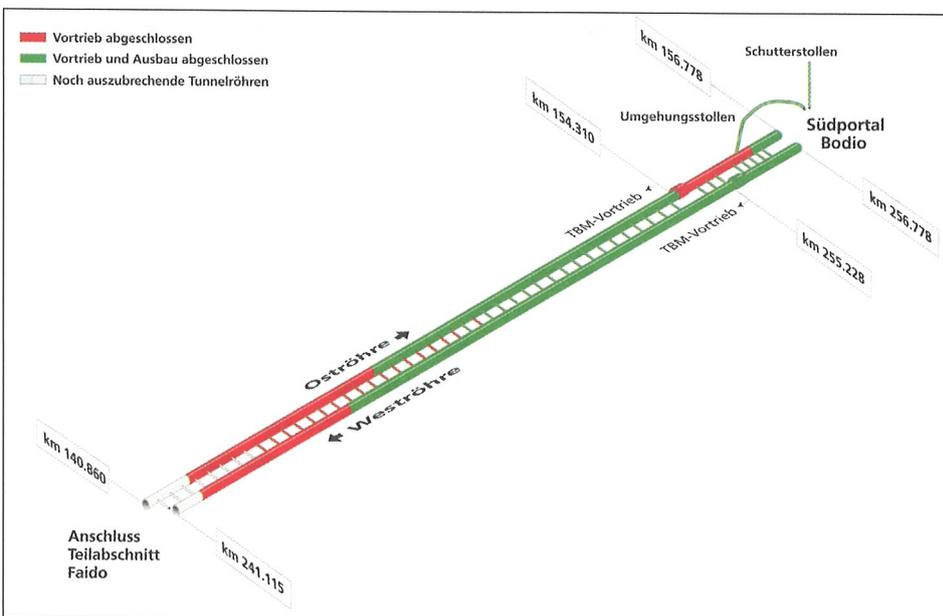


Bild 6: Teilabschnitt Bodio, Stand der Arbeiten am 1. Juni 2006

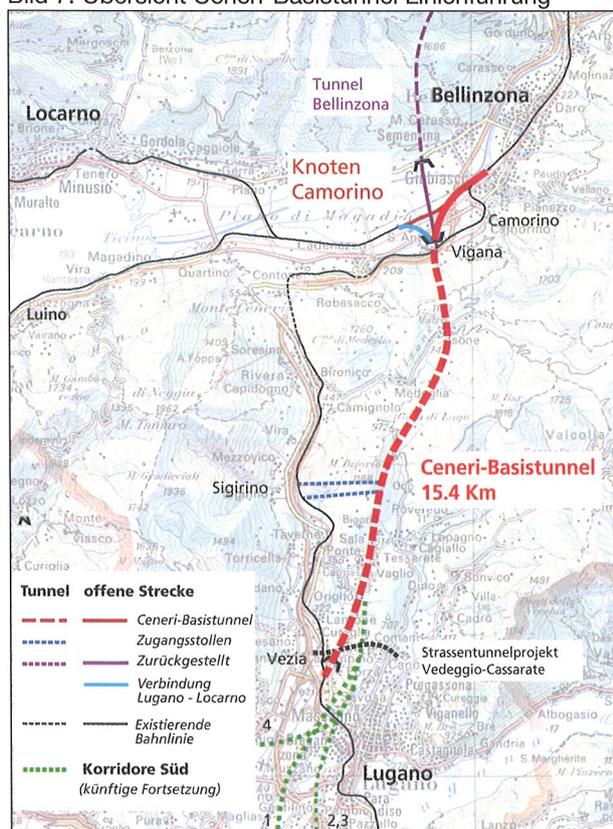
haftem Gebirge geprägt war, wurde von zwei Seiten aufgeföhren. Mitte Dezember 2005 war der letzte «grosse» Durchschlag geschafft, die Störzone bewältigt.

Im Teilabschnitt Bodio haben Anpassungen und Verbesserungen an den beiden TBM den erwarteten Erfolg gebracht – die Vortriebsleistungen steigerten sich markant. Bis zum Durchschlag in Faido fehlt jetzt nur noch knapp ein Kilometer. Der Durchschlag wird im September/Okttober dieses Jahres erwartet.

2. Der Ceneri-Basistunnel

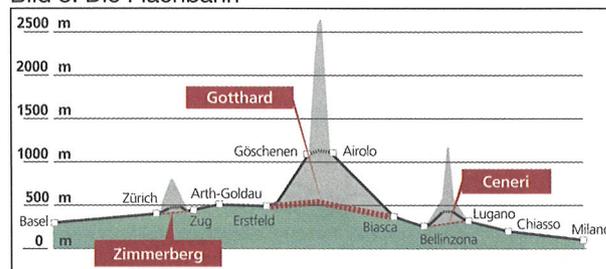
Die Rampen der heutigen Bahnstrecken am Gotthard und am Ceneri haben Steigungen von bis 26 Promille. Die flache, gestreckte Trassierung der Flachbahn – maximal 12,5 Promille in der offenen Strecke und 8,0 Promille in den Basistunnels – erlaubt die produktive Führung von langen und schweren Zügen, weil dadurch zeitraubende Rangiermanöver entfallen. Heute muss in Nord-Süd Richtung ein schwerer Güterzug für die Bergstrecken am Gotthard und am Ceneri wegen der Steigungen mit einer Schiebelok versehen werden. Das Ziel, Güterzüge von mehr als 2000 Tonnen Anhängelast ohne Halt in Erstfeld, Biasca oder Bellinzona und ohne Zwischen- und/oder Schiebelokomotiven durch die Schweiz zu führen, kann nur mit der Realisierung der beiden Basistunnels am Gotthard und am Ceneri erreicht werden.

Bild 7: Übersicht Ceneri-Basistunnel Linienführung



Die durchgehende Flachbahn wird die schnellen und wirtschaftlichen Angebote im Güterverkehr ermöglichen, welche die Voraussetzungen für die angestrebte Verlagerung des Güterverkehrs von der Strasse auf die Schiene sind. Im Personenverkehr kann mit dem Ceneri-Basistunnel die nötige Fahrzeitreduktion erreicht werden, um den Reisenden in Zürich im schweizerischen und in Mailand im italienischen Fahrplansystem optimale Anschlüsse zu gewährleisten.

Bild 8: Die Flachbahn



Der Kanton Tessin kann mit dem Ceneri-Basistunnel und den beiden Nordanschlüssen Richtung Bellinzona und Locarno eine S-Bahn verwirklichen. Direkte, schnelle und häufige Verbindungen zwischen den Ballungszentren Bellinzona, Locarno, Lugano, Mendrisio-Chiasso, Como und Varese werden möglich. Das regionale Eisenbahnsystem Tessin-Lombardei (TILO) wird die Reisezeiten im Vergleich zu heute um die Hälfte verkürzen. Nach Inbetriebnahme entfällt beispielsweise bei Fahrten zwischen Lugano und Locarno der Umweg über Bellinzona und die Reise dauert anstatt der heutigen 50 Minuten noch rund 22 Minuten. Mit einem Anschluss, der direkt in den Ceneri-Basistunnel mündet, wird auch das Einzugsgebiet um Locarno in das neue System TILO eingegliedert.

Mit der Grundsteinlegung am 2. Juni 2006 sind wir unserem Ziel, dem Bau einer durchgehenden Flachbahn durch die Alpen mit den entsprechenden Vorteilen und der erwünschten Wirtschaftlichkeit einen grossen Schritt näher gekommen. Zusätzlich wird der Kanton Tessin von massiven Angebotsverbesserungen im Regionalverkehr profitieren können.

Bild 9: Grundsteinlegung Ceneri-Basistunnel



Bild 10: Bauprogramm Ceneri-Basistunnel

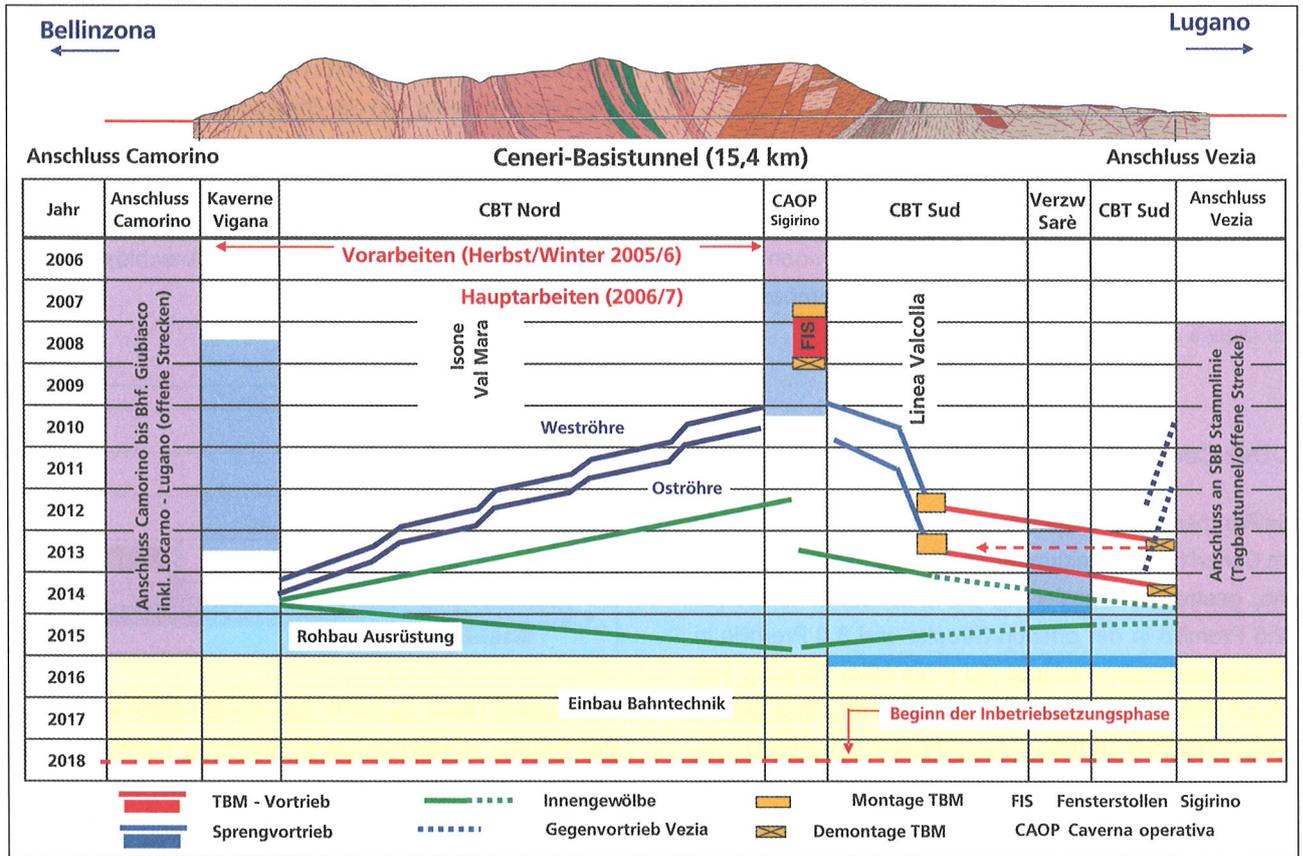
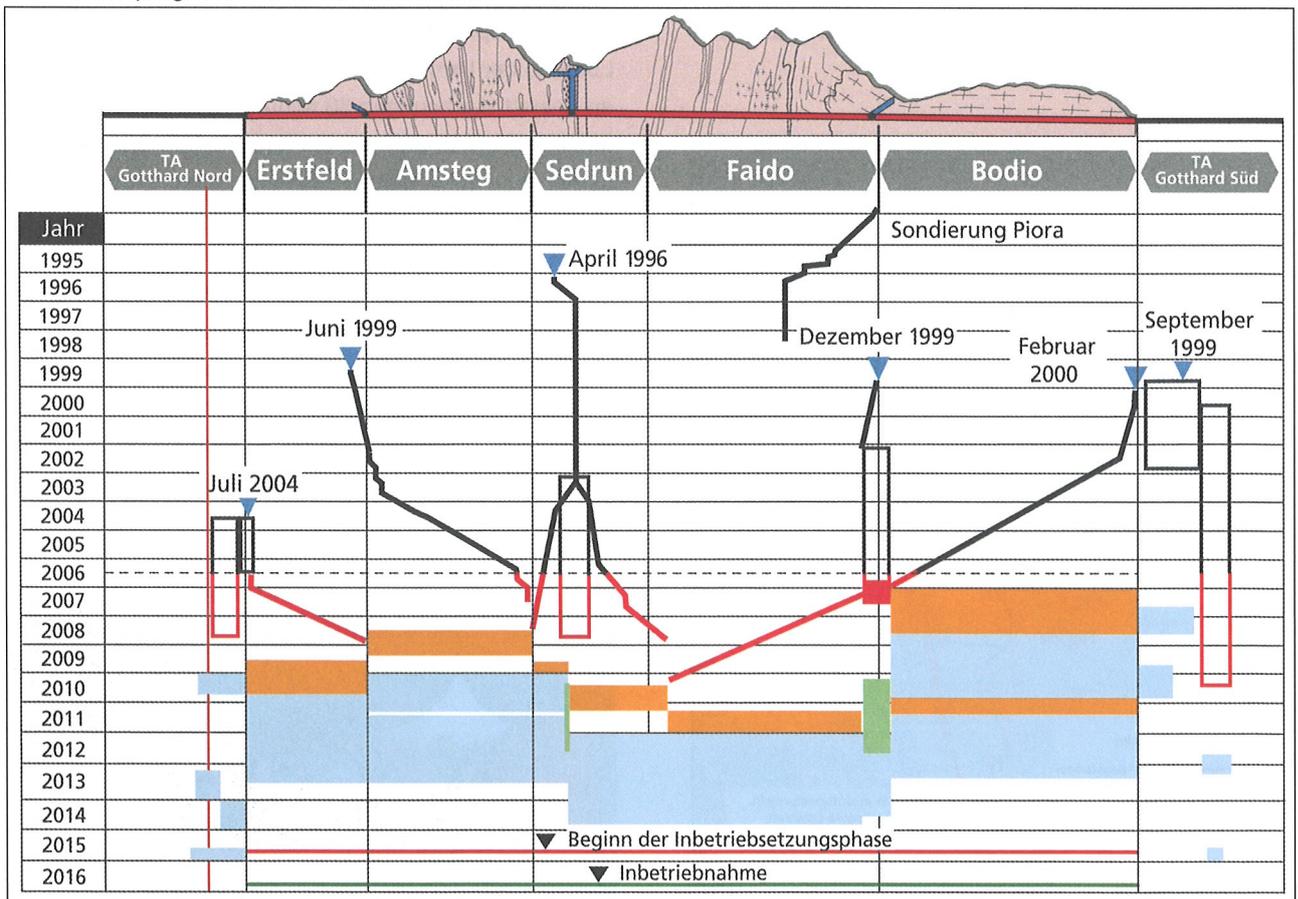


Bild 11: Bauprogramm Gotthard-Basistunnel

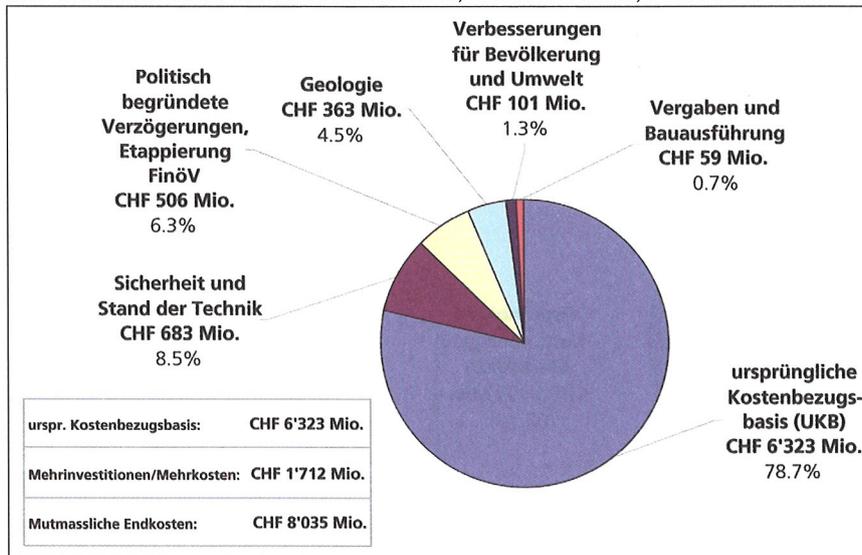


In den vergangenen Wochen war auf der politischen Bühne die Kosten für den Bau des Ceneri-Basistunnels (CBT) ein viel beachtetes Thema. In den Medien wurde berichtet, der Bau des CBT drohe sich zu verzögern und teurer zu werden als geplant. Das Zweimilliarden-Projekt werde darum rund 174 Millionen Franken teurer und müsse von externen Experten auf Einsparungsmöglichkeiten hin überprüft werden.

Wie ist die Situation wirklich? Vertiefte Studien in den vergangenen Jahren haben Risiken bezüglich der Kosten gezeigt und – aufgrund der Geologie – auch des Inbetriebnahmetermins. Zurzeit überprüfen wir gemeinsam mit dem Bundesamt für Verkehr und unter Einbezug externer Experten unsere Vorschläge zur Kostenreduktion. Untersucht werden insbesondere die Baustandards, die Sicherheitsstandards und die Marktpreise. Die Kosten des

CBT werden auf rund zwei Milliarden Franken geschätzt. Der Inbetriebnahmetermin war ursprünglich auf 2018/2019 geplant. Dann wurde der Beschluss gefasst, den Tunnel mit zwei Einspurröhren, statt wie ursprünglich geplant, als Doppelspurtunnel zu bauen. Aufgrund dieser Vorgabe und des damaligen Projektstandes konnte davon ausgegangen werden, dass beide Röhren auf der ganzen Länge mit Tunnelbohrmaschinen ausgebrochen werden können. Dies hätte zu einer Verkürzung der Bauzeit um zwei Jahre geführt. Eine Eröffnung wäre also 2016 möglich gewesen. Inzwischen ist das Projekt weiter fortgeschritten. Verschiedene Studien haben Antworten auf bautechnische Fragen gegeben. Das Resultat: Der CBT kann nur teilweise maschinell ausgebrochen werden, dies führt uns wieder zur ursprünglichen Bauzeit zurück. Die Eröffnung des CBT wird – aus heutiger Sicht – im Jahr 2019 sein.

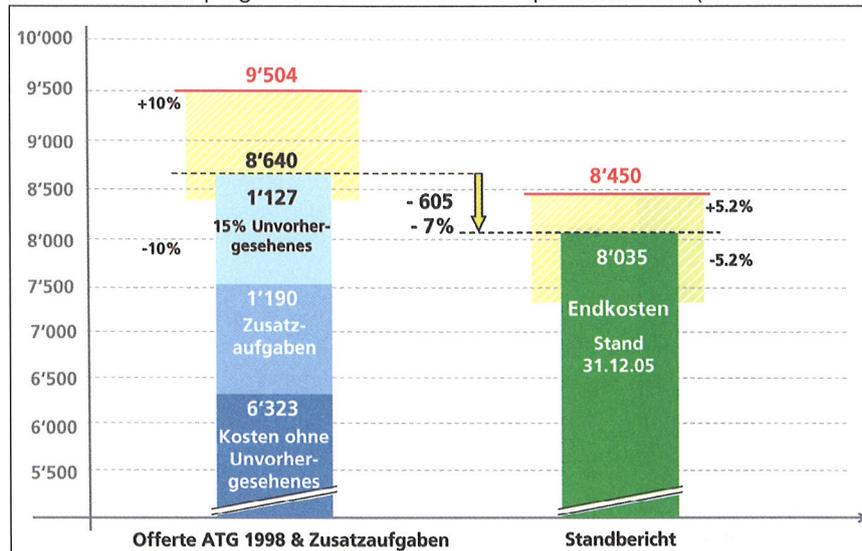
Bild 12: Mehrkosten Gotthard Basistunnel, Stand 31.12.05, Preisstand 1998



3. Die Projektkosten

Mit AlpTransit Gotthard entsteht ein Jahrhundertbauwerk. Der 57 km lange Gotthard-Basistunnel hat eine Planungs- und Bauzeit von rund 25 Jahren. Der Bau ist technisch und finanziell äusserst anspruchsvoll. Die lange Realisierungszeit bringt es mit sich, dass weiter entwickelte Standards und Technologien in den Bau einfließen müssen. Das kostet Geld. Wenn über die Kosten der Neat diskutiert wird, sollte auch nicht vergessen werden, dass gewollt und bewusst die Projektgesellschaften über keine Projektreserven verfügen.

Bild 13: Endkostenprognose Gotthard Basistunnel per 31.12.2005 (Preisstand 1998)



Mehrinvestitionen entstehen beim Bau des Gotthard-Basistunnels hauptsächlich für mehr Sicherheit und den neusten Stand der Technik, aber auch wegen politisch begründeten Verzögerungen und in kleinerem Masse infolge der veränderten Geologie. Gegenüber dem ursprünglich angenommenen Leistungsumfang mit der ursprünglichen Kostenbezugsbasis des Bundes von CHF 6'323 Mio. für den Bau des Gotthard-Basistunnels werden nach heutigem Kenntnisstand Mehrkosten von CHF 1'712 Mio.

anfallen. Die voraussichtlichen Projektkosten werden sich auf CHF 8'035 Mio. belaufen. Vergleicht man diese Zahlen mit denjenigen des Kostenvoranschlages von 1998 und den Zusatzaufgaben als Mehrbestellung des Bundes und 15% für Unvorhergesehenes ergibt sich ein Projektkostenbetrag von CHF 8'755 Mio. oder CHF 720 Mio. mehr als die voraussichtlichen Projektkosten von CHF 8'035 Mio.

Beim Zweimilliarden-Projekt Ceneri-Basistunnel beträgt das Streumass beim Auflageprojekt 15% oder 300 Millionen Franken. Die 174 Millionen «Mehrkosten» liegen also innerhalb der üblichen Bandbreite. Vergleicht man auch bei diesem Projektteil die voraussichtlichen Projektkosten von CHF 2'202 Mio. mit denjenigen des Kostenvoranschlages von 1998 und den Zusatzaufgaben als Mehrbestellung des Bundes und 15% für Unvorhergesehenes von CHF 2'362 ergibt sich auch hier ein um CHF 160 Mio. tieferer Endkostenbetrag.

Vertiefte Studien in den vergangenen Jahren haben Risiken (Chancen und Gefahren) bezüglich der Kosten gezeigt und – aufgrund der Geologie – auch des Inbetriebnahmetermins. Zurzeit überprüfen wir das Projekt, gemeinsam mit dem Bundesamt für Verkehr und unter Einbezug externer Experten, auf Kosten und technische sowie betriebliche Kompensationsmöglichkeiten. Untersucht werden insbesondere die Baustandards, die Anpassung der vom Bund verlangten, höheren Sicherheitsstandards an das europäische Niveau und die Marktpreise.

Kompensationsmöglichkeiten sind bei den gegebenen Anforderungen an das Projekt nur mit Einschränkungen möglich. Eine Reduktion des Baustandards könnte beispielsweise heissen, dass der erste Grossunterhalt am Tunnelgewölbe nach einer Betriebsdauer von rund 50 Jahren zu erfolgen hat und nicht wie geplant erst nach 100 Jahren. Oder eine Anpassung der Sicherheitsstandards an das europäische Niveau könnte bedeuten, dass die Querschlagsabstände von 300 auf 500 m angehoben werden. Welche der von uns vorgeschlagenen Kompensationsmöglichkeiten von den externen Experten akzeptiert werden können, ist zurzeit noch offen.

Bild 14: Mehrkosten Ceneri Basistunnel, Stand 31.12.05, Preisbasis 1998

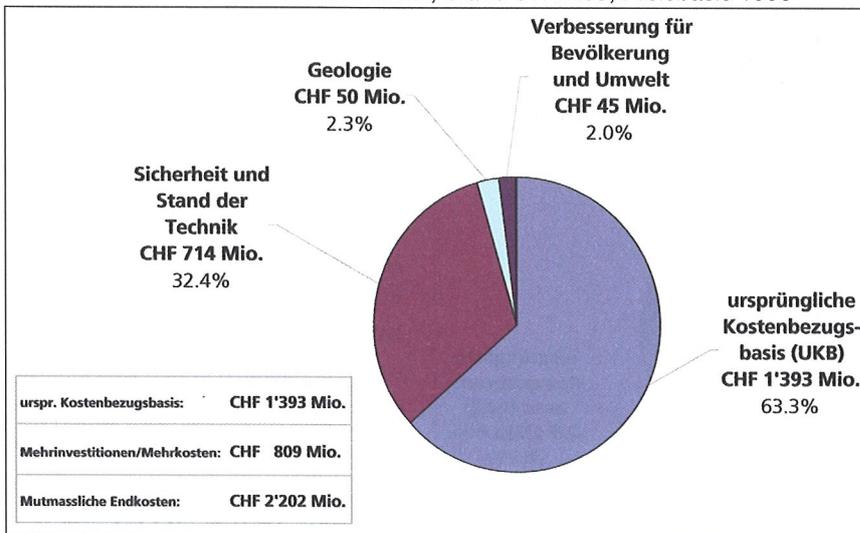
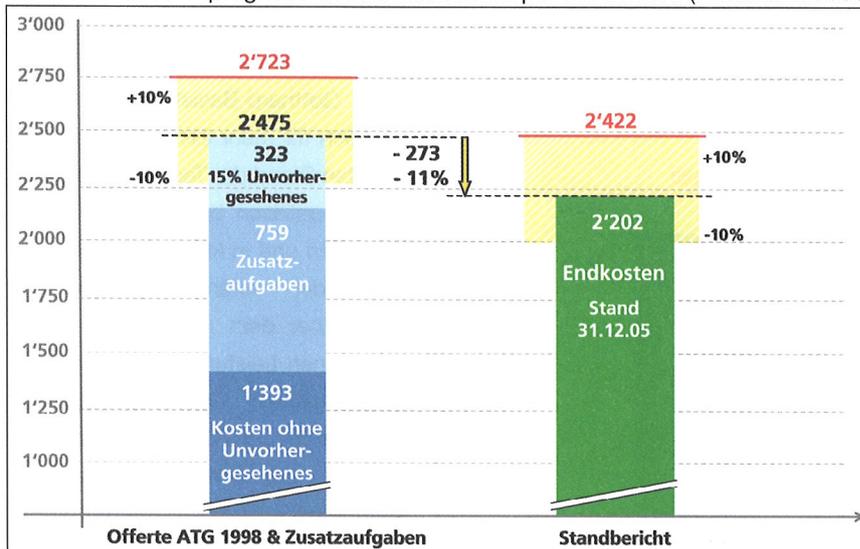


Bild 13: Endkostenprognose Ceneri Basistunnel per 31.12.2005 (Preisstand 1998)



Geologie, Erste Vortriebshälfte – bisherige geologische Erkenntnisse

Hans-Jakob Ziegler, Dr. phil. nat. Geologe
IG GBTS, SKH Schneider Kellerhals + Haefeli AG, Stans

1. Einleitung

Im folgenden werden kurz die im letzten Jahr durchörterten geologischen Einheiten in den einzelnen Vortrieben vorgestellt. Ergänzend wird auf einige etwas speziellere Punkte eingegangen.

Die Ausführungen werden entsprechend der Tunnelkilometrierung von N nach S gemacht, wobei aus bekannten Gründen der nördlichste Teilabschnitt, Erstfeld, ausgelassen werden muss.

2. Teilabschnitt Amsteg

Seit letzten Juni wurden in der Oströhre erneut rund 4 km aufgefahren und der TBM-Vortrieb anfangs Juni 2006 bei km 118.670 abgeschlossen (Bild 1, Losgrenze bei km 118.850, die letzten 180 m werden wie geplant konventionell ausgebrochen). Dabei wurden die nördliche Schollenzone, der südliche Aaregranit und der südliche Granitgneis durchquert. Mitte Mai 2006 wurde die südliche Gneiszone, die südlichste geologische Einheit des Aar-Massivs er-

Bild 2: Dunkle, kantige Gneisscholle in hellem, granitähnlichen Diatexit

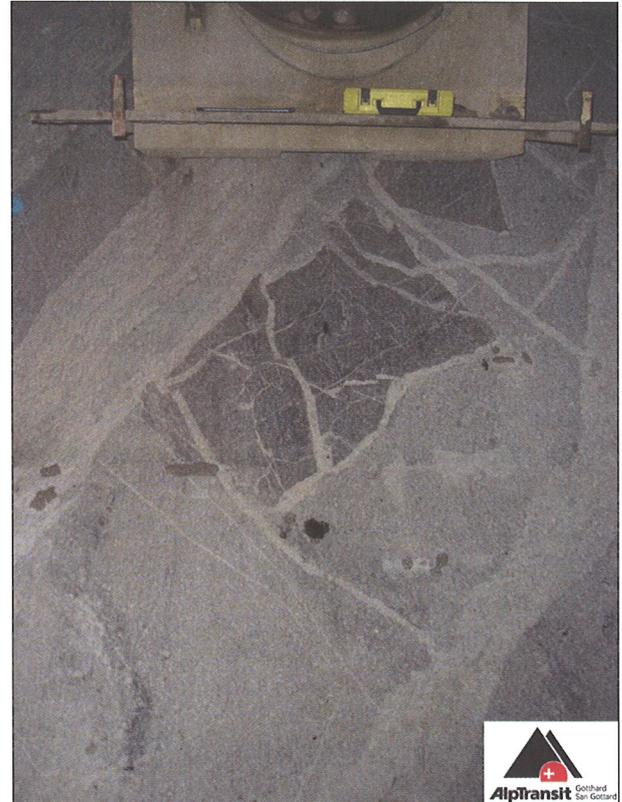
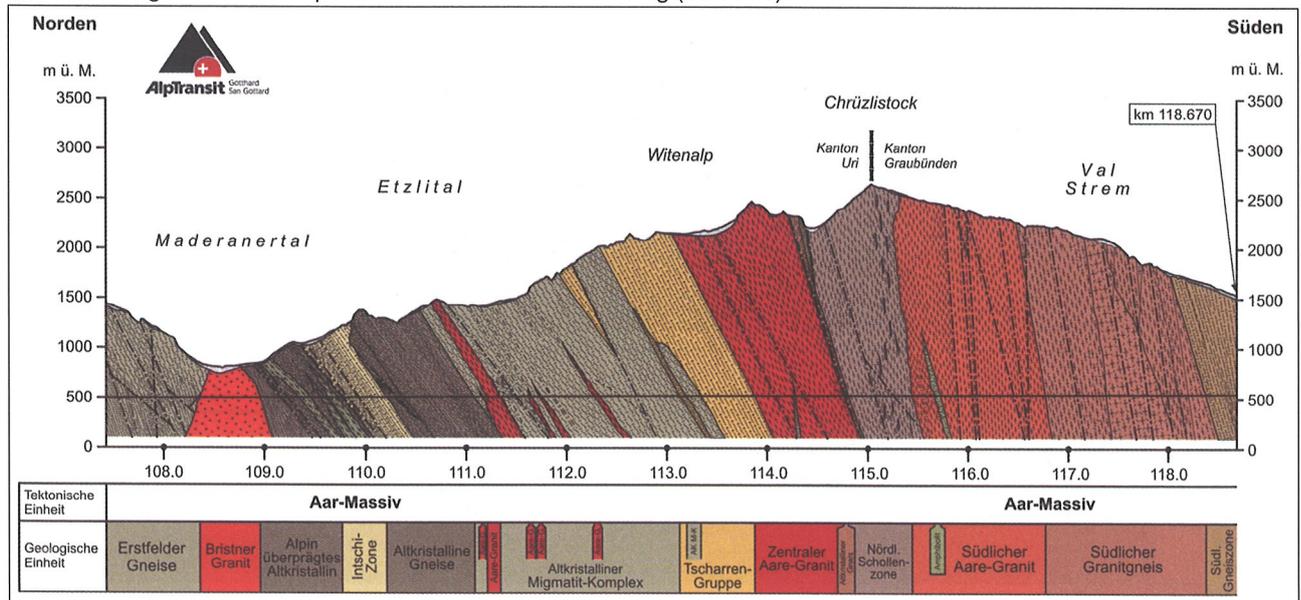


Bild 1: Geologisches Befundprofil des Teilabschnittes Amsteg (Oströhre)



reicht. Die Gesteine in der nördlichen Schollenzone weisen typische Migmatitstrukturen auf. Es handelt sich vorwiegend um helle, granitähnliche Diatexite mit dunklen, z.T. kantigen Gneisschollen (Bild 2). Die Migmatite werden von feinen Apliten durchschlagen, die in Scharen auftreten.

Im südlichen Aaregranit wechseln sich flaserig-gneisige Varietäten mit relativ massigen Varietäten ab. Petrographisch handelt es sich um einen Biotit-Granit mit seltenen granodioritischen bis dioritischen Einschaltungen. Daneben treten dunkle Lamprophyre und helle Aplitgranite auf, die meist nur geringe Mächtigkeiten aufweisen. Im anschliessenden südlichen Granitgneis finden sich vor allem granitische bis dioritische Gneise mit Lamprophyr- und Aplitgängen. Die mit der Oströhre angefahrne südliche Gneiszone besteht aus Chlorit-Serizit-Biotit-Gneisen.

Bei ungünstigem Verschnitt der Trennflächen traten die prognostizierten Ausbrüche von Kluftkörpern auf:

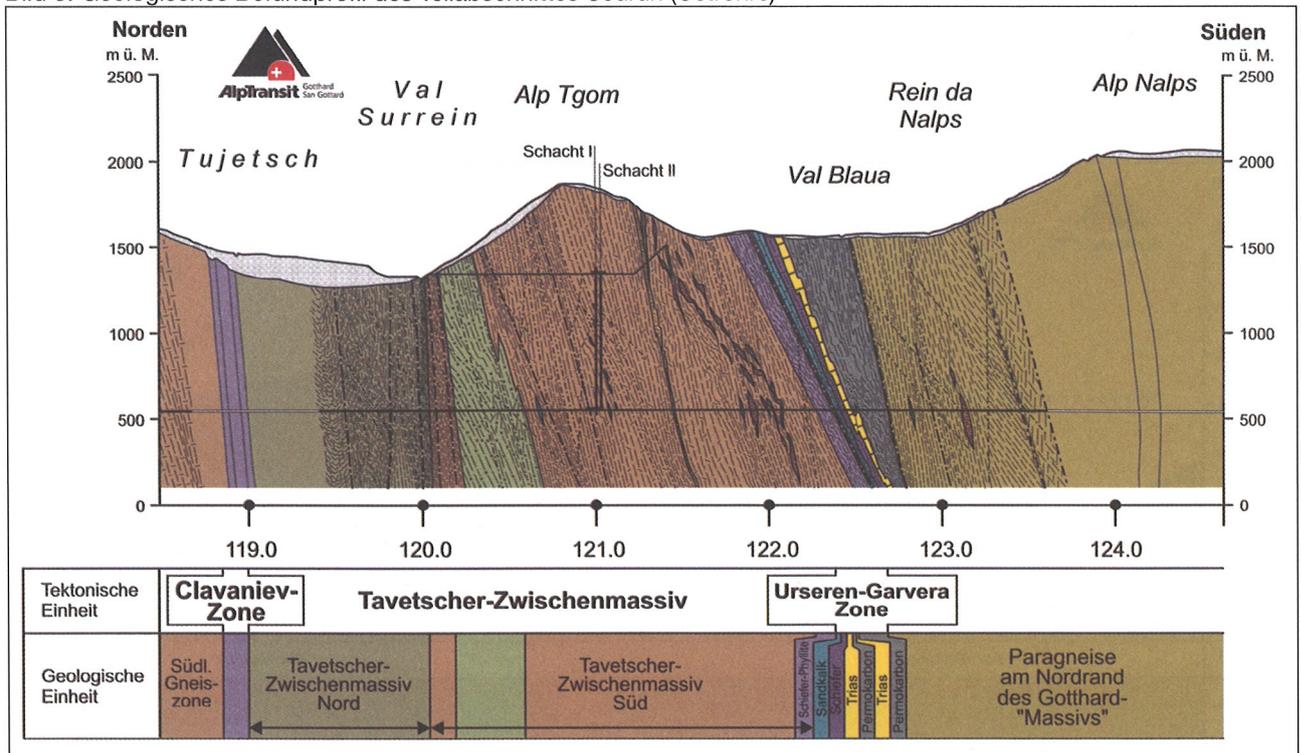
- Beim Vorhandensein von flach liegenden Klüften in der Kalotte, unmittelbar über oder direkt hinter dem Fingerschild.
- Beim Auftreten von spitzwinklig bis schleifend zur Tunnelachse streichenden, steilstehenden Klüften in den Paramenten.

Daneben waren in allen geologischen Einheiten in unterschiedlichem Ausmass durch die Spannungsumlagerungen verursachte Ablösungen (Abschalungen, Auflockerungen) zu beobachten. Diese traten in der Regel innerhalb der ersten 1 bis 3 Tage nach dem Ausbruch auf. Echter Bergschlag mit plötzlich schlagartig und unter Knall weggesprengten Platten ist bisher glücklicherweise nur zweimal im südlichen Aaregranit der Weströhre eingetreten (Bereich um km 215.800 und bei km 216.195).

In der nördlichen Schollenzone wurde im Anschluss an eine Störung (A13) hydrothermal zersetztes Gebirge mit stark mürben Zonen angetroffen. In der Oströhre konnte diese Zone relativ problemlos durchquert werden. In der Weströhre kam es dagegen durch eindringendes Bergwasser zu einem Kollabieren der Ortsbrust und einem Verbruch, was dazu führte, dass die TBM festsass (vgl. Bericht A. Wildbolz in diesem Band).

Zur Wasserführung im Teilabschnitt Amsteg ist zu bemerken, dass bisher in beiden Röhren zusammen etwa 35 l/s angefahren wurden. Permanent fließen aus den durchfahrenen granitischen Gesteinen im Mittel etwa 0,4 l/s pro 100 m dem Tunnel zu (Maximum im Bristner Granit mit 1,3 l/s pro 100 m). Dies entspricht rund 15% der Prognosemenge und zeigt einmal mehr, dass die Klüftöffnungen unter den Talsohlen wesentlich kleiner sind als erwartet worden ist.

Bild 3: Geologisches Befundprofil des Teilabschnittes Sedrun (Oströhre)



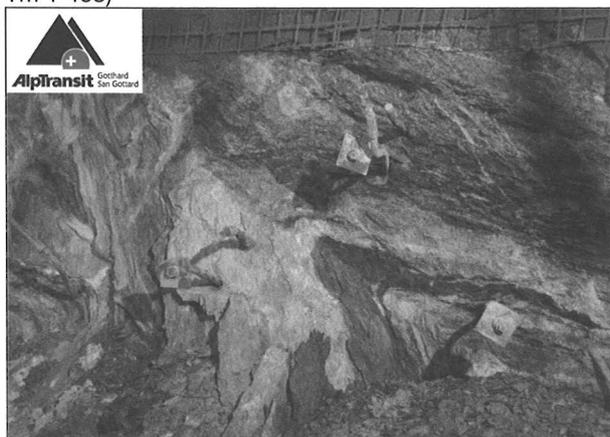
3. Teilabschnitt Sedrun

In Richtung Norden wurde mehr als 60% des TZM-N ausgebrochen (Bild 3, Stand 11.06.2006, km 119.367). Folgende Gesteine wurden dabei angetroffen:

- kakiritisierte, dunkle (Chlorit)-Serizit-Biotit-Gneise
- grünliche Chlorit-Serizit-Gneise
- helle, quarzreiche Hellglimmer-Gneise
- Biotit-/Serizit-Schiefer
- mürbe Quarzknauer
- grünliche, kakiritisierte, lehmige Chlorit-Schiefer bis -Phyllite
- braune, kakiritisierte, gebänderte Biotit-Hellglimmer-Schiefer.

Diese Gesteine sind mürbe bis fest und meistens entlang der Schieferungsflächen verlehmt. Oft sind sie zudem verfaltet (geknickt, Bild 4) und in den Faltenscharnieren stark verlehmt und weich. Generell lässt sich festhalten, dass in letzter Zeit ein Wechsel von einem tendenziell eher «gneisigen» zu einem mehr schiefriigen Gebirge erfolgte.

Bild 4: Verfaltungen im TZM-N (Weströhre Richtung N Tm 1'463)



Die vorher steilstehenden, mehrheitlich querschlägig zum Tunnel verlaufenden Schieferungsflächen streichen ab etwa km 119.500 (d.h. auf den letzten etwa 150 m) stellenweise schleifend bis subparallel zur Tunnelachse und fallen mit etwa 45°–85° mehr oder weniger steil in Richtung Osten ein. Diese Lage der Schieferungsflächen könnte auf eine nach oben offene, E–SE vergente Grossfalte hinweisen.

Geotechnisch gesehen verhält sich das Gebirge den Erwartungen entsprechend (druckhaft bis stark druckhaft). Wegen der ungünstigen Lage der Schieferungsflächen treten aber vermehrt asymmetrische Deformationen auf. Die radialen Deformationen liegen aktuell in der Grössen-

ordnung von etwa 0,2–0,5 m mit bisherigen Extremen bis gegen 0,8 m. Ergänzend ist auf die nach wie vor hohe Gefährdung durch die vorhandene Nachbrüchigkeit hinzuweisen, die den systematischen Einsatz von Spiessschirmen erfordert.

Richtung Süden befindet sich der Vortrieb in den Gneisen des Gotthard-Massivs. Es handelt sich dabei vorwiegend um dunkle Biotit-Muskovit-Gneise mit rötlichen Kalksilikatfelsen, hellen Pegmatitgängen und vereinzelt Quarzprophyrgängen. Untergeordnet treten schiefriige Gneise und Schiefer auf. Die im Gotthard-Massiv (GM) prognostizierten Störungszonen wurden bisher alle angetroffen (Störungen Nr. 40, 41 und 42). Generell ist auch hier die Wasserführung wesentlich geringer als erwartet. Zur Zeit fließen den beiden Tunnelröhren in Richtung Süden insgesamt etwa 7–8 l/s zu, wobei gut die Hälfte davon aus der Urseren-Garvera-Zone (UGZ) stammt. Die Wasserführung beschränkt sich vorwiegend auf stärker geklüftete Zonen im Bereich von Störungen. Die Prognose rechnete dagegen im wahrscheinlichen Fall aus der UGZ und dem GM mit etwa 8 l/s aus dem ungestörtem Gebirge und mit rund 60 l/s aus den Störzonen 40, 41, 42 und 43.

Bild 5: Niederbruch am 17.5.2006 in der Weströhre (Südvortrieb) bei Tm 2'617.5



Auf zwei geotechnische Probleme ist speziell hinzuweisen:

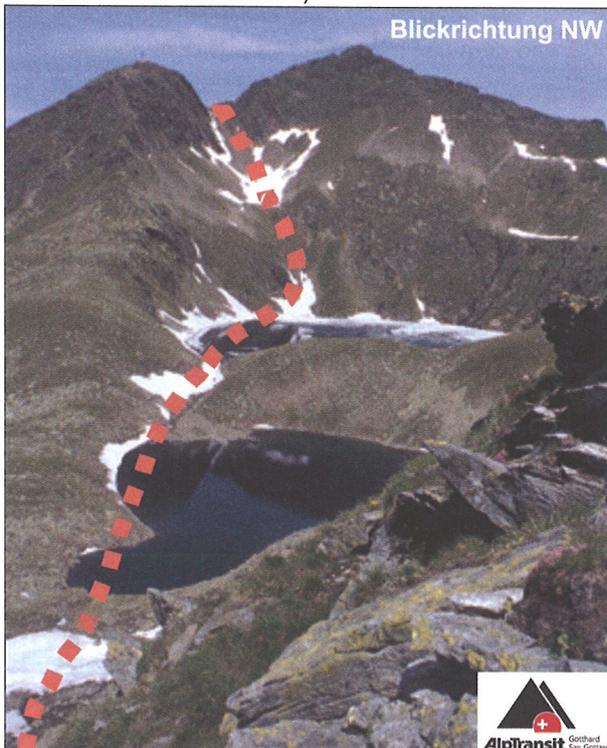
- Die eigentlichen Störzonen werden teilweise von Kakiriten aufgebaut, die für die beidseits normalerweise vorhandenen, stärker geklüfteten Bereiche als Stauer wirken. Wegen dem Wasserdruck auf der dem Vortrieb abgewandten Seite können bei der Annäherung an solche Zonen als Folge von hydraulischen «Felsbrüchen» Niederbrüche auftreten.
- Die Kluff- und Schieferungsflächen können stellenweise sehr glatt und spiegelig ausgebildet sein. Obwohl diese Flächen durch die intensiven Verfältelun-

gen leicht gewellt sind, weisen sie im entlasteten Zustand kaum eine nennenswerte Scherfestigkeit auf. Dadurch besteht die Gefahr, dass im Zusammenhang mit der Auflockerung beim Vortrieb – auch ohne Wasser – Niederbrüche oder sogar Verbrüche erfolgen können. Dies war vermutlich die Ursache des grossen Verbruchs in der Weströhre von Mitte Mai (Bild 5).

4. Teilabschnitt Faido

Wie aus dem Horizontalschnitt ersichtlich ist (Bild 7), erfolgen die Vortriebe nach wie vor je nach Ort entweder in den Lucomagno- oder den Leventina-Gneisen. Die mehr oder weniger NW–SE streichende Hauptstörung, die zu den bekannten Schwierigkeiten geführt hat, wurde in der Zwischenzeit nun auch mit der Weströhre bewältigt.

Bild 6: Störung im Bereich des Pizzo Pecian (Aufnahme N. Noseda vom 25.10.2005 von Koord. 701'835/152'600 aus)



Mit den bei den Vortrieben gewonnenen geologischen Kenntnissen wurde von den Baustellengeologen versucht, die Hauptstörung der MFS an der Erdoberfläche zu lokalisieren. Dieses Vorhaben wird wegen den als Folge des grossen Bergsturzes von Osco grossräumig nicht vorhandenen Felsaufschlüssen stark erschwert. Deshalb wurde diese Störung vom Tunnel aus an die Erdoberfläche projiziert und anschliessend das in Frage kommende Gebiet ausserhalb des Bergsturzes begangen. Dabei wurde beim Pizzo Pecian eine Störung beobachtet (Bild 6), die sowohl

von ihrer Lage als auch von ihrer Ausbildung (mächtiger Karikrit mit beidseitigen intensiven Verfaltungen) her als Äquivalent der Hauptstörung der MFS angesehen werden kann. Die Störung am Pizzo Pecian war bei der Prognose bekannt. Wegen den fehlenden Aufschlüssen wurde sie jedoch als W–E verlaufend angenommen und als Fortsetzung einer östlich des Bergsturzes vorhandenen Störung interpretiert. Dies zeigt einmal mehr, dass der Interpretationsspielraum häufig grösser als erwartet ist.

In den Vortrieben in der MFS treten nach wie vor Bergschläge und Gebirgsschläge auf. Zur Unterscheidung dieser beiden Phänomene kann die folgende, stark vereinfachte Definition herangezogen werden:

- Bergschläge treten in mehr oder weniger homogenen Gesteinskörpern auf
- für Gebirgsschläge braucht es mindestens zwei Gesteinskörper, die sich relativ zueinander stark unterschiedlich verhalten (z.B. «duktil» wie der Lucomagno-Gneis und spröde wie der Leventina-Gneis).

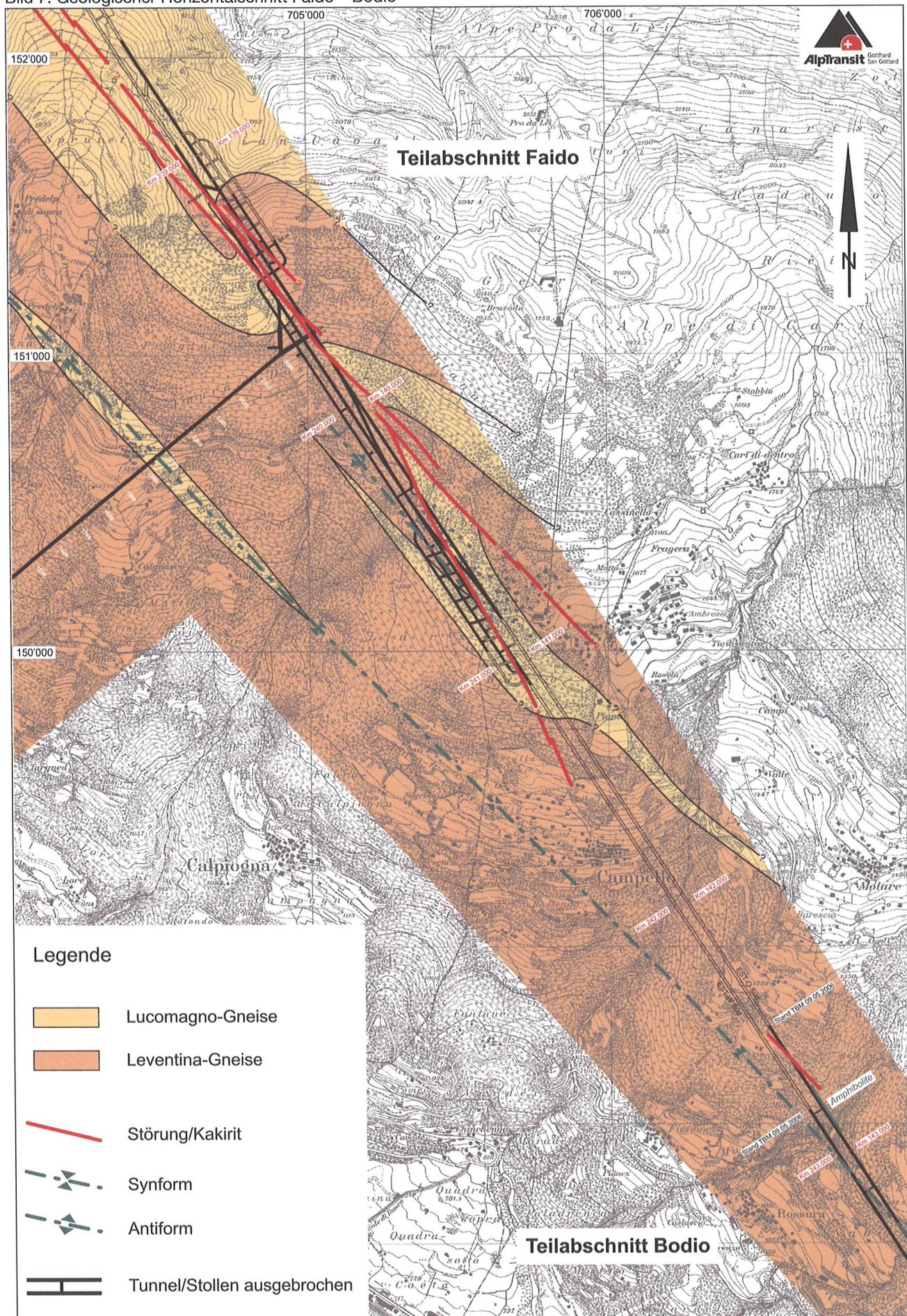
Daneben werden vom Schweizerischen Erdbebendienst (SED) sogenannte seismische Ereignisse mit Magnituden bis gegen 2 und dieses Frühjahr ein eigentliches Erdbeben mit einer Magnitude von 2,4 registriert. Um die Ursache all dieser Phänomene besser verstehen und wenn möglich langfristige Prognosen machen zu können, wurden zusätzliche Messstationen eingerichtet und die Überwachung stark intensiviert. Zur Zeit sind diese Arbeiten noch im Gange und es liegen noch keine neuen Erkenntnisse vor.

5. Teilabschnitt Bodio

Der im Teilabschnitt Bodio von Süden her erfolgende TBM-Vortrieb befindet sich zur Zeit gut 1 km südlich der Losgrenze in der tektonischen Einheit des Leventina-Gneises (Bild 7). Zur Zeit kann davon ausgegangen werden, dass die TBMs noch diesen Herbst die MFS Faido erreichen werden.

Seit etwa anfangs Jahr treten in den Vortrieben in der tektonischen Einheit des Leventina-Gneises neben den typischen granitischen 2-Glimmer-Gneisen vermehrt verschieferte Gneise und teilweise eigentliche Schiefer auf. Dies deckt sich gut mit der geologischen Prognose, wo darauf hingewiesen wird, dass gegen Ende der Vortriebe generell grössere lithologische Wechsel sowie Einschaltungen von Pegmatiten, Apliten, Kalksilikatlinsen, Amphiboliten, Biotitschiefern und Marmore zu erwarten sind.

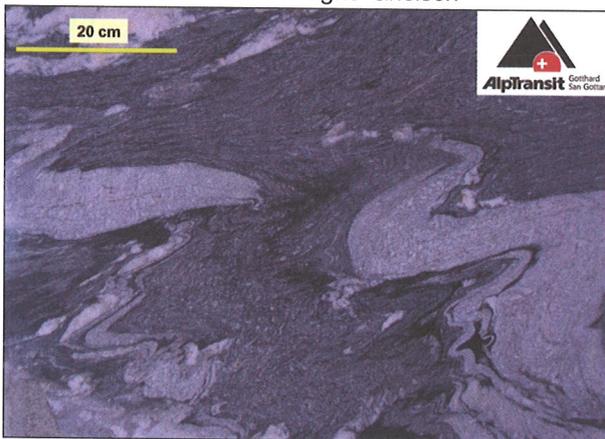
Bild 7: Geologischer Horizontalschnitt Faido – Bodio



Zusammen mit der nach wie vor generellen flachen Lagerung führen diese Gesteinswechsel zu vermehrten Niederbrüchen, insbesondere wenn noch zusätzliche Störungen vorhanden sind. Deshalb sind in kritischen Bereichen schwerere Sicherungsmassnahmen wie der Einbau von Stahlbögen oder sogar Spezialmassnahmen erforderlich (Überfirstung bei km 243.117).

Die häufigste Frage, die zur Zeit in Bodio den Geologen gestellt wird, ist jene nach der Grenze zum Lucomagno-Gneis. Da es sich beim Leventina-Gneis um einen Intrusionskörper handelt, der zudem noch mehrmals verfaltet worden ist (Bild 8), lässt sich diese Frage leider nicht exakt beantworten.

Bild 8: Intensiv verfalteter Kontakt von hellen Leventina-Gneisen mit dunklen Lucomagno-Gneisen



Verdankungen

Der Autor dankt den Baustellengeologen der verschiedenen Teilabschnitte insbesondere den Herren B. Frei (Amsteg), P. Guntli (Sedrun), R. Volpers (Faido) und R. Lucchini (Bodio) für die zur Verfügung gestellten Unterlagen.

Amsteg – TBM-Stillstand in der Weströhre Kleiner geologischer Unterschied – grosse Wirkung

Adrian Wildbolz, Dipl. Bauing. HTL
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

Seit Ende 2003 bohren sich die Tunnelbohrmaschinen (TBM) Gabi I und II von Amsteg Richtung Sedrun. Im Juni 2005 wurde die TBM West (Gabi II) durch eingeschwemmtes Material blockiert. Nach einer eingehenden Untersuchung zur Ausdehnung der Verbruchzone konnten die Massnahmen zur Befreiung der TBM festgelegt werden. Injektionen aus einem zusätzlichen Stollen verfestigten das Gebirge vor und über der TBM. Ein Gegenangriff aus der Oströhre legte anschliessend die TBM frei. Mitte Dezember 2005 wurde der Regelvortrieb wieder aufgenommen.

Vortrieb bis Juni 2005

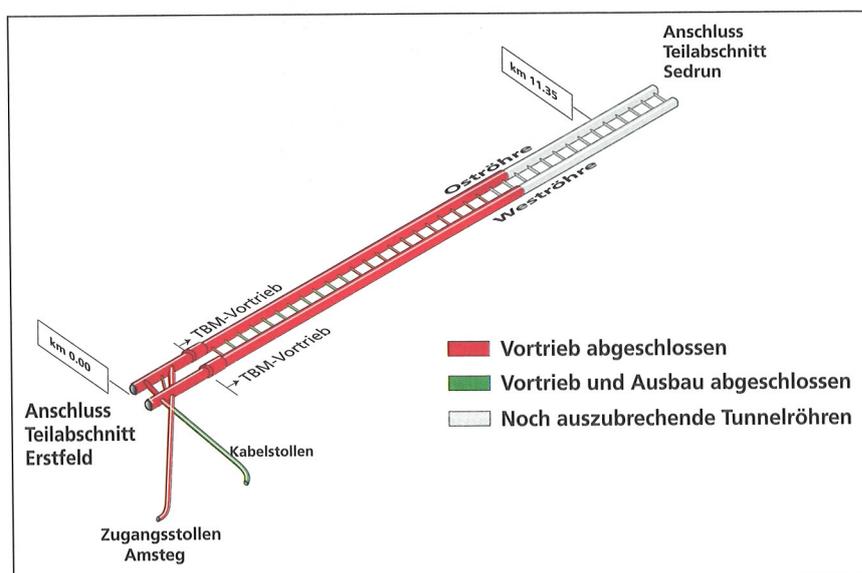
Am Gotthard baut die AlpTransit Gotthard AG (ATG) seit 1999 den 57 km langen Gotthard Basistunnel. Der Vortrieb erfolgt von den beiden Portalen in Erstfeld und Bodio sowie von den Zwischenangriffen Amsteg, Sedrun und Faido.

Der 11'350 m lange Teilabschnitt Amsteg wird mit zwei Tunnelbohrmaschinen von 9,58 m Durchmesser aufgeföhren. Er schliesst im Norden an den Teilabschnitt Erstfeld an, im Süden an den Teilabschnitt Sedrun. Die Montage der beiden TBM erfolgte in zwei unterirdischen

Montagekammern durch die Arbeitsgemeinschaft Amsteg Los 252 Gotthard-Basistunnel Nord (AGN). Die TBM Ost (Gabi I) nahm den Regelvortrieb in Richtung Sedrun Anfang Oktober 2003 auf, die TBM West (Gabi II) startete im Januar 2004. Anfang Juni 2005 wurde unter dem 2'709 m hohen Chrüzlistock die Kantonsgrenze Uri/Graubünden erreicht. Die maximale Überdeckung von ca. 2'200 m ergab eine Felstemperatur von 44 Grad. Beide Maschinen lagen praktisch auf gleicher Höhe und hatten mit 7'600 m bereits zwei Drittel der Strecke ausgebrochen.

TBM Gabi I ohne Probleme

Am 5. Juni 2005 erreichte die TBM Gabi I in der Oströhre die prognostizierte Störzone A13. Diese wies eine Länge von 11 m auf und erwies sich als bautechnisch nicht relevant. An die Störung anschliessend trafen die Tunnelbauer auf teilweise hydrothermal zersetztes Gestein. Die TBM Ost bohrte sich mit geringen Tagesleistungen kontinuierlich durch das mürbe Material. Ein erhöhter Sicherheitsaufwand wurde insbesondere zur Verbesserung der Verspannbarkeit der Gripper nötig. Die Vortriebsleistungen sanken auf 1 bis maximal 5 m pro Arbeitstag. Der Vortrieb ging aber stetig und ohne besondere Schwierigkeiten voran. Grössere Wasserzutritte wurden keine verzeichnet.

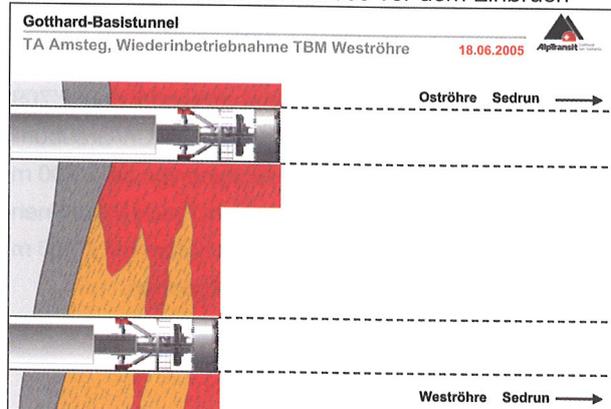


Grafik 1: Stand der Arbeiten Mitte Juni 2005 vor der Blockierung der Tunnelbohrmaschine Gabi II

Blockierung der TBM Gabi II

Am 13. Juni 2005 erreichte auch die TBM West die Störzone A13, die sie in kurzer Zeit problemlos überwand. Südlich an die A13 anschliessend wurde ebenfalls hydrothermal zersetztes Material angetroffen. Dieses präsentierte sich jedoch kompakter als jenes in der Oströhre. Entsprechend kam der Vortrieb mit Tagesleistungen von 8 bis 13 m gut voran.

Grafik 2: Situation am 18.06.2005 vor dem Einbruch



Am 18. Juni 2005 änderte sich die Lage schlagartig. Überraschend schwemmte, während der Wartungsschicht, ein Wasserzutritt von 2 – 3 l/s loses Material in den Bohrkopf und blockierte diesen.

Bild 1: Räumen des blockierten Bohrkopfes von Hand



Erste Befreiungsversuche

Während zwei Tagen wurde mehrfach versucht, den Bohrkopf von Hand zu räumen und die TBM wieder anzudrehen. Dies gelang trotz Mobilisierung der gesamten Antriebsleistung des Bohrkopfes von 4 MW nicht. In einer zweiten Phase versuchte die Vortriebsmannschaft die Maschine um rund einen Meter zurückzuziehen. Dazu musste der letzte bereits eingebaute Stahlbogen wieder

ausgebaut werden. Es gelang jedoch nicht die TBM mehr als ein paar Zentimeter rückwärts zu bewegen. In einer dritten Phase wurde versucht, mit seitlichen Nischen den Bohrkopf freizulegen. Nachfließendes Gestein brach jedoch in diese Nischen ein und füllte diese teilweise auf.

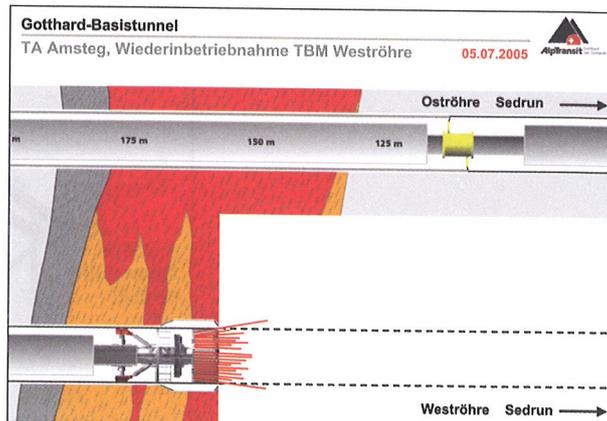
Bild 2: Seitliche Nische auf Höhe Bohrkopf mit nachfließendem Gestein gefüllt



Ausdehnung der Problemzone vor dem Bohrkopf

Zur Erkundung der vorausliegenden Problemzone wurden mit den auf der TBM West installierten Ankerbohrgeräten über 30 Injektionsbohranker eingebaut. Die aufgezeichneten Bohrdaten gaben einen ersten Hinweis auf die geometrische Form des Bereiches mit losem Material. Mit den Bohrungen wurde zudem versucht das Gebirge zu drainieren. Der Erfolg blieb jedoch bescheiden.

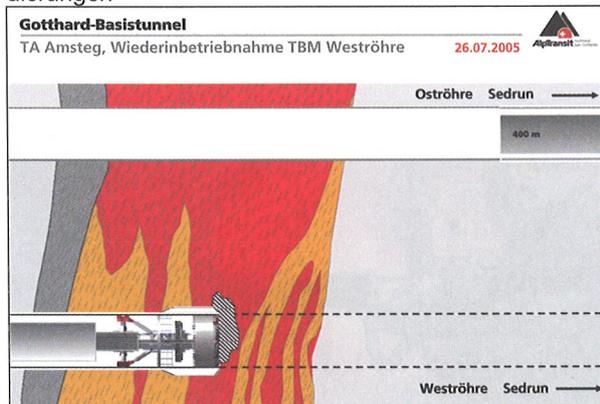
Grafik 3: Drehschlagbohrungen zur Erkundung der Verbruchzone



Anschliessend erfolgten aus den seitlichen Nischen 11 Kernbohrungen mit bis zu 45 m Länge. Damit wurden die Verhältnisse vor und über dem Bohrkopf systematisch erkundet. In der Zwischenzeit hatte auch der Nachläufer der über 400 m langen TBM Ost den Bereich der Störzone verlassen.

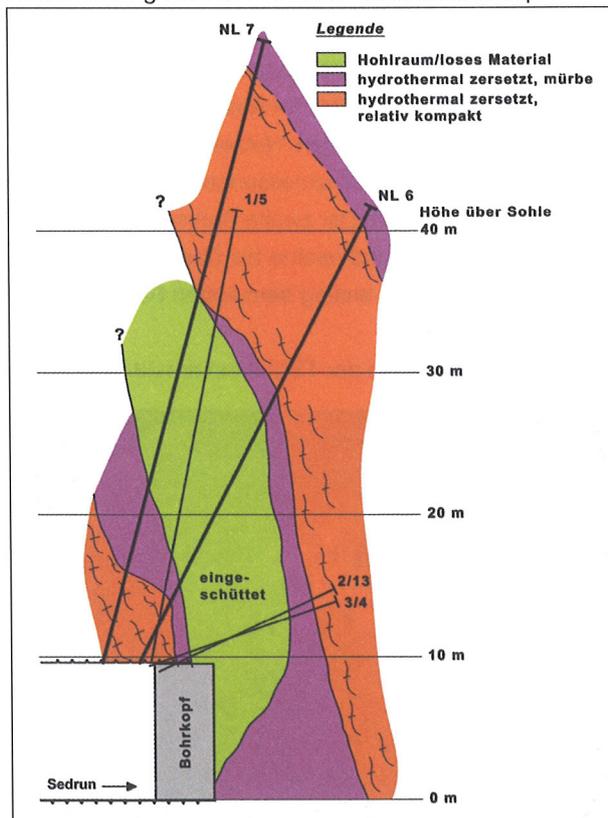
Die Auswertung all dieser Erkundungsbohrungen ergab nun folgendes Bild:

Grafik 4: Erwartete Geologie nach Abschluss der Sondierungen



- Vor dem Bohrkopf befindet sich eine aufgelockerte Zone von 5 bis 8 m Länge.
- Auf weiteren etwa 15 m ist noch mit hydrothermal zersetztem Gebirge zu rechnen.

Grafik 5: Längsschnitt der Zone vor dem Bohrkopf



- Die eingeschüttete Zone (hellgrün dargestellt) reicht bis mindestens 25 m über Firsniveau.

Einsetzung einer Task Force

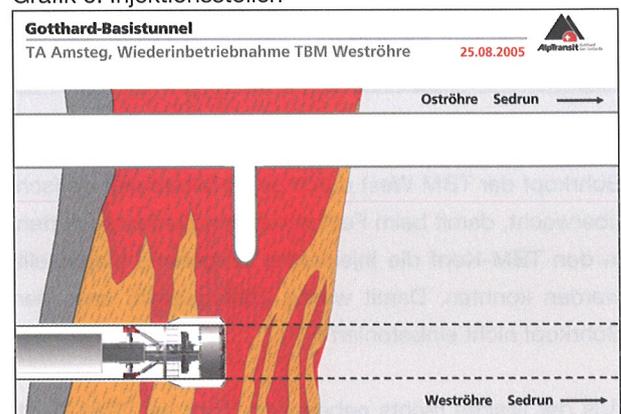
Zur Lösung des Problems setzte die Bauherrschaft eine Task Force ein. Sie bestand aus Mitarbeitern der Ingenieurgesellschaft, der örtlichen Bauleitung, der Unternehmung sowie des Bauherrn und zwei externen Spezialisten. Nach eingehenden Abklärungen wurde erkannt:

- Das lockere Material vor und über der TBM muss mit Injektionen verfestigt werden.
- Ein seitlicher Zugang mit grossem Querschnitt auf Höhe des Bohrkopfes durch das mürbe Gestein ist zu riskant.
- Ein seitlicher Injektionsstollen mit kleinem Querschnitt auf Höhe Bohrkopf wird als machbar beurteilt.
- Der Bohrkopf selber muss durch einen Gegenvortrieb aus der Oströhre freigelegt werden.
- Dieser erfolgt im Schutze eines Rohrschirmes.

Injektionen

Aus der Oströhre wurde ein kreisrunder Injektionsstollen mit ca. 18 m² Querschnitt vorgetrieben. Die Sicherung erfolgte mit Vollbogen TH 29/58 im Abstand von 1,00 m, 25 cm Spritzbeton und Netzen K188.

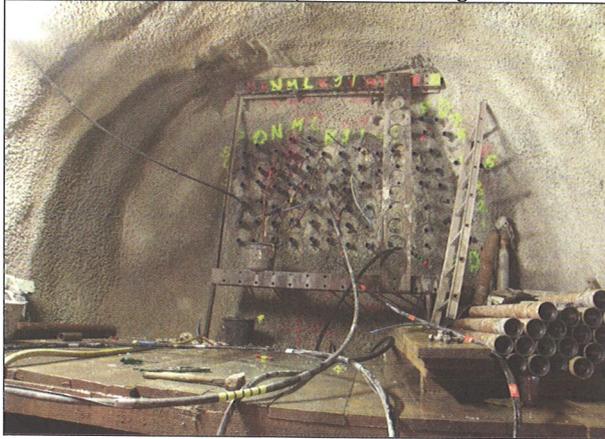
Grafik 6: Injektionsstollen



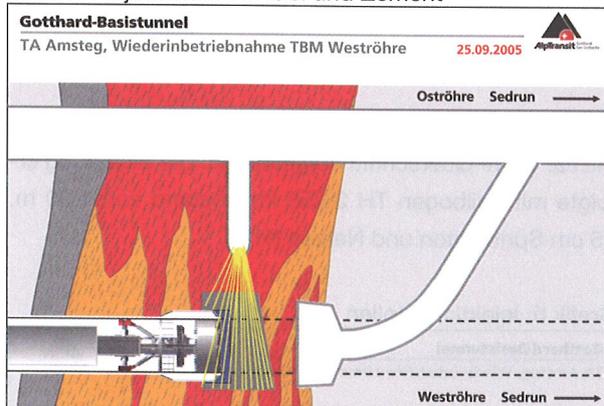
Aus über 120 Bohrungen wurde das Gebirge vor und über der TBM verfestigt und zum Schutze des Bohrkopfes rund um die TBM eine 2 m dicke Schicht mit Gel injiziert. Verwendet wurde HydroBloc-Polygel 530 der Firma Arcan. Dieses dünnflüssige, mit Wasser mischbare Acrylatgel reagiert nach Zugabe des ebenfalls in Wasser gelösten Reaktionsstarters zu einem hochelastischen Hydrogel. Die restlichen Injektionen erfolgten mit Zement. Zum Einsatz kam das Produkt DUROFLOW R der Firma

Geo Rock. Dabei handelt es sich um ein hydraulisches Bindemittel auf Basis von Ölschieferzement mit einer Mahlfineinheit von ca. 8'000 Blain. Die Zementinjektionen erfolgten mit einem W/Z Faktor von 1,0 bis zum Erreichen des Enddruckes von 20 bar oder bis die Abbruchmenge überschritten wurde.

Bild 3: Schablone für die Injektionsbohrungen



Grafik 7: Injektionen mit Gel und Zement



Während des gesamten Injektionsvorgangs wurde der Bohrkopf der TBM West durch einen Mitarbeiter optisch überwacht, damit beim Feststellen von Zementaustritten in den TBM-Kopf die Injektionen umgehend eingestellt werden konnten. Damit wurde sichergestellt, dass der Bohrkopf nicht einbetoniert wird.

Aus der Nische rechts neben dem Kopf der TBM West wurden 40 Injektionsbohrungen ausgeführt. 16 Bohrungen wurden mit Gel, die restlichen 24 Bohrungen mit Zement injiziert. Mit diesen Bohrungen wurde der Bereich abgedeckt, der aus dem Injektionsstollen aus geometrischen Gründen nicht erreicht werden konnte.

Anfang November 2005 waren die Injektionsarbeiten abgeschlossen. Insgesamt wurden mehr als 2'800 Laufmeter Injektionsbohrungen erstellt. An ca. 5'100 Stellen injizierten die Spezialisten mehr als 50 Tonnen Gel und ca.

110 Tonnen Zementmischung. Mit Kernbohrungen wurde der Injektionserfolg kontrolliert. Der hergestellte Körper erwies sich als ausreichend kompakt und homogen, so dass nur vereinzelte Nachinjektionen notwendig wurden.

Gegenvortrieb aus der Oströhre

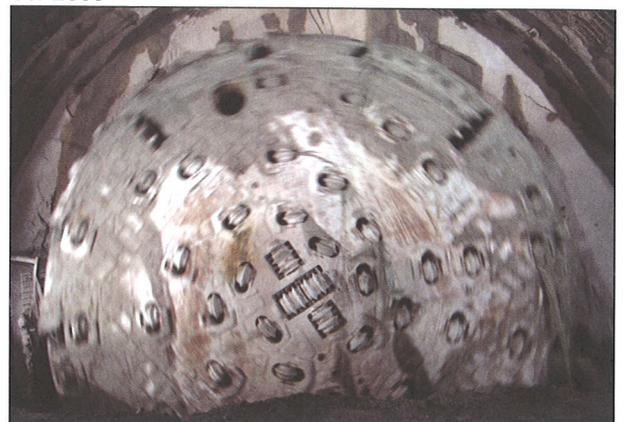
Parallel zu den Injektionsarbeiten erfolgte im standfesten Gebirge der Gegenvortrieb mit ca. 35 m² Querschnitt aus der Oströhre bis auf die Achse der Weströhre. Aus einer noch im standfesten Fels angeordneten Bohrnische wurde ein erster, 15 m langer Rohrschirm gebohrt.

Bild 4: Bohren des Rohrschirmes



Der weitere Vortrieb erfolgte in der Kalotte im Teilausbruch mit Bagger oder mit Lockerungssprengungen. Dabei wurde jeweils ein Stützkern stehen gelassen. Als Sicherung wurden Stahlbogen HEB 240 im Abstand von 1,00 m mit Spritzbeton und zwei Lagen Netzen K188 eingebaut. Mittels 5-Punkt Konvergenzmessungen wurden die Deformationen überwacht. Der zweite Rohrschirm wies eine Länge von 18 m auf und reichte bis über den Bohrkopf. Die Sicherung erfolgte analog dem ersten Rohrschirm.

Bild 5: Wiederandrehen der TBM West am 23. November 2005

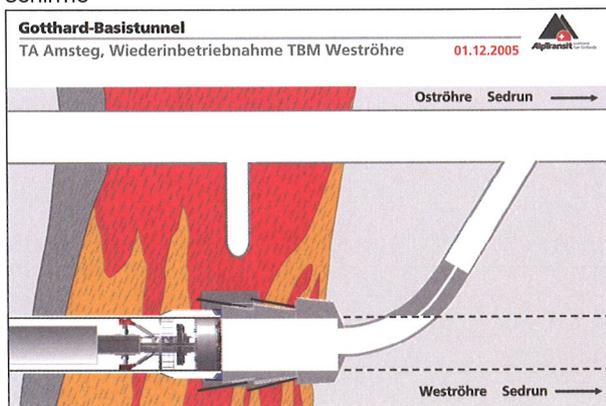


Mitte November 2005 konnte der Bohrkopf freigelegt und am 23. November 2005 die TBM West nach einem Stillstand von mehr als fünf Monaten wieder angedreht werden.

Wiederaufnahme Regelvortrieb

Vor der Wiederaufnahme des TBM-Vortriebes musste das Überprofil im Bereich der Rohrschirme mit Spritzbeton aufgefüllt werden.

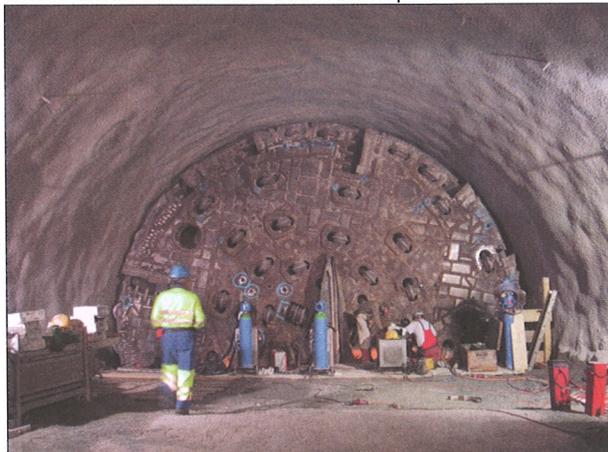
Grafik 8: Füllen des Überprofils im Bereich der Rohrschirme



Die im Gegenvortrieb verbliebene Strosse konnte anschliessend durch die TBM aufgeföhren werden. Um die Verspannbarkeit der Gripper zu gewährleisten, wurde der Gegenvortrieb zur Weströhre hin mit einem Betonpfropfen verschlossen.

Parallel zu den Vorbereitungsarbeiten zur Wiederaufnahme des Regelvortriebes nutzte die Arbeitsgemeinschaft AGN die Möglichkeit, am Bohrkopf der TBM West eine Zwischenrevision durchzuführen.

Bild 6: Zwischenrevision des Bohrkopfes der TBM West



Mitte Dezember 2005 konnte der Regelvortrieb wieder aufgenommen werden.

Kosten von 10 Millionen

Die Massnahmen zur Wiedereinbetriebnahme der TBM West sowie der Stillstand während eines halben Jahres führten zu Kosten in der Höhe von rund CHF 10 Mio. Da im Werkvertrag Stillstände aus geologischen Gründen berücksichtigt und die erforderlichen Massnahmen ausgeschrieben sind, können diese Kosten innerhalb des Vertrages abgedeckt werden. Auch die Endtermine des Vortriebes können eingehalten werden, da für geologische Probleme im Zeitplan insgesamt 9 Monate eingerechnet sind.

Stillstand vermeidbar?

Dem Vortrieb vorauslaufend wurde das Gebirge durchgehend mit seismischen Untersuchungen erkundet. Angezeigte verringerte Festigkeiten liessen auf die Störzone A13 schliessen. Hinweise auf das dahinter liegende hydrothermal zersetzte Gebirge konnten jedoch keine gefunden werden. Somit bestand zu diesem Zeitpunkt auch kein Anlass mit Drehschlagbohrungen weiter zu sondieren.

Selbst wenn eine Drehschlagbohrung ausgeführt worden wäre, hätte der in der Weströhre auftretende Wasseranfall zwar unter Umständen erkannt werden können. Es wäre aber nicht gelungen das gesamte anfallende Bergwasser zu drainieren und den Verbrauch auf diese Weise eventuell zu verhindern. Dies zeigt die Tatsache, dass trotz mehr als 40 durchgeführten Injektionsbohranker-, Erkundungs- und Drainagebohrungen nur rund die Hälfte der Bergwassermenge drainiert werden konnte.

Fazit

Zwei identische TBMs trafen zur gleichen Zeit auf hydrothermal zersetztes Gestein. In der trockenen Oströhre wurde die Störung ohne grössere Probleme bewältigt. Bei praktisch identischen geologischen Verhältnissen führte ein geringer Wasseranfall von 2–3 l/s in der Weströhre zu einem Einschwemmen von losem Material in den Bohrkopf und dadurch zum Blockieren der TBM während eines halben Jahres.

Dank

Für das zur Verfügung stellen von Bildern und Filmausschnitten für diesen Vortrag möchte ich mich ganz herzlich bedanken bei der Arbeitsgemeinschaft Amsteg Los

252 Gotthard-Basistunnel Nord (AGN), bestehend aus den Firmen Murer-Strabag AG, Erstfeld (CH) und Strabag AG, Spittal/Drau (Oe), sowie bei der Ingenieurgesellschaft Gotthard-Basistunnel Nord (IG-GBTN), bestehend aus den Firmen Gähler&Partner, Ennetbaden, Gruner AG, Basel, Rothpletz Lienhard, Olten und CES Bauingenieur AG, Seewen-Schwyz.

Hydrothermal zersetztes Gestein

Hydrothermal zersetztes, desaggregiertes Material wurde bereits beim Bau des Gotthard-Strassentunnels und im Furka Basistunnel angetroffen. Im geologischen Bericht für den Gotthard-Basistunnel ist beschrieben, dass Zonen mit desaggregiertem Gestein meist eine unregelmässige Form aufweisen, nicht zwangsläufig an Störungen gebunden sind und sich daher bezüglich des Ortes nicht prognostizieren lassen. An der Oberfläche sind sie als verwitterungsanfällige Gesteine zudem meist von Lockergestein bedeckt. Am ehesten zu erwarten sind diese Erscheinungen in granitischen Gesteinstypen.

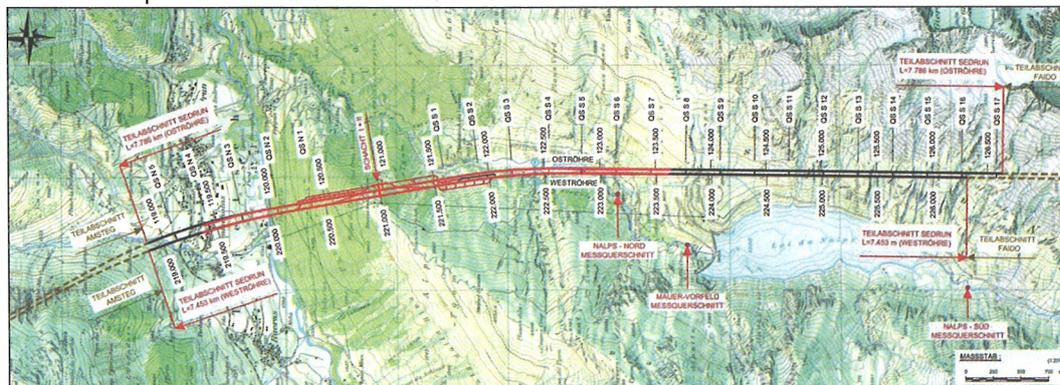
Sedrun – Vortriebe im Gotthardmassiv, Herausforderungen in günstigen geologischen Verhältnissen

Robert Meier, Dipl. Bauing. ETH/SIA
Chefbauleiter IG GBT Süd, Sedrun

1. Übersicht und Stand der Arbeiten

Das Baulos Sedrun des Gotthard-Basistunnels umfasst den Bau der Multifunktionsstelle mit Abluftstollensystem, sowie je 1'425 m Tunnelröhre mit Querschlägen Richtung Norden in den geologischen Einheiten TZM-Süd, TZM-Nord und Clavianev Zone (CZ) sowie 4'600 m bzw. 4'270 m in den beiden Tunnelröhren der Südvortriebe mit Querschlägen alle ca. 312 m.

Bild 1: Übersicht Teilabschnitt Sedrun mit Stand der Arbeiten per 31. Mai 2006



Per Ende Mai 2006 ist folgender Stand der Arbeiten zu verzeichnen

Multifunktionsstelle:

- Vollständig ausgebrochen
- Aufbringen Abdichtungsträger Gewölbe sowie Einbau Sohle in Arbeit

Abluftstollensystem:

- Norden beendet, Süden in Arbeit

Nordvortriebe:

- Vortriebsstand Tm 1'630 ab Schachtfuss

Südvortriebe:

- Vortriebsstand Tm 2'625 ab Schachtfuss
- Betonsohle zwischen Tm 1'400 und 2'300 eingebracht

2. Geologie, Vorauserkundungskonzept

2.1 Übersicht

Nach erfolgreicher Durchörterung der Urseren Garvera Zone (UGZ) haben die Vortriebe das Gotthard Massiv (GM) Anfangs Mai 2005 bei Tm 1'690 erreicht. Die Vortriebe befinden sich heute in den Paragneisen des nördlichen GM. Weiter südlich folgen verschiedenste Gneistypen, wie z.B. Streifen- und Paradisgneise, mit linsenartigen Auftreten von Amphibolit, Kalksilikat oder Ganggesteinen. Die Gneise des GM werden durch 5–10 m mächtige, schiefriig-phyllitischen Störzonen durchtrennt. Diese können eine erhöhte Durch-

lässigkeit und damit eine grössere Bergwassermenge aufweisen.

2.2 Vorauserkundungskonzept

In den letzten Jahren wurden im Zusammenhang mit dem Problem von Gebirgsdeformationen als Folge von Entwässerungen durch Tunnelbauten und den damit verbundenen Porenwasserdruckabsenkungen verschiedene Untersuchungen durchgeführt. So wurde z.B. ein Zusammenhang zwischen dem grossräumigen Setzungsverhalten im Bereich der Gotthard-Passstrasse und dem Bau des Gotthard Strassentunnels festgestellt.

Setzungen infolge Entwässerung des Gebirges und daraus resultierende Schäden an den über dem Tunnelvortrieb liegenden Stauanlagen Curnera, Nalps und Sta. Maria sollen vermieden werden. Zur Erkundung der geologischen und hydrologischen Verhältnisse werden deshalb systematische Vorauserkundungen durchgeführt.

Mit diesen Bohrungen sollen Wasservorkommen erkundet und ein kontrollierter Wasserabfluss ermöglicht werden. Zur Beurteilung, ob eine mit der Schlagbohrung erkundete wasserführende Störzone abgedichtet werden muss, wird eine erweiterte Vorauserkundung mittels Kernbohrungen ausgeführt. Kernbohrungen können auch zur Erkundung von vermuteten Störzonen angeordnet werden.

Es werden die folgenden Anforderungen an die Ausführung der Bohrungen gestellt:

- Alle Bohrungen sind mit Preventer auszuführen.
- Die Standrohre sind so zu versetzen, dass sie dem Gebirgswasserdruck standhalten können.
- Hydraulische Kurzschlüsse zwischen Bohrungen und Vortrieb müssen möglichst vermieden werden.

Bild 2: Preventermontage für Kernbohrung



Die Vorauserkundung des Gebirges erfolgt im GM primär mit systematischen, zwischen 40 und 70 m langen Schlagbohrungen. Die vorausseilende Röhre wird grundsätzlich doppelt erbohrt, die minimale Überlappungslänge beträgt dabei 20 m. In der nachfolgenden Röhre beträgt die Überlappungslänge min. 10 m.

Sämtliche Bohrungen werden mit Standrohr- und Preventer ausgeführt. Die Standrohrlänge beträgt in der Regel 4 m, kann jedoch in Abhängigkeit der anstehenden Felsqualität bis zu 20 m betragen. Die Standrohre müssen einem Wasserdruck von bis zu 200 bar standhalten können. Kernbohrungen werden im Seilkernverfahren ausgeführt.

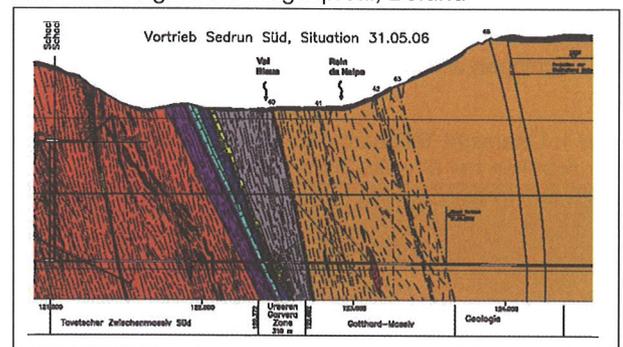
Bild 3: Beispiel ausgeführter Kern- und Schlagbohrungen

2.3 Vergleich Prognose/Befund

Entgegen den Projektannahmen fällt die UGZ flacher als prognostiziert gegen Süden ein und die Mächtigkeit nimmt mit der Tiefe in einer keilartigen Form ab.

Für die Ausführung erwies sich diese Abweichung als günstig, da damit die südlichsten Bauwerke der Multifunktionsstelle nicht in der UGZ zu liegen kamen, sondern in den bautechnisch günstigeren Formationen des TZM Süd. Das erwartete, druckhafte Verhalten, welches vom Mesozoikum und Permokarbon der Garvera Zone im Gotthard Eisenbahn- und Strassentunnel bekannt war, ist auf Höhe des Basistunnels nicht aufgetreten.

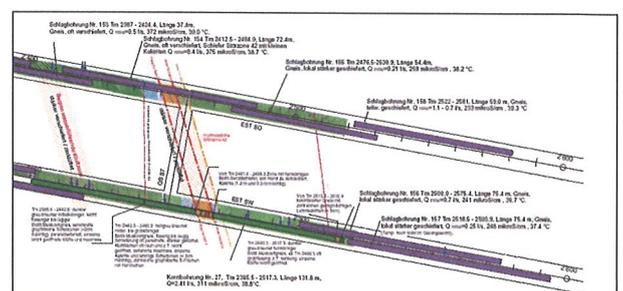
Bild 4: Geologisches Längsprofil, Befund



Die bisher durchfahrenen Gneise des GM verhielten sich bautechnisch günstig. Drei der 12 prognostizierten Störzonen wurden bereits durchörtert. Zwei der Störzonen erwiesen sich als bautechnisch wenig relevant. Einzig die Störung Nr. 41 musste aufgrund der Kakiritisierung über 10 m und der damit verbundenen erhöhten Nachbrüchigkeit mit starrem Stahlausbau aufgefahren werden.

Bei Tm 2'620 erfolgte in der EST SW Mitte Mai 2006 ein geologischer Niederbruch, die Ursache ist im Gesteinsgefüge und in vermutlich ungünstiger Anordnung von geringmächtigen Kakirithorizonten zu suchen die in den Erkundungsbohrungen allerdings nicht erkannt werden konnten.

Mit Ausnahme einer initialen Wasserspitzte von maximal 4 l/s blieb die Bergwassermenge sehr gering. Der heu-



tige Bergwasserabfluss aus dem GM beträgt total ca. 4 l/s und Röhre.

3. Installationen für die Südvortriebe

3.1 Anforderungen

Die pro Röhre je knapp 4 km langen Vortriebe im GM stellen, unter der Randbedingung, dass die Betonsohle dem Vortrieb in relativ kurzem Abstand von ca. 300 m folgen muss, hohe Anforderungen an die Vortriebsinstallationen für den Sprengvortrieb. Die wesentlichen Anforderungen sind:

- Hohe Vortriebsleistungen
- Mechanisierung von Ver- und Entsorgung
- Vorbrechen von Ausbruchmaterial im Ortsbrustbereich
- Effizientes Schuttersystem
- Gleichzeitiges Nachziehen der Betonsohle
- Optimale Bewetterung und Kühlung
- Konsequente Staubbekämpfung
- Arbeitssicherheit und Gesundheitsschutz

Die Ver- und Entsorgung des Vortriebs darf einerseits nicht durch die nachfolgende Sohlbetonbaustelle behindert werden und andererseits kann die Sohlbetonbaustelle dem Vortrieb nur innerhalb eines bestimmten Bereiches folgen.

3.2 Vortriebsinstallationen, Schutterung, Ausbruchsicherung

Für die Vortriebe steht pro Tunnelröhre je ein 3-armiger Jumbo mit Arbeitskorb zur Verfügung. Damit die Blockgrösse für den Schlagwalzenbrecher auf ca. 800 mm Kantenlänge beschränkt werden kann, ist eine erhöhte spezifische Lademenge für die Abschlagssprengungen erforderlich. Grössere beim Sprengen anfallende Blöcke müssen vor Aufgabe in den Brecher zerkleinert werden.

Für die Vortriebe der ca. alle 312 m angeordneten Querschläge wird ein kleinerer, 2-armiger Bohrjumbo verwendet. Die Vortriebe der Querschläge müssen jeweils beendet sein, bevor der Brecher und die nachfolgenden Installationen in den Bereich der Querschläge zu liegen kommen, d.h. sie müssen im Bereich bis 50 m hinter der Ortsbrust erfolgen.

Bild 5: Querschlag QS Süd 6



Die Schutterung erfolgt mit 2 Fahrladern, die das Ausbruchmaterial in die sich ca. 30–50 m hinter der Ortsbrust befindlichen Vorbrecher transportieren. Im Schlagwalzenbrecher wird das Ausbruchmaterial auf die Grösse 0/200 zerkleinert.

Bild 6: Teleskopplutte, Brecher, Steigband, Entstaubung



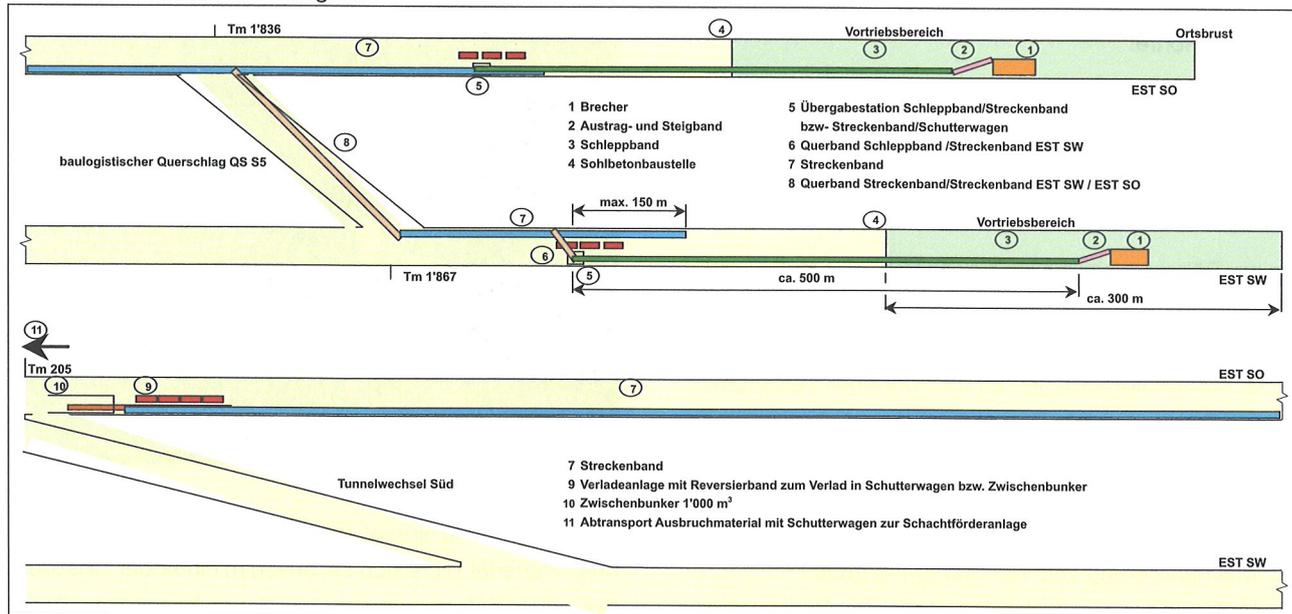
Für das Aufbringen des Spritzbetons steht pro Vortrieb ein Spritzmobil zur Verfügung. Der Beton wird im Vortriebsbereich ab Ende Sohlbetonbaustelle mit 2 Fahrmischern transportiert.

Weitere im Vortriebsbereich zum Einsatz gelangende Geräte sind:

- Hydraulischer Abbauhammer
- Tunnelbagger
- Hebebühne
- Sprengmobil
- Mobiler Zusatzlüfter

Die Ausbruchsicherung ist abhängig vom Ausbruchsicherungstyp und besteht in der Regel aus folgenden Elementen:

Bild 7: Schema Förderbandlogistik



- Systematische Radialankerung, Stabanker oder Reilbrohranker, ca. 6–15 Stk. pro m' und Längen zwischen 4 und 6 m
- Spritzbetonsicherung im Profil, stahlfaserbewehrt, Stärke 5–20 cm
- Ortsbrustsicherung mit Stahlfaserspritzbeton nach Bedarf
- Ortsbrustanker nach Bedarf
- Stahleinbaubogen bei Störzonen
- Vorauseilende Sicherung mit Spiessen nach Bedarf

3.3 Transportlogistik

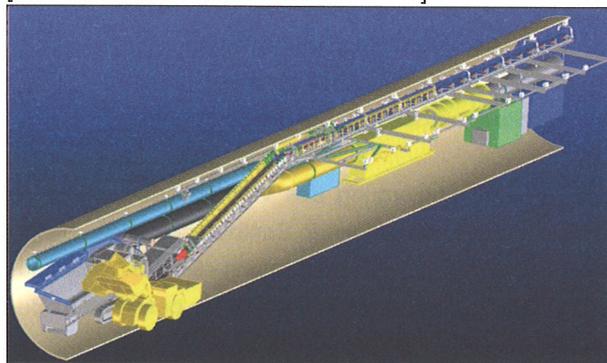
Abtransport Ausbruchmaterial

Der Abtransport des Ausbruchmaterials in den beiden Einspurtunnelröhren erfolgt grundsätzlich mit Förderbändern.

Das im Vorbrecher zerkleinerte Ausbruchmaterial gelangt via Austragungsband und dem Steigband zum Schleppband, das Schleppband ist an einer Hängekonstruktion aufgehängt. Mit dem Schleppband wird die Sohlbetonbaustelle überbrückt, die Länge des Schleppbandes beträgt ca. 500 m. Vorbrecher, Steigband und Schleppband wie auch die übrigen an der Hängekonstruktion aufgehängten Installationen werden systematisch nach ca. 3–4 Abschlügen nachgezogen.

Vom Schleppband gelangt das Ausbruchmaterial auf das Streckenband, die Überlappung der beiden Bänder beträgt maximal 150 m. Dies hat zur Folge, dass das Streckenband nach jeweils 150 m Vortrieb verlängert werden muss. Der Vorbau der Bandstrecke erfolgt jeweils während den Vortriebsarbeiten, parallel zum Arbeitsgang Gleisverlängerung.

Bild 8: Schema Brecher, Steigband und Schleppband [Quelle: rowa TUNNELING LOGISTICS]



Das Streckenband in der Oströhre reicht bis zur Verladeanlage im Bereich der Multifunktionsstelle, ca. 300 m vom Schachtfuss entfernt. Das Streckenband in der Weströhre führt bis zum unter 45° zur Tunnelaxe angeordneten baulogistischen Verbindungsstollen bei Tm 1'850, von dort führt ein Querband durch den baulogistischen Verbindungsstollen zum Streckenband in der Oströhre.

Am Ende des Streckenbandes in der Oströhre befindet sich die Verladeanlage in der Multifunktionsstelle. Dort kann das Ausbruchmaterial mittels eines Reversierbandes direkt in 2 parallel nebeneinander stehende Schutterzüge verladen werden. Im Bedarfsfall kann das Ausbruchmaterial mit dem Reversierband auch in einen Zwischenbunker mit einer Kapazität von ca. 1'000 m³, entsprechend ca. 3 Abschlügen abgeworfen werden.

Das Ausbruchmaterial wird, je nach Eignung für die Aufbereitung zu Betonzuschlag, als A-Material (wieder verwertbar) oder als B-Material (nicht wieder verwertbar) klassiert. Für temporäre Sohlenschüttungen verwendetes

Material ist immer B-Material. Der Förderbandabtransport des Ausbruchmaterials bzw. der Sohlschüttungen wird so gesteuert, dass Schutterwagen entweder nur mit A- oder nur mit B-Material beladen werden. Übertag gelangt das Material via Kippstelle zur Brechanlage und auf die vorgesehenen (Zwischen-)Deponien.

Bild 9: Übergabe Ende Streckenband in Schutterzüge im Bereich MFS [Quelle: rowa TUNNELING LOGISTICS]



Antransporte

Antransporte von Bau- und Betriebsmaterial erfolgen grundsätzlich schienengebunden. Gleise sind in den beiden Tunnelröhren bis zum Beginn der bereits eingebaute Betonsohle bei ca. Tm 1'400 auf der temporären Sohlschüttung eingebaut, ab Tm 1'400 sind die Gleise auf der fertigen Betonsohle bis kurz vor die Sohlbetonbaustelle verlegt.

Dort muss alles im Vortrieb bzw. in der Sohlbetonbaustelle benötigte Material inkl. Beton und Spritzbeton umgeladen werden. Mit einem an der Hängekonstruktion verfahrbaren Flächenkran mit einer max. zul. Nutzlast von 20 t wird Material und Beton über die Sohlbetonbaustel-

le hinweg befördert und im rückwärtigen Vortriebsbereich wiederum in Dumper oder andere Transportfahrzeuge umgeladen und zur Einbaustelle transportiert.

3.4 Bewetterung, Kühlung

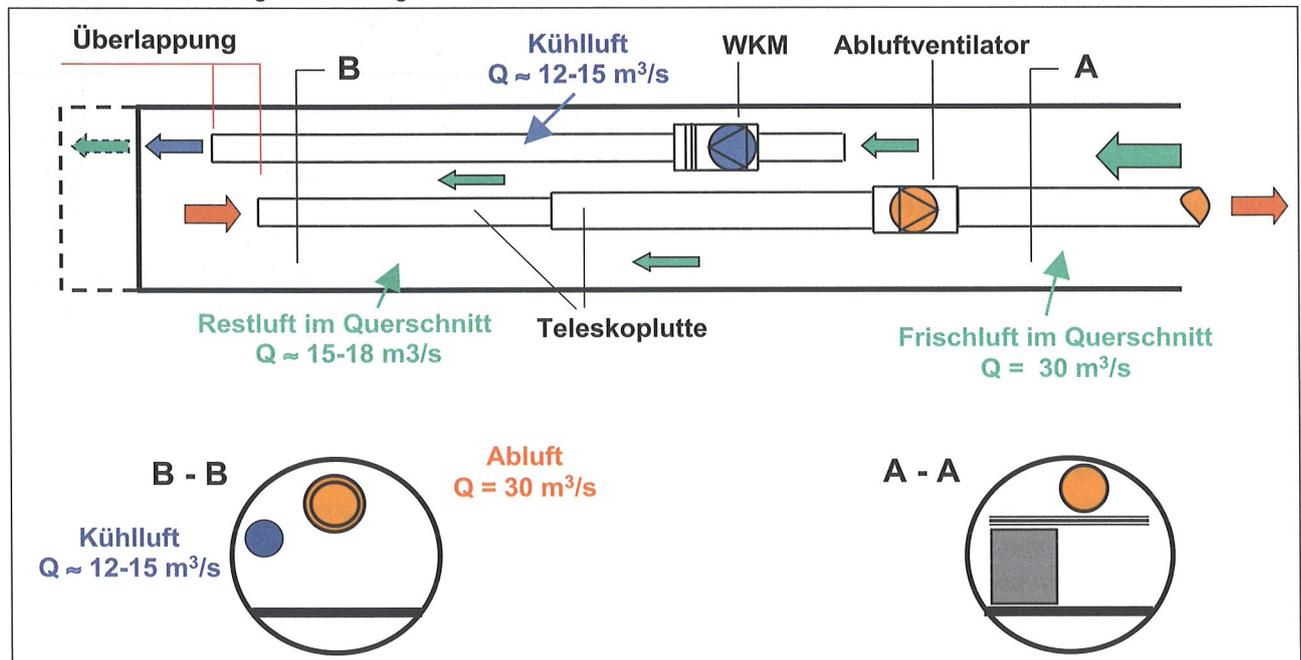
Bewetterung

Die Lüftung erfolgt ab Schachtfuss blasend. Dort sind 3 Zuluftventilatoren mit einer Gesamtleistung von 110 m³/sec angeordnet, die Frischluft gelangt in einer Spirallutte Ø 2'500 mm zur sich ca. 250 m rückwärtig der Sohlbetonbaustelle befindlichen Bewetterungs-Hängebühne. Dort ist ein Luttenspeicher für 100 m Lutte angeordnet. Die Frischluft strömt ab dieser Nachlaufinstallation im freien Querschnitt bis in den Vortriebsbereich. Im Vortriebsbereich sorgt eine Wetterkühlmaschine für zusätzliche Lüftung und Kühlung.

Die Abluft wird an der Ortsbrust saugend abgeführt. Diese Lutte ist im unmittelbaren Vortriebsbereich als teleskopierbare Lutte ausgebildet. Während einer Sprengung wird der vordere Teil der Lutte von ca. 36 m Länge mit einem stationären, hydraulischen Kettenantrieb in den hinteren Teil eingefahren. Während der Bewetterung ist das saugende Innenrohr bis ca. 10 m vor die Tunnelbrust ausgefahren, während der Sprengung etwa 46 m von der Tunnelbrust entfernt.

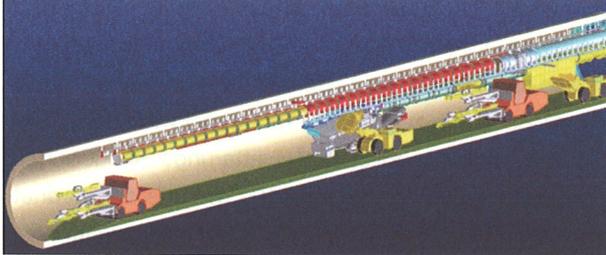
Ab dem Ende der teleskopierbaren Lutte wird die Abluft via Ventilator durch eine Flachlutte über den gesamten

Bild 10: Schema Lüftung und Kühlung im Vortriebsbereich



Nachlaufbereich bis ca. 20 m hinter den Luttspeicher geführt. Damit kann eine Rezirkulation der Abluft verhindert werden. Im freien Querschnitt gelangt die Abluft dann zum Schacht II wo sie durch die am Schachtkopf angeordneten Abluftventilatoren abgesaugt wird.

Bild 11: Saugende Bewetterung im Vortriebsbereich mit teleskopierbarer Lutte [Quelle: rowa TUNNELING LOGISTICS]



Die Hauptvorteile der saugenden Bewetterung sind.

- Schnelles Absaugen der Sprengschwaden nach einer Sprengung
- Saubere Luft an der Arbeitsstelle Betonsohle
- Wärmeabfuhr über Abluftsystem
- Wetterkühlmaschinen im freien Querschnitt aufstellbar

Kühlung

Die hohen Felstemperaturen von gegenwärtig ca. 40 °C sowie die durch die hohe Mechanisierung zusätzlich anfallende Maschinenabwärme erfordern eine Kühlung der Arbeitsstellen auf 28 °C.

Zu diesem Zweck sind an folgenden Standorten Wetterkühlmaschinen angeordnet:

- Ca. 20–50 m hinter der Sohlbetonbaustelle
- Bereich Vorbrecher zur Kühlung der Arbeitsstelle Vortrieb

Infolge der mit der Gebirgsüberlagerung zunehmenden Temperaturen ist für die noch kommenden Vortriebe der Einsatz zusätzlicher Wetterkühlmaschinen erforderlich.

Entstaubung

Für die Absaugung an den verschiedenen Staubquellen wird eine Trockenentstaubungsanlage verwendet. Der Aufgabebunker des Brechers ist mit einer Flächenbedüsung und einer Raumentstaubung versehen, Übergabestellen bei Bändern sind eingehaust und werden mit Wasser bedüst. Die Leistung der Entstaubungsanlage beträgt ca. 1'500 m³/h, es kommen Filter zum Einsatz welche Quarzstaub aus der Luft herausfiltern. Der Abtransport des Filterstaubes erfolgt in Big-Bags.

Bild 12: Brecherabsaugung und Entstaubung



3.5 Infrastrukturanlagen, Sicherheits-einrichtungen

Ver- und Entsorgungsleitungen werden an den Paramenten der Tunnelröhren zu den Vortrieben geführt. Trafostation, elektrische Installationen, Werkstatt und Kompressoranlage sind grösstenteils in geschlossenen Containern angeordnet und werden an der Hängekonstruktion über Schienen mit dem Vortrieb nachgezogen. Ebenfalls an der Hängekonstruktion aufgehängt sind Fluchtcontainer und Polierbüro. Das Konzept der hängenden Konstruktionen erlaubt ein schnelles Nachziehen der Installationen, Vorbereitungsarbeiten an der Sohle für das Aufstellen der Container entfallen.

Bild 13: Infrastruktur-Container an Hängekonstruktion



Die Sicherheitseinrichtungen in den beiden Tunnelröhren bestehen aus folgenden Elementen:

- Einhausungen von Förderbändern (verhindert das Herunterfallen von Ausbruchmaterial)
- Schutzgitter bei Schleppband (Schutz der Sohlbetonbaustelle)
- Schaumlöscheinrichtungen im Vortriebsbereich, bei Sohlbetonbaustelle und bei allen Querschlügen

- Löschwasserentnahmestellen zwischen den Querschlägen
- Automatisch auslösende Löscheinrichtungen auf Bohrjumbos und Loks
- Feuerlöscher auf allen Fahrzeugen

3.6 Chancen und Risiken

Hohe, regelmässige Vortriebsleistungen und Kontinuität in den Arbeitsabläufen sind wesentliche Faktoren für die Bauherrschaft und den Unternehmer, die ARGE TRANS-CO Sedrun, zur termingerechten und kostengünstigen Abwicklung der Vortriebe. Der hohe Mechanisierungsgrad und die erläuterten innovativen Installationskonzepte sind eine Chance, dieses Ziel zu erreichen. Sie enthalten jedoch auch Gefahren, die es zu erkennen und zu bekämpfen gilt.

Die Vortriebsleistungen in den mechanisierten Südvortrieben werden durch die folgenden Faktoren beeinflusst:

- Ausbruchsicherungstyp und Abschlagslänge
- Zykluszeiten pro Abschlag bestehend aus Bohren/Sprengen, Schüttern, Sicherungsarbeiten (Spritzbeton, Anker und falls nötig Stahleinbaubogen)
- Geplante Unterbrüche wie U-Schicht, Vorauserkundungsbohrungen, Vorziehen Installationen
- Erstellen der Querschläge alle 312 m im Vortriebsbereich
- Gekrümmte Ausbruchsohle/gerade Ausbruchsohle
- Nicht geplante Unterbrüche (Ausfall Geräte, Ausfall Installationen, geologisch bedingte Ereignisse)

Der hohe Mechanisierungsgrad hat zur Folge, dass sich der Ausfall eines Gerätes oder Installation auf den gesamten Vortrieb auswirken kann. Defekte Geräte können aus logistischen Gründen nicht im rückwärtigen Bereich repariert werden. Gerätereparaturen müssen somit im Vortriebsbereich erfolgen. Bei Ausfall des Streckenbandes in der Einspurtunnelröhre Süd Ost können sogar beide Vortriebe betroffen sein. Abhilfe wird hier dadurch geschaffen, dass am Ende der Schleppbänder ein direkter Bahnverlad möglich bleibt.

Um aus dem hohen Mechanisierungsgrad den grössten Nutzen ziehen zu können, müssen die Zykluszeiten möglichst gering gehalten werden können. Die Optimierung der Zykluszeiten ist deshalb ein dauernder Prozess, der wesentlich für eine optimale Vortriebsleistung ist.

Im Weiteren geht es darum, Unterbrüche möglichst zu vermeiden und deren Dauer, bei Auftreten, zu minimieren.

Die Massnahmen, um Unterbrüche zu verhindern umfassen:

- Optimierungen bei den Brechern
- Optimierung bei Förderbändern
- Organisatorische Massnahmen

Zur Minimierung von Stillständen werden die folgenden Massnahmen getroffen:

- Systematische Nutzung der Phasen Vorauserkundung und U-Schichten für das Vorfahren der Installationen (diese ist alle 4 Abschlüge, d.h. alle 12 m erforderlich)
- Installationen von Leitungen und Hängeschiene-konstruktion soweit möglich parallel zum Vortrieb
- Optimierte Ersatzteillager
- Vorhalten von Ersatzgurten für Förderbandanlagen
- Einsatz spezialisierter Unterhalts- und Reparatur-quipen

4. Sohlbetonbaustelle

4.1 Konzept

Die Länge der Sohlblöcke beträgt 10 m. Alle Einspurtunnel erhalten eine Regenschirmabdichtung, in Bereichen mit erhöhtem Wasseranfall bzw. erhöhtem Sulfatgehalt im Bergwasser kommt eine drucklose Vollabdichtung zur Ausführung.

Bild 14: Betonsohle, Noppenfolien und Vollabdichtung

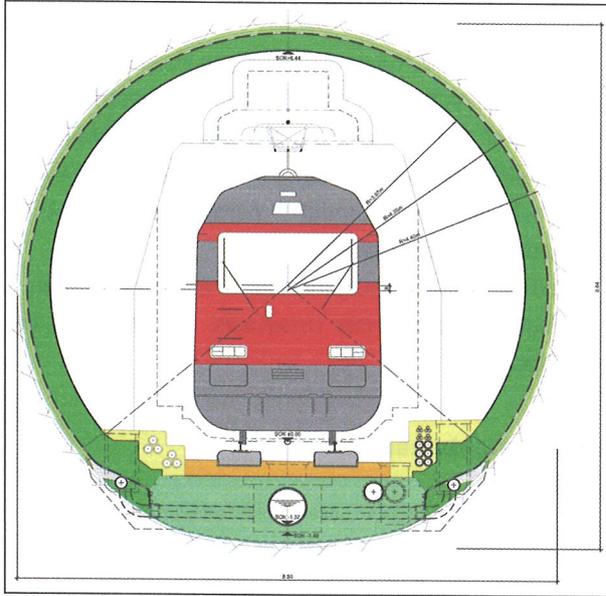


In den Bereichen mit Regenschirmabdichtung wird in der Sohle ein längslaufender Noppenbahnstreifen von 2 m Breite verlegt. Quernoppenbahnen erlauben das Hochsteigen von Wasser in die seitlich ausserhalb der Sohle angeordnete Gewölbdrainageleitung.

Die Hauptdrainageleitung \varnothing 600 und die Schmutzwasserleitung \varnothing 315 werden direkt in der Sohle einbetoniert, ca. alle 100 m sind Kontrollschächte angeordnet. Bei allen Blockfugen ist in der Sohle ein aussenliegendes Quer-

fugenband angeordnet, welches mit den beiden Längsfugenbändern verbunden wird. Im Gewölbe wird wegen der vorhandenen Abdichtung und da sich infolge der tieferliegenden Gewölbedrainage kein Wasserdruck aufbauen kann, auf die Anordnung von Querfugenbändern bei den Blockfugen verzichtet.

Bild 15: Normalprofil Südvortriebe



4.2 Ausführung Sohlblöcke

Im Bereich der Einspurtunnel Süd werden die Sohlen parallel mit den Vortriebsarbeiten ausgeführt. Die Sohlbetonbaustelle befindet sich ca. 300 m hinter der Ortsbrust. Der generelle Arbeitsablauf sieht wie folgt aus:

- Räumung der Sohlauffüllung und Reinigung der Felsoberfläche
- Ausgleichsbeton bis theoretische Innenkante Ausbruchsicherung, mit Abziehbalken
- Einbau von Noppenfolien und der Rohrleitungen
- Setzen der Schalung und Fugenbänder
- Betonieren mit Flächenkran, ca. 45 m³ pro Block

Der Ausgleichsbeton wird mit Hilfe eines Abziehbalkens, der auf 2 Schienen verfahren werden kann, profiligerecht abgezogen.

Am Ende der Gleisanlage befindet sich rückwärtig der Sohlbetonbaustelle der Infrastrukturzug auf dem die folgenden Materialien bereitgestellt werden:

- Hauptdrainage- und Schmutzwasserleitung inkl. Formstücke
- Noppenbahn

- Abdichtungs- u. Schutzbahn in Bereichen mit Vollabdichtung
- Schalungsmaterial
- sowie Bauführer- und Polierbüro

Der Sohlbeton wird in Trogmischern zur Einbaustelle transportiert, welche mit Hilfe des Flächenkrans direkt in die Schalung entleert werden.

Bild 16: Betonsohle, Einbringen Beton direkt ab Trogmischer



Pro Arbeitstag kann eine Sohlbetonetappe von 10 m erstellt werden. Massgebend für die Bauzeit ist jedoch die Vortriebsleistung.

5. Ausblick

Voraussichtlich ca. Ende August 2006 erreichen die beiden Südvortriebe den Mauerquerschnitt Nalps und kurz danach die sich in diesem Bereich befindlichen Störzonen 46b. Je nach angetroffenen Bergwasserverhältnissen wird dort zwecks Abdichtung des Gebirges die Ausführung einer Injektionskampagne, die mehrere Monate dauern kann, erforderlich.

Die im ursprünglichen Werkvertrag enthaltene Option einer Losverlängerung von 1 km bis km 126.641 (5.6 km ab Schachtfuss) ist bei der ARGE TRANSCO bereits bestellt.

Im Rahmen der Gesamtterminplanung für den GBT wird derzeit eine weitere Losgrenzenverschiebung von Sedrun in Richtung Süden in Erwägung gezogen, die AlpTransit Gotthard AG hat per Mitte Mai 2006 ein entsprechendes Änderungsdossier an das BAV eingereicht.

Der Durchschlag in den Südvortrieben ist, abhängig von den Vortriebsszenarien, zwischen 2009 und 2011 vorgesehen.

Bodio/Faido – Vor dem TBM-Vortrieb Richtung Sedrun Erfahrungen und Ausblick

Arturo Henniger, Dipl. Bauing. ETH; Implenia Bau AG, Aarau
Roland Baggenstos, Bauing. Projektleiter; Implenia Bau AG, Aarau

1. Erfahrungen Bodio Los 554

1.1 Stand der Arbeiten Bodio

1.1.1 Vortrieb

Im Teilabschnitt Bodio des Gotthard Basistunnels stehen die beiden Gripper-Tunnel-Bohrmaschinen (TBM) nach ca. 12'600 Vortriebsmetern kurz vor dem Durchschlag zum Teilabschnitt Faido. Am 20.06.2006 fehlten noch ca. 1'400 m in der Weströhre und ca. 970 m in der Oströhre. Die Distanz ab Portal beträgt ca. 15 km.

Bild 1: Leistung bei guter Geologie über 38 m/AT



1.1.2 Ausbruch der Querschläge

Aus Gründen der Arbeitssicherheit (kurzer Fluchtweg des Baupersonals) sind die Querschläge bis ca. 1,5 Kilometer hinter der TBM Ortsbrust ausgebrochen.

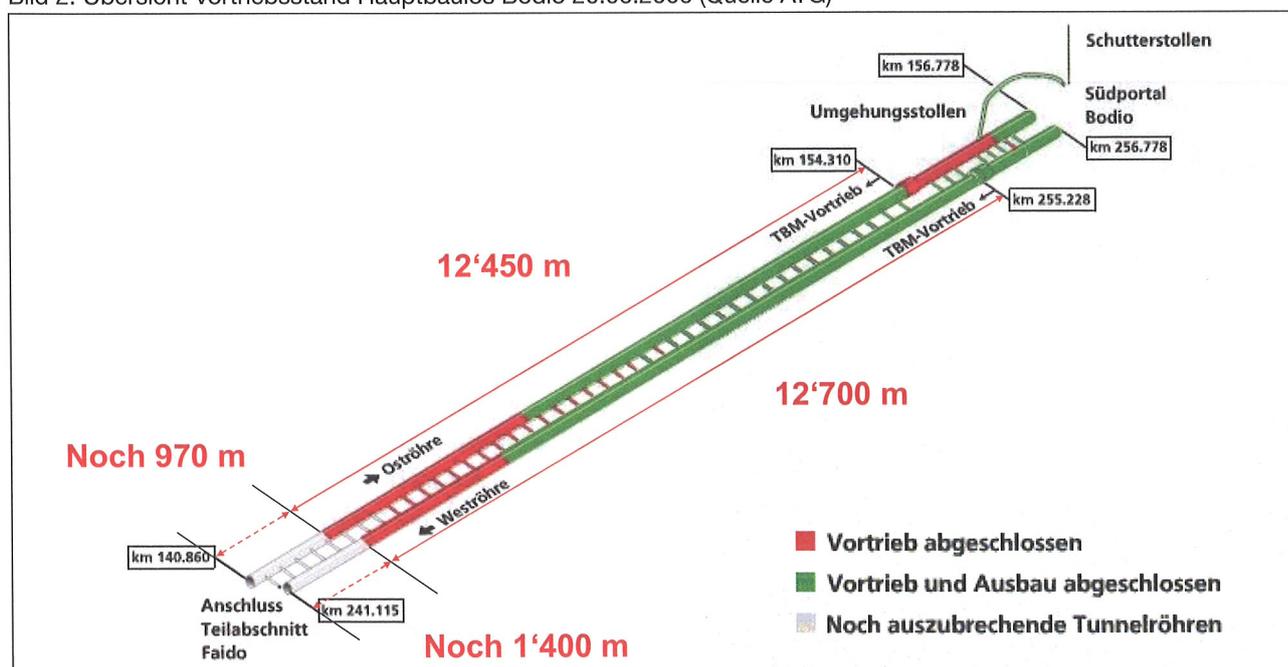
Von den total 51 Querschlägen sind 43 Stück ausgebrochen, und davon 25 Stück mit dem Innengewölbe verkleidet.

1.1.3 Innengewölbe

Die Innengewölbebaustellen, das heisst die gesamten Wurm-Installationen (Wurm = Rohrbrücken für den Gewölbeausbau) mit bis zu 14 Arbeitsstellen, seitlich und über der Gleisanlage, haben sich bis heute bewährt.

Das Innengewölbe, das gleichzeitig mit dem Vortrieb eingebaut wird, ist in der Weströhre bis ca. 2'600 m und in der Oströhre bis auf ca. 4'200 m hinter der Tunnelortsbrust erstellt. Die in den Portalbereichen durch Sprengausbruch aufgefahrenen Tunnelstrecken werden mit einer

Bild 2: Übersicht Vortriebsstand Hauptbaulos Bodio 20.06.2006 (Quelle ATG)



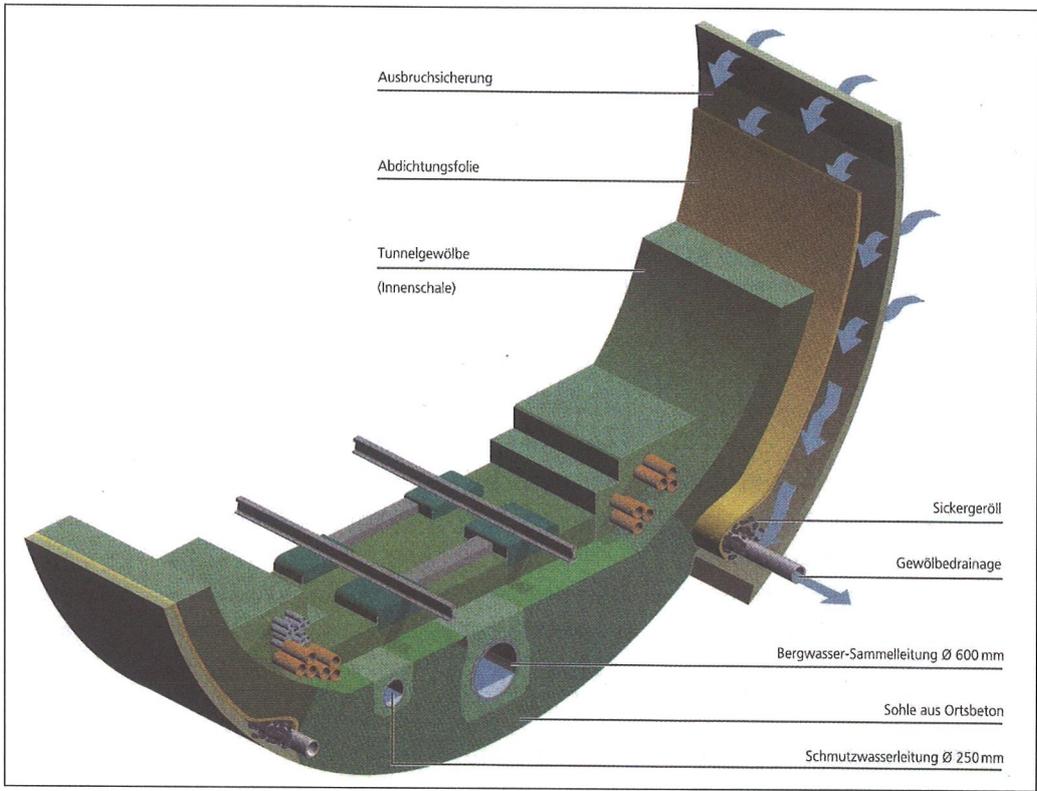


Bild 3: Sohle und Innengewölbe (Quelle ATG)

separaten Innengewölbeschalung betoniert, in der Weströhre (1180 Tm) sind diese Arbeiten abgeschlossen und in der Oströhre sind ca. 360 Tm erstellt.

Bild 4: Wurm-Installationen vor der Einfahrt in den Tunnel, 14 Arbeitsstellen auf 600 m



Bild 5: Innengewölbe mit Querschlag



1.1.4 Leistungen und Programm

Die Vortriebsarbeiten wurden in der Einarbeitungsphase durch eine lang gezogene Störzone zusätzlich erschwert. Mit Optimierungen an den Installationen konnten die anfänglich niedrigen Vortriebsleistungen spürbar gesteigert werden.

Erreichte Vortriebsspitzenleistungen:

38,0 Meter/Tag	38,0 m/AT
185,5 Meter/Woche	Ø 24,9 m/AT
618,9 Meter/Monat	Ø 20,0 m/AT
1'160,8 Meter/Monat beide Röhren	Ø 18,7 m/AT
9'457,6 Meter/Jahr beide Röhren	Ø 15,6 m/AT

Die durchschnittlichen Vortriebsleistungen wurden besonders vom unerwartet ungünstigen Verhalten des Gebirges geprägt.

Die beiden Tunnels liegen in den subhorizontalen Schichten der Leventinagneise, die nahezu schleifend aufzufahren sind. Die teilweise schwierigen geologischen Verhältnisse haben den Aufwand für die Sicherungsmassnahmen stark erhöht und zum Teil zu beträchtlichen Störungen in den Bauabläufen geführt.

Vorgesehene parallele Arbeitsleistungen von TBM Vortrieb und Einbau der Sicherungen im L1 sind in diesen Ge-

Bild 6: Bodio Monatsleistungen beider TBMs zusammen

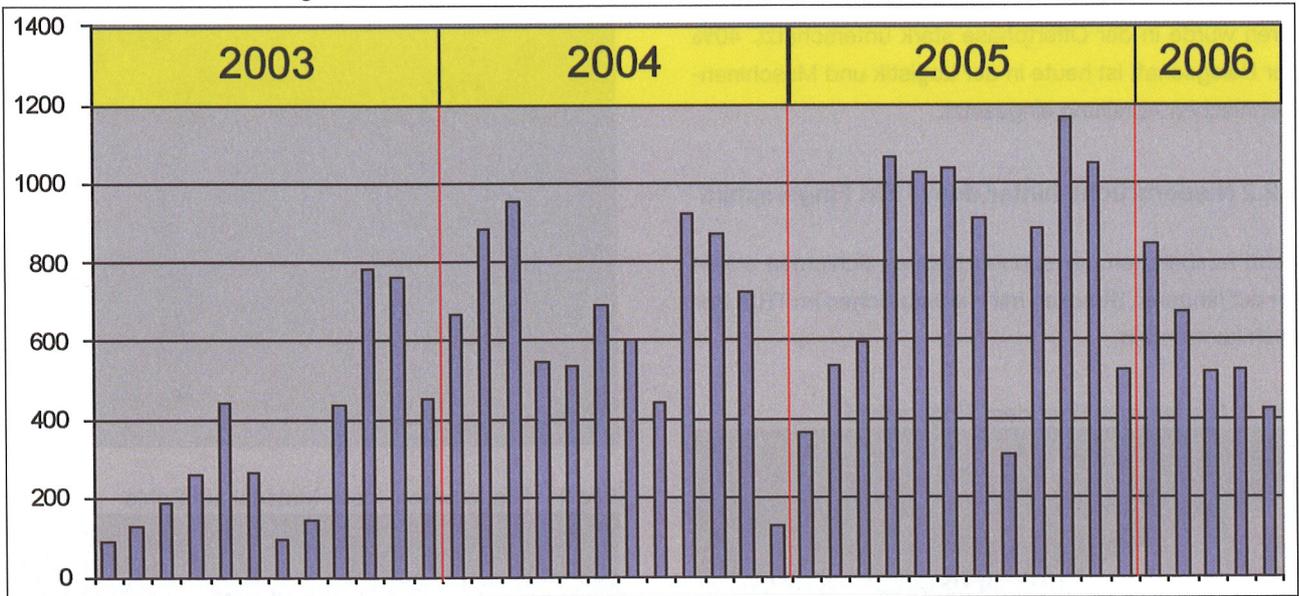
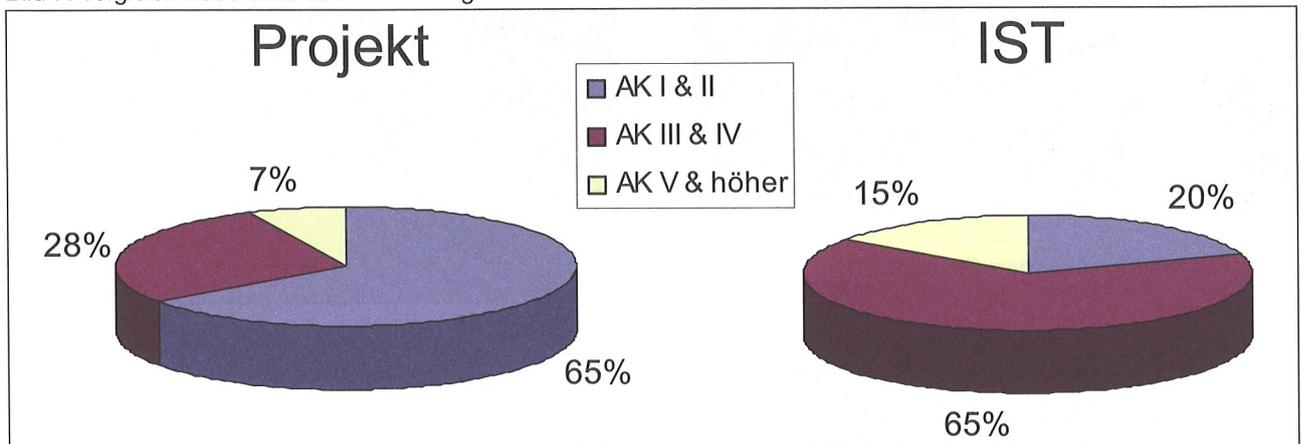


Bild 7: Vergleich Ausbruchklassenverteilung



birgsverhältnissen infolge Niederbrüchen hinter dem TBM Fingerschild aus sicherheitstechnischen Gründen kaum möglich.

Die Verschiebung der Ausbruchklassen (Bild 7) war massgeblich ein Grund für die verlängerte Bauzeit. Da aus geologischen Gründen Verspätungen in der MFS Faïdo bestehen, hat die Programmverschiebung Bodio für das Gesamtprojekt keine zusätzlichen Verspätungen zur Folge.

1.2 Erfahrungen und besondere Ereignisse

1.2.1 Logistik

Bedingt durch den gleichzeitigen Vortrieb und Innenausbau ist die Logistik sehr gefordert. Zurzeit sind ca. 50 Kilometer Gleis verlegt und über 170 Weichen versetzt. Pro Arbeitstag werden bis zu 12'000 Tonnen Ausbruch aus den Vortrieben gefahren und bis zu 1'400 m³ Beton und Spritzbeton in die Tunnels transportiert. Gesamthaft werden pro Tag ca. 180 Zugsbewegungen durchgeführt. Ge-

steuert werden die Züge von einer zentralen Leitstelle auf dem Installationsplatz Bodio. Das Rollmaterial besteht aus 45 Loks und ca. 260 Wagen. Das gesamte Rollmaterial hat eine Länge von ca. 3 Kilometern.

Logistik-Leistungen

- Pro Arbeitstag 1'400 m³ Beton und Spritzbeton
- Pro Arbeitstag 6'000 m³ Ausbruchmaterial lose, 12'000 t
- Per Juni 2006: 190 Stk. Weichen, 70,0 km Gleis
- Per Juni 2006: 45 Stk. Lokomotiven, 260 Stk. Wagen
- Spitze: alle 3,0 Min. eine Zugsbewegung

Für den Vortrieb, bedingt durch den gleichzeitigen Innenausbau, ist auf längeren Strecken nur ein Gleis befahrbar. Aus Sicherheitsgründen können die Züge des Vortriebs max. mit 5 km/h an den Innenausbauabstellen vorbeifahren. Diese Einschränkungen führen zu grossen Einbussen in der Leistungsfähigkeit der Gleisanlage und erhöhen den Dispositionsaufwand.

Der enorme Aufwand für Logistik, Wartung und Reparaturen wurde in der Offertphase stark unterschätzt. 40% der Belegschaft ist heute in der Logistik und Maschinentechnischen Abteilung eingesetzt.

1.2.2 Niederbrüche hinter dem TBM Fingerschild

Beim Ausbrechen der subhorizontalen Schichten waren wir auf längeren Strecken mit Niederbrüchen im TBM Bereich konfrontiert.

Bild 8: Niederbruch über dem Fingerschild



Bild 9: Niederbruch über dem Fingerschild



Wesentliche Behinderungen sind:

- Entstehen einer Gefahrenzone direkt hinter dem TBM Fingerschild
- Aufenthalt des Vortriebpersonals in der Gefahrenzone wird verunmöglicht
- Keine Sicherungsarbeiten parallel während dem Vortrieb
- Aufwändige Sicherungsmassnahmen während stillstehender TBM
- Aufwändige Räumungsarbeiten auf dem Podest und unter dem Nachläufer
- Beschädigung der Installationen

Bild 10: Niederbruch, Steine auf Installation



Bild 11: Niederbruch, loses Material auf Sohle



1.2.3 Verklemmte TBM

Seit Februar 2006 wurde der Vortrieb infolge einer Störzone aus Wechsellagerungen von Leventina- und Lucomagnogneise (Simanogneise) überrascht. Der Druck auf den Firstschild, die Seitenschilder und den Fusschild mit Sohlschuh wurde laufend grösser. Trotz allen möglichen Verhinderungsmassnahmen wurde die TBM in der Weströhre am 04.03.2006 bei Tm 13'693 verklemmt und sass fest. Der Bohrkopf konnte noch bewegt werden. In Absprache mit der Bauleitung wurde entschieden, die TBM durch eine Überfirstung freizulegen. Dieser nicht alltägliche Arbeitsgang erfolgte sprengtechnisch und mit einfachsten Mitteln, da die Zugänglichkeit sehr stark eingeschränkt war.

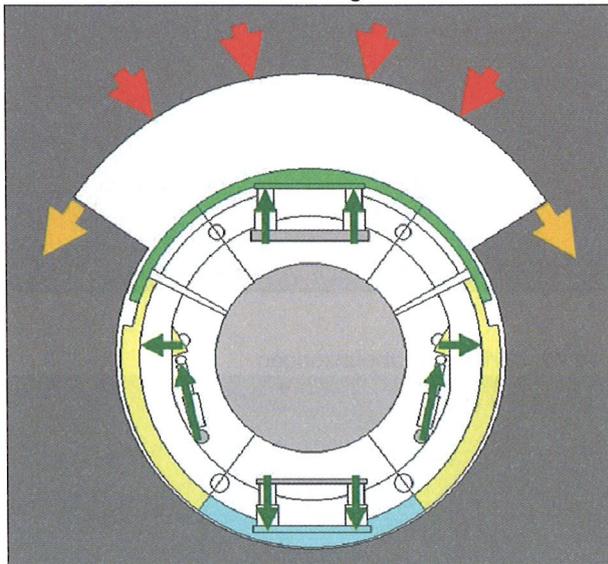
Nach ca. 3 Wochen war die TBM West freigelegt und konnte den Vortrieb wieder aufnehmen.

Die zweite TBM fuhr am 24.03.2006 ebenfalls in diese Störzone mit Gebirgsdrücken > 300 KN/m². Hier gelang es mit Glück und Gewalt das Einklemmen zu verhindern.

Bild 12: Überfistung mit einfachsten Mitteln



Bild 13: Schema der Überfistung



Die durch die sehr hohen Drücke entstandenen visuellen Schäden an den TBMs wurden so behoben, dass mit grösster Wahrscheinlichkeit die MFS erreicht wird. Weitere verdeckte Schäden an der TBM werden erst während den vorgesehenen TBM Reparatur- und Bereitstellungsarbeiten für den Teilabschnitt Faido in der MFS repariert.

Visuelle Schäden:

- Deformierter Sohlenschuh
- Verdrückte Distanzplatten der Druckschilder

Diese Reparaturen dauerten ca. 3 Wochen.

1.2.4 Konvergenzen und Nachprofilierung

In den angetroffenen Zonen der Simanogneise treten zudem Konvergenzen auf. In der Sohle bis zu ca. 50 cm, in den Paramenten und der Kalotte bis zu ca. 30 cm.

Bild 14: Verdrückte Distanzplatte



Bild 15: Gesprengte Sohle nach Konvergenzen



Bild 16: Verformter TH-Bogen in Sohle



Die Konvergenzen sind nach der Profilierung abgeklungen, so dass der Einbau der Betonsohle möglich wurde. Bis heute sind an der betonierten Tunnelsohle nur einzelne kleine Verformungen aufgetreten.

Die Nachprofilierung der Kalotte und den Paramenten wird kurz vor der Innengewölbebaustelle erfolgen. Dazu werden zurzeit die zusätzlich notwendigen Installationen geplant.

1.2.5 Bergschläge

Seit dem Einfahren in die geologischen Wechsellagerungen von Leventina- und Lucomagnogneise werden beide Vortriebe ebenfalls von bergschlagähnlichen Phänomenen (folgend Bergschlag benannt) begleitet. Das führt dazu, dass in der Ortsbrust vor dem TBM Bohrkopf Ausbrüche bis zu einigen Metern in Vortriebsrichtung entstehen.

Bild 17: Ortsbrust normal



Bild 18: Ausgebrochene Ortsbrust, Bergschlag



Im Nachläufer-Bereich bewirken diese Bergschläge eine teilweise Zerstörung der schon eingebauten Sicherungsmittel.

2. Erfahrungen Faido Los 452

2.1 Stand der Arbeiten

2.1.1 Änderungen der Multifunktionsstelle (MFS)

Bei Ausbruchbeginn in der MFS führten wesentlich schlechtere geologische Verhältnisse als erwartet zum Einsatz einer Taskforce Gruppe. Auf Empfehlung dieser Gruppe beschloss die ATG die gesamte MFS umzuplanen.

Bild 19: Zerstörung der eingebauten Sicherungen



Bild 20: Spritzbetonabplatzungen



Die beiden Spurwechsel wurden südlich des Zugangstollens verschoben. Zusätzlich hat der Bauherr für die Nothaltestellen separate Abluftstollen geplant und in Auftrag gegeben.

Bild 21: MFS ursprünglich nach Werkvertrag

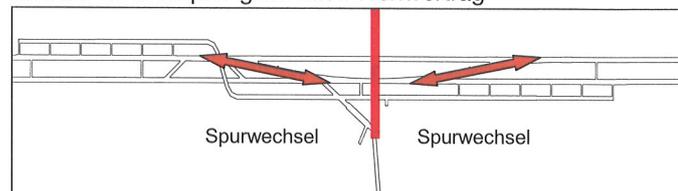
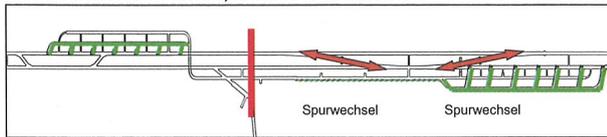


Bild 22: MFS Aktuell, Stand Juni 2006



Sowohl die geänderte Lage der MFS und die zusätzlichen Bauwerke, wie auch die angetroffenen schwierigen geologischen Verhältnisse werden bis am Schluss der Arbeiten, jedem Beteiligten grösste Flexibilität, unternehmerisches und planerisches Wissen abverlangen.

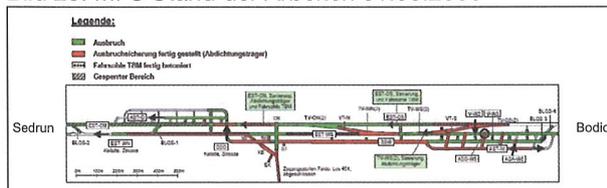
2.1.2 Vortriebsstand

Die Ausbrucharbeiten in der Oströhre, inkl. der TBM Demontagekaverne am Süd-Ende und der TBM Montagekaverne am Nordende sind abgeschlossen.

In der Weströhre sind noch ca. 200 m vom Haupttunnel und die TBM Montagekaverne auszubrechen.

Gleichzeitig sind die Ausbrucharbeiten für die Abluftbauwerke und diverse Sanierungen im Gange.

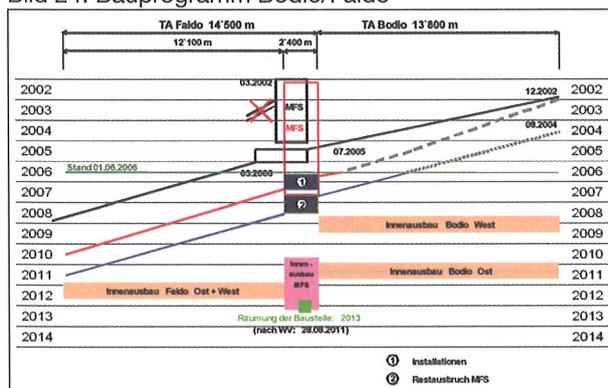
Bild 23: MFS Stand der Arbeiten 01.06.2006



2.1.3 Bauprogramm MFS

Die ursprüngliche Planung sah vor, die Ausbruch- und Sicherungsarbeiten und eine programmsichernde SPV Strecke nach Norden bis Ende 2004 fertig zu stellen. Die Aufnahme der TBM Vortriebsarbeiten Faido – Sedrun hätte per Ende 2005 erfolgen müssen.

Bild 24: Bauprogramm Bodio/Faido



Aus heutiger Sicht kann die Bereitstellung der MFS für eine Durchfahrt der TBM ab September 2006 sichergestellt werden. Die Ausbrucharbeiten für die MFS werden voraussichtlich per August 2008 abgeschlossen sein.

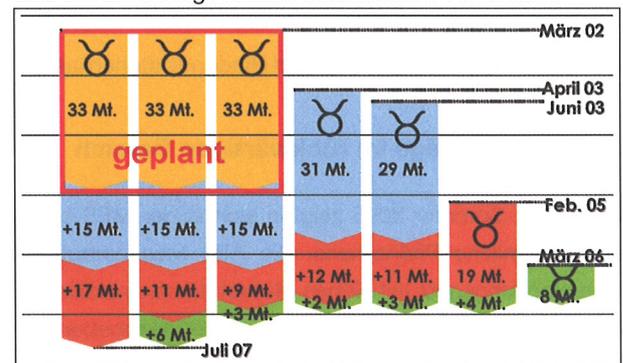
Um den TBM Start in der MFS Richtung Sedrun so schnell als möglich zu realisieren, werden Ausbruch- und Installationsarbeiten gleichzeitig erfolgen müssen. Dies verlangt eine laufende Optimierung des Arbeitsbauprogramms und sehr grosse Flexibilität.

2.1.4 Beschleunigungsmassnahmen

Bedingt durch die unerwarteten geologischen Erschwernisse und zusätzlichen Bauleistungen wurde alles unternommen, um mögliche Verzögerungen zu minimieren.

Bis heute wurden 210 Arbeitsstellen-Monate (Arbeitsstelle = 4 Schichten) zusätzlich bestellt, was die ursprünglich geplanten 99 Arbeitsstellen-Monate mehr als verdreifacht. Die maximale Anzahl der Arbeitsstellen in der MFS wird durch die Lüftungskapazität bestimmt.

Bild 25: Erhöhung Anzahl Arbeitsstellen von 3 auf 7



2.2 Erfahrungen und besondere Ereignisse

2.2.1 Bergdruck - Verformungen

Schäden an der Ausbruchsicherung infolge Gebirgsdruck und aufgetretenen Konvergenzen werden laufend saniert.

Bild 26: Überfisterung eines zerstörten Tunnelabschnittes

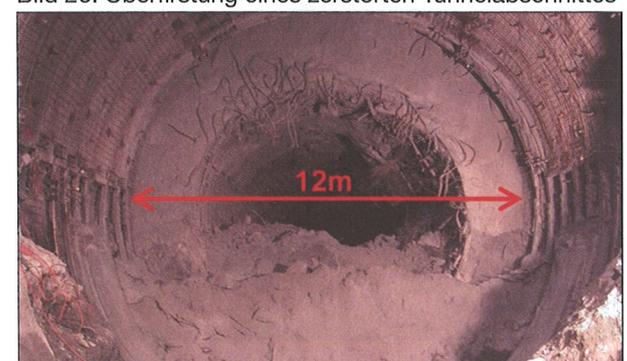
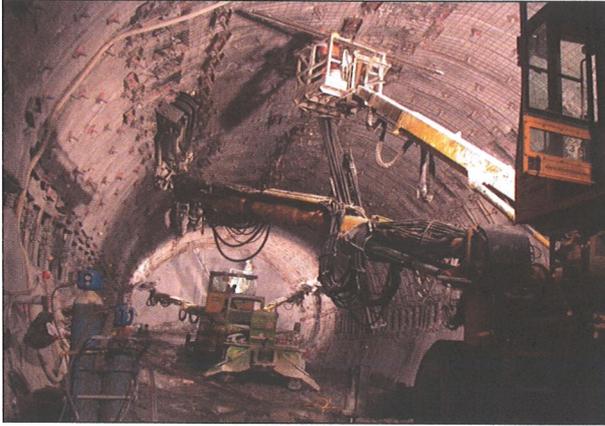


Bild 27: Nachsicherungen



2.2.2 Bergschlagphänomene

Während des Vortriebs treten immer wieder «Entspannungen» auf. Folgende Massnahmen helfen die Arbeitssicherheit zu gewährleisten:

- Kalotten- und Strossenvortrieb
- Stahleinbau
- Gewölbte Ortsbrust mit Brustanker und Spritzbetonversiegelung
- 3 Stunden warten nach Abschlagssprengung, bis Personal an Ortsbrust darf
- Schuttkegel als Stützkeil und Hindernis stehen lassen

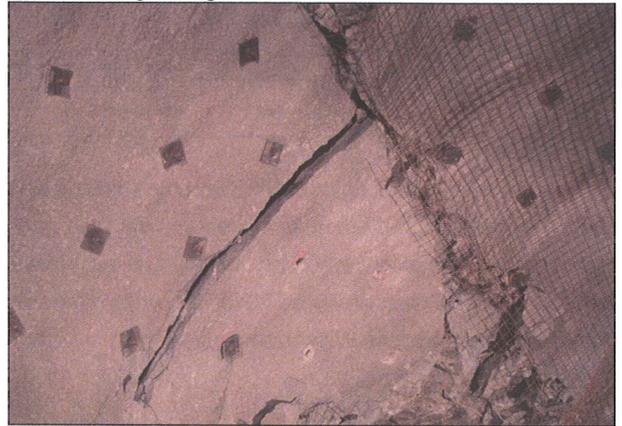
2.2.3 Bergschläge im rückwärtigen Bereich

Bereits im Sommer 2005 zeigten sich in der MFS bergschlagsähnliche Phänomene. Die ATG liess darauf ein Überwachungsnetz mit sieben Messstationen installieren. Seither wurden an der Oberfläche einige Mikrobeben mit Magnituden bis zu 1,9 Punkten auf der Richterskala registriert. Diese Beben wurden an der Oberfläche von der Bevölkerung nicht wahrgenommen. Der betroffene Tunnelabschnitt wurde aus Sicherheitsgründen abgesperrt.

Bild 28: Bergschlag im rückwärtigen Bereich der Ost-röhre vom 15.11.2005: Maschinenschaden



Bild 29: Bergschlagschäden



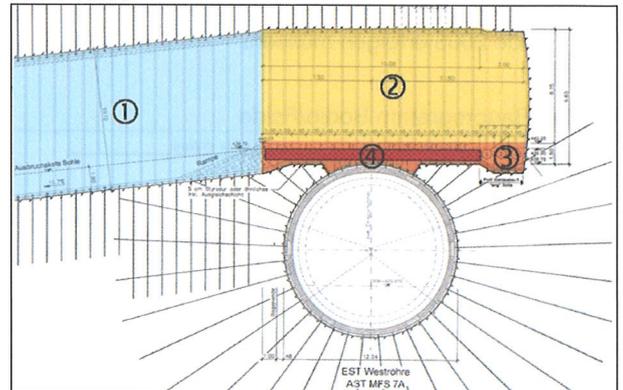
Am 25. März 2006 ereignete sich jedoch ein Bergschlag, welcher in den umliegenden Gemeinden als Mikrobeben wahrgenommen wurde. Dieses Mikrobeben erreichte eine Magnitude von 2,4 auf der Richterskala. Im Tunnel entstanden Risse und Abplatzungen in der Spritzbetonschale, sowie Sohlhebungen.

Dieser bergschlaggefährdete Abschnitt von ca. 300 m in der Ost-röhre wird bis zum Abschluss der Ausbrüche der östlich parallel verlaufenden Abluftstollen und Seitenstollen Ost für den Durchgang und Bauleistungen gesperrt bleiben. Erst danach wird die Strecke saniert werden können.

2.3 Überführung Seitenstollen Ost über die Tunnelröhren

Die Nothaltestelle Ost ist über den Seitenstollen Ost mit einem Zugangsstollen verbunden. Dieser Seitenstollen führt mit knappem vertikalem Abstand, in geologisch sehr schwieriger Zone, über die beiden Tunnelröhren hinweg.

Bild 30: Überführung Seitenstollen Ost über die Tunnelröhre West



Interessante Feststellung: Das bautechnische Verhalten beim Ausbruch der Haupttunnels Ost und West, annähernd parallel zu den angetroffenen Störzonen, war weit kritischer, als die Tunnelausbrüche rechtwinklig zu den Störzonen.

3. TBM Vortrieb Faido, die Planung

3.1 Geologie

Der TBM Vortrieb, nach der MFS Faido, im Teilabschnitt Faido Richtung Sedrun beginnt in Lucomagno-Gneis, mit diversen Störzonen, so nach ca. 3,5 km auch die Piora-Mulde. Der anschliessende TBM Vortrieb soll grösstenteils im prognostizierten Gotthard-Massiv erfolgen.

Die geologische Schichtung war im TA Bodio horizontal, im TA Faido ist sie hauptsächlich vertikal prognostiziert. Dazu kommt eine ca. 1'000 Meter mächtigere Überlagerung (total bis ca. 2'500 Meter).

Bei der annähernd vertikalen Schichtung sollten weniger Firstabplatzungen auftreten. Der systematische Einbau von TH-Profilen oder Ankern ist auf grosse Strecken vorgesehen.

3.2 Umbau der offenen Gripper-TBM und NLK

Wir dürfen feststellen, dass die TBMs sich, trotz allen geologischen Überraschungen, im Teilabschnitt Bodio bewährt haben.

Gemäss Planung war vorgesehen die beiden TBMs (Durchmesser in Bodio 8,80 m) auf den neuen Durchmesser von 9,30 m für den Teilabschnitt Faido umzubauen.

Aus den Erfahrungen von Bodio, wird der Bohrkopf von Durchmesser 9,30 m auf 9,40 m vergrössert. Eine zusätzliche Schiftung erlaubt es den Ausbruchquerschnitt auf Durchmesser 9,50 m zu vergrössern.

Die TBM und die NLK werden zudem auf die neuen Ausbruchprofile und den daraus entstehenden Anforderungen angepasst.

3.3 Einfluss der MFS auf Gesamt-Bauablauf

Die Ausbrucharbeiten, der Einbau der Installationen für den TBM-Vortrieb Richtung Sedrun, das Durchziehen und

Umbauen der TBMs und der Würmer mit den Innengewölbebaustellen erfolgen nicht mehr nacheinander, sondern parallel. Bei den beschränkten Platzverhältnissen wird diese Gleichzeitigkeit der Tätigkeiten eine grosse Herausforderung sein.

3.4 Beton für den Teilabschnitt Faido

Für die Betonversorgung des TBM-Vortriebs und des Innengewölbebaus war eine Betonanlage in der MFS geplant. Durch die programmlichen und Bauablaufs-Änderungen, ist der Einbau einer Betonanlage mit Kies-Sand-Versorgung über die Oströhre Bodio und der Zement-Versorgung über den Zugangsstollen, zeitlich nicht mehr sinnvoll.

Wir unternahmen daher mit unseren Betontechnologen sehr grosse Anstrengungen einen «Langzeitbeton» zu erproben.

Auf der Baustelle Bodio wurden dazu 1:1 Versuche durchgeführt, die zeigen, dass wir heute im Stande sind einen Beton herzustellen, der eine ausreichende Offenzeit hat und nach einem Nachmischen die erforderliche Frühfestigkeit erreicht.

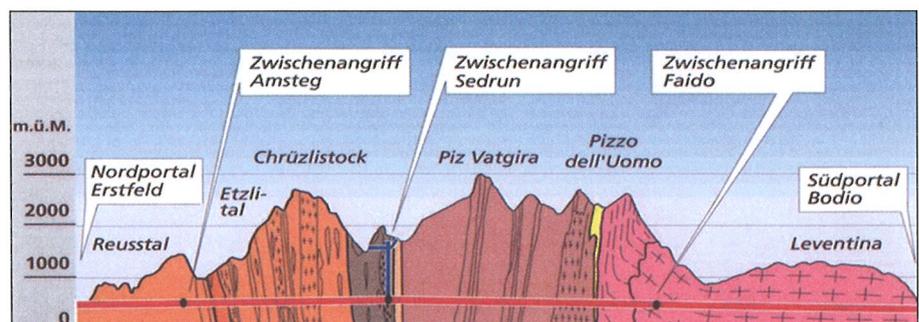
Der Beton für den ganzen Teilabschnitt Faido für Vortrieb und Innenausbau wird daher weitgehend ab der Betonanlage Bodio aus mit Bauzügen antransportiert.

Das Ganze ist sicher eine logistische und betontechnologische Herausforderung. Wir sind überzeugt, dass dies für alle Beteiligten die beste Lösung ist.

3.5 Umbau Wurm mit den Innengewölbebaustelleninstallationen

Die gesamten Würmer mit den Innengewölbebaustelleninstallationen werden, nach dem Anpassen der Installationsanlagen und den Schalungen für den Teilabschnitt Faido in der MFS, bis zum Losende Faido eingesetzt.

Bild 31: Geologischer Längsschnitt Basistunnel (Quelle ATG)



3.6 Logistik

Das Ausbruchmaterial des TBM-Vortriebs Faido Richtung Sedrun wird mit Schutterzügen über die Oströhre nach Bodio transportiert. Die Baumaterialversorgung für TBMs und Würmer erfolgt weiterhin von Bodio her. Der Personaltransport erfolgt mit Pneufahrzeugen von Faido über den Zugangsstollen in die MFS und von dort im Gleisbetrieb zu den Arbeitsstellen.

Bis zur Fertigstellung des Innengewölbes erfolgt die gesamte Ver- und Entsorgung des Teilabschnittes Faido Richtung Sedrun über die Oströhre Bodio. Die Weströhre Bodio wird nach der Fertigstellung der Bankette an die Bahntechnik übergeben.

3.7 Preventergeschützte Bohrungen

Im Bereich der Pioramulde und anderen prognostizierten Störzonen werden preventergeschützte Vorauserkundungsbohrungen notwendig sein. Bei Störzonen sind preventergeschützte Injektionen vorgesehen. Geplant ist, dass diese Arbeiten aus Nischen zwischen TBM-Schild

und Gripper ausgeführt werden. Die Anzahl und Mächtigkeit dieser Störzonen werden für die Vortriebsgeschwindigkeit massgeblich entscheidend sein.

4. Schlussbemerkungen

Sowohl beim TBM-Vortrieb in Bodio als auch in der MFS Faido wurden alle Beteiligten durch ungünstige bis sehr schwierige geologische Verhältnisse überrascht.

Die gesammelten Erkenntnisse werden in die Planung für die bevorstehende Strecke einfließen. Die gemachten Erfahrungen und erzielten Leistungen bestätigen, dass wir einerseits über eine bewährte Installation und Organisation verfügen, andererseits, und dies sicher als wichtigster Erfolgsfaktor, können wir auf eine erfahrene, sehr kompetente und hoch motivierte Baustellenmannschaft zählen.

Gute Voraussetzungen um unseren 2. Abschnitt Faido Richtung Sedrun, der gemäss geologischer Prognose einen grösseren Anteil an höheren Ausbruchklassen aufweist, zu bewältigen.

Der eigentliche Basistunnel besteht aus zwei unabhängigen, parallel verlaufenden, einspurigen Eisenbahnrohren mit einer Steigung von Nord nach Süd von ca. 6,5‰. Der Achsabstand der beiden Röhren beträgt ca. 40 m. Etwa alle 325 m werden die Rohrrohre mit Querschlägen verbunden, welche der Selbstrettung in die Gegenröhre und der Unterbringung der Bahntechnik dienen.

Ungefähr in der Mitte der Tunnelstrecke befindet sich der Zwischenangriff Sigirino, von dem aus die wesentlichen Ausbrucharbeiten nach Norden und Süden erfolgen.

Für den Ceneri Basistunnel ist auf der gesamten Tunnellänge ein zweischaliger Ausbau mit Aussengewölbe und Innenschale vorgesehen.

Beim Sprengvortrieb besteht die Ausbruchsicherung aus Spritzbeton, Ankern, Netzen und bei Bedarf Stahlbögen.

Beim maschinellen Vortrieb wird die Hohlraumstabilität durch vorfabrizierte Stahlbetontübbinge gewährleistet.

Zwischen den beiden Schalen wird als Schutz vor Bergwasser eine Regenschirmabdichtung in Kombination mit einer Gewölbedrängung eingebaut.

Bei der Projektplanung wurden mögliche Fortsetzungen der AlpTransitstrecke nach Norden und Süden berücksichtigt. Der Anschluss Camorino ist so konzipiert, dass eine spätere Fortsetzung nach Norden über die Magadinoebene und anschließenden Umfahrungstunnel Bellin-

zona möglich sein wird. Die zwei im Ceneri-Basistunnel integrierten Verzweigungskavernen Sarè bilden die Voraussetzung für eine zukünftige unterirdische Südfortsetzung mit einer Länge bis zu 30 km. Damit ergäbe sich für den Ceneri-Basistunnel eine Gesamtlänge von ca. 45 km.

Geologie

Die geologischen Verhältnisse werden durch die vollständige Lage des Tunnels im kristallinen Grundgebirge der Südalpen geprägt. Dabei handelt es sich um eine komplexe und heterogene Zone auf der afrikanischen Kontinentalplatte, welche aufgrund von Überlagerungen verschiedener geologischer Gesteinsschichten entstanden ist. Die Schichtung der Gesteinsformationen verläuft schief und geneigt gegenüber der Tunnelachse.

Seit Anfang 1991 werden die geologischen Verhältnisse im Projektgebiet durch geologische Kartierungs- und Bohrkampagnen, unter anderem auch Tiefkernbohrungen bis 700 m Länge, und geophysikalischen Untersuchungen (Seismik, Bohrlochgeophysik), sowie petrographischen und felsmechanischen Laborversuchen erkundet. Zudem lieferte der Erkundungsstollen Sigirino bautechnisch relevante geologische Erkenntnisse. Obwohl sämtliche sondierte Gesteinsformationen ihr ursprüngliches präalpines Gefüge beibehalten haben, wurden diese durch die alpinen Deformationsphasen unter Bildung von klastischen Störbereichen mit Kataklasit- und Kakeritzonen markant überprägt.

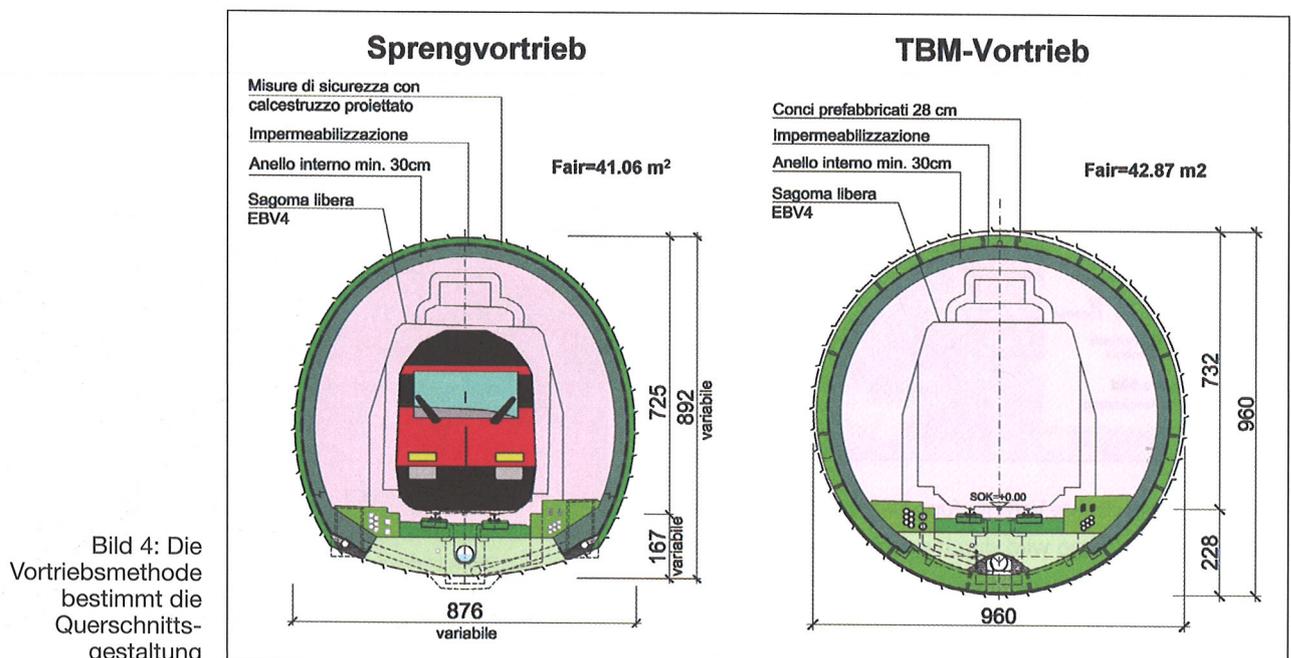
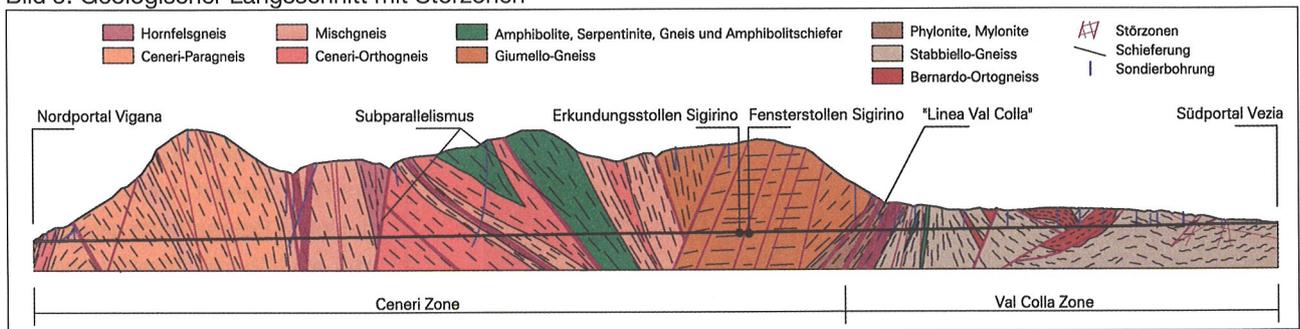


Bild 5: Geologischer Längsschnitt mit Störzonen



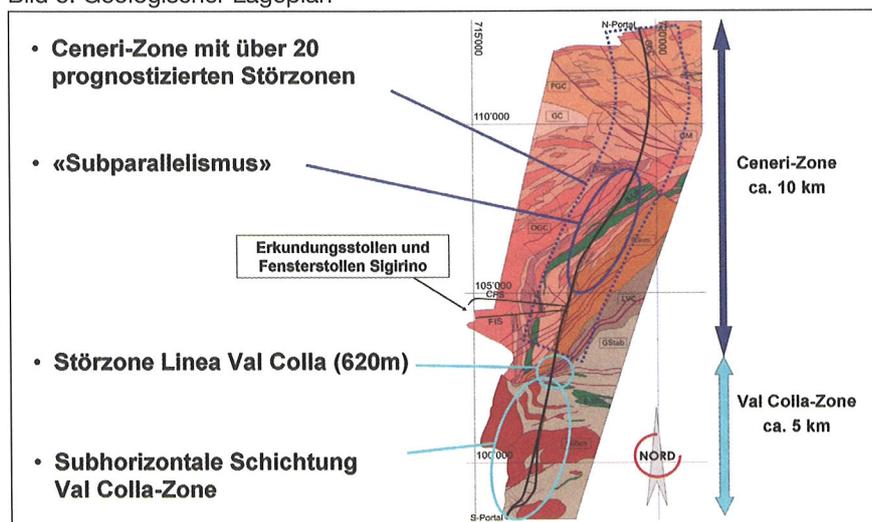
In Hinblick auf die Umsetzung der geologischen Prognose in die bautechnischen Massnahmen wurde die gesamte Strecke des Ceneri-Basistunnels in 47 Homogenbereiche unterteilt. Jeder Homogenbereich ist durch vergleichbare Beschaffenheit der geologischen, strukturellen, hydrogeologischen und felsmechanischen Eigenschaften charakterisiert.

Der jeweilige Homogenbereich ist ausserdem mit für ihn typischen Gefährdungsbildern und deren Präsenz beschrieben und charakterisiert. Diese sind für den Ceneri-Basistunnel vor allem Kleinsteinfall, Auflockerung, Klüftkörper, plastische Verformung, Ablösungen, Instabilität der Ortsbrust und aber auch Wassereintritt, Porenwasserdruck und Bergschlag.

Die komplexen geologischen Verhältnisse des Ceneri-Basistunnels bedingen Streubreiten in den geologischen Prognosen für Lage und Ausdehnung der Homogenbereiche und vor allem der Störzonen.

Für den gesamten Tunnel sind heute über 40 Störzonen prognostiziert, die in Kombination mit den vorherrschenden Gefährdungsbildern massgebenden Einfluss auf die Wahl der Baumethode haben.

Bild 6: Geologischer Lageplan



Tunnelabschnitt Ceneri Nord

Die geologischen Situationen von Nord- und Südteil sind stark differierend und bilden verschiedene felsmechanische und bautechnische Szenarien.

Die im nördlichen Abschnitt des Ceneri-Basistunnels zu durchörternde tektonische Einheit der Ceneri-Zone ist heterogen und besteht hauptsächlich aus einer generell steilste-

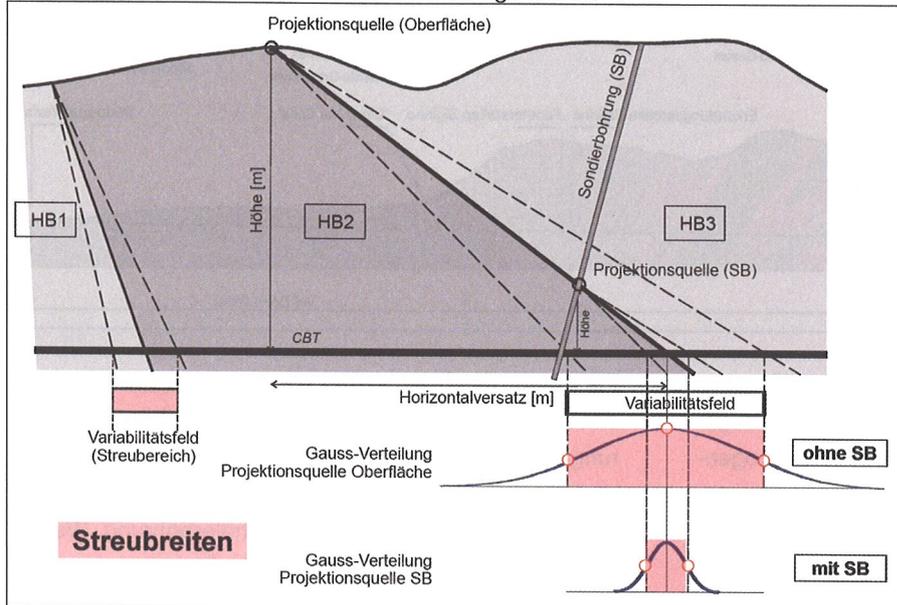
Parameter der Streubreiten der Homogenbereiche bzw. der Störzonen sind unter anderem die Gebirgsüberlagerung und der Erkundungsgrad. Dargestellt in Abbildung 7 sind zwei gestörte Kontaktflächen und deren verschiedenen Streubreiten mit und ohne Sondierbohrung. Welche Auswirkungen diese Streuungen, und hier insbesondere die Streuungen der Störzonen in verschiedenen Eintretensszenarien auf die Projektplanung haben können, wurde in einer geologischen Risikoanalyse untersucht. Das Ziel dieser Risikoanalyse war es, die bautechnisch relevanten Auswirkungen der Unsicherheiten zu erkennen und somit eine hohe Vertragssicherheit beim Bau des Ceneri-Tunnels zu erreichen.

Die Resultate dieser Risikoanalyse sind:

- die Wahl der Baumethode treffen zu können,
- das Termin- und Kostenstreumass einzuschätzen,
- Massnahmen zur Sicherstellung der Realisierung zu ergreifen,
- das Erkennen der massgebenden Risiken und Chancen.

Im Folgenden werden diese Aspekte auf die beiden Abschnitte Ceneri-Nord und Ceneri-Süd übertragen und die Wahl der Vortriebsmethoden erläutert.

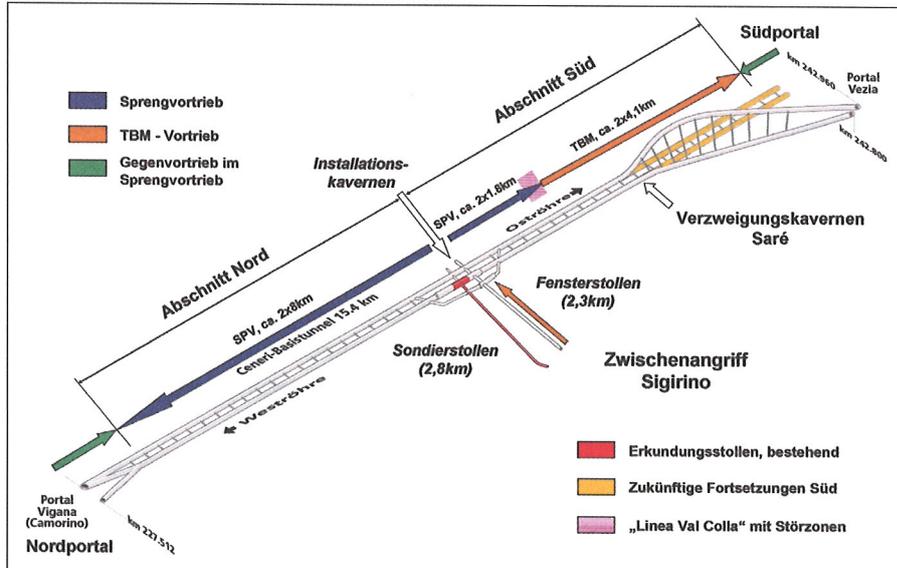
Bild 7: Streubreiten der Störzonen und Homogenbereiche



lich geplante Vortrieb mittels TBM aufgrund weiterer geologischer Erkenntnisse und den Ergebnissen nachfolgender Risikoanalysen durch einen konventionellen Vortrieb ersetzt werden. Diese flexiblere Baumethode gewährleistet ein höheres Anpassungsvermögen an die örtlichen Felsverhältnisse. Der ca. 8 km lange Abschnitt wird im Sprengvortrieb mit durchschnittlichen Vortriebsleistungen von 6–8 m/Tag aufgeföhren.

Tunnelabschnitt Ceneri Süd

Bild 8: Ceneri-Basistunnel als 3D-Modell



Zeitgleich mit den Bauarbeiten im Tunnelabschnitt Ceneri Nord wird der südliche Abschnitt aufgeföhren. Aus den Installationskavernen Sigirino werden die Tunnelröhren für ca. 2 km bis nach der «Linea Val Colla», die geologisch anspruchsvollste Zone des gesamten Ceneri-Basistunnels, im Sprengvortrieb ausgebrochen. Die «Linea Val Colla» stellt mit ca. 620 m Länge und erwartenden Konvergenzen in der Grössenordnung von 30 cm den bautechnisch massgebenden Abschnitt dar. Diese gestörte Kontaktzone der tektonisch beanspruchten Gesteine aus Myloniten, Phyloniten, Schiefer und Gneisen ist wesentlich mit Kakirit- und Kataklastischichten durchsetzt. Daraus resultiert eine erwartete Vortriebsleistung von 1–2 m/Tag mit umfangreichen Sicherungsmassnahmen.

henden Abfolge von Misch-, Ortho- und Paragneisen, Glimmerschiefern und Amphiboliten. Den geologisch anspruchsvollen Abschnitt bildet hier bei Überlagerungshöhen von ca. 600 bis 800 m der Bereich des Subparallelismus. Anstehende Störzonen verlaufen im schleifenden Winkel und ihre genaue Lage und Mächtigkeit ist schwer prognostizierbar. Heute sind im Abschnitt Nord 22 Störzonen mit einer effektiven Mächtigkeit von 10 m bis 110 m prognostiziert.

Der ca. 4,1 km lange Abschnitt südlich der «Linea Val Colla» weist geringe Überlagerungshöhen von ca. 50 bis 200 m auf und ist geprägt durch allgemeine subhorizontale geologische Hauptstrukturen, wodurch sich Störzonen im Ausbruchquerschnitt über weite Bereiche erstrecken können. In folge dessen besteht eine erhöhte Gefahr von Firstablosungen, so genannter «Sargdeckel». In Hinblick auf den Schutz der Vortriebsmannschaft wird der Vortrieb mittels einer Schild-TBM in Verbindung mit Tübbingausbau ausgeföhrt.

Aufgrund der geologischen Unsicherheiten betreffend Länge und Lage der Störzonen und erwarteter Konvergenzen von bis zu 30 cm mit grösseren Felsauflockerungen und Niederbrüchen wird das Risiko, mit einem allfälligen TBM-Vortrieb einen drastischen Leistungsabfall zu erleiden, der bis zum Stillstand der Maschine führen kann, als hoch eingestuft. So musste der ursprüng-

Zwischenangriff Sigirino

Die wesentlichen Ausbrucharbeiten (ca. 90%) erfolgen ausgehend vom Zwischenangriff Sigirino, der damit die zentrale logistische Basis für die Realisierung des Tunnels darstellt. Der Zwischenangriff umfasst insbesondere den Fensterstollen Sigirino (2,3 km) und den bestehenden Erkundungsstollen Sigirino (2,8 km), sowie die am Fuss des Fensterstollens gelegenen Installationskavernen. Die Kavernen fungieren als unterirdische Baustelle für den Vortrieb der beiden Einspurtunnel in nördliche und südliche Richtung.

Die Anlagen in Sigirino werden mit dem Baustellendorf, Bauinstallationen, Logistikanlagen der Hauptunternehmung und einem provisorischen Werkgleis ergänzt. Es werden provisorische Zufahrten zum lokalen Strassen-netz und der nahe gelegenen Autobahn A2 realisiert.

Die Ausführung der Installationskavernen mit ca. 800 m Länge erfolgt angesichts der grossen Querschnitte (bis 270 m²) in Teilausbrüchen im Sprengvortrieb. Der Fensterstollen Sigirino wird hingegen mit einer offenen TBM aufgeföhren und stellt in der Vortriebsphase die Haupterschliessung der Installationskavernen dar. In der Be-

Bild 9: Zwischenangriff Sigirino – das Baustellenzentrum

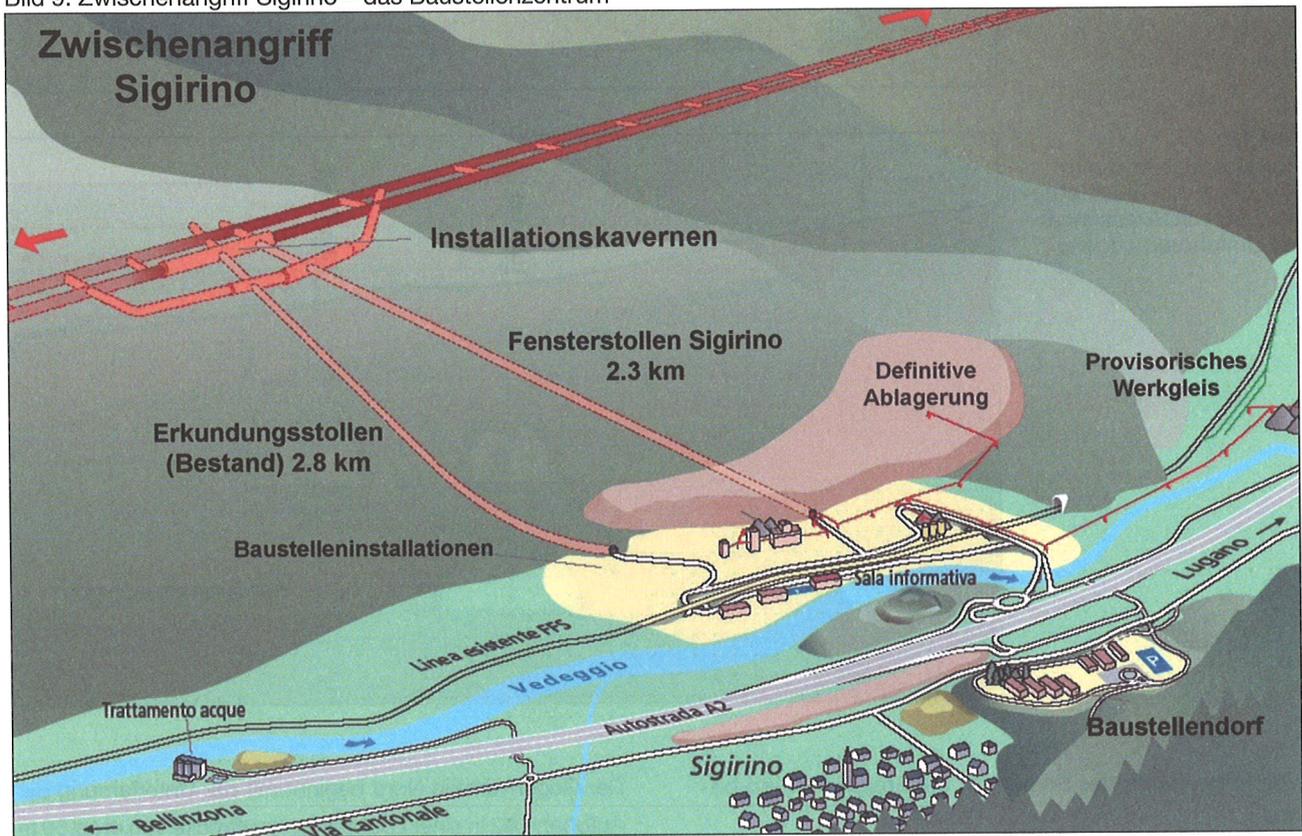


Bild 10: Definitive Deponie in Sigirino

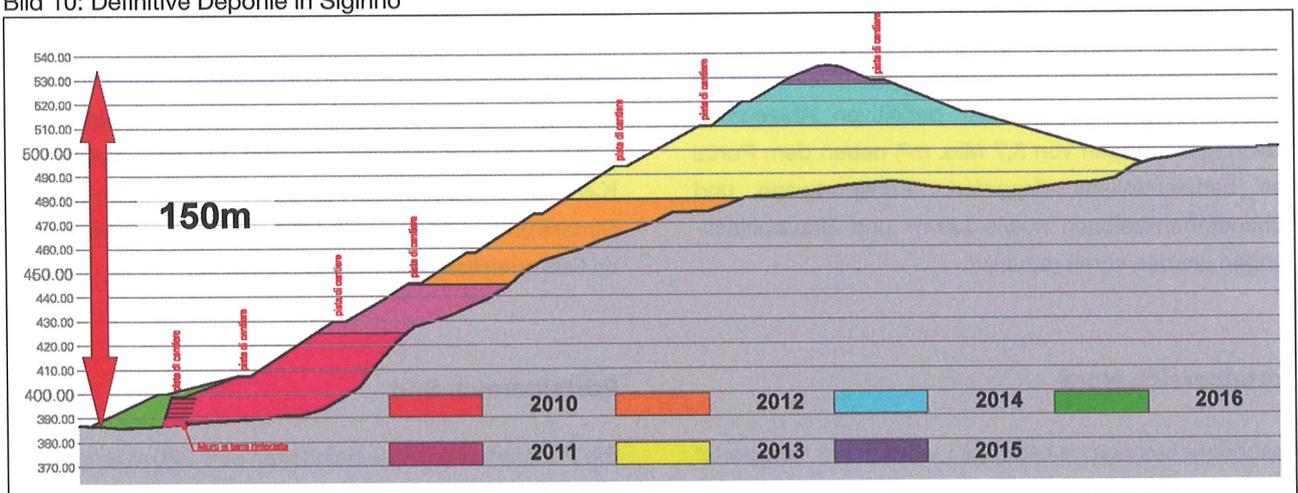


Bild 11:
Portalbereich Nord mit
Lockergesteinsstrecke

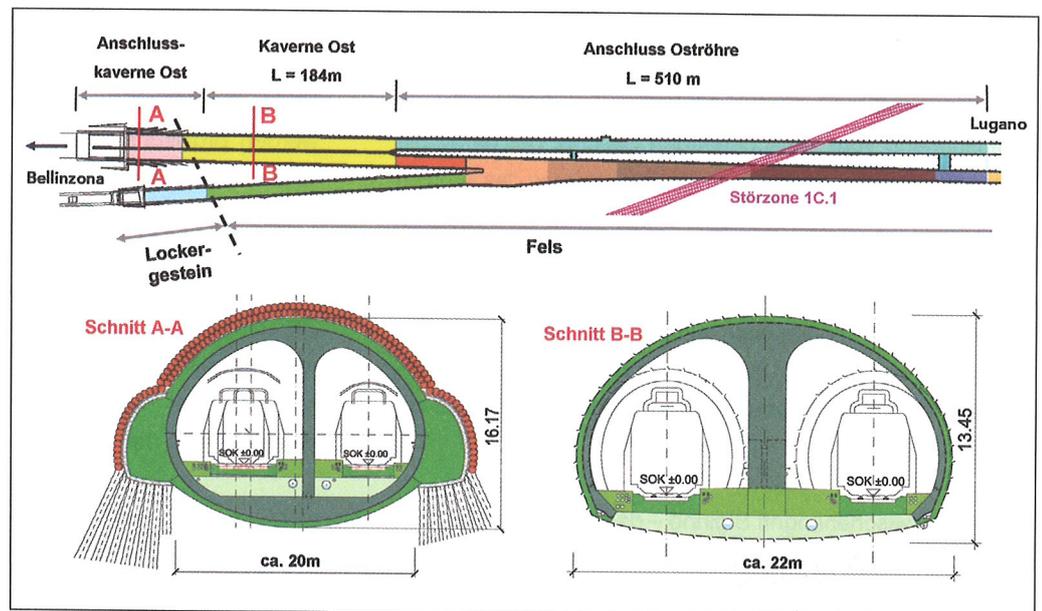
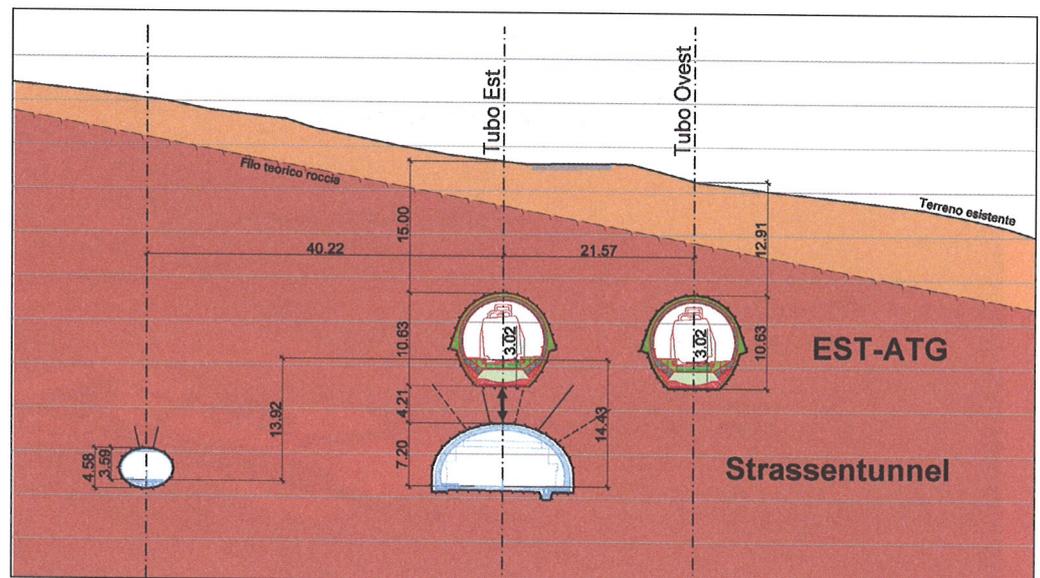


Bild 12:
Portalbereich Süd mit
Kreuzung von Einspurtun-
nel SBB mit Strassentun-
nel Umfahrung Lugano



triebsphase wird der Stollen für die Ereignislüftung be-
nützt.

Es ist vorgesehen, das wiederverwendbare Tunnelaus-
bruchmaterial direkt in Sigirino als Betonzuschlagstoff
und Dammschüttmaterial aufzubereiten. Das restliche
Ausbruchmaterial wird in der definitiven Ablagerung
(Fassungsvermögen von 3,7 Mio. m³) neben dem Portal
des Fensterstollens deponiert. Transportwege und
Schadstoffemissionen sowie Lärm- und Staubbelästi-
gungen werden somit reduziert.

Portalbereich Nord

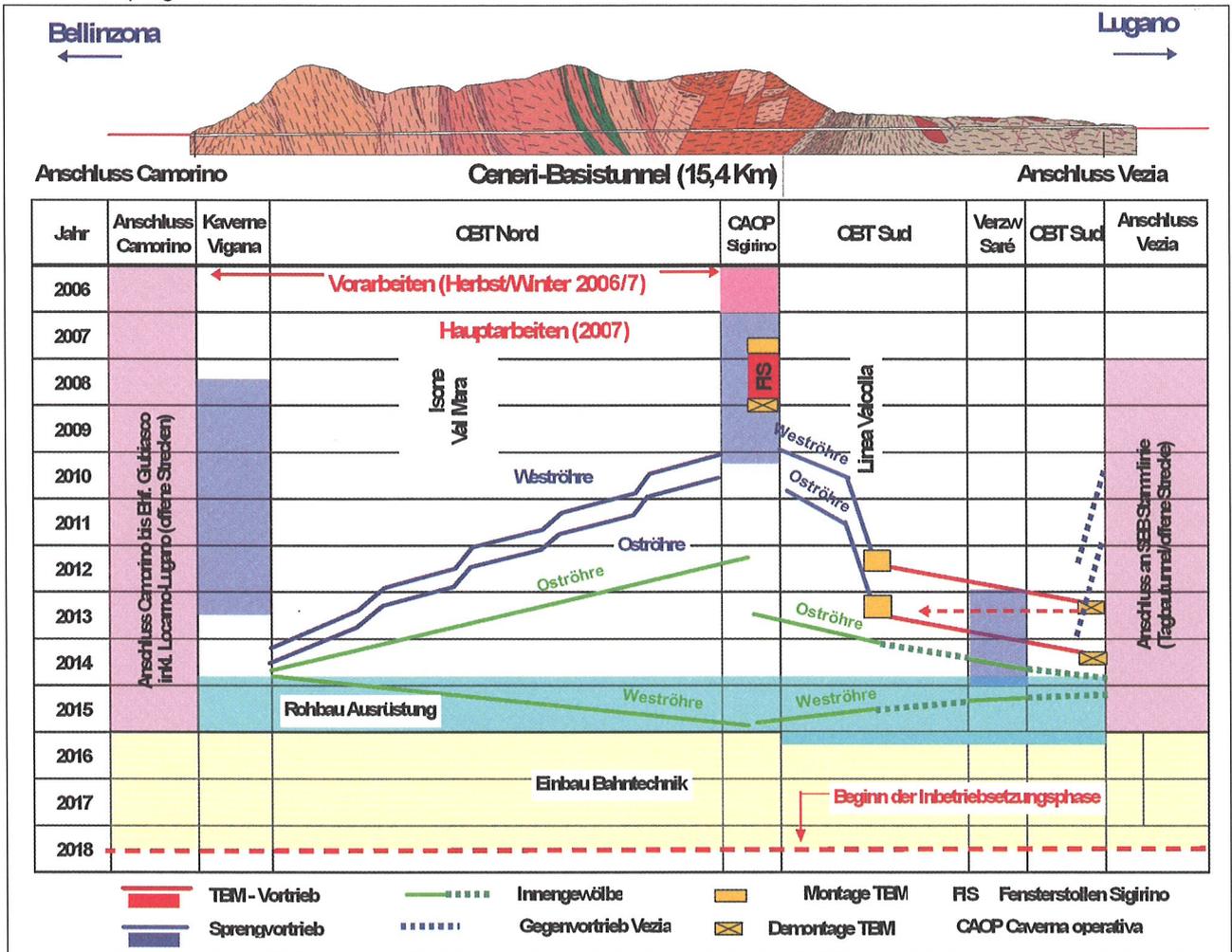
Besondere technische Lösungen werden am Nordportal
Vigana zum Einsatz kommen.

Der Gegenvortrieb Nord beginnt mit der Unterfah-
rung der Autobahn A2 in einer Lockergesteinsstrecke von etwa 50 m
Länge. Für dieses setzungsempfindliche Teilstück ist ein
Vortrieb mit Paramentstollen vorgesehen. Das Gewölbe
von ca. 20 m Spannweite wird mittels doppelten Jetting-
schirm gesichert und auf die vorausschiebenden Paramentstol-
len abgestützt. Diese sind nach unten auf den anstehenden
Fels durch Jettingpfähle gegründet. Die anschliessenden
Kavernen im Fels werden sprengtechnisch nach Kalotte,
Strosse und Sohle ausgeführt. Die Kavernenkonstruktionen
im Fels erreichen Spannweiten von 22 m.

Portalbereich Süd

Die Portalarbeiten Vezia beinhalten eine 220 m lange Tag-
baustrecke und einen 300 m langen Gegenvortrieb. In An-
betracht der geringen Felsüberdeckung von nur wenigen

Bild 13: Bauprogramm



Metern, der relativ schlechten Felsqualität und der Überkreuzung des neuen Strassentunnels von Lugano in einem Abstand von nur 4 m, ist ein Kalottenvortrieb mit Erschütterungsbegrenzung vorgesehen.

Bauprogramm

Die Untertagbauarbeiten werden in 4 Lose unterteilt:

1. der Zwischenangriff Sigrino- als Vorlos
2. das Hauptlos mit dem Bau von 2 mal 14 km Einspurröhren
3. der Gegenvortrieb am Nord-Portal
4. der Gegenvortrieb am Süd-Portal

Die Vorarbeiten in Sigrino und der Magadinoebene sind seit April 2006 in Ausführung. Die eigentlichen Untertagbauarbeiten insbesondere der Bau des Fensterstollens Sigrino beginnen ab 2007 und werden im Rahmen eines Vorloses realisiert. Die kurzen Gegenvortriebe an den Portalen Vezia und Vigana starten 2008. Ab 2010 ist vorgesehen die Einspurröhren nach Norden und Süden vorzutreiben. Der maschinelle Vortrieb im Süden soll ab Frühjahr 2012 erst in der Weströhre, dann in der Oströhre mit der selben TBM ausgeführt werden. Der Innenausbau wird zum Teil parallel zu den Vortriebsarbeiten erst in der Oströhre und dann in der Weströhre realisiert.

Der Beginn der Inbetriebsetzungsphase des Bahnverkehrs ist für Mitte 2018 vorgesehen.

TUNNEL-PROJEKTE

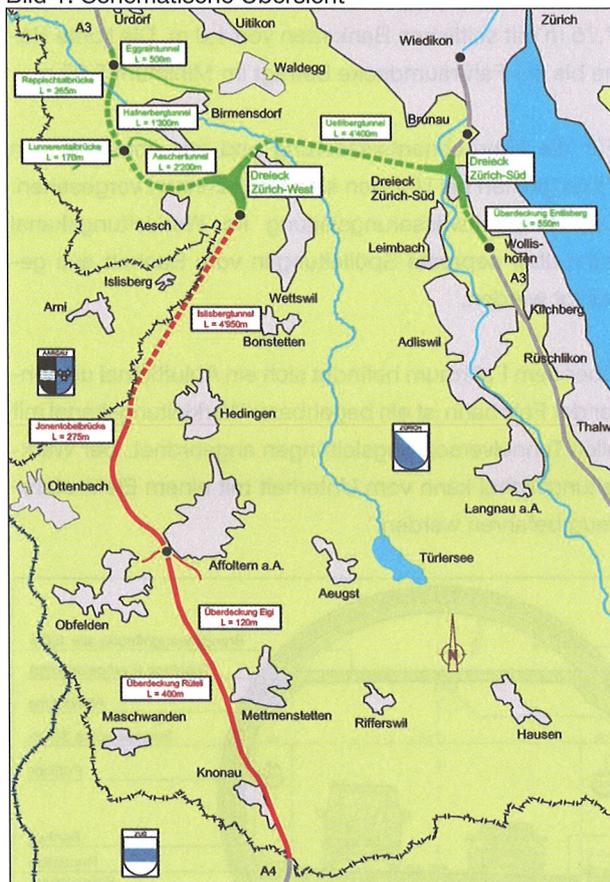
Autobahntunnel Islisberg – Innovative Logistik beim TBM Vortrieb und Ausbau

Ulrich Letsch, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA
Electrowatt Infra AG, Zürich

1. Projektübersicht

Die Übersicht zeigt die im Raum westlich von Zürich sich im Bau befindenden Nationalstrassen. Grün dargestellt ist die Westumfahrung Zürich mit dem Eggrain-, Hafnerberg- und Aeschertunnel der Umfahrung Birmensdorf sowie dem Uetlibergtunnel zwischen den Autobahn – Dreiecken Zürich West und Zürich Süd. Der rot eingetragene Nationalstrassenabschnitt der N 4 durch das Knonaueramt verbindet die Westumfahrung von Zürich mit der bestehenden Autobahn im Kanton Zug. Hauptbestandteil des rund 13 km langen Autobahnabschnittes ist der 5 km lange Islisbergtunnel.

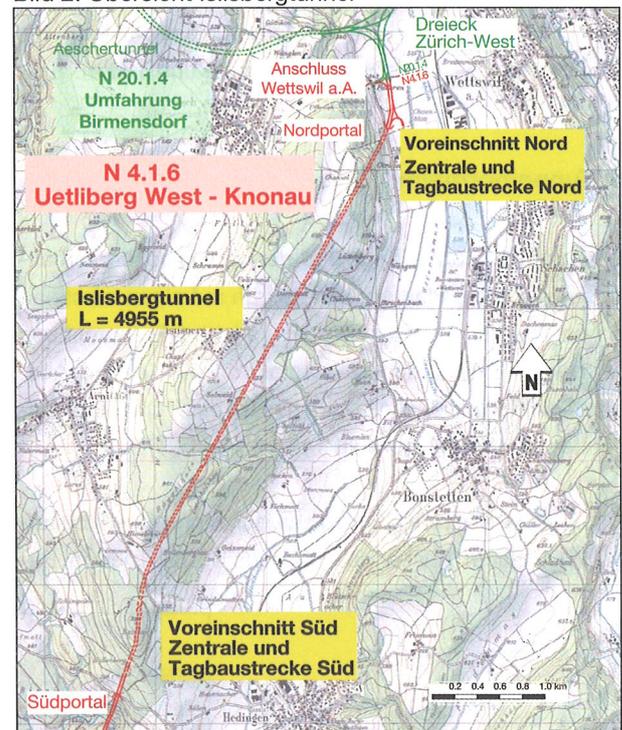
Bild 1: Schematische Übersicht



2. Übersicht Islisbergtunnel

Der Tunnel besteht aus 2 parallelen Röhren mit je zwei Fahrstreifen in einem Abstand von 25 m. Er beginnt im Norden beim Autobahndreieck Zürich-West und endet im Süden beim Jonentobel. An beiden Portalen befindet sich je eine Lüftungs- und Elektrozentrale. Sie werden als Hochbauten in den Voreinschnitten erstellt und nach Bauende eingedeckt. Eine weitere Elektrozentrale ist in Tunnelmitte in einer Kaverne seitlich neben der Weströhre angeordnet. Der Tunnel weist ein einseitiges Gefälle mit 0,75–1,4% von Norden nach Süden auf.

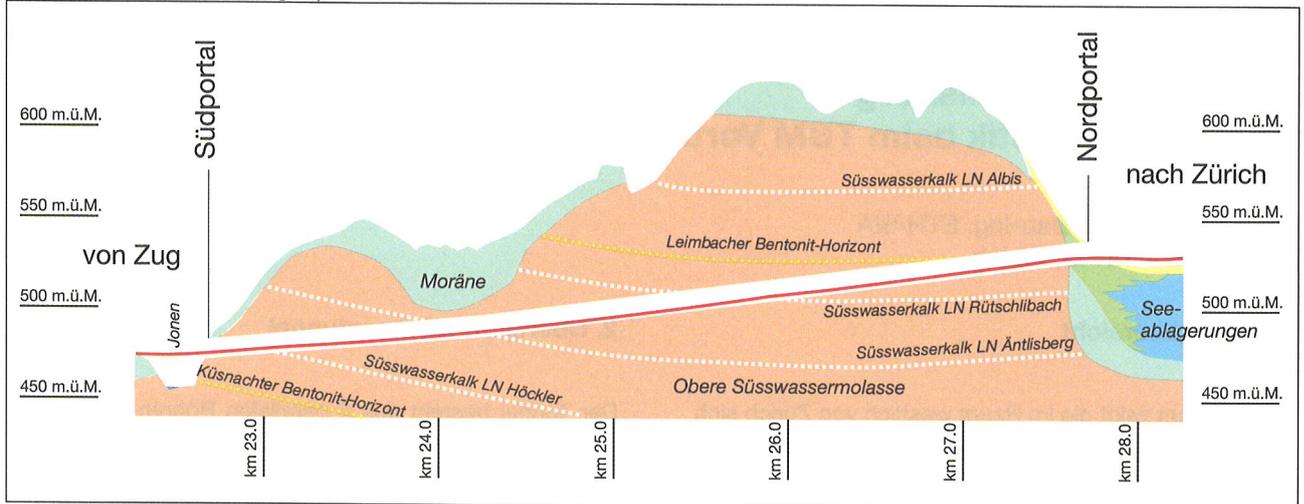
Bild 2: Übersicht Islisbergtunnel



3. Geologie

Der Islisbergtunnel liegt, mit Ausnahme einer rund 35 m langen Lockergesteinsstrecke beim Nordportal der Ost-röhre, vollständig im Fels der Oberen Süsswassermolasse. Zur Hauptsache handelt es sich um horizontal gelagerte Schichten aus Siltsteinen mit variablem Ton- und

Bild 3: Geologisches Längsprofil



Sandgehalt, siltigen Tonsteinen und Sandsteinen. Neben drei dünnen Süsswasserkalkschichten ist als Besonderheit eine bis 40 cm dicke Bentonitschicht im Bereich des Nordportals zu erwähnen, welche durch den Tunnel über eine Länge von fast 1000 m aufgeschlossen wird. Der Fels bietet für den Tunnelbau keine speziellen Schwierigkeiten. Tektonisch gesehen quert der Islisbergtunnel eine weite, flache Muldenstruktur. Die gesunde, unverwitterte Molasse weist eine sehr geringe Wasserdurchlässigkeit auf. Die Überdeckung variiert zwischen rund 40 und 100 m.

4. Tunnelnormalprofil

Aufgrund der Tunnellänge und der geologischen Verhältnisse wurde die Planung bereits früh auf einen mechanischen Vortrieb mit einer TBM ausgerichtet. Entsprechend wurde ein kreisförmiges Normalprofil mit einem Ausbruchdurchmesser von 11,85 m resp. einer Querschnittsfläche von 110 m² gewählt.

Das Normalprofil weist einen zweischaligen Gewölbeaufbau mit einem Aussengewölbe aus vorfabrizierten Be-

tontübbingungen und einem Ort beton-Innengewölbe auf. Beide Gewölbe sind 30 cm stark.

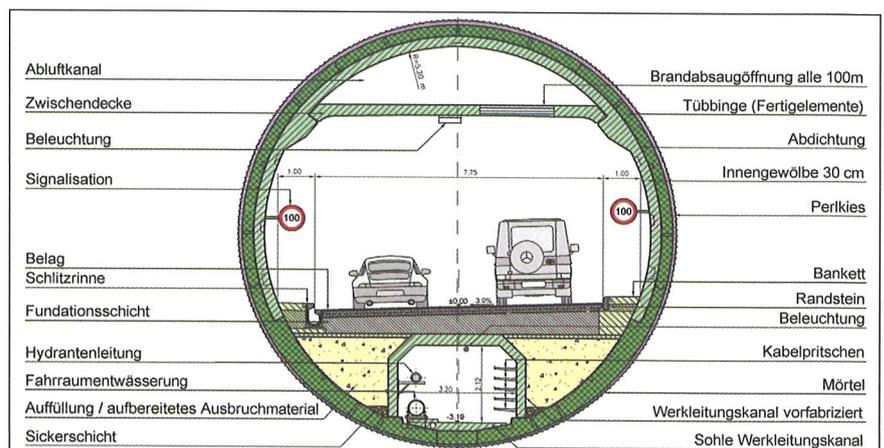
Die Tunnelröhren sind durchgehend mit einer Schirmisolation abgedichtet. Auf eine Gewölbefussentwässerung wird verzichtet. Eindringendes Bergwasser wird über die Tübbingfugen in den Werkleitungskanal abgeleitet.

Die Fahrbahnbreite in den beiden Tunnelröhren beträgt 7,75 m mit seitlichen Banketten von 1,0 m. Die lichte Höhe bis zur Fahrraumdecke beträgt im Minimum 5,20 m.

Für die Fahrbahntwässerung und zur Ableitung von Flüssigkeiten bei Unfällen sind Schlitzrinnen vorgesehen. Die Hauptentwässerungsleitung im Werkleitungskanal kann über separate Spülleitungen vom Bankett aus gereinigt werden.

Über dem Fahrraum befindet sich ein Abluftkanal und unter der Fahrbahn ist ein begehbare Werkleitungskanal mit allen Tunnelversorgungsleitungen angeordnet. Der Werkleitungskanal kann vom Unterhalt mit einem Elektrofahrzeug befahren werden.

Bild 4:
Normalprofil



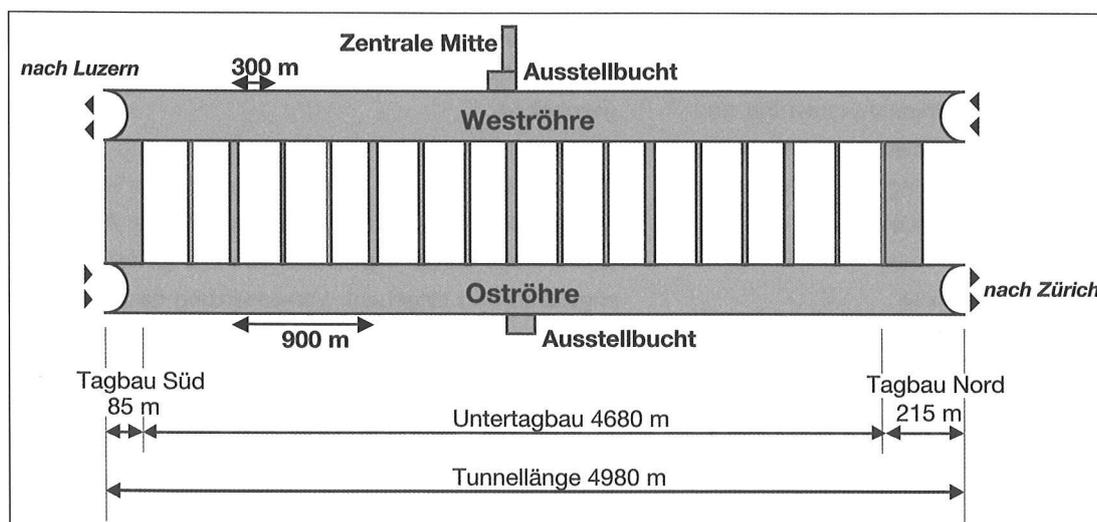


Bild 5:
Schematischer
Grundriss

Für die Hinterfüllung des Werkleitungskanals wird stabilisiertes Ausbruchmaterial verwendet. Das Material wird auf dem Installationsplatz in einer zentralen Anlage des Bauherrn aufbereitet.

5. Schematischer Grundriss

Zwischen den beiden Tunnelröhren sind alle 300 m begehbare Querverbindungen angeordnet, die im Brandfall als Fluchtwege dienen. Jede dritte Querverbindung ist für Ereignisdienste befahrbar. Bei den befahrbaren Querschnitten sind die Werkleitungskanäle der beiden Röhren miteinander verbunden.

Als Zugang zur unterirdischen Zentrale sind in beiden Röhren auf der Aussenseite Ausstellbuchten angeordnet. Auf den Tunnelaussen Seiten sind alle 150 m SOS- und Hydrantennischen vorgesehen.

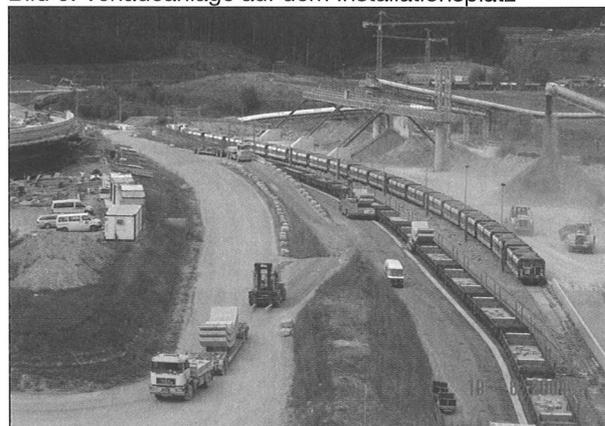
6. Innovative Logistik beim TBM-Vortrieb

Die beiden Tunnelröhren werden nacheinander fallend von Norden nach Süden ausgebrochen. Grund dafür sind die zentralen Infrastrukturanlagen im Verkehrsdreieck Filderen vor dem Nordportal des Tunnels.

Die Tübbinge für das Aussengewölbe werden im Vorfabrikationswerk der Marti Tunnelbau AG in Balsthal hergestellt und mit der Eisenbahn zum Umschlagplatz in der Filderen gebracht. Jeden Tag werden mit einem Zug Tübbinge und Werkleitungskanal-Elemente für 20 m Vortrieb angeliefert. Der TBM-Vortrieb ist nicht auf einzelne Spitzenleistungen ausgelegt, sondern auf eine regelmäßige Leistung von 100 m pro Woche.

Die Tübbinge werden mit einem grossen Seitenstapler in der richtigen Reihenfolge auf Tiefganganhänger verladen und direkt vom Zug zum Vortrieb gebracht und eingebaut. Da der Zug den ganzen Tag auf dem Installationsplatz stehen bleibt, kann grösstenteils auf ein Zwischendepot verzichtet werden.

Bild 6: Verladeanlage auf dem Installationsplatz



Das Innengewölbe wird in Blöcken von 12,5 m Länge betoniert. Die vorgefertigten Werkleitungskanal-Elemente sind 2,5 m lang. Jedes Element wird eingemessen und bei Bedarf werden Korrektur Elemente eingepasst, so dass die Werkleitungskanalfugen mit den Blockfugen des später betonierten Innengewölbes übereinstimmt.

Für alle Kabel- und Leitungsverbindungen in den Werkleitungskanal, wie Kabelrundschnitte, Ableitungen aus den Siphonschächten, Spülleitungen und Hydrantenleitungs-Anschlüsse, werden für den Werkleitungskanal Spezialelemente hergestellt, zur richtigen Zeit angeliefert und an den vorbestimmten Orten eingebaut.

Um im Rahmen des Innenausbauens nachträgliche Grabarbeiten auf ein Minimum beschränken zu können, wer-

den im Zuge der Hinterfüllung des Werkleitungskanals die Kabelrohre der alle 50 m angeordneten Rundschläge mit den Einlagen in den Werkleitungskanal-Elementen und den Tübbinggen verbunden und einbetoniert. Das heisst aber auch, dass in jedem 25. Tübbingring Sohl-tübbinge mit Rohreinlagen versetzt werden müssen.

Bild 7: Verlegen der Kabelschutzrohre



Für die Ableitungen aus den Siphonschächten werden vor die Aussparungen im Werkleitungskanal auf der Aussenseite vorgefertigte Betonelemente, wie Lichtschächte, versetzt und mit Deckel verschlossen. Nach der Montage der Siphonschächte und Ableitungen werden die Elemente ausbetoniert. Auf die gleiche Art werden für die Spülleitungen Elemente bis zu den Tübbinggen versetzt.

Bild 8: Versetzen des vorgefertigten Betonelementes



Beim Vortrieb der ersten Tunnelröhre wurden alle 300 m über diesen vorgefertigten Elementen Rettungscontainer aufgestellt. Über eine Öffnung im Containerboden konnten diese Elemente als Fluchtweg aus dem Fahrraum in den Werkleitungskanal benutzt werden. Der Werkleitungskanal verfügt über eine von der Tunnelventilation unabhängige Lüftung.

Für die Stichleitungen zu den Hydranten werden Hüllrohre einbetoniert und die Wasserleitungsrohre später durchgeschoben.

Kurz vor Abschluss der Ausbrucharbeiten kann festgestellt werden, dass sich die minutiöse Planung der ARGE bewährt hat. Es wurden alle Spezialelemente zur richtigen Zeit angeliefert und eingebaut. Voraussetzung dazu war aber auch, dass von Seiten der Projektierung die Ausbaukonzepte frühzeitig festgelegt und nicht mehr geändert wurden.

7. Innovative Installationen beim Innenausbau

7.1 Abdichtung

Die Abdichtung besteht aus einer 2 mm dicken PVC-Folie. Als Schutzschicht ist auf der Aussenseite ein Vlies von 500 g/m² aufkaschiert. Die Abdichtung wird mit dem «Hot-Melt» Verfahren auf die Tübbinge aufgeklebt.

Für die Abdichtungsarbeiten der Tunnelröhren liess die Marti Tunnelbau AG einen selbstfahrenden Abdichtungswagen bauen. Mit einer komplizierten Elektronik werden zwei Hydraulikarme gesteuert, die das gesamte Gewölbe bestreichen können.

Bild 9: Abdichtungswagen



Mit dem ersten Arm werden die 2 m breiten Dichtungsbahnen verlegt. Mit dem Abrollen der Folie werden auf der Vorderseite die Tübbinge für die nächste Dichtungsbahn vorbereitet. Mit 4 Bürsten werden die Verklebungsflächen gereinigt und falls notwendig mit Wärmelampen getrocknet.

Von einem Korb am zweiten Hydraulikarm aus werden die Dichtungsbahnen mit einer Doppelnahnt verschweisst. Die gesamten Abdichtungsarbeiten werden halbautomatisch ausgeführt. Die SOS-Nischen und die Querschlaganschlüsse werden separat abgedichtet.

Bild 10: Vorderer Hydraulikarm

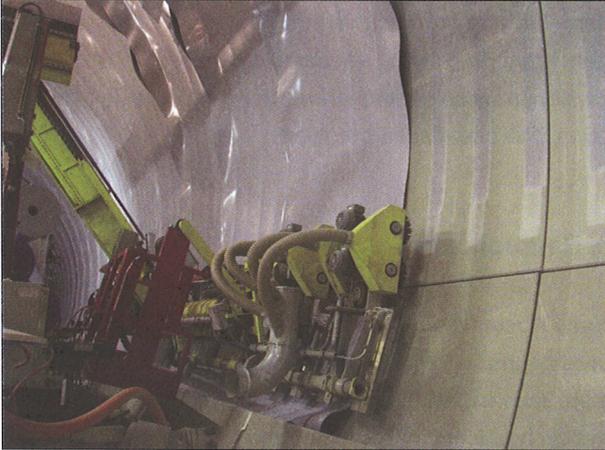


Bild 11: Hinterer Hydraulikarm



Bild 12: Installationswagen für Zwischendecke



Bild 13: Ausfahrbarer Fachwerkträger



7.2 Zwischendecke

Die lichte Höhe des Abluftkanals beträgt je nach Quergefälle der Fahrbahn zwischen 1,55 m und 1,65 m. Das herkömmliche Armieren und Betonieren der Zwischendecke hätte in fast ausschliesslich gebückter Arbeitshaltung ausgeführt werden müssen. Nach längeren Diskussionen, Abklärungen und Vorversuchen wurde beschlossen, die 28–31 cm dicke Zwischendecke mit einem SCC-Beton zu erstellen.

Auch für diese Arbeiten wurde von der Marti Tunnelbau AG ein spezieller, selbstfahrender Installationswagen mit einem 35 m langen, verschiebbaren Fachwerkträger gebaut.

Der Fachwerkträger kann über die gesamte Länge der 25 m langen Betonieretappe der Zwischendecke ausgefahren werden. Zur Stabilisierung des ausgefahrenen Trägers ist auf der Oberseite eine Vakuumpalte angeordnet mit der der Träger bei Bedarf an den Tübbingen fixiert werden kann.

Über eine Montageöffnung werden, mit einem verschiebbaren Kran an der Unterseite des Fachwerkträgers, die vorgefertigten Armierungskörbe in der richtigen Reihenfolge auf die Arbeitsbühne gehoben. Von dort werden die Armierungskörbe mit einem zweiten Kran zur Einbaustelle gebracht. Mit dem drehbaren Arm des Krans können die Armierungskörbe, je 3 in Querrichtung, an die richtige Stelle positioniert und in einander geschoben werden.

Bild 14: Montageöffnung für Armierungskörbe



Bild 15: Drehbarer Arm für das Versetzen der Armierungskörbe



Bild 16: Drehbarer Arm für das Einbringen des Betons



Das Einbringen des Betons erfolgt über eine fest montierte Leitung am Fachwerkträger und ebenfalls über einen drehbaren Arm, so dass die gesamte Breite der Zwischendecke bestrichen werden kann. Pro Tag werden 25 m Zwischendecke betoniert.

8. Bauprogramm

Nach Abschluss der Vorarbeiten begann die Tunnelbauunternehmung Mitte 2003 mit den Installationen und ersten Bauarbeiten. Die gesamten Rohbauarbeiten verlaufen bis heute nach Programm und werden bis Ende 2007 abgeschlossen.

Anschliessend folgen noch für gut 1,5 Jahre Fertigstellungsarbeiten und die elektro-mechanischen Installationen. Die Inbetriebnahme des gesamten Autobahnabschnittes durchs Knonaueramt ist für Ende 2009 bzw. Anfang 2010 geplant.

9. Kosten

Die Gesamtkosten des Islisbergtunnels belaufen sich auf rund 560 Mio. CHF. Die Kosten des gesamten 13 km langen Nationalstrassenabschnittes N 4 Knonaueramt betragen rund 1 Mia. CHF.

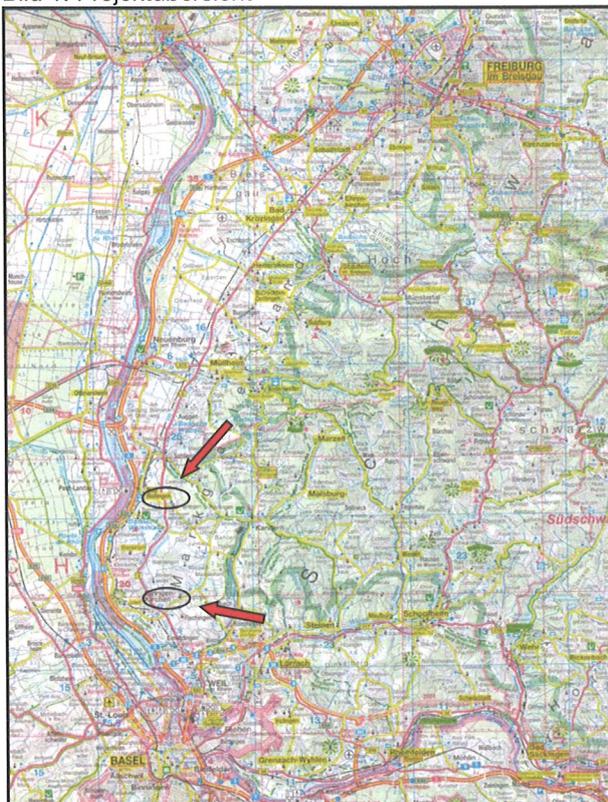
Katzenbergtunnel – Technische und logistische Herausforderungen im EPB Vortrieb mit einschaligem Tübbingausbau

Bruno Gisi, Dipl. Bauingenieur FH
Marti Tunnelbau AG, Bern

1. Projektübersicht

Die Ausbau- und Neubaustrecke Karlsruhe–Basel, ein länderverbindendes Eisenbahn-Tunnelprojekt auf der europäischen Nord-Südachse, zählt aufgrund der von Norden und Süden auf sie zulaufenden leistungsstarken Bahnlinien zu den bedeutenden Hauptstrecken im Netz der Deutschen Bahn. Gemäss einer Vereinbarung zwischen Deutschland und der Schweiz zur Sicherung der Leistungsfähigkeit des Zulaufs zu den beiden Alpentransversalen kommt hierbei der neuen Rheintalbahn Karlsruhe–Basel die Hauptfunktion des Nordzubringers zu. Der Tunnel Katzenberg (KBT) liegt im Bereich der Gemeinden Bad Bellingen und Efringen-Kirchen – im Endausbau ist ein durchgehender, viergleisiger Ausbau Karlsruhe–Basel vorgesehen.

Bild 1: Projektübersicht



Die Trassierung der Neubaustrecke hat das Ziel, durch gestreckte Linienführung Geschwindigkeiten bis zu 300 km/h zu ermöglichen.

Im Bereich südliches Markgräflerland sorgt die Hügellzone vor dem Hochschwarzwald dafür, dass die jetzige Rheintalstrecke um den Isteiner Klotz nur Geschwindigkeiten um die 65 km/h zulässt und die gestreckte Linienführung nur mittels Tunnelbauwerk möglich ist.

Tabelle 1: Bauvorhaben Katzenbergtunnel im Überblick

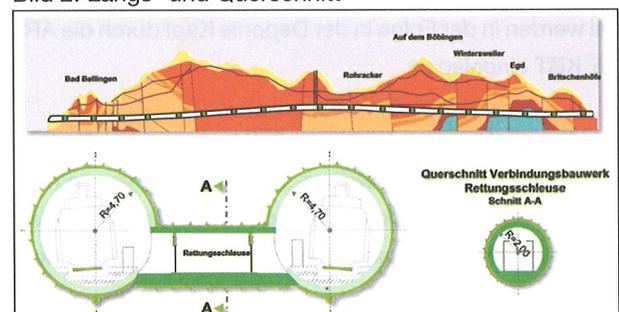
• Tunnelröhren:	2 x eingleisig
• Innenradius:	4,80 m
• Gesamtlänge:	9.385 m
davon bergmännische Bauweise:	8984 m
offene Bauweise Nord/Süd	286 / 115 m
• Verbindungsbauwerke / Querschläge	19 Stück alle 500 m
• Lüftungsschächte	2 Stück
Tiefe:	ca. 65 m
Ausbruchdurchmesser:	ca. 6 m
• Tunnelvortriebsmaschinen:	2 Stück
Durchmesser:	11,16 m
Länge einschl. Nachläufer:	ca.230 m
• Tübbing	einschalig
Ringteilung:	6 + 1
Dicke:	60 cm
Breite:	2,00 m
• Ausbruchsvolumen (aufgelockert):	2,45 Mio. m ³
• Überdeckung:	20 – 110 m
• Bemessungswasserdruck:	9 bar
• Bauzeit (Rohbau):	voraussichtlich 2003-2009

Von der DB ProjektBau GmbH als Auftraggeber wurden 2002 zwei gleichwertige Varianten in Spritzbetonbauweise mit Stahlbeton-Innenschale sowie die maschinelle Bauweise mit einschaligem Tübbingausbau im Verhandlungsverfahren ausgeschrieben.

Nach mehrmonatigen Verhandlungen beauftragte der Auftraggeber Ende Juli 2003 die Arbeitsgemeinschaft «Katzenbergtunnel» (KBT) mit Ed. Züblin, W&F, Marti Tunnelbau AG und Jäger Bau GmbH den Katzenbergtunnel in maschineller Bauweise aufzufahren.

Die Projektrealisierung wird durch die DB Projekt GmbH Karlsruhe ausgeführt.

Bild 2: Längs- und Querschnitt



Für die Mörtel- und Betontransporte kommen 6 wendige Zugmaschinen der Firma Plan zum Einsatz. Die Beton- und Mörtelmischer für die Sohle und das Hinterfüllen der Tübbinge haben eine Trommelkapazität von 15 m³.

Als eine spezielle Herausforderung stellte sich der Transport der rund 100 t schweren Tübbingringe dar. Nach einer umfassenden Evaluation hat man sich für die Firma Scheuerle entschieden und das Transportfahrzeug gemeinsam für den Einsatz am KBT entwickelt. Diese beidseitig mit einer Fahrkabine ausgestatteten Fahrzeuge sind entkoppelbar und können mit dem sogenannten Hundsgang auch seitwärts verfahren werden.

Bild 6: Tübbingtransportfahrzeug der Firma Scheuerle



3. Geologie/Hydrologie

Bei der prognostizierten Geologie und Hydrologie handelt es sich überwiegend um junges tertiäres Sedimentgestein bei einer wechselnden Abfolge aus Tonstein, Mergelstein, Kalkstein, Sandstein und deren Mischungen.

Die Firstüberdeckung des Tunnels variiert zwischen 20 und 110 m. Der Bergwasserspiegel steht bis zu 90 m (9 bar) über der Tunnelgradiente.

Bei der prognostizierten Geologie handelt es sich um Gesteine mit Festigkeiten bis zu 107 MPa – dies im Oxfordkalk und andererseits um weiche Mergelschichten unter 10 MPa. Die Hauptstrecken werden in den Melettaschichten und im Foraminiferenmergel aufgefahren.

Aus der prognostizierten Hydrogeologie ist ersichtlich, dass einerseits nur ein kleiner Schichtwasserzufluss plus einige Störowassereinflüsse über alle Gesteinsschichten prognostiziert wurde, andererseits die Verklebungsanfälligkeit als gross eingestuft worden ist.

Basierend auf der Vorgabe der kleinen freien Wassermenge wurde das Verklebungsrisiko als nicht massgeblich angesehen.

Mit diesen Vorgaben wurde in der Folge die Wahl der TVM festgelegt, wobei bereits in der Ausschreibung eine EPB Maschine für nicht standfestes Gebirge vorgegeben wurde.

Grundsätzlich standen zwei Lösungen an, einerseits eine umbaubare TVM mit Band aus der Abbaukammer für den offenen Modus und mit Schnecke für den geschlossenen Modus. Andererseits eine EPB Maschine mit nur Schneckenförderung mit teilgefüllter oder ganz gefüllter Abbaukammer.

Bild 7: Geologische und Hydrologische Randbedingungen

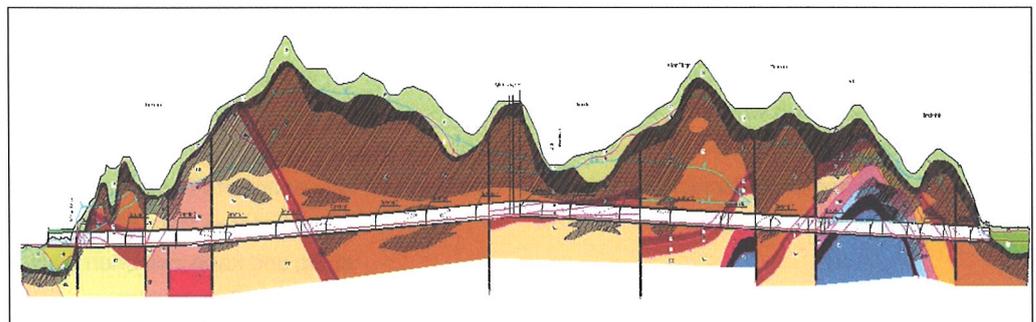
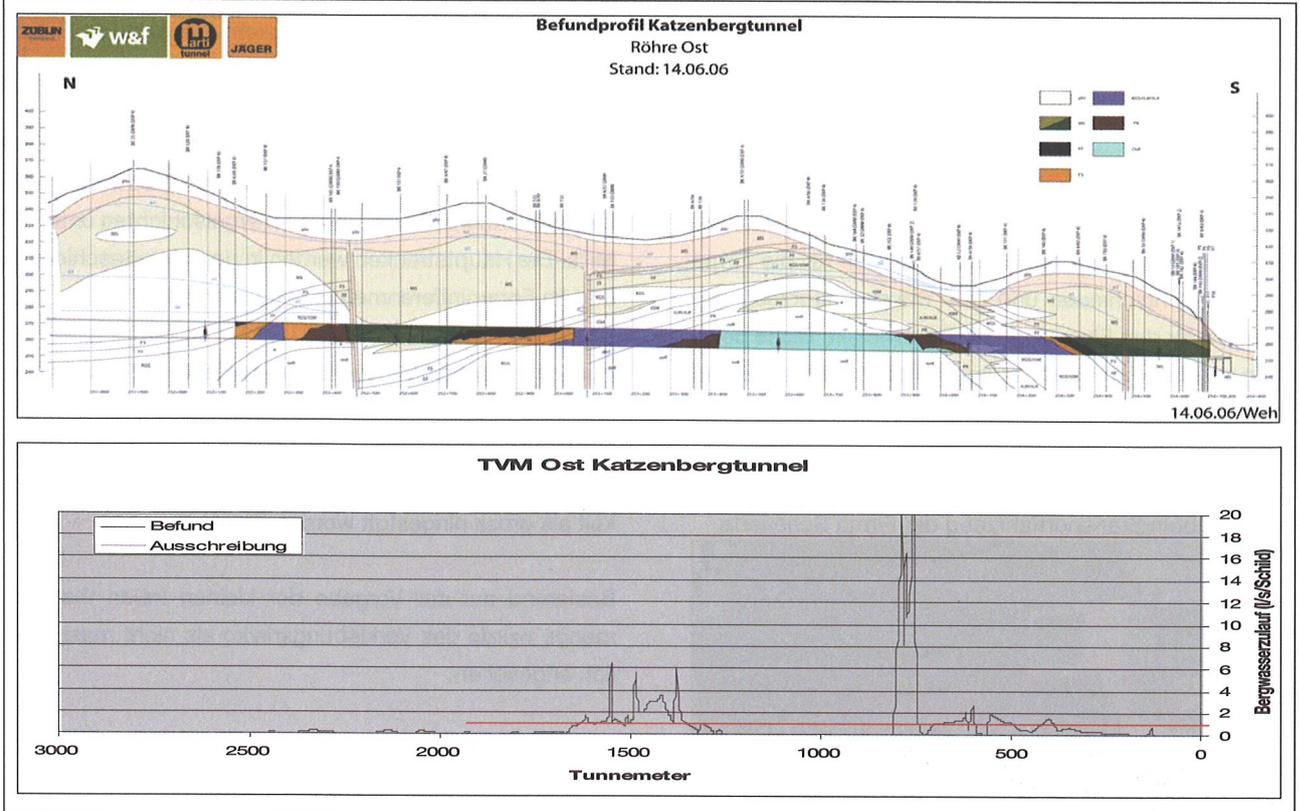


Tabelle 2: Prognostizierte Hydrogeologie: Aquifere

Aquifer	Mitteloligozän-Aquifer			Oxford-Aquifer
	Melettaschichten	Fischschiefer	Foraminiferenmergel	Korallenkalk-Fm.
Gestein	Melettaschichten	Fischschiefer	Foraminiferenmergel	Korallenkalk-Fm.
Durchlässigkeitsbeiwert	3.96 * 10 ⁻⁶ m/s	7.38 * 10 ⁻⁵ m/s	6.05 * 10 ⁻¹⁰ m/s	6.19 * 10 ⁻⁷ m/s
IAEG-Klassifizierung	praktisch undurchlässig bis gering durchlässig	praktisch undurchlässig bis mässig durchlässig	praktisch undurchlässig	praktisch undurchlässig bis sehr gering durchlässig
Wasserzufluss in Schild	0.02 l/sek	0.05 l/sek	0.01 l/sek	0.05 l/sek
Zerlegungsgrad (Klüftung)	gering	mittel	gering	hoch
Verkarstung	keine	keine	keine	hoch
Verklebungsanfälligkeit Gestein	hoch	hoch	hoch	gering
Verklebungsrisiko (Kombination Wasser-Gestein)	gering	gering	gering	gering

Bild 8: Angetroffene Geologie, Wasserzuflüsse



Die Arge KBT hat sich nach Abwägung der Machbarkeit für die EPB Maschine nur mit Schnecke entschieden. Die Anzahl der geschätzten Umbauten von Förderband auf Schnecke mit den entsprechenden Stillständen haben diesen Entscheid massgeblich beeinflusst.

Bezüglich aktuellem Wasserzufluss zeigt die bis heute aufgefahrene Strecke, dass im Oxfordkalk mit bis zu 30 l/s und in den konglomeratischen Schichten und Mergeln mit bis zu 7 l/s die prognostizierten Wasserzuflüsse bei weitem überschritten wurden. Die Kalkschichten wurden beim Anfahren sukzessive drainiert, wobei bei der Vermischung mit den Mergelschichten eine starke Verklebung die Folge war.

4. EPB-TVM und Vortrieb

Die beiden im Einsatz stehenden Erddruckschilde wurden von der Firma Herrenknecht geliefert und haben bis heute in den beiden Röhren zusammen über 5200 m aufgefahren.

Die zwei identischen Erddruck TVMs haben je einen Bohrkopfdurchmesser von 11,16 m. Die Maschinen sind mit total 64 Meisseln und 164 Schälmesser ausgerüstet. Die Drehrichtung der TVM kann nach links oder rechts erfolgen.

Bild 9: EPB TVM Katzenbergtunnel



Im weiteren ist der Bohrkopf für die Konditionierung des Abbaumaterials mit 8 Schaumkanälen ausgerüstet.

Die installierte Schneidradleistung der hydraulischen Antriebsmotoren beträgt 3'200 kW. Die Drehzahl ist zweistufig und kann zwischen 0 bis 2 und 5 Umdrehungen pro Minute variiert werden.

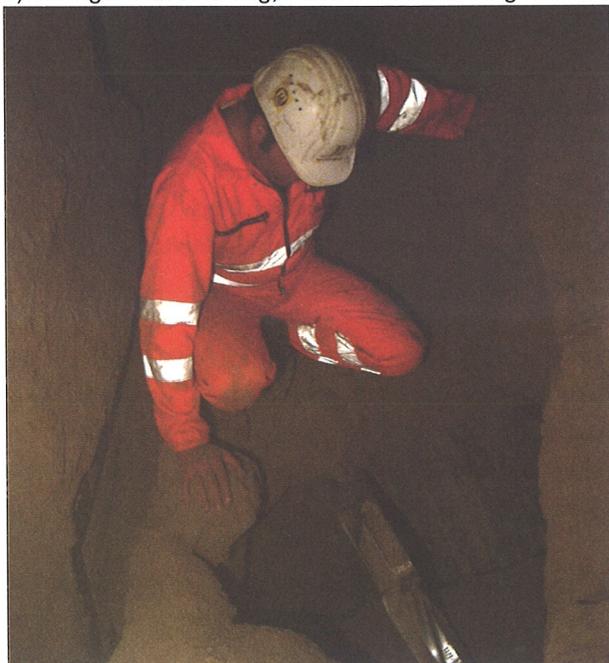
Die Schnecke ist das massgebliche Element zur Förderung des Ausbruchmaterials aus der Abbaukammer. Mit ihr wird die Materialabfuhr direkt gesteuert und die Vortriebsklassen festgelegt.

Die eingesetzte Schnecke hat eine max. Förderkapazität von rund 1000 m³/h. Die Drehzahl kann zwischen 0 bis 24 U/Min. variiert werden.

Bild 10: Materialförderschnecke

Bild 11: Vortrieb mit teilgefüllter Abbaukammer
a) Hoher Wasserdrang, Feuchte Verklebung

b) Geringer Wasserdrang, Trockene Verbackung



Das Prinzip des geschlossenen EPB- Modus besteht darin, dass die Ortsbrust durch den abgebauten Erdbrei gestützt wird.

Um die vollständige Füllung der Abbaukammer zu gewährleisten, muss der Eintrag von Ausbruchmaterial, dies abhängig von der Vortriebsgeschwindigkeit, und die Zugabe von Konditionierungsmittel mit dem Schneckenaustrag abgestimmt werden.

Bis heute wurden mit gefüllter Abbaukammer in der TVM Ost rund 113 m und in der TVM West 153 m aufgefahren.

Der geschlossene EPB Vortrieb hat den Vorteil, dass bei instabilen Verhältnissen ein Vortrieb überhaupt möglich ist. Der Nachteil besteht darin, dass das konditionierte Ausbruchmaterial schwieriger zu transportieren und zu deponieren ist, sowie die Zugänglichkeit zu den Abbauwerkzeugen bei der Wartung erschwert ist.

In der Abbaukammer entsteht bei hohem Wasserandrang eine feuchte Verklebung; mit geringem Wasserandrang kann eine trockene Verbackung des Materials entstehen (vgl. Bild 11).

Verklebungen führen zum «Zubacken» der Meisselkästen:

- Im Kaliberbereich nimmt die Reibung so stark zu, dass die Einfachmeissel nicht mehr drehen.
- Doppelmeissel wirken als Walze, die Lager werden dabei überlastet, die Meissel blockieren.

Als Massnahme wurden die Doppelmeissel durch 19“-Einfachmeissel mit einem Spacing von 20 cm ersetzt.

Das zulaufende Wasser hat einen massgeblichen Einfluss auf das Handling des Ausbruchmaterials.

Nach der Ringbauphase oder nach längeren Stillständen wird in der Folge Material in sehr unterschiedlicher Konsistenz gefördert.

Die Folgen sind offensichtlich – die Förderanlagen werden überfordert, verstopfte Übergaben und massive Klumpenbildung durch Zurückrollen des Materials auf den Schrägbändern – umfangreiche Reinigungsarbeiten müssen an die Hand genommen werden.

Bild 12 und 13: Folgen der Verklebung auf die Meisselrollen



Weitere Mehrarbeit entsteht in der Dossierstelle durch das Einmischen von ungelöschtem Kalk sowie Stabilitätsprobleme bei der Böschungsbildung in der Deponie.

Abschliessend kann festgestellt werden, dass die dosierte Zugabe von Kalk mittels Doppelwellenmischer die Verhältnisse bei Wasserzufluss für die Förderbandanlagen wesentlich verbessert hat.

Bild 14: Klumpenbildung auf den Steigbändern



Per Stand 22. Juni 2006 wurden in der Oströhre 2727 m und in der Weströhre 2494 m aufgeföhren.

In direkter Abhängigkeit zu den unterschiedlichen Materialkonsistenzen stehen in der Folge auch die Vortriebsleistungen.

Gemäss Werkvertrag wird nur mit Schneckenförderer gearbeitet. Die Planleistung für die Vortriebsklasse 2 beträgt 16 m/Tag und Maschine.

Zwischenzeitlich konnten die Vortriebsleistungen stetig auf bis über 400 m/Monat und TVM erhöht werden, dies infolge einer zur Zeit günstigeren Geologie und relativ kleinen Wasserzuflüssen.

5. Tübbingfabrikation

Es ist Aufgabe der ARGE KBT 63'000 Tübbinge herzustellen.

Wir unterscheiden dabei zwischen links- und rechtskonischen Ringen sowie verschiedene Sondertübbinge für die Querschläge und Lüftungsschächte.

Pro Arbeitstag werden 24 Ringe, resp. 168 Tübbinge gefertigt. Weiter wird auf jeden Tübbing ein Kompressionsfugenband aufgezogen und allfällige Kosmetikarbeiten am einschaligen Tübbing ausgeführt. Das Gewicht pro Tübbing beträgt rund 16 t und ein Ring somit rund 100 t.

Bezüglich Betonkonzept arbeiten wir mit den folgenden Vorgaben:

Bild 15: Erreichte Vortriebsleistungen

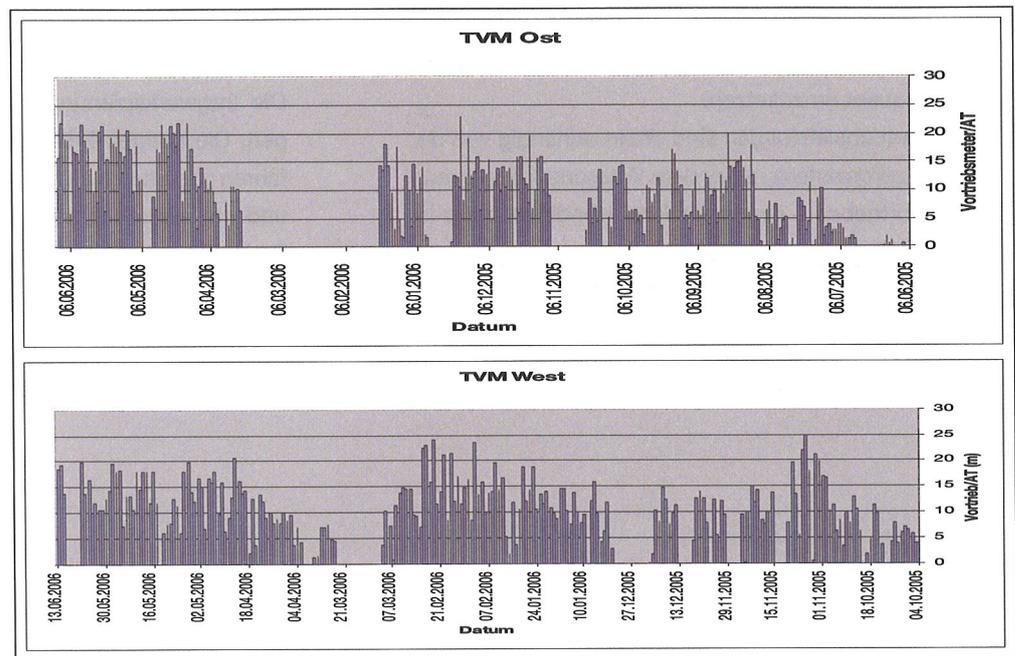
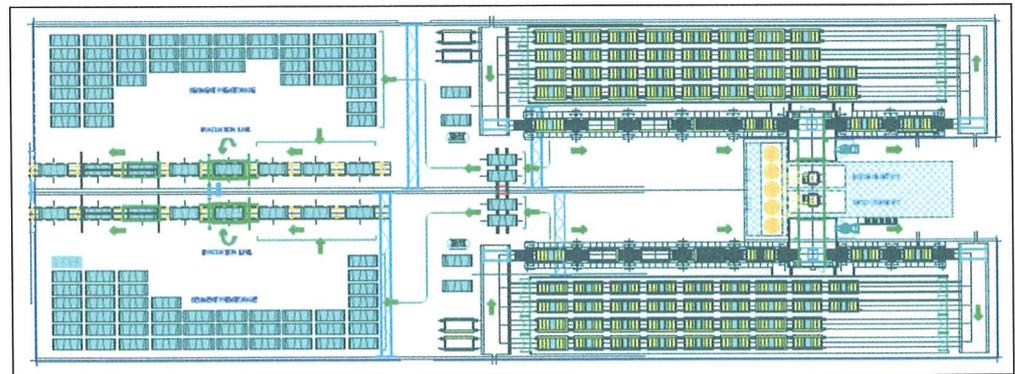


Bild 16: Tübbing-Umlaufanlagen



- 210 kg Zement CEM I 52,5 N
- 120 kg Flugasche
- PCE-Fließmittel
- 26 °C Frischbetontemperatur
- 30 °C im Wärmetunnel, keine zusätzliche Feuchtigkeit (Dampf)
- Nachbehandlung mit Folie (2–3 Tage in Halle)
- Mengen: ca. 800–1000 m³/Tag
- Ausschalfestigkeit muss nach 10 h im Wärmetunnel min. 18 N/mm² betragen

Die Tübbingproduktion erfolgt in einer 170 m langen Halle, in welcher zwei identische Umlaufanlagen mit jeweils 7 Schalsätzen à 7 Schalungen installiert sind. Die Tübbingherstellung erfolgt im 6 Tage Durchlaufbetrieb mit einer Taktzeit von ca. 14 Minuten pro Tübbing.

Das PC-gesteuerte Lagerlogistikprogramm basiert auf einer «Chaos-Lagerhaltung», d.h. dass die einzelnen Tübbingringe so im Tübbinglager deponiert werden, dass die Kranfahrwege zum Verlad auf ein Minimum reduziert werden.

Bezüglich Dokumentation und QM Vorgaben werden die Tübbinge und die Bewehrung mit einem Barcode versehen.

Die Bewehrungskörbe werden auf einer industriellen Umlaufanlage mit 8 Arbeitsstationen fabriziert. Die Taktzeit pro Korb beträgt 8 Minuten. Pro Schicht werden ca. 80 Bewehrungskörbe hergestellt. Der Bewehrungsgehalt beim Normalstein liegt bei rund 86 kg/m³ Beton.

6. Erfahrungen bis heute

Aus den bis heute vorliegenden Erfahrungen der Projektausführung Katzenbergtunnel mit EPB Vortrieb lassen sich die folgenden Erkenntnisse ableiten:

- Die TBM ist so gut wie es die Geologie zulässt – der Entscheid EPB mit Schneckenförderung war richtig.
- Logistische Abläufe und Abhängigkeiten frühzeitig und konsequent umsetzen – der Pneubetrieb hat sich bewährt.

- Eine Industrialisierung der Abläufe im Vortrieb wie auch in der Tübbingfabrikation sind anzustreben und konsequent umzusetzen.
- Die Vortriebsleistungen sind direkt abhängig von der Materialkonsistenz, resp. dem Wasseranfall während des Vortriebes – eine optimierte Konditionierung ist anzustreben.
- Der einschalige, dichte Tübbingausbau mit Drücken bis zu 9 bar hat die Grenze der Machbarkeit erreicht.
- Die Tragwerksplanung hat durch die ARGE zu erfolgen. Die nötigen Prüfungs- und Genehmigungsverfahren gestalten sich für den Unternehmer komplexer und um einiges aufwändiger als bei vergleichbaren Projekten, welche in der Schweiz ausgeführt werden.

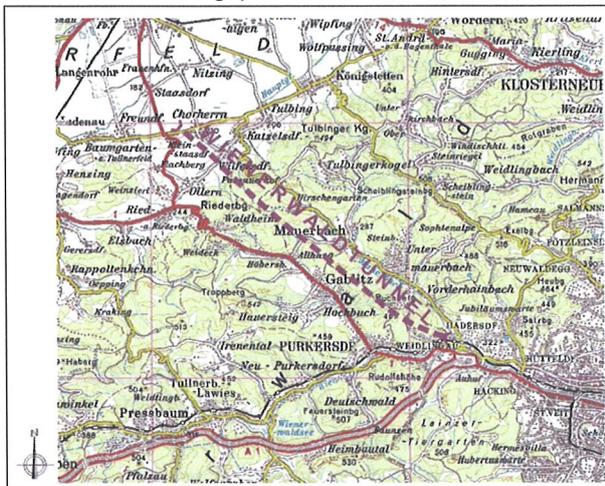
ÖBB Wienerwaldtunnel – Zyklischer versus kontinuierlicher Vortrieb

Jürg Matter, Dipl. Bauing. ETH und Arnold Stauber, Dipl. Bauing. FH; Basler & Hofmann AG, Zürich
 Franz Bauer, Dipl. Bauing. TU, ÖBB Infrastruktur Bau, Wien; Josef Daller, Dipl. Bauing. TU, iC Consulanten, Wien

1. Projektübersicht

Die ÖBB Bau AG (ehemals Eisenbahn-Hochleistungs AG, HL-AG) plant für den Westbahnabschnitt zwischen Wien und St. Pölten eine neue Streckenführung. Der ca. 13,1 km lange Wienerwaldtunnel ist ein wesentlicher Teil dieser Neubaustrecke. Der Tunnel verbindet den Stadtrand von Wien (Hadersdorf-Weidlingau) mit dem Tullnerfeld und unterfährt den zwischen Gablitz und Mauerbach liegenden Höhenrücken im nördlichen Teil des Wienerwaldes.

Bild 1: Übersichtslageplan



Der Wienerwaldtunnel wurde in den verschiedenen Planungsstadien und Behördenverfahren in zwei Abschnitten bearbeitet (Baulos LT 26 und Baulos WT 2), wobei die Landesgrenze Wien/Niederösterreich die beiden Projektabschnitte trennte. Für die Unternehmer-Ausschreibung wurden beide Planungsabschnitte zu einem Baulos mit der Bezeichnung «Baulos WT 2/LT 26» zusammengefasst. Der ca. 1,7 km lange südöstliche Abschnitt (km 10.164 bis 11.881) liegt im Bundesland Wien und wird als «Wienerwald Tunnel Abschnitt Wien» bezeichnet. Der nordwestliche, und mit ca. 11,4 km wesentlich grössere Tunnelabschnitt befindet sich im Bundesland Niederösterreich und wird hier als «Wienerwald Tunnel Abschnitt Niederösterreich» bezeichnet.

Wienerwaldtunnel Abschnitt Wien

Der Wienerwaldtunnel beginnt im Bereich der Weichenhalle Hadersdorf-Weidlingau (anschliessend an den LAINZER TUNNEL Baulos LT 25) bei km 10.164. Im östlichsten Tunnelabschnitt wird auf mehreren 100 Metern Länge bebauter Gebiet unterfahren. Die Überdeckung zwischen Tunnelfirste und GOK steigt in diesem Abschnitt, beginnend von ca. 6,7 m im Bereich des bergmännischen Portals bei km 10.164 bis auf ca. 50 m an.

In weiterer Folge werden die flachen Höhenrücken der südlichen Wienerwaldabschnitte zwischen dem Wurzbachtal und dem Mauerbachtal unterfahren. Die Überdeckung des Tunnels beträgt hier minimal 31 m (Unterfahrung eines Seitengrabens des Wurzbachtals) bzw. maximal ca. 115 m im Nahbereich des oberen Wurzbachgrabens. Entlang des Wurzbachtals quert die Tunnelachse die Landesgrenze Wien/Niederösterreich bei km 11.881.

Zusätzlich zum Tunnelbauwerk ist im Wiener Abschnitt die Errichtung von insgesamt 3 Notausstiegen (W 5/2 «Lorenz-Stein-Strasse», W 6 «Loudonstrasse» und W 7 «Waldandacht») vorgesehen, die jeweils über 50 bis 70 m lange Fluchtstollen erreicht werden.

Wienerwaldtunnel Abschnitt Niederösterreich

Nordwestlich der Landesgrenze verläuft der Tunnel im niederösterreichischen Abschnitt durch den Höhenrücken, der zwischen den Tälern des Gablitzbaches im Westen und des Mauerbaches im Osten bis zu 460 m Seehöhe aufragt. Hier beträgt die Überdeckung des Tunnels meist zwischen 140 bis 200 m. Im Hügelland nordwestlich des Wienerwaldes unterfährt der Tunnel einen Teil der Ortschaft Wilfersdorf mit ca. 30 m Überdeckung. Zwischen Wilfersdorf und Chorherrn beträgt die Überdeckung der Tunnelröhren 40–61 m. Der Tunnel ist ab dem Portal in Hadersdorf bei km 10.164 auf ca. 1,8 km Länge als 2-gleisiger Tunnel mit einem Durchmesser von ca. 12,5 m und einem Ausbruchsquerschnitt von ca. 119 m² vorgesehen. Zwischen km 11.991 und km 12.400 folgt ein Aufweitungsbereich.

Nordwestlich des Aufweitungsbereiches wird der Wienerwaldtunnel mit zwei 1-gleisigen Tunnelröhren geführt.

Bei km 12.500 ist zwischen den beiden Tunnel ein ca. 200 m tiefer Notfallentlüftungsschacht zu errichten, der über einen Verbindungsstollen in die bei km 12.520 auszubrechende Notfallentlüftungskaverne mündet. Die Kaverne verbindet die beiden Tunnel.

Die beiden eingleisigen Tunnel reichen von km 12.400 bis zum bergmännischen Portal Chorherrn bei km 23.290. Die bergmännisch aufzufahrende Gesamtlänge der beiden Tunnelröhren beträgt damit jeweils 10,89 km. An das bergmännische Portal schliesst das Baulos WT 1 an, in welchem der Tunnel bereits vorgängig zum Tunnelbaulos errichtet wurde.

Die östliche der beiden Tunnelröhren führt das Gleis 9, die westliche Tunnelröhre das Gleis 7. Die beiden Röhren wei-

sen zwischen den Gleisachsen einen Abstand von 31 m auf und werden jeweils im Abstand von 500 m mittels Querschlägen verbunden. Der Ausbruchquerschnitt der eingleisigen Röhren beträgt beim Normalprofil mit TBM ca. 87 m² bei 10,63 m nominaler Bohrdurchmesser und beim Normalprofil mit zyklischem Vortrieb ca. 75m² bei ca. 9,2 m Breite und ca. 9,85 m Höhe. Der Tunnel weist mit 0,28% bzw. ab km 12.844 mit 0,3% ein durchgehendes Gefälle Richtung Tullnerfeld (NW) auf. Bei km 18.237 wird ein Schutterstollen gebaut, durch den das Ausbruchmaterial ca. ab km 18.00 zur Deponie Taglesberg transportiert werden kann.

2. Geologie, Hydrogeologie

Der geologische Aufbau des Projektgebietes wird durch zwei grosse geologische Einheiten bestimmt. Es sind dies die FLYSCHZONE des Wienerwaldes, durch die der Tunnel zum Grossteil verläuft, und im Nordwesten die hier

verhältnismässig schmale MOLASSEZONE. Die Molassezone ist dem Wienerwald vorgelagert und wird im Nordwesten, nahe der Ortschaft Chorherrn, durch die jungen Ablagerungen des Tullner Feldes begrenzt.

2.1 Flyschzone

Die Flyschzone bildet im Bereich des Wienerwaldes die nördlichste tektonische Einheit der Alpen. Sie verläuft hier in NO-SW Richtung und erreicht eine Breite von 15–20 km. Die Grenzen, sowohl zur Molassezone im Norden, als auch gegen

Bild 2: Übersichtslageplan

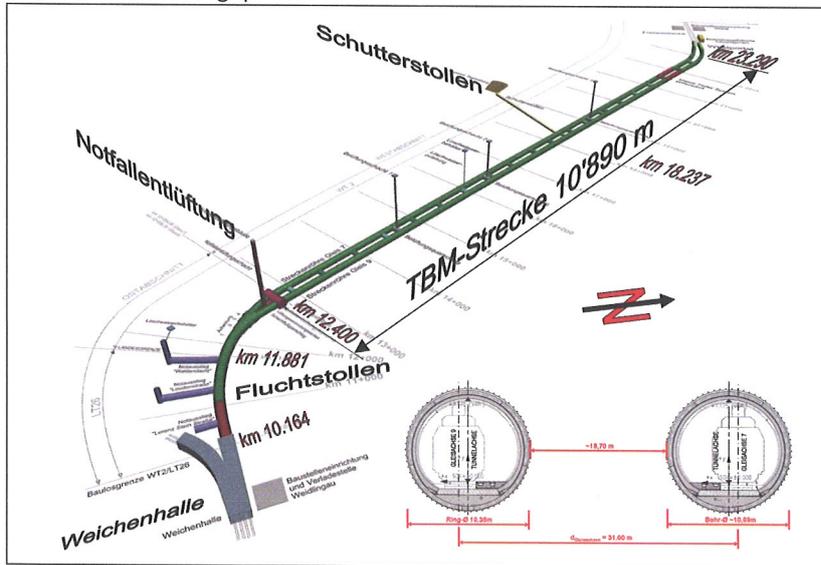
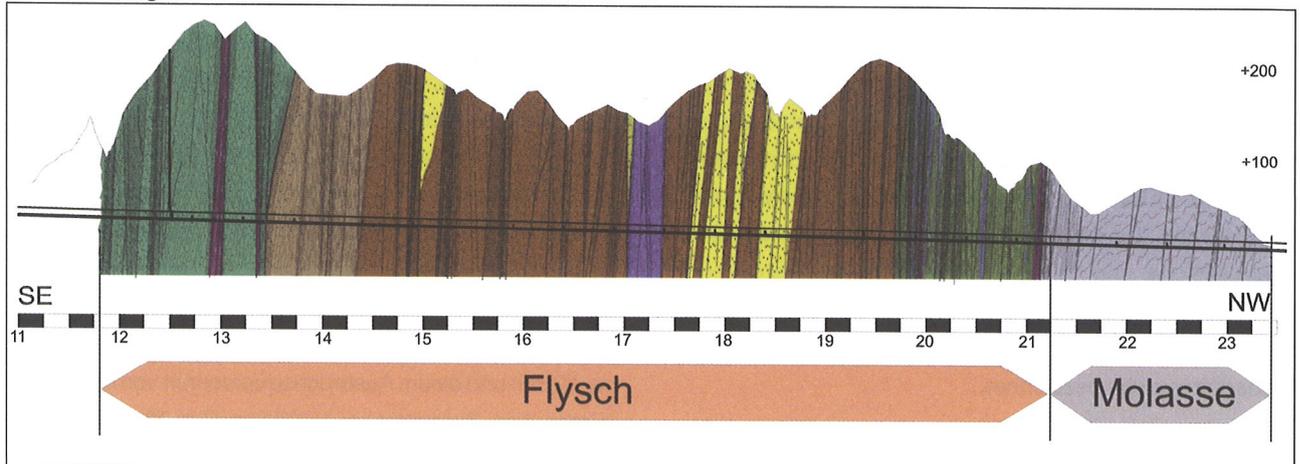


Bild 3: Geologische Einheiten



die südlich folgenden Klippenzonen und Kalkalpen sind tektonisch bedingt.

Morphologisch ist die Flyschzone durch sanfte, bis zu 500 m Meereshöhe aufragende Hügelformen gekennzeichnet. Der anstehende Felsuntergrund wird in der Regel durch eine mehrere Meter starke Verwitterungsschicht bedeckt, die aus tonigen und sandigen Verwitterungsprodukten der lokal vorhandenen Gesteine besteht. Natürliche Felsaufschlüsse sind selten und beschränken sich vorwiegend auf kleinere Bereiche in Grabeneinschnitten. Aufgrund der meist geringen Wasserdurchlässigkeit der Flyschgesteine fließt nach starken Niederschlägen das Wasser rasch und wildbachartig zum überwiegenden Teil oberflächlich ab und führt zu einer charakteristischen Ausbildung von Gräben, Tobeln und lokalen Hangrutschungen.

Unter «Flysch» wird eine Sedimentfolge bezeichnet, die spezielle Merkmale aufweist. Die Gesteine der Flyschzone sind aus marinen Ablagerungen von sandigem und feinkörnigem (tonigem und schluffigem) Abtragungsmaterial entstanden, welches in der Folge diagenetisch verfestigt wurde. Die Ablagerung dieser Sedimente reicht von der Unterkreide (ca. vor 110 Mio. Jahren) bis ins Alttertiär (ca. vor 40 Mio. Jahren).

Charakteristisch für grosse Teile der Flyschgesteine sind Wechsellagerungen von Sandsteinbänken mit feinkörnigen Schluffstein-, Tonstein-, Tonmergel- und Mergelsteinschichten. Diese Wechsel sind typische Merkmale für Ablagerungsmechanismen durch submarine Trübestrome.

Während der Gebirgsbildung der Alpen sind die Flyschablagerungen tektonisch in einzelne Decken und Schuppen zerlegt, verfaltet und Richtung NW, teilweise über Gesteine der Molassezone verfrachtet worden.

Für die Bauphase werden beim Vortrieb im Flyschgestein entlang des gegenständlichen Abschnittes im Vortriebsbereich überwiegend trockene bis bergfeuchte Verhältnisse prognostiziert. Neben den trockenen bis bergfeuchten Zonen grösserer Längsausdehnung (bis mehrere 10-er Meter) werden immer wieder auch Tropfwässer und abschnittsweise rinnende Wasserzutritte - insbesondere in den kompakten, sandsteinreicheren Felsabschnitten sowie in den randlichen Auflockerungszonen - erwartet. Die Rinnwasserzutritte erreichen Mengen bis ca. 0,5 l/s sowie lokal bis ca. 2,0 l/s. Vereinzelt sind auch solche von bis zu ca. 5,0 l/s möglich. Die er-

höhten Wasserzutritte werden vornehmlich aus offenen Einzelklüften, teilweise auch aus Klufscharen geringen Ausheilungsgrades austreten. In den zentralen Bereichen von Störungszonen werden – aufgrund der geschlossenen bzw. durch bindiges Material gefüllten Trennfugen – eine meist sehr geringe Gebirgsdurchlässigkeit sowie weitgehend trockene bis bergfeuchte Verhältnisse prognostiziert. Vereinzelt ist an Bereichen mit extrem mürben, entfestigten Sandsteinen Sandeintrieb aus wassergefüllten Klüften möglich. Die Wasserzutritte werden im Wesentlichen an der Ortsbrust sowie aus der Firste bzw. den Ulmen und untergeordnet im Sohlbereich erfolgen.

2.2 Molassezone

Die zwischen Tullnerfeld und Wienerwald zutage tretende Molassezone weist im Bereich der Tunneltrasse an der Geländeoberfläche eine Breite von ca. 2,4 km auf. Im Tullnerfeld sind die Molassesedimente durch junge fluviatile Ablagerungen bedeckt. Die Molassezone bildet morphologisch ein flachwelliges Hügelland. Teilweise ist der Untergrund durch Lössablagerungen bedeckt.

Bild 4: Oberirdische Baugrundaufschlüsse



Die Molasse besteht aus marinen Sedimenten, die im Jungtertiär (ca. 25–15 Mio Jahre vor heute) einen langgezogenen Meerestrog nördlich der Alpen mit deren Erosionsmaterial aufgefüllt haben. Im unmittelbaren Bereich der Tunneltrasse wird die Molasse aus dem miozänen Sandstreifenschlier aufgebaut. Der Sandstreifenschlier besteht aus Schluffstein und Tonmergel mit geringmächtigen Sandsteinlagen.

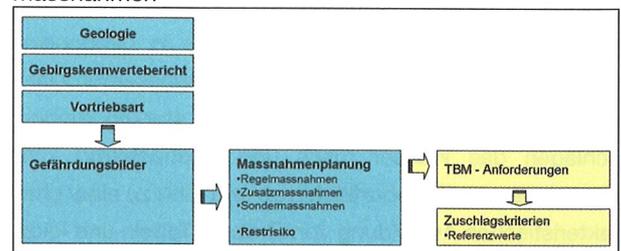
Der vorliegende Anteil der Molassezone wird als «Subalpine Molasse» bezeichnet und ist durch die tektonische Beanspruchung infolge der Flysch-Überschiebung teilweise verfaultet und von Scherbahnen durchzogen. Die Verfaltung ist im Bereich der Überschiebung am stärksten ausgeprägt und nimmt Richtung Tullnerfeld ab. Im unmittelbaren Überschiebungsbereich können in die Molassesedimente verschuppte Flyschspäne bzw. in die Flysch-Überschiebungstirn eingeschuppte Molassespäne auftreten.

3. Risikoanalyse

Bedingt durch die anspruchsvolle Geologie und die zahlreichen prognostizierten Störzonen wurde eine umfangreiche Risikoanalyse durchgeführt, welche die spezifischen Risiken sowohl eines zyklischen (konventionellen) als auch eines kontinuierlichen (maschinellen) Vortriebes ermitteln sollte. Die Resultate dieser Analyse wurden ein-

erseits dazu verwendet, Gegenmassnahmen zu planen und Restrisiken abzuschätzen und andererseits die Grundlagen für die Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Baumethoden und der Offerten unter sich zu schaffen. Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf die Variante kontinuierlicher Vortrieb (TBM), die Analyse für den zyklischen Vortrieb (konventionell) erfolgte analog.

Bild 5: Ermittlung der Risiken und Planung von Gegenmassnahmen



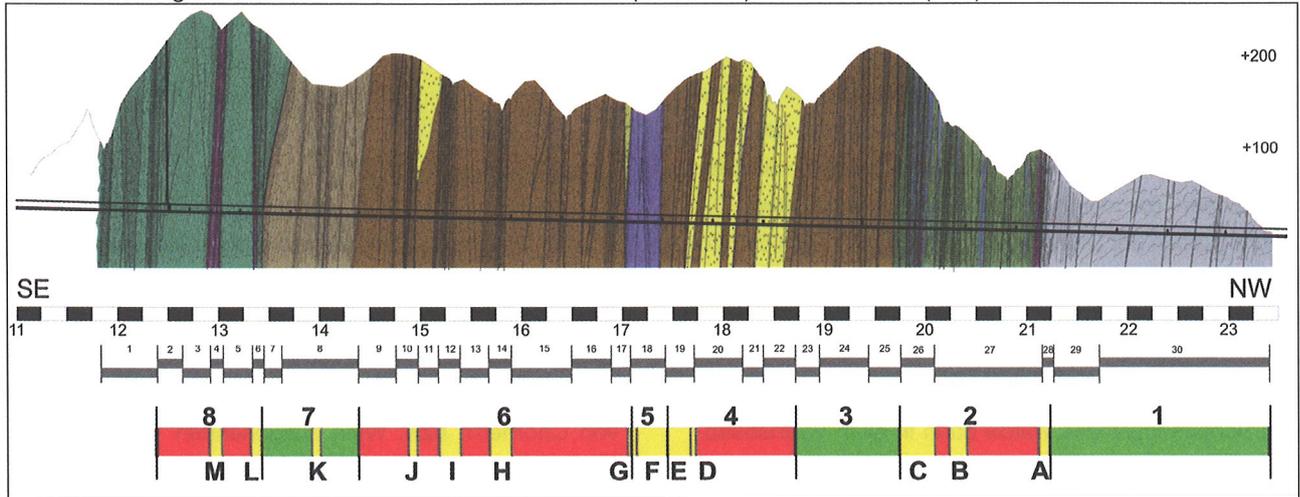
Auf der Basis der vorhandenen, sehr detaillierten geologischen und geotechnischen Unterlagen wurden in mehreren Schritten die für die jeweilige Vortriebsmethode spezifischen Gefährdungsbilder ermittelt und festgelegt.

In der Tabelle 1 sind die für den TBM-Vortrieb in der vorliegenden Geologie als relevant erachteten Gefährdungsbilder in Bezug auf das Gebirge, die Tunnelvortriebsmaschine, den Tunnel als Bauwerk sowie das Umfeld zusammengestellt.

Tabelle 1:
Zusammenstellung
der Gefährdungsbilder
für den TBM-Vortrieb

Gefährdungsbilder TBM-Vortrieb	
Gebirge	1.1 Echter Gebirgsdruck 1.2 Auflockerungsdruck 1.3 Quelldruck 1.4 Gasvorkommen 1.5 Instabilität der Ortsbrust 1.6 Nachbruch im Bereich des Schildes 1.7 Steine / Blöcke > 1,0 m Durchmesser 1.8 Wasserzutritt < 5 l/s 1.9 Kurzfristiger Wasserzutritt > 5 l/s
Tunnelvortriebsmaschine	2.1 Verkleben des Bohrkopfes 2.2 Verstopfen der Materialförderwege 2.3 Bruch des Hauptlagers 2.4 Ausfall der Hydraulik 2.5 Brand 2.6 Ausfall der Förderbänder 2.7 Unterbrechung der Ver- und Entsorgung 2.8 Abrasivität 2.9 Deformation Schildschwanzblech 2.10 Änderung des Bauzeitplanes
Tunnel	3.1 Unzureichende Bettung der Tübbinge 3.2 Spannungumlagerung durch Vortrieb der zweiten Röhre 3.3 Niederbruch bei Anfahren der Querschläge 3.4 Wasserdruck auf Innengewölbe
Umfeld	4.1 Oberflächensetzungen 4.2 Beeinträchtigung von Quellen/Brunnen 4.3 Erschütterungen im Bau 4.4 Staubentwicklung/Vernässung des Ausbruchmaterials

Bild 6: Einteilung der Tunnelstrecke in Vortriebsabschnitte (VA 1-VA 8) und Störzonen (A-M)



Jedes dieser Gefährdungsbilder wurde anschliessend im Detail untersucht, um folgende Fragen beantworten zu können:

- Wie wirkt sich das Gefährdungsbild (unerwünschtes Ereignis) aus?
- Was ist der Auslöser?
- Welches sind mögliche Massnahmen (Regelmassnahmen, Zusatzmassnahmen, Sondermassnahmen)?
- Welche Kontrollen sind für das Erkennen der Gefährdung notwendig?
- Von welcher Art ist das verbleibende Restrisiko?

Dazu wurden die 29 Gebirgsbereiche, die durch 19 Gebirgsarten beschrieben sind, in 8 geologisch einheitliche Vortriebsabschnitte (VA 1-VA 8) zusammengefasst.

Die von den Geologen bestimmten 13 Störzonen (A-M) wurden für die Risikobetrachtung separat ausgeschieden und speziell untersucht.

Tabelle 2: Einteilung der Tunnelstrecke in Vortriebsabschnitte

VA 1	Sandstreifenschlier
VA 2	Wolfpassingerschichten
VA 3	Altlenzbacher Schichten
VA 4	Greifensteiner Sandstein
VA 5	Irenentalformation
VA 6	Altlenzbacher Schichten
VA 7	Gablitzer Schichten
VA 8	Kahlenberger Schichten

Die Einstufung der Risiken wurde anhand des Bewertungsmassstabs gemäss Bild 7 vorgenommen. Risiken, die im roten Bereich, d.h. über 20 Punkte lagen, waren nicht akzeptabel und mussten mit speziellen Massnahmen reduziert werden. Die hohen Risiken konzentrierten sich auf einige wenige Störzonen, welche durch die notwendigen Sondermassnahmen aber bestimmend wurden für die Anforderungen an die Vortriebsausrüstung.

Bild 7: Bewertungsmassstab für die Risikobeurteilung

potentielles Schadensausmass (ohne Gegenmassnahmen) bzw. Massnahmen zur Schadensvermeidung						
s		10	5	3	1	0
		Sach-/Personenschaden durch Störfall	Sachschaden durch Störfall	Sondermassnahmen erforderlich	Regel- und Zusatzmassnahmen	Regelmassnahmen
Häufigkeit	p	pot. Auswirkungen auf Dritte	Auswirkungen projektintern	Planungsanpassung	wesentliches Massenrisiko	gute Prognose möglich
> 1,5	10	100	50	30	10	0
0,5 - 1,5	5	50	25	15	5	0
0,05 - 0,5	2	20	10	6	2	0
< 0,5	1	10	5	3	1	0

Bewertung Risiko	
> 20	nicht akzeptabel, Bauverfahren muss angepaßt werden
10 - 19	kritisch, konstruktive Massnahmen im Projekt vorsehen
5 - 9	Risikomanagement vorsehen, inkl. Eventualmassnahmen
0 - 4	akzeptabel

Die Auswirkung der Störungszonen auf den TBM-Vortrieb hängt vor allem vom Grad der Zerlegung, vom Tonsteinanteil und von der Verbandsfestigkeit ab, weiters (in geringerer Intensität) vom Kataklasitanteil, dem Anteil quellfähiger Tonminerale, der Verwitterung und der Wasserwegigkeit. Weiters wird sich die Mächtigkeit der Störungszonen (zu durchhörternde Länge) auswirken. Die Mächtigkeiten der Störungszonen erreichen nach den Erkundungsergebnissen die Größenordnungen von 10er Metern bis über 100 m.

Mit der Abschätzung von Eintretenswahrscheinlichkeit und Schadenausmass wurde dann in allen Vortriebsabschnitten und in jeder Störzone das Risiko der erkannten Gefährdungen ermittelt und in einer grafischen Übersicht eingetragen.

Der nächste Schritt bestand darin, die erkannten Risiken mittels entsprechender Massnahmen zu eliminieren oder zumindest zu reduzieren. Dabei wurde unterschieden zwischen Regelmassnahmen, Zusatzmassnahmen und Sondermassnahmen. Konnte auch mit den Sondermassnahmen das Eintreten eines unerwünschten Ereignisses nicht verhindert werden, so wurde das verbleibende Restrisiko mit den dazugehörigen Auswirkungen ermittelt.

Dieses Vorgehen ist im nachfolgenden Beispiel des Gefährdungsbildes «echter Gebirgsdruck» dargestellt (vgl. Tabelle 3).

4. Ausschreibung

Für die Errichtung des Wienerwaldtunnels wurden zwei Varianten ausgeschrieben (vgl. Bild 9). Die Variante A sieht einen zyklischen (konventionellen) Vortrieb des gesamten Tunnels sowie aller zusätzlich zu errichtenden Untertagebauwerke vor. Bei dieser Variante wird zusätzlich zu den von Chorherrn bzw. Wien ausgehenden Vortrieben ein Zwischenangriff im Bereich Taglesberg bei km 17.400 begonnen (siehe Bild 9). Für diesen Zwischengriff ist vorab der Ausbruch eines Zufahrtstunnels mit ca. 1,2 km Länge erforderlich. Das Ausbruchmaterial ist über einen ebenfalls herzustellenden Schutterstollen zur Deponie Taglesberg abzutransportieren.

Bild 9 zeigt einen schematischen Längsschnitt des Wienerwaldtunnels mit den jeweiligen Vortriebsrichtungen, die für die Variante A und Variante B vorgesehen sind. Die Ausbruchquerschnitte sind schematisch, die Pfeile geben die jeweiligen Vortriebsrichtungen an. Schachtbauwerke sind aus masstäblichen Gründen nicht berücksichtigt.

Bild 8: Risikoverteilung der untersuchten Gefährdungsbilder (schematisch)

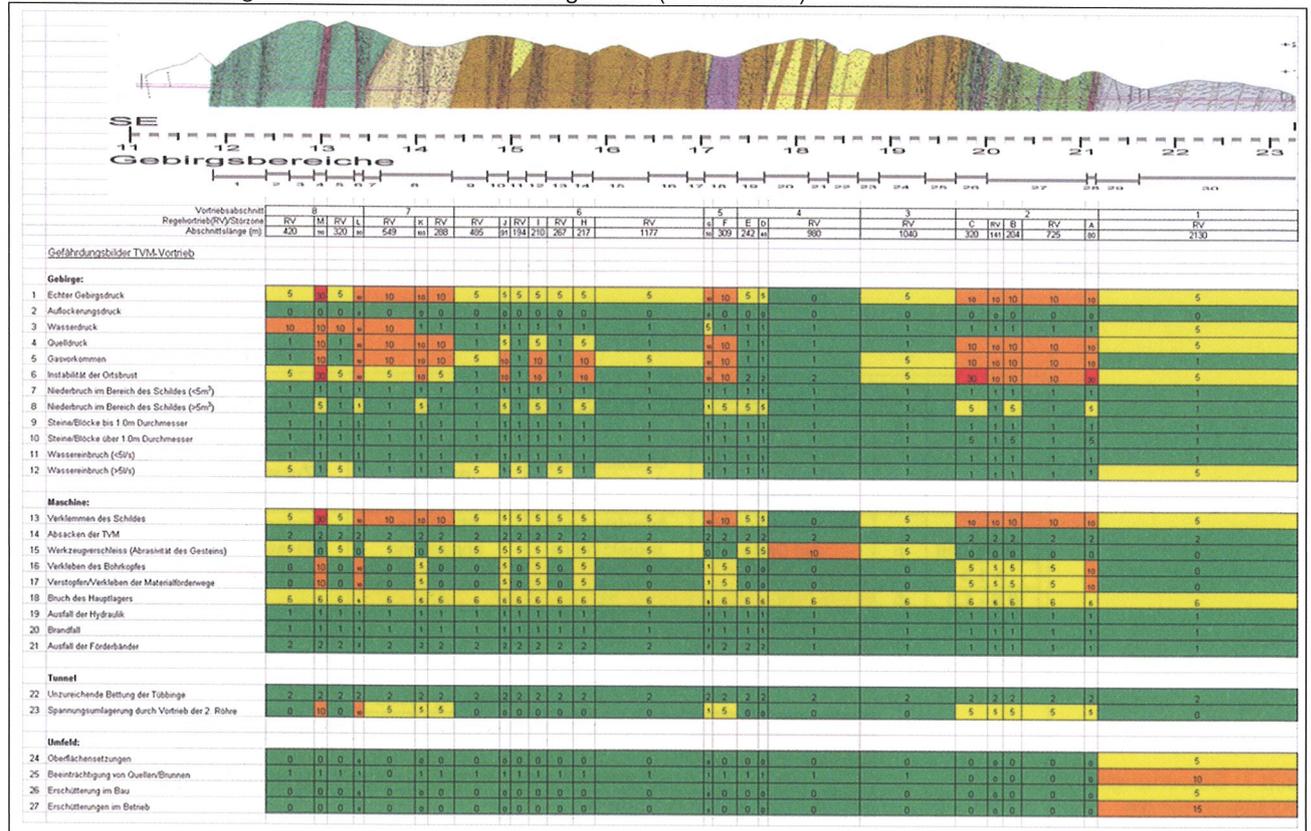
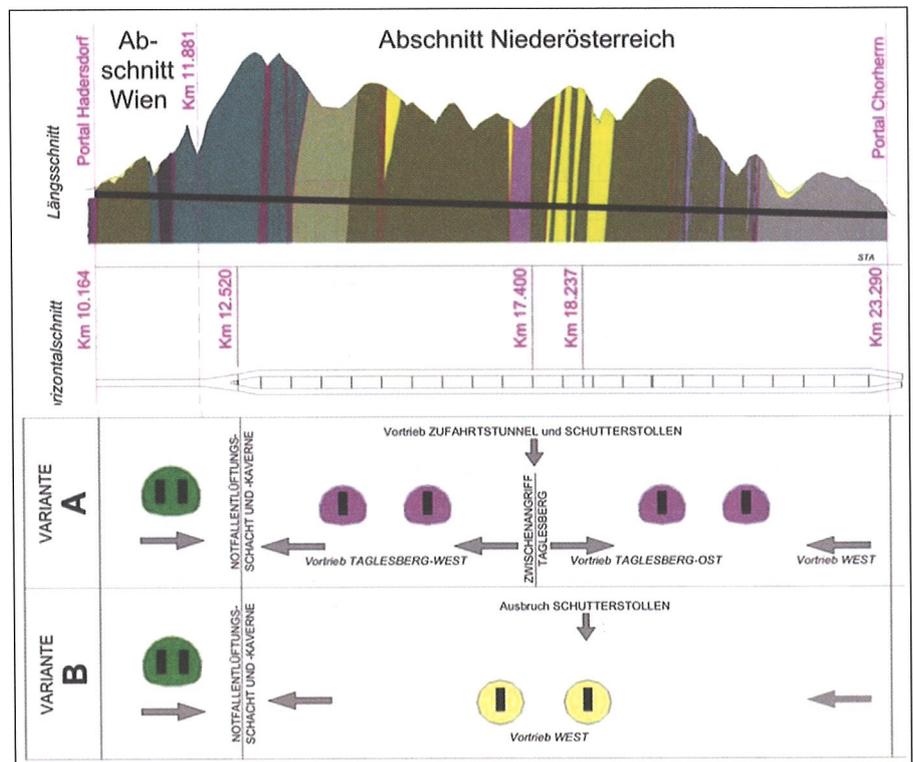


Tabelle 3: Risikoanalyse für das Gefährdungsbild «echter Gebirgsdruck»

Gefährdungsbild: Echter Gebirgsdruck	
Unerwünschtes Ereignis	<ul style="list-style-type: none"> - Ausbildung einer plastischen Zone - Grosse Deformationen - Hohe Belastung des Schildmantels - Gefahr des Verklemmens der Schildmaschine - Grosse Beanspruchung der Tübbinge - Beanspruchung des Innengewölbes
Auslöser	<ul style="list-style-type: none"> - Störungszonen - Hohe Überlagerung und geringe Druckfestigkeit des Baugrundes - Kleine φ- und c-Werte - Unwirksame Voraussicherung - Unvorhergesehener Vortriebsstopp durch Maschinenschaden
Regelmassnahmen	<ul style="list-style-type: none"> - Bemessung von Schild und Tübbing auf die zu erwartenden Beanspruchungen - Erhöhung der Vorschubkräfte - Bentonitschmierung des Schildmantels - Bemessung der Tübbing auf die erhöhte Vorschubkraft - Hohes Bohrkopfdrehmoment - Abbau mit Schälmeissel und Meissel - Durchfahren der Störzone ohne Stopps
Zusatzmassnahmen	<ul style="list-style-type: none"> - Ertüchtigung der Maschine vor Einfahrt in die Störzone - Bentonitschmierung des Schildmantels - Vergrösserung der Ueberschnittes z.B. mittels ausfahrbahrer Randmeissel
Kontrollen	<ul style="list-style-type: none"> - Laufendes Messen und Kontrdlieren der Vorschubkräfte - Kontrolle des Druckes der Bentonitschmieranlage - Konvergenzmessungen - Visuelle Risskontrolle der Tübbinge
Sondermassnahmen	<ul style="list-style-type: none"> - Vorausbohrungen zur Erkundung der genauen Lage der Störzone - Versetzen von Ankern (z.B. Swellex, Selbstbohranker) zur Erreichung eines erhöhten Ausbauwiderstandes - Schildschwanzstützung durch Tübbingring - Einbau von Stahlbogen - Armierung des Innengewölbes zur Erreichung der Gesamtsicherheit
Restrisiko	<ul style="list-style-type: none"> - Steckenbleiben der TBM und Freilegen durch Ueberfirstung oder mittels eines Umgehungsstollens und konventionellem Auffahren der Störzone. - Massenmehring (Anker, Stahlbogeneinbau, Bewehrung IG)

Bild 9: Ausschreibungskonzept Variante A (zyklisch), Variante B (kontinuierlich)



Die Variante B sieht einen kontinuierlichen (maschinellen) Vortrieb der eingleisigen Tunnelröhren mittels TBM auf einer Länge von ca. 10,7 km vor, der vom westlichen Portal Chorherrn ausgeht.

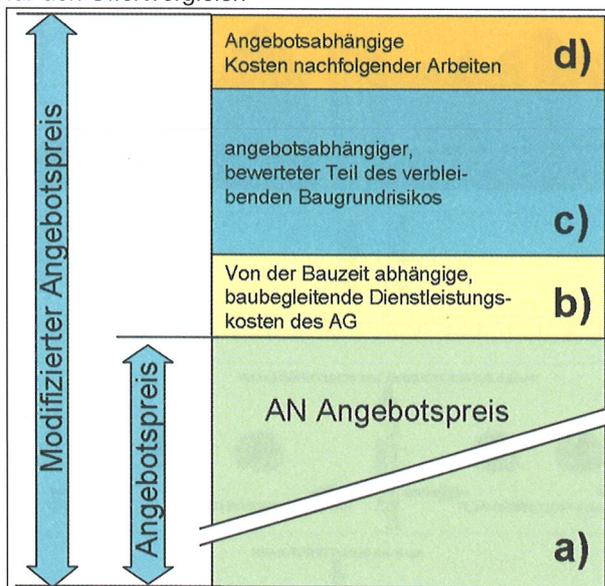
Sämtliche anderen Tunnelabschnitte werden bei dieser Variante im zyklischen (konventionellen) Vortrieb ausgebrochen. Das Ausbruchsmaterial ist ca. ab km 18.000 über einen eigenen Schutterstollen (km 18.237) zur Deponie Taglesberg zu fördern.

5. Offertvergleich

Von den Angeboten für die Varianten A und B wurde der Bestbieter auf Grundlage des wirtschaftlich günstigsten Angebotes ermittelt. Die Kriterien dafür waren:

- der verlesene Angebotspreis (allenfalls in Folge eines Rechenfehlers korrigiert)
- die von der angebotenen Variante und der Bauzeit abhängigen, baubegleitenden Dienstleistungskosten des AG
- der angebotsabhängige, bewertete Teil des verbleibenden Baugrundrisikos
- die angebotsabhängigen Kosten nachfolgender Arbeiten bzw. bei Alternativangeboten Kosten des AG, die während der Bauwerkerrichtung anders als beim Ausschreibungsprojekt erwachsen

Bild 10: Ermittlung des modifizierten Angebotspreises für den Offertvergleich



Für die Punkte b), c) und d) wurden zum Zwecke der Vergleichbarkeit Zu- bzw. Abschlagswerte ermittelt, mit de-

nen ausschliesslich zur Bestimmung des Bestbieters ein fiktiver, modifizierter Angebotspreis errechnet wurde. Der modifizierte Angebotspreis ergab sich aus der Addition des (allenfalls korrigierten) Angebotspreises und den Zu- bzw. Abschlagswerten für die Kriterien b), c) und d). Die Grundlagen für die Ermittlung der Zu- und Abschlagswerte wurden den Bietern bekannt gegeben.

Ermittlung des Zu- bzw. Abschlagswertes b)

«Von der angebotenen Variante und der Bauzeit abhängigen, baubegleitenden Dienstleistungskosten des AG»

Für die jeweils angebotene Variante und für Abweichungen der angebotenen Gesamtbaubauzeit von der vom AG für die Ausschreibung angenommenen Gesamtbaubauzeit (im Rahmen der in der Ausschreibung definierten zulässigen Grenzen) wurde ein Zu- bzw. Abschlagswert b) ermittelt.

Der Zu- bzw. Abschlagswert b) für die baubegleitenden Dienstleistungskosten des AG wurde bei einer kürzeren angebotenen Gesamtbaubauzeit reduziert und bei einer längeren angebotenen Gesamtbaubauzeit erhöht.

Dadurch wurden Mehr- oder Minderkosten der seitens des AG zu vergebenden, baubegleitenden Dienstleistungen (örtliche Bauaufsicht, Baumanagement inkl. Baustellenkoordinator, begleitende Kontrolle, Ausführungsplanung Tunnel Westabschnitt, Geotechniker vor Ort Untertage, tunnelbautechnischer Sachverständiger, geotechnische Messungen, geotechnische und hydrogeologische Baugrundberatung sowie geotechnischer Prüflingenieur, hydrogeologische Beweissicherung, geologische Baugrundberatung und Dokumentation) berücksichtigt.

Die vom AG für die Ausschreibung angenommene Gesamtbaubauzeit beträgt:

Variante A: 2288 Kalendertage

Variante B: 2171 Kalendertage

Daraus wurden die Kosten je Kalendertag für die baubegleitenden Dienstleistungen zur Ermittlung des Zu- bzw. Abschlagswertes b) wie folgt für die Varianten A und B festgelegt:

Variante A: EUR 12'986.– (netto) pro Kalendertag

Variante B: EUR 9'354.– (netto) pro Kalendertag

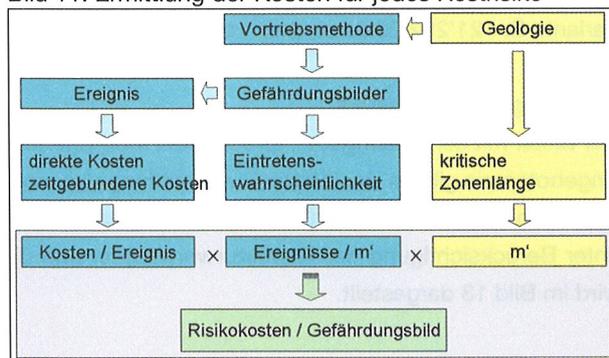
In diesem Tagessatz sind sämtliche bauzeitabhängigen Effekte für das Vergabeverfahren berücksichtigt.

Ermittlung des Zu- bzw. Abschlagswertes c)

«Angebotsabhängiger bewerteter Teil des verbleibenden Baugrundrisikos»

Für alle Gefährdungsbilder, bei denen nach der Massnahmenplanung ein Restrisiko verblieb, wurden die Risikokosten und der mögliche Zeitverlust ermittelt. Als erstes wurde für das betreffende Gefährdungsbild anhand der geologischen Randbedingungen und von Erfahrungswerten die Eintretenswahrscheinlichkeit und damit die Ereignishäufigkeit abgeschätzt. Anhand eines möglichen Schadenbehebungsszenarios wurden anschliessend die direkten Kosten pro Ereignis sowie die zeitgebundenen Kosten ermittelt. Die Summe dieser Kosten ergab dann die wahrscheinlichen Gesamtkosten für das Restrisiko des betreffenden Gefährdungsbildes.

Bild 11: Ermittlung der Kosten für jedes Restrisiko



Die Summe der einzelnen ermittelten Restrisikokosten ergab schliesslich die für die jeweilige Vortriebsmethode spezifischen Gesamtrisikokosten.

Dieser vom AG auf Grundlage einer Risikoanalyse zum Zwecke der Vergleichbarkeit ermittelte Basiswert des bewerteten Teiles des verbleibenden Baugrundrisikos (Summe wahrscheinlichkeitstheoretisch bewerteter Einzeleignisse) beträgt:

Für die Variante A: EUR 1'157'317.– (netto)

Der Basiswert für Variante A ist unabhängig vom angebotenen Gerätekonzept und wird nicht angepasst.

Für die Variante B: EUR 5'696'002.– (netto)

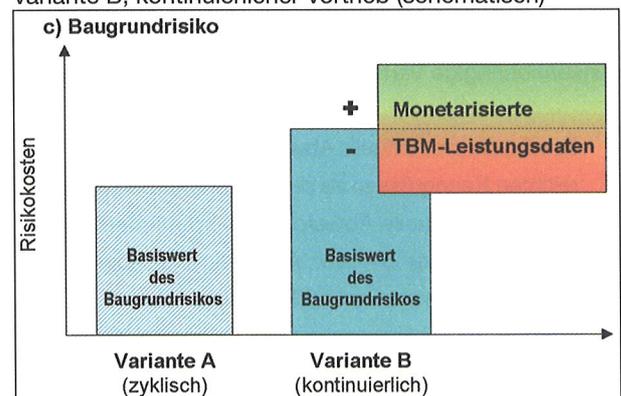
Der Basiswert für Variante B gilt unter der Voraussetzung, dass die vom Bieter bekannt zu gebenden und zu garantierenden Leistungsdaten (Kenngrössen) der angebotenen Vortriebssysteme für den kontinuierlichen Vortrieb den in der Ausschreibung definierten Referenzwerten entsprechen. Für Abweichungen der Leistungsdaten (Kenngrös-

sen) von den Referenzwerten innerhalb des Bewertungsbereichs, unter Berücksichtigung der Mindestanforderungen wurde der Basiswert für die Variante B angepasst.

Für folgende TBM Leistungsdaten wurden in der Ausschreibung Referenzwerte vorgegeben:

- Bohrkopf-Drehmoment [kNm]
- Losbrechmoment [kNm]
- Vorschubkraft brutto pro m Schildlänge [kN]
- Mögliche Druckbelastung auf den ungestützten Schildschwanz [kN/m²]
- Abstand der Löcher im Schildmantel vom Schildkopf als Ansatzpunkt für die Ankerbohrungen [cm]

Bild 12: Korrektur des Baugrundrisikos bei der Variante B, kontinuierlicher Vortrieb (schematisch)



Durch diese Korrektur wird der Einfluss der Leistungsfähigkeit der angebotenen Vortriebssysteme auf den bewerteten Teil des vom AG zu tragenden, verbleibenden Baugrundrisikos berücksichtigt. So wird beispielsweise durch eine höhere Vorschubkraft das Risiko des Einklemmens der Schildmaschine verringert.

Durch die Angabe von Referenzwerten für die Leistungsdaten der angebotenen Tunnelvortriebssysteme seitens des AG übernimmt dieser kein Risiko für die Auswahl der maschinentechnischen Ausrüstung. Diese Werte dienen ausschliesslich der Ermittlung des Bestbieters.

Abweichungen von den angegebenen Referenzwerten wurden je Prozentpunkt nach einem festen angegebenen Schlüssel getrennt für beide Tunnelvortriebssysteme (Gleis 7 und Gleis 9) monetär bewertet. Zusätzlich zu den Referenzwerten waren auch technische Mindestanforderungen an die Vortriebssysteme vorgegeben. Eine Unterschreitung der geforderten Mindestwerte war nicht zulässig.

Der Zu- bzw. Abschlagswert c) ergab sich aus der Summe der im Zuge der Angebotsprüfung ermittelten Zu-

bzw. Abschläge für die einzelnen Kenngrößen für die beiden Tunnelvortriebssysteme für die eingeleisigen Tunnel Gleis 7 und Gleis 9 addiert mit dem Basiswert des bewerteten Teiles des verbleibenden Baugrundrisikos.

Pönalebestimmung

Die durch den Unternehmer angebotenen technischen Maschinendaten sind verbindlich. Bei Abnahme im Herstellerwerk der TBM muss der AN nachweisen, dass die Bieterangaben bezüglich der Leistungsdaten der angebotenen Tunnelvortriebssysteme auch tatsächlich eingehalten werden. Dazu sind sämtliche Konstruktionsunterlagen und entsprechende Erklärungen der Hersteller dem AG zu übergeben.

Werden Bieterangaben hinsichtlich der Leistungsdaten (Kenngrößen) der angebotenen Tunnelvortriebssysteme bei der Abnahme nicht erreicht, so wird eine verschuldensunabhängige Vertragsstrafe wie folgt vereinbart:

- Es wird die prozentuelle Abweichung der tatsächlich erreichten Kenngrößen zu den Bieterangaben ermittelt
- Diese prozentuelle Abweichung wird mit dem fünffachen Betrag der Zu- bzw. Abschläge für Abweichungen vom Referenzwert multipliziert.
- Werden die Bieterangaben bei mehreren Kenngrößen nicht eingehalten, so werden die ermittelten Einzelpönale summiert (für beide TBM).
- Werden Bieterangaben bei einzelnen Kenngrößen überschritten, so erfolgt dafür keine Gegenrechnung mit einem Pönale.

- Das Pönale wird bei der nächsten Teilrechnung nach Feststellung der Abweichungen von den Bieterangaben fällig.

Ermittlung des Zu- bzw. Abschlagswertes d)

«Angebotsabhängige Kosten nachfolgender Arbeiten»

Baumethodenspezifisch unterschiedliche Kostenauswirkungen durch nachfolgende Arbeiten (z.B. Mehrbeton zum Toleranzausgleich bei Fester Fahrbahn) werden bei der Bestbieterermittlung durch den Zu- bzw. Abschlagswert d) berücksichtigt. Je Laufmeter Tunnel mit kontinuierlichem Vortrieb werden dabei Kosten mit EUR 22.-/lfm berücksichtigt. Zur Ermittlung des Zu- bzw. Abschlagswertes d) werden diese Laufmeterkosten mit folgenden Längen multipliziert:

Variante A: 0 Laufmeter d = EUR 0.-
 Variante B: 21'292.20 Laufmeter d = EUR 468'428.-

Ermittlung des Bestbieters

Der Bieter mit dem niedrigsten, errechneten modifizierten Angebotspreis gilt als Bestbieter. Die Ermittlung des modifizierten Angebotspreises (Ermittlung des Bestbieters) unter Berücksichtigung der Korrekturwerte b), c) und d) wird im Bild 13 dargestellt.

Ausscheiden von Angeboten

Rechnerisch fehlerhafte Angebote wurden nicht weiter berücksichtigt, wenn die Summe der Absolutbeträge ab-

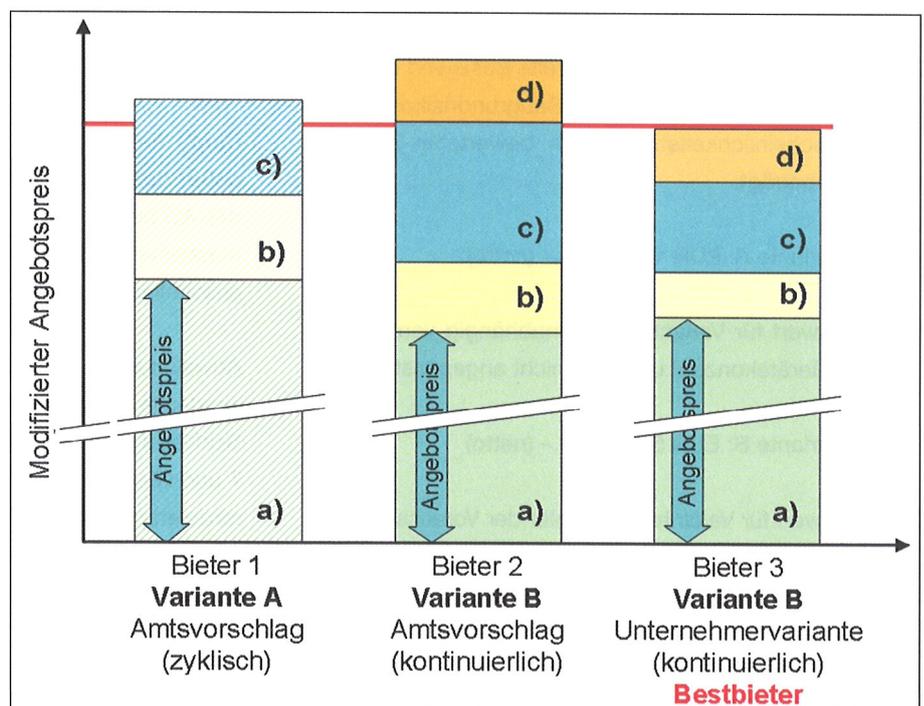


Bild 13: Ermittlung des Bestbieters (schematisch)

ler Berichtigungen – erhöhend oder vermindern – 2% oder mehr des ursprünglichen Gesamtpreises beträgt.

Ein ausschreibungsgemässes Angebot, bei dem die angebotene Gesamtbauzeit die maximal zulässige Gesamtbauzeit überschreitet bzw. die minimal zulässige Gesamtbauzeit unterschreitet war als ein den Ausschreibungsbedingungen widersprechendes Angebot zwingend auszuscheiden.

6. Eingereichte Angebote und Entscheid

Auf die von der HL AG veröffentlichte Ausschreibung gingen nach der gesetzten Frist Angebote von 4 Unternehmerrgruppen ein. Alle Arbeitsgemeinschaften reichten eine Offerte für die Variante B, mit kontinuierlichem Vortrieb ein, eine ARGE offerierte zusätzlich die Variante A, zyklischer Vortrieb. Neben dem Amtsvorschlag wurden insgesamt 17 Untervarianten angeboten.

Nach der Überprüfung und Beurteilung der eingereichten Offerten ergab sich eindeutig ein kontinuierlicher TBM Vortrieb, der zur Ausführung gelangte.

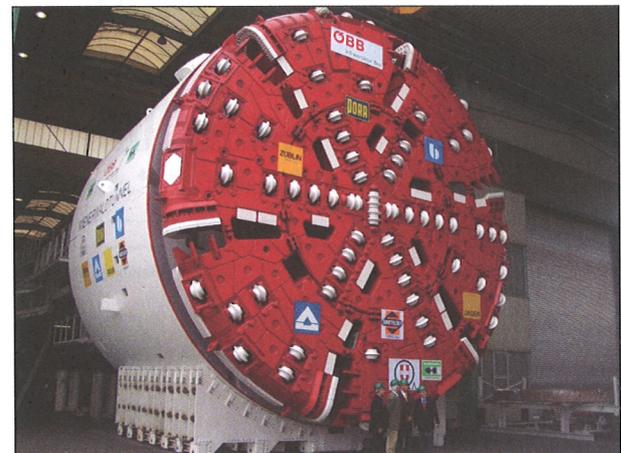
7. Stand der Ausführung

Im Abschnitt Wien des Wienerwaldtunnels haben die Bauarbeiten mit dem konventionellen Vortrieb der Doppelspurstrecke im Jahr 2004 begonnen.

Im Abschnitt Niederösterreich starteten die Vorarbeiten für die Baustelleneinrichtungen am 23. August 2004. Der maschinelle Vortriebsbeginn mit der ersten von zwei Her-

renknecht Hartgesteins TBM für die Tunnelröhre Gleis 7 am Westportal begann am 26. September 2005. Nach anfänglichen Schwierigkeiten sind jetzt beide TBMs im Einsatz. Die TBM Gleis 7 befindet sich momentan in der Überschiebungszone Molasse/Fliesch, die TBM Gleis 9 befindet sich noch in der Molassestrecke.

Bild 14: Die beiden Herrenknecht Hartgesteins-TBM mit einem Ausbruchdurchmesser von 10,63 m



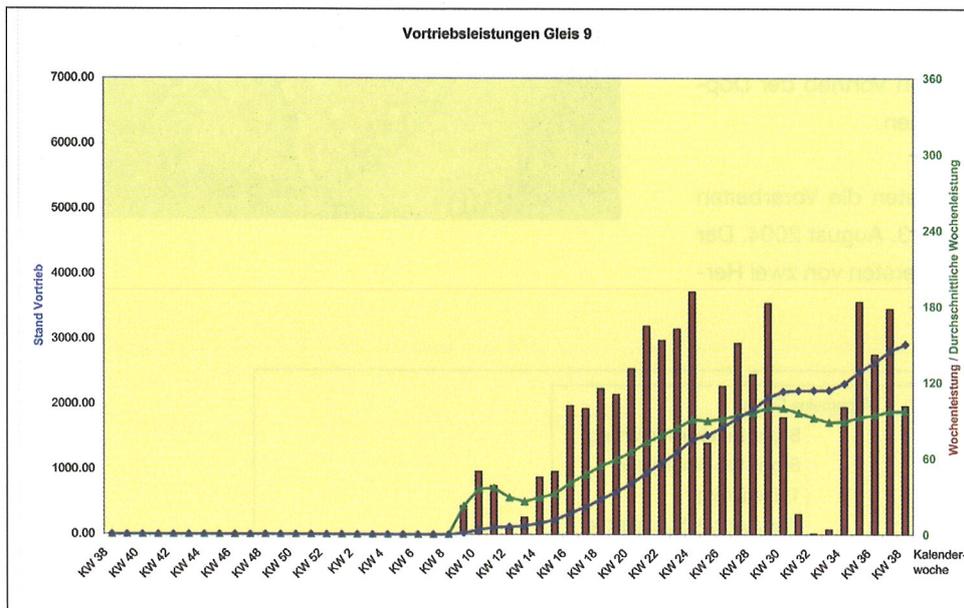
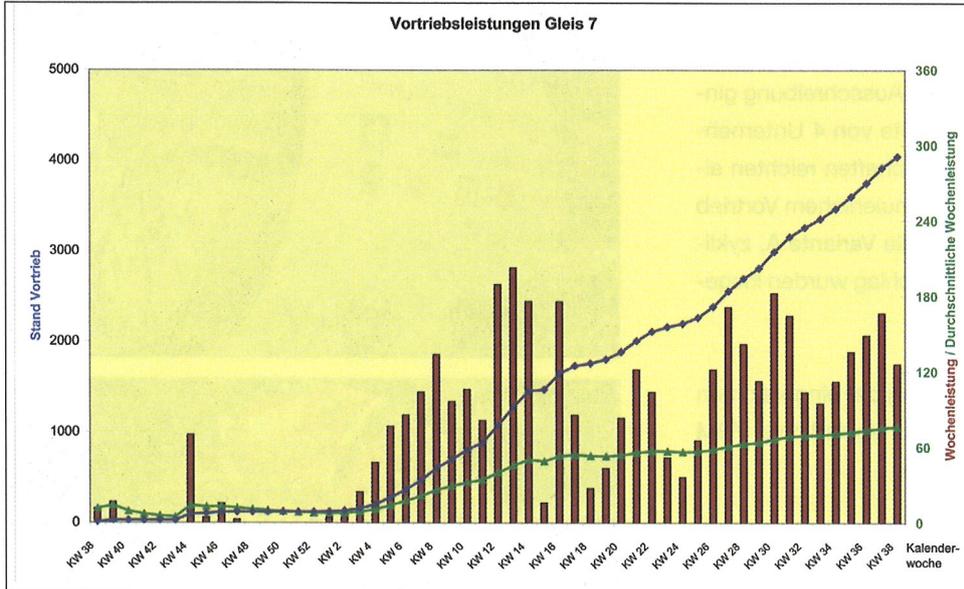
Allgemeine Daten			
	22.10.2004	Beginn Baustelleneinrichtung	
	29.11.2004	Beginn Bau Tübbinghalle	
	14.03.2005	1. Testtübbling	
	15.07.2005	Start Ausbruch Schutterstollen	
Tunnelröhre Gleis 7 (Oströhre)		Tunnelröhre Gleis 9 (Weströhre)	
03.12.2004	Anschlags-/Barbarafeier		
17.03.2005	Beginn Ausbruch Startröhre		
06.06.2005	Fertigstellung Startröhre	02.05.2005	Beginn Ausbruch Startröhre
27.06.2005	Anlieferung TBM Komponenten	20.06.2005	Fertigstellung Startröhre
12.09.2005	Andrehfeier		
26.09.2005	Start TBM Vortrieb		
		27.02.2006	Start TBM Vortrieb

Tabelle 4: Verlauf der Meilensteine

Bild 15: TBM Gleis 7 mit der 240 m langen Nachläuferkonstruktion von ROWA



Bild 16: Vortriebsleistungen der beiden TBM Gleise 7 und 9



Zusammensetzung PGWT

- iC Consulten ZT GesmbH, Wien
- Basler & Hofmann Ingenieure und Planer AG, Zürich
- Zivilingenieurbüro Dr. Bernd Strobl, Wien
- Pöyry Infra AG, Zürich

Neue Eisenbahnverbindung Lyon-Turin – Herausforderungen bei der Planung des komplexen Grossprojektes

Alex Sala, Dipl. Bauingenieur FH, Amberg Engineering AG, Regensburg, Mitglied der IG GIGA
 Martin Schuster, Dipl. Bauingenieur ETH, Amberg Engineering AG, Regensburg, Mitglied der IG GIGA

Proteste von Tausenden von Demonstranten mit Besetzungen des Installationsplatzes im italienischen Val di Susa Ende des letzten Jahres im Vorfeld der Winterolympiade in Turin sorgten für ein grosses Medienecho. Der Bauherr musste den Beginn der Bauarbeiten verschieben. Mit dem Ausbruch des geplanten Erkundungsstollens soll nun diesen Sommer begonnen werden.

Die Herausforderungen bei der Planung waren ganz anderer Natur.

1. Projektüberblick

Das Ziel der neuen Eisenbahnverbindung zwischen Lyon und Turin ist es, europäische Verbindungen von Norden nach Süden als weitere Umfahrung der Schweiz und von Westen nach Osten zwischen dem Rhonetal in Frankreich und Norditalien zu schaffen. Die Fahrzeiten zwischen Lyon und Turin werden in Zukunft um über die Hälfte reduziert.

Der insgesamt 74 km lange Projektierungsabschnitt zwischen Saint Jean de Maurienne und Bruzolo besteht von West nach Ost aus folgenden Hauptelementen:

- Bahnhof Saint Jean de Maurienne
- Basistunnel mit Sites d'intervention Saint Martin la Porte, La Praz und Venaus und Station de sécurité Modane
- Viadukt über das Val Cenischia
- Tunnel Bussoleno
- Offene Strecke Bruzolo

Der 52,9 km lange Basistunnel weist insgesamt vier Not- haltstellen auf. Er hat eine Scheitelhöhe von 750 m.ü.M. und ein maximales Gefälle von 8,4‰. Der Tunnel Bussoleno auf der italienischen Seite wird 11,8 km lang mit einem maximalen Gefälle von 12,4‰.

Beide Tunnel bei Lyon-Turin bestehen aus zwei Einspur- röhren mit Querschlägen alle 400 m. Der Basistunnel ver-

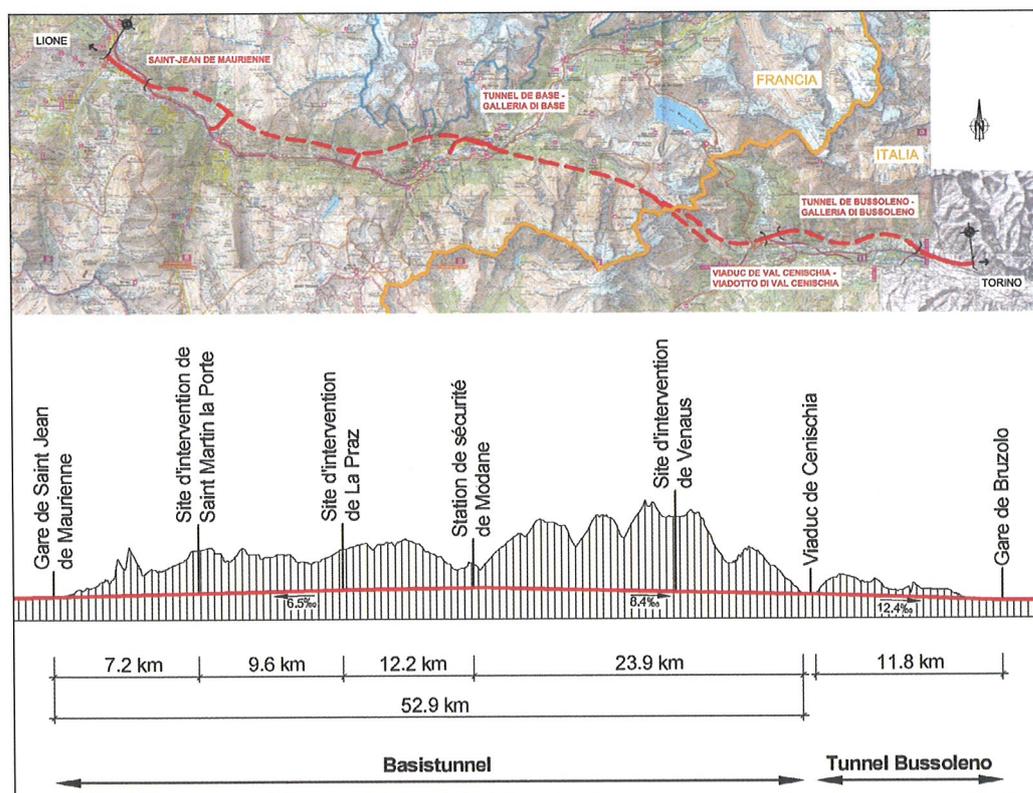


Bild 1: Situation und Längsprofil

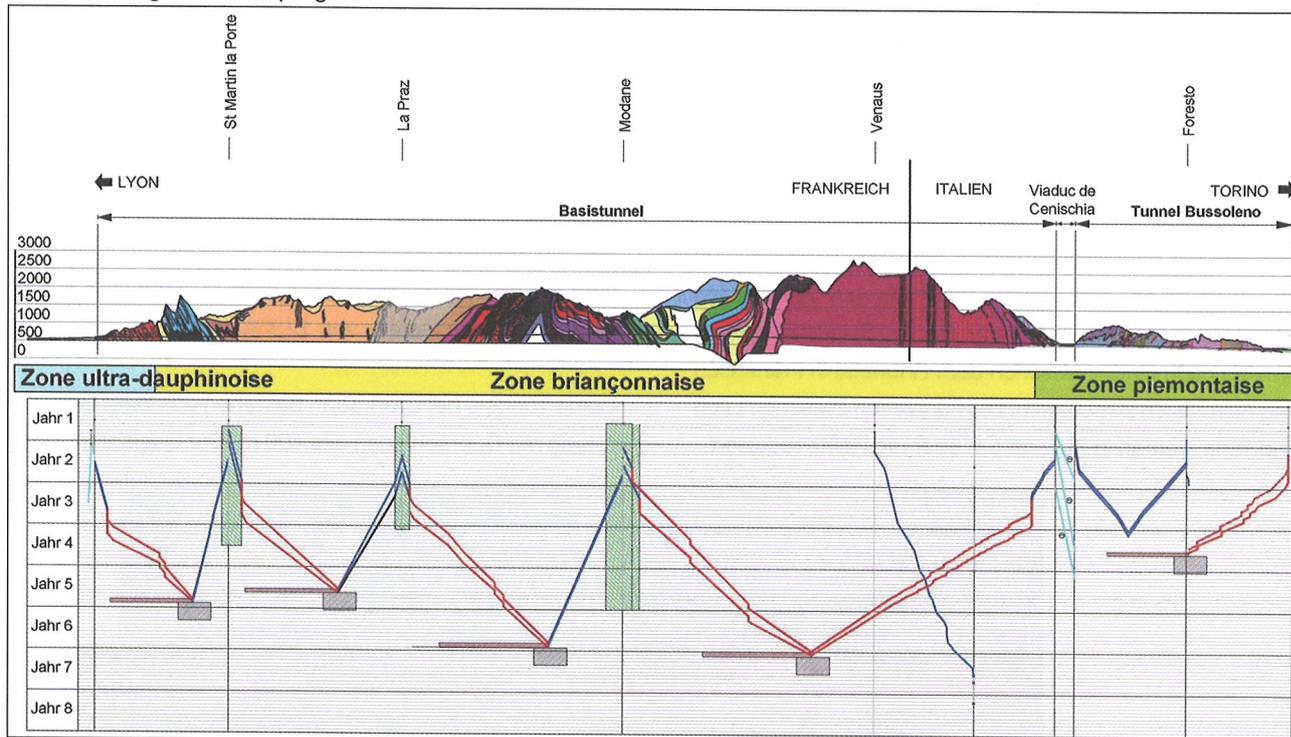
fügt bei der Station de sécurité Modane, also ungefähr in der Mitte des Tunnels, über zwei Ausweichgleise mit einer nutzbaren Länge von 750 m. Die maximale Geschwindigkeit beträgt 250 km/h, die Betriebsgeschwindigkeit 220 km/h.

Der Ausbruch des Basistunnels erfolgt über drei Zwischenangriffe auf der französischen Seite und von beiden Portalen her, je nach Geologie teilweise konventionell, teilweise mit TBM. Beim mit rund 24 km längsten Abschnitt zwischen der Station de sécurité Modane und dem Portal Venaus sind beidseits je zwei Tunnelbohrmaschinen vorgesehen. Beim Tunnel Bussoleno kommt sowohl konventioneller als auch maschineller Vortrieb zum Einsatz.

Tunnel Bussoleno sind es Gneise, Quarzite und Glimmerschiefer. Zahlreiche Störzonen werden von der Tunnelachse gekreuzt. Der Basistunnel weist insbesondere zwischen der Station de sécurité Modane und der Site d'intervention Venaus hohe Überlagerungen von bis zu 2'200 m auf. Die prognostizierten Gebirgstemperaturen erreichen Werte bis 48 °C. Weiter ist mit thermischen Wasserzuflüssen und mit Gasrisiko zu rechnen.

Bei der Gestaltung des Normalprofils für die Einspurröhren musste ein Lichtraumprofil für die «Rollende Landstrasse» berücksichtigt werden. Im Normalfall kommt eine Schirmabdichtung mit seitlich liegenden Drainageleitungen zum Einsatz. Nur bei stark sulfathaltigem Bergwasser ist eine Vollabdichtung vorgesehen. In der Sohle

Bild 2: Geologie und Bauprogramm



Es wird nicht nur geplant, sondern auch schon gebaut: Auf der französischen Seite sind die drei Zugangsstollen als Erkundungstollen bereits im Bau, während der Beginn des Erkundungstollens Venaus auf der italienischen Seite aus den erwähnten politischen Gründen verschoben werden musste.

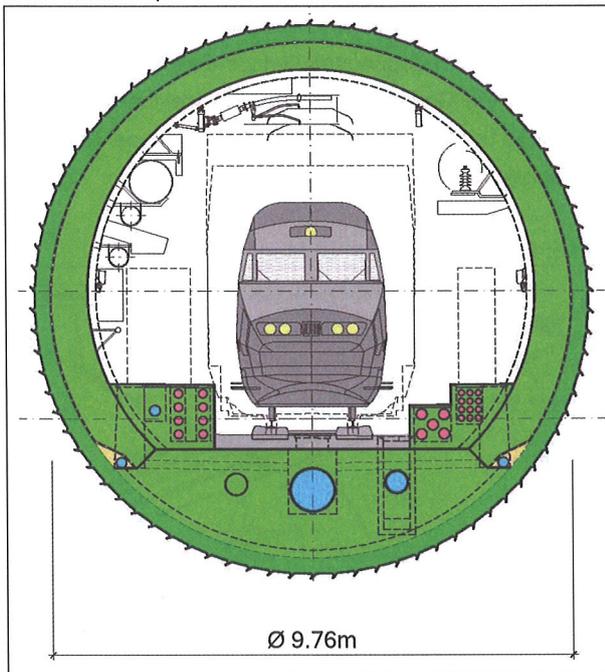
Der geologische Aufbau der Ultra-Dauphinoise-, Briançonnaise- und Piemontaise-Zonen ist komplex und die Geologie bautechnisch teilweise anspruchsvoll. Hauptgesteine sind im Westteil des Basistunnels Sandsteine, verschiedene Schiefer, Kalksteine und Dolomit sowie Anhydrit und Gips. Im Ostteil des Basistunnels sowie beim

sind eine Bergwasser- sowie eine Schmutzwasserleitung vorgesehen. Weiter braucht es Installationen für die Kühlung und Belüftung der technischen Räume in den Querschlägen, Installationen für die Bahntechnik sowie verschiedene Sicherheitselemente.

Bei der aktuell bearbeiteten Projektphase handelt es sich um ein Progetto definitivo (PD) für den Projektabschnitt in Italien und um ein Avant-projet de référence (APR) für den französischen Teilabschnitt. Der Detaillierungsgrad für das Avant-projet de référence ist leicht geringer als beim italienischen Progetto definitivo. Die Projektphase entspricht ungefähr einem Bauprojekt nach schweizeri-

schem Muster und dient als Basis für das Bewilligungsverfahren in beiden Ländern sowie als Grundlage zum Aufbau der Finanzierungsstruktur.

Bild 3: Normalprofil TBM-Vortrieb



Die Bearbeitungsdauer dieser Projektphase zwischen April 2005 und März 2006 entspricht ziemlich genau einem Jahr. Die Projektsprache ist sowohl französisch als auch italienisch. So sind die Berichte in einer der beiden Sprachen verfasst, enthalten aber eine zweisprachige Zusammenfassung. Die Pläne sind alle zweisprachig. Bei der gesamten Projektbearbeitung ist sehr wichtig, dass keines der beiden beteiligten Länder benachteiligt wird; dies geht bis zur Projektbezeichnung: Lyon-Turin bzw. Torino-Lione.

2. Organisatorische Herausforderungen

Eine so genannte Commission Intergouvernementale (CIG) dient als Bindeglied zwischen den beiden Regierungen und LTF (Lyon Turin Ferroviaire), die als Bauherrin verantwortlich ist für die Planung der Eisenbahnverbindung Lyon-Turin. Gleichberechtigte Aktionäre von LTF sind RFF, der französische Netzbetreiber, und RFI, der Netzbetreiber in Italien.

Die Projektorganisation für die aktuelle Projektphase trägt den Namen PRO-TSE2 und umfasst ca. 20 verschiedene Firmen, welche vom Bauherrn zu einer grossen IG verpflichtet wurden. Diese besteht aus zwei funktionalen Losen (Betrieb und Unterhalt, Sicherheit), vier technischen

Losen (Rohbau, Geologie, Ausrüstung, Umwelt) sowie einem Koordinationslos. Die funktionalen Lose sind verantwortlich für die Definition der entsprechenden Anforderungen. Die technischen Lose setzen diese Anforderungen planerisch um in technische Lösungen am Bauwerk. Die gesamte Projektierungsarbeit schliesslich wird gegenseitig abgestimmt durch das Koordinationslos, das auch als Vertreter von PRO-TSE2 gegenüber der Bauherrin auftritt.

Die Ingenieurgemeinschaft GIGA, verantwortlich für die Bearbeitung des Rohbauloses, setzt sich zusammen aus Geodata (Italien), der federführenden Ingérop (Frankreich), Geoconsult (Österreich) und Amberg Engineering (Schweiz) sowie zwei Subunternehmern. Die Aufgabe von Amberg Engineering innerhalb der IG ist die Projektierung der Nothaltestellen sowie der Schächte und Zugangsstellen. In der IG sind somit Firmen aus vier verschiedenen Ländern mit drei verschiedenen Sprachen und zum Teil unterschiedlichen Mentalitäten und auch Ansichten zum Tunnelbau vereint.

Bild 4: Beteiligte der IG GIGA



Um dennoch eine optimale Projektbearbeitung sicherzustellen, wurde sofort bei Auftragsvergabe umgesetzt, was bereits in der Offerte versprochen wurde. In Lyon wurde eine so genannte «Cellule intégrée» etabliert. Zu diesem Zweck wurde von der IG GIGA kurzfristig ein Büro mit 700 m² gemietet, möbliert und mit einer funktionierenden EDV-Ausrüstung ausgestattet. Bereits sechs Wochen nach Auftragserteilung begannen die ersten Mitarbeiter im neuen Büro in Lyon mit einem einzigartigen Effort.

Mit rund 30 Mitarbeitern der «Cellule intégrée» und in Spitzenzeiten mit zusätzlichen 50 Mitarbeitern in den Mutterhäusern wurde das gesamte Projekt termingerecht fertig gestellt. In zwölf Monaten wurden insgesamt ca. 2'500 Berichte und Pläne erstellt. Im Rahmen von PRO-TSE2 wurden in dieser Zeit sogar rund 4'000 Dokumente produziert. Dies war nur möglich dank einer ausgezeichneten Zusammenarbeit unter den IG-Partnern und dem ausserordentlichen Einsatz des eingesetzten Personals.

3. Herausforderungen beim Bewilligungsverfahren

Trotz europäischen Einigungsbemühungen sind an diesem Projekt zwei Länder beteiligt mit unterschiedlichen Gesetzen und technischen Normen sowie zwei verschiedenen Philosophien. Da die Bewilligungsverfahren ebenfalls unterschiedlich sind, ist entsprechend auch der dafür erforderliche Detaillierungsgrad in beiden Ländern verschieden. Dies erfordert teilweise eine je nach Land spezifische Projektbearbeitung.

In beiden Ländern wichtig sind aber eine gute Öffentlichkeitsarbeit und der Einbezug der Bevölkerung. So haben beispielsweise die französischen Anwohner im Juni 2006 rund einen Monat Zeit, Stellung zum aufgelegten Projekt zu nehmen.

4. Herausforderungen auf Finanzierungsebene

Im Investitionsprogramm, das von der EU 2003 genehmigt wurde, ist eine Beteiligung der EU von 20% an den voraussichtlichen Gesamtkosten von 7,8 Mia. Euro (rund 12 Mia. CHF) vorgesehen. Eine Bedingung für diese Beteiligung ist der Einsatz von innovativen Finanzierungsansätzen wie Public Private Partnership. Ein Jahr später erteilte die Europäische Kommission der Achse Lissabon-Kiew Priorität und schlug eine europäische Beteiligung von 50% vor. Der definitive Entscheid ist noch ausstehend. Die restlichen Kosten teilen Frankreich und Italien unter sich auf.

Für die Finanzierung der laufenden Projektierung und Erkundungsarbeiten, unter die auch die Zugangsstollen fallen, werden rund 550 Mio. Euro eingesetzt. Bei diesen Kosten beteiligt sich die Europäische Union mit rund 43%.

5. Technische Herausforderungen

Im Bereich des Basistunnels sind vier Nothaltestellen für Ereignisfälle vorgesehen. Es muss dabei unterschieden werden zwischen so genannten Sites d'intervention und der Station de sécurité. Die drei Sites d'intervention in St Martin la Porte, La Praz und Venaus sind vorgesehen für die Aufnahme von Güterzügen und Zügen der «Rollenden Landstrasse». Nur die Station de sécurité in Modane ist konzipiert für die Aufnahme von sämtlichen Zügen, also auch von Personenzügen.

Die Sites d'intervention bestehen aus den zwei Tunnelröhren, die auf der Länge von 750 m mit einem breiteren Bankett versehen und deshalb aufgeweitet sind. Auf derselben Länge befindet sich zwischen den Tunnelröhren die Galerie intertube, die über zwei Querschläge und die Caverne technique mit den Tunnelröhren verbunden ist. Der Zugang vom Zugangsstollen zur Galerie intertube erfolgt über die Caverne technique, in welcher auch verschiedene technische Räume und die Zu- und Abluftkanäle angeordnet sind.

Bild 5: Site d'intervention St Martin la Porte

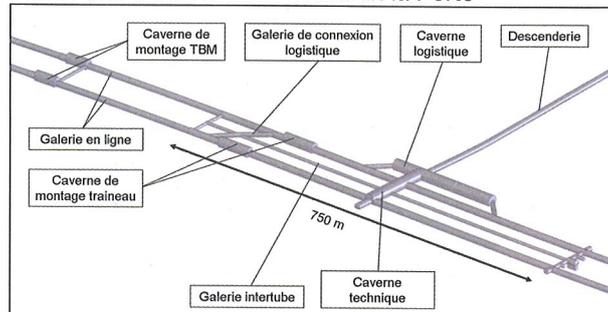
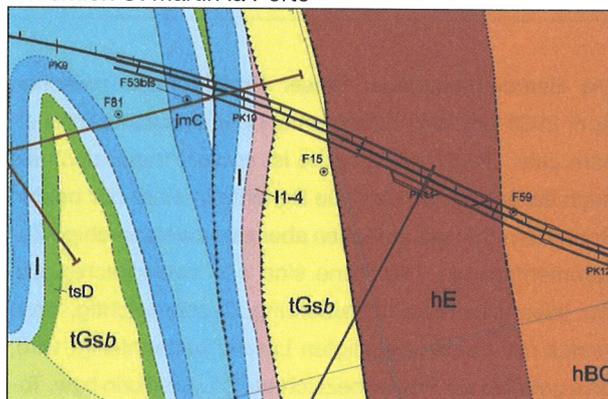


Bild 6: Geologischer Horizontalschnitt bei der Site d'intervention St Martin la Porte



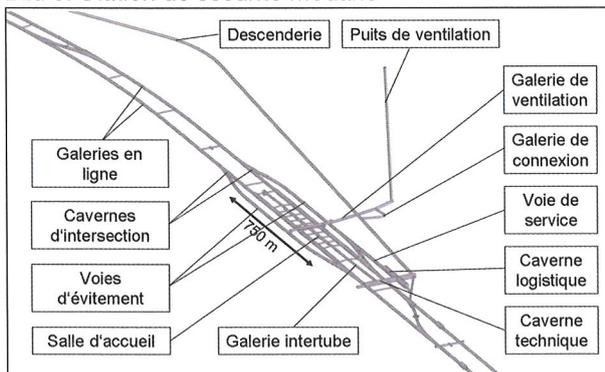
Der geplante Bereich der Site d'intervention St Martin la Porte liegt in bautechnisch schwieriger Geologie. Der dort vorhandene Houiller productif (Karbon, braun dargestellt) ist stark druckhaft, wie beim Vortrieb des Zugangsstollens festgestellt werden musste. Es treten in diesem Bereich radiale Deformationen bis zu einem Meter auf. Bei der Planung der Site d'intervention mussten die geologischen Bedingungen entsprechend berücksichtigt werden. Bei Eintreffen der ungünstigsten geologischen Prognose liegt die Ausführung der grossen Kavernen an der Grenze der Machbarkeit. Bei Vorliegen der geologischen Erkundungsergebnisse wird deshalb eine allfällige Verschiebung der Site insbesondere im Hinblick auf Kostenfolgen noch genauer zu untersuchen sein.



Bild 7: Deformationen beim Bau des Zugangsstollens

Die Station de sécurité in Modane weist zusätzlich zu den in den Sites d'intervention vorgesehenen Stollen noch zwei Ausweichgleise, ein getrenntes Lüftungssystem mit Vertikalschacht, ein Servicegleis sowie einen Empfangsraum für die Zugpassagiere im Ereignisfall auf. Die Rettungsdienste können mit ihren Fahrzeugen durch den Zugangsstollen und über eine Rampe in der Caverne technique bis in die Galerie intertube zwischen den Tunnelröhren in unmittelbare Nähe des Empfangsraumes fahren. Da keine Anforderungen betreffend Weichenpassage durch die Züge vor dem Einfahren in die Nothaltestelle bestehen, stand der Anordnung des Empfangsraumes mittig zwischen den Tunnelröhren nichts im Weg.

Bild 8: Station de sécurité Modane



Sowohl für die beiden Einspurröhren als auch für die Nothaltestellen wurden verschiedene geotechnische Berechnungen durchgeführt. So wurden auch für die Station de sécurité in Modane ausführliche 2D- und sogar 3D-Berechnungen durchgeführt, damit die verschiedenen Ausbruchsicherungstypen für jedes Bauteil auf ihre Sicherheit überprüft werden konnten.

Zwischen den beiden Tunneln führt die Strecke auf einer Länge von 1,2 km durch das Val di Susa. Diese Querung auf dem Viaduc de Cenischia stellt landschaftlich einen bedeutenden Einschnitt dar. Durch das schmale Tal füh-

ren schon verschiedene bestehende Verkehrsträger. Aus diesen Gründen musste der Gestaltung der entsprechenden Bauwerke unter Mithilfe von Architekten besondere Beachtung geschenkt werden.

Bild 9: Berechnungen mit Finiten Differenzen (FLAC 3D)

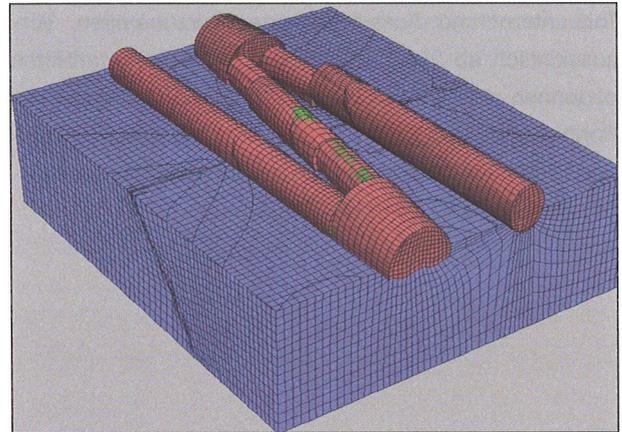


Bild 10: Berechnung der Verschiebungen (FLAC 3D)

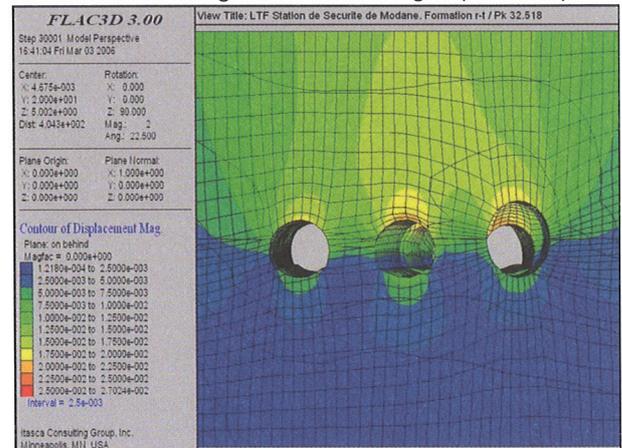


Bild 11: Viaduc de Cenischia



Auch logistische Herausforderungen gilt es zu meistern. Um im italienischen Abschnitt über genügend Deponievolumen zu verfügen, muss auf einen alten Steinbruch zurückgegriffen werden, welcher auf rund 2'000 m.ü.M. in der Nähe des Mont Cenis-Passes auf französischem Gebiet liegt. Aufgrund der Höhendifferenz ist deshalb das Erstellen einer rund 6 km langen Transportseilbahn geplant. Für den Materialtransport sind entkoppelbare Kübel vorgesehen. Die Transportkapazität der Seilbahn beträgt 500 t/h.

6. Ausblick

Auf der Basis des 2005/2006 erstellten APR/PD wird im nächsten Jahr in beiden Ländern das Bewilligungsverfahren erfolgen. Gleichzeitig muss die Finanzierung sichergestellt werden, um anschliessend die verschiedenen Totalunternehmer-Ausschreibungen vorzubereiten. Voraussichtlich ab 2008 soll mit den Ausführungsarbeiten begonnen werden, welche das Ausführungsprojekt, die Rohbauausführung, die Tunneleinrichtung sowie die Test- und Prüfphase beinhalten. Die Inbetriebnahme schliesslich ist geplant für 2018 bis 2020.

Der Strassentunnel M-30 in Madrid mit dem weltgrössten Erddruckschild – ein Erfahrungsbericht

Martin Herrenknecht, Dr.-Ing. E.h.
Herrenknecht AG, Schwanau (D)

Die aktuellen Tunnelprojekte für den Verkehrstunnelbau weisen tendenziell sehr grosse Durchmesser auf, um das hohe Verkehrsaufkommen, insbesondere in Metropolen oder Erschliessungsgebieten, gezielt kanalisieren zu können. Zudem spielt die Designintegration von Sicherheitseinrichtungen für den Verkehr wie beispielsweise bauliche Anlagen (Seitenstreifen, Pannengebühren, Notausgänge, Flucht- und Rettungswege etc.), Kommunikationseinrichtungen (Notrufstationen, Videoüberwachung, Tunnelfunk), Brandmeldeanlagen und Löscheinrichtungen eine grössere Rolle.

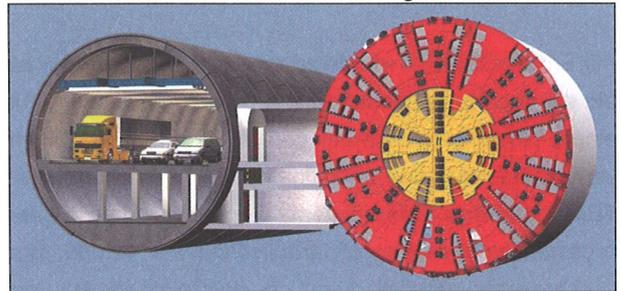
Spanien ist derzeit einer der weltweit umtriebigsten Tunnelplätze für leistungsstarke Tunnelbohrmaschinen (TBM). Insgesamt 18 grosse Vortriebsanlagen der Herrenknecht AG sind in regionalen und überregionalen Verkehrstunnelbauprojekten involviert. Die Durchmesserbereiche bewegen sich hierbei zwischen \varnothing 9'330 mm für den Metroausbau in Madrid und Barcelona bis zu \varnothing 15'200 mm für den Bau des Nordtunnel der Autobahn M30.

Im November 2005 wurde nach 15 monatiger Herstellungs- und Montagezeit der Vortrieb mit der gegenwärtig weltweit grössten Vortriebsmaschine aufgenommen. Der Herrenknecht Erddruckschild S-300 treibt den 3'650 m langen Nordtunnel der Autobahn M-30 inmitten der Metropole unterirdisch voran. Der Schild unterquert hierbei dicht bebautes Gebiet, drei Metrolinien und Eisenbahntrassen mit minimalen Abständen. An der kritischsten Stelle trennen lediglich 6,5 m die Tunnelfirste von der Erdoberfläche.

Das Bauwerk ist als einschaliger Ausbau bestehend aus 10 Tübbingelementen mit einem Innendurchmesser von \varnothing 13'450 mm ausgeführt und bietet Raum für eine 3-spurige Autobahn welche die Möglichkeit der Durchfahrt für LKW bietet. Beidseitige erhöhte Fluchtgehwege sowie ein unter der Fahrbahn befindlicher Service- und Fluchttunnel sind ebenfalls im Tunnelquerschnitt untergebracht wie auch die Ventilation im oberen Tunnelbereich. Mit den in regelmässigen Abständen vorgesehenen Querschlägen

zur benachbarten Tunnelröhre erfüllt der Tunnel die neuesten Sicherheitsmassstäbe. Die Fahrbahn wurde vortriebsunabhängig parallel zum Vortrieb eingebracht.

Bild 1: Tunnelbauwerk mit Querschlägen



1. Trasse und Geologie

Die Trasse verläuft hauptsächlich unter dichter städtischer Bebauung sowie unter dicht befahrenen Hauptverkehrsstrassen. Weiterhin wurden die Gleise eines der grössten Bahnhöfe Madrids unterfahren. Es bestehen grosse räumliche Einschränkungen bezüglich der Platzverhältnisse für Montage sowie Demontage der Vortriebsanlage, wie auch bezüglich der Transporte der Maschinenteile.

Bild 2: Trassenverlauf



Die Geologie war auf Grund der in Madrid zahlreich realisierten Tunnelprojekte gut bekannt. Es handelt sich hierbei hauptsächlich um kohäsive Bodenverhältnisse, ins-

besondere Tone und Gips von steifer bis harter Konsistenz. Auf Grund der grossen Überdeckung von bis zu 67 m über der Firste, welche bei den bisher aufgefahrenen Metrotunneln bisher nicht erreicht wurde, galt es jedoch die gesammelten Erfahrungen zu hinterfragen, und eventuelle Einflussparameter bedingt durch diese Überdeckung mit in Betracht zu ziehen. Zum Beispiel erfolgte die Auslegung des Schildes auf einen Betriebsdruck von 6,0 bar um der Überdeckung sowie 43 m Wassersäule Rechnung zu tragen.

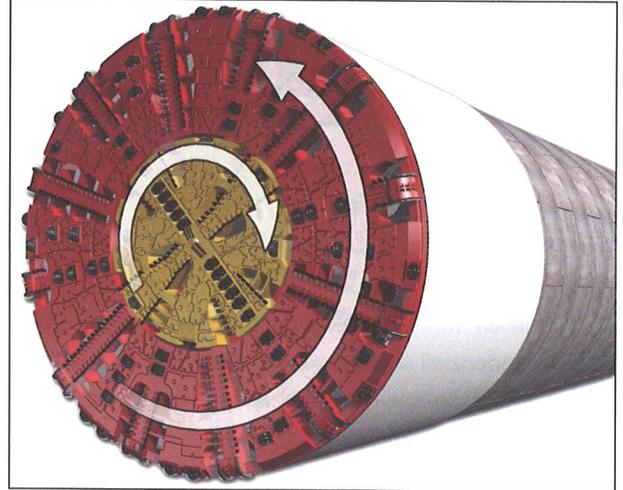
2. Konzeption des weltweit grössten Erddruckschildes mit Durchmesser \varnothing 15'200 mm

Für Erddruckschilde mit derart grossem Durchmesser ist ein sehr hohes Schneidraddrehmoment erforderlich. Mit einem Gesamtdrehmoment von maximal 136'208 kNm verfügt die Maschine über das höchste, jemals in einer TBM installierte Drehmoment. Gegenüber dem bisher grössten eingesetzten Erddruckschild mit 12'065 mm Durchmesser, geliefert durch die Herrenknecht AG und eingesetzt zum Ausbau des Metrosystems in Barcelona, stellt dies eine Steigerung des installierten Drehmomentes auf 300% dar.

Zum Erzielen eines solchen Drehmomentes wie auch zur Beherrschung der hiermit verbundenen Schildverrollung wurde neben einer optimalen Bodenconditionierung ein Konzept mit zwei konzentrisch angeordneten entgegengesetzt rotierenden Schneidrädern realisiert. Durch die Wahl entgegengesetzter Drehrichtungen ist so die teilweise Kompensation der Schneidraddrehmomente möglich. Weitere Vorteile dieses Maschinenkonzeptes sind in der Optimierung der Durchmischung des in der Kammer befindlichen Materials wie auch dem Betrieb der installierten Schneidrollen im optimalen Schnittgeschwindigkeitsbereich zu sehen.

Das äussere Schneidrad ist bei diesem Konzept ringförmig ausgebildet und stützt sich an seinem inneren Umfang über eine Anzahl von Armen auf einen Ringflansch ab, der mit dem äusseren Drehantrieb verbunden ist.

Bild 4: Darstellung gegenläufige Schneidräder



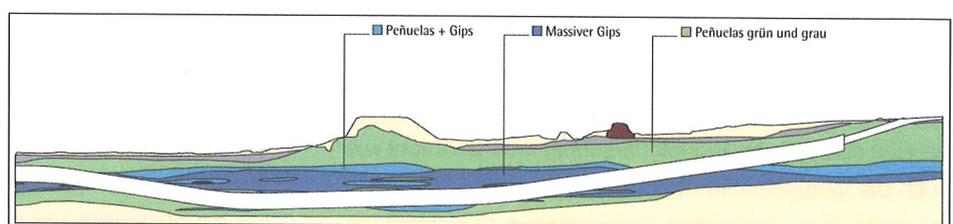
Das innere Schneidrad mit einem Durchmesser von 7 m ist im freien Zentrum des äusseren Schneidrades eingebaut und wie das äussere als flaches Scheibenrad konstruiert. Es befindet sich vorzugsweise ca. 200 mm vor der Arbeitsebene des äusseren Schneidrades um bei der Schaumconditionierung den Mischeffekt im Zentrumsbereich zu erhöhen. Über die installierte Schneidradverschiebung besteht zudem die Möglichkeit die Schneidraddruckkräfte des Zentrumsschneidrades zu ermitteln und sofern erforderlich die Bohrparameter der jeweiligen Situation anzupassen.

Technisch musste um solch hohe Drehmomente erzielen zu können ein innovatives Antriebskonzept erarbeitet und umgesetzt werden. Zum Einen musste das bestehende Konzept des Zentrumsantriebes, wie dies bereits unter anderem beim Bau der 4. Röhre des Elbtunnels bei der TRUDE zum Einsatz kam, weiterentwickelt werden und der äussere Schneidradantrieb musste um das enorme Drehmoment von 125'268 kNm erzeugen zu können mit einem doppelverzahnten Zahnkranz ausgeführt werden.

3. Bodenconditionierung

Zur Reduzierung der erforderlichen Arbeitsdrehmomente, der Optimierung der Werkzeugstandzeiten und der Gewährleistung einer zur Ortsbruststützung erforderlichen

Bild 3: Geologisches Profil



Erdbreikonsistenz wurde eine Schaumanlage mit insgesamt 32 unabhängig arbeitenden Schaumgeneratoren eingesetzt. Hierbei ist die Zugabe von Schaum, Polymeren oder auch einer Kombination dieser Medien möglich. Die Schaumanlage ist so ausgelegt, dass 36% des gesamten Schaumvolumens an der Ortsbrust durch 8 voneinander unabhängige Injektionsdüsen des Zentrumschneidrades injiziert werden können, die restlichen 64% werden im äusseren Schneidradbereich durch 14 ebenfalls voneinander unabhängigen Schaumlanzen injiziert. Weitere Schaumzugabepunkte sind im Schild sowie in der Förderschnecke vorhanden.

Bild 5: Schema Antriebskonzept

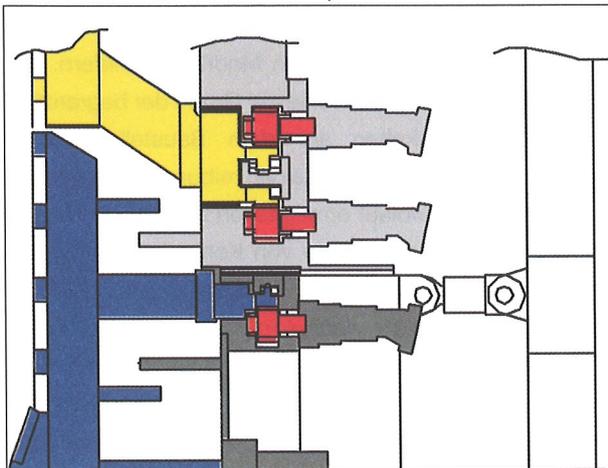
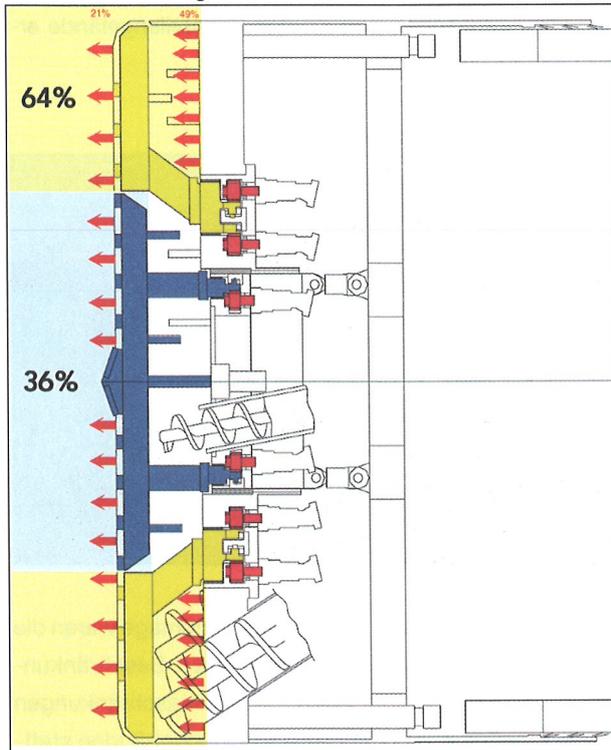


Bild 6: Schaumzugabe Schneidrad



4. Materialförderung

Der Materialabzug aus der Abbaukammer stellt bei einer Ortsbrustfläche von rund 180 m², einem Kammervolumen von rund 360 m³ sowie einem zu bewältigenden Förderstrom von 720 m³/h (Festkubikmeter) entsprechend einer vorgesehenen Vortriebsgeschwindigkeit von 65 mm/min einen massgeblichen Faktor für den Erfolg des Projektes dar. Weiterhin galt es strömungsarme Bereiche zu vermeiden um Verklebungen im Bereich des Schneidrades und der Abbaukammer zu vermeiden.

Realisiert wurde ein Konzept welches drei unabhängig arbeitende Förderschnecken vorsieht. Im linken sowie rechten Sohlbereich der Abbaukammer kommt jeweils eine Förderschnecke DN1.250mm zum Einsatz, im Zentrumsbereich ist zusätzlich eine Förderschnecke DN600mm eingebaut. Diese Anordnung der jeweiligen Austragschnecken vermindert die Notwendigkeit eines radialen Materialflusses im Mischkammerbereich, d.h. vom zentrumsnahen Bereich nach aussen. Die Mischkammer lässt sich in zwei Zonen unterteilen, die bezüglich Materialabzug und Knet- bzw. Mischwirkung unterschiedlich behandelt werden können. Innerer und äusserer Kammerbereich stehen in unmittelbarer Verbindung; ein Materialaustausch zwischen den Bereichen (radialer Materialfluss) ist möglich aber durch das realisierte Konzept mit drei Förderschnecken nicht notwendig. Durch die jeweils individuelle Behandlung der äusseren und der inneren Mischkammerbereiche ist eine homogene Konsistenz der Kammerfüllung erreichbar. Der Unterschied der Umfangsgeschwindigkeiten (Mischarme) zwischen Peripherie und Zentrumsbereich kann durch unterschiedliche Umdrehungszahlen teilweise kompensiert werden. Das Strömungsverhalten des Erdbreis in der Abbaukammer wurde unter Berücksichtigung der angestrebten Bodenconditionierung sowie der Materialförderung durch 3 Förderschnecken mittels der Finite Elemente Methode als 3-dimensionales Modell untersucht und die Ausführung der Abbaukammer, des Schneidrades wie auch die Anordnung der Förderschnecken auf Basis dieser Berechnungen optimiert.

Zur Gewährleistung der angestrebten Vortriebsleistungen erfolgte der Materialtransport im Tunnel über ein Tunnelband, die Logistik der Verbrauchsstoffe, Tübbinge sowie Mörtel erfolgte gleisgebunden.

5. Herstellung der Vortriebsanlage und Werksmontage

Bei der Herstellung einer solch grossen Vortriebsanlage gilt es den Aufwand zwischen der Herstellung und dem Transport grosser Bauteile mit entsprechendem Herstellungs- und Transportaufwand gegenüber der Verwendung kleiner Bauteile mit entsprechendem Mehraufwand bei den Montagen technisch wie auch finanziell abzuwägen. Da die Zeiten für Montage sowie Demontage bei dem Gesamterfolg eines Projektes neben einem erfolgreichen Vortrieb von grosser Bedeutung sind, wurde wo vertretbar die grösst mögliche Teilegrösse gewählt. Mit einem Durchmesser von nahezu 9 m stellten das Getriebegehäuse wie auch das Hauptlager in einteiliger Ausführung herstellungstechnisch wie auch transporttechnisch zum heutigen Tage die Grenze des Machbaren dar.

Bild 7: Mechanische Bearbeitung des Getriebegehäuse



Um eine einwandfreie Funktion der Vortriebsanlage zu gewährleisten und um die neuen realisierten technischen Lösungen zu erproben wurde die Vortriebsanlage vollständig im Werk Schwanau montiert und umfangreichen Testläufen unterzogen. Um den Aufwand für Demontage, Transport sowie Baustellenmontage auf ein Mindestmass zu reduzieren wurde die komplette Anlage in Modulbauweise realisiert. Durch diese Massnahmen konnte die Werksabnahme bereits 12 Monate nach Auftragseingang in Schwanau erfolgen.

6. Transport und Baustellenmontage

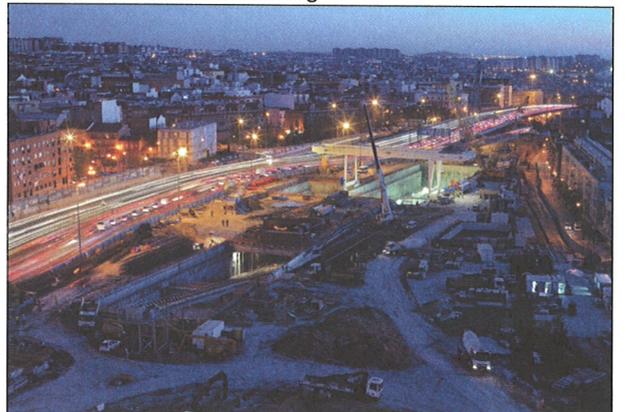
Der Transport der Maschinenkomponenten erfolgte über den Seeweg wie auch über die Strasse. Insgesamt galt es

Bild 8: Werksabnahme



Material mit einem Gesamtgewicht von 3'768 t verteilt auf 4 Schiffen und insgesamt 127 LKW Transporten termingerecht auf die Baustelle in Madrid anzuliefern. Die Andienungsreihenfolge musste auf Grund der begrenzten Lagerungsmöglichkeiten auf dem Baustellengelände strikt eingehalten werden um einen reibungslosen und effizienten Montageablauf ermöglichen zu können. Grossteile wurden über den Rhein von Kehl nach Rotterdam und von dort, abhängig von der Kolligrösse nach Bilbao an der Nordküste bzw. nach Alicante an der Westküste Spaniens transportiert. Mit Abmessungen von bis zu 9 m Durchmesser, 3,9 m Höhe und einem maximalen Gewicht von 213 t konnte der Antransport der grössten Teile lediglich über Alicante erfolgen. Die Transportzüge bestanden hierbei zum Teil aus bis zu 60 m langen, aus Auflieger und 2 Zugmaschinen bestehenden Einheiten, die durch den innerstädtischen Bereich das Baustellengelände erreichen mussten.

Bild 9: Übersicht Baustellengelände



Die Vorgaben bezüglich der Baustellenmontage waren die knappen Zeitvorgaben bei gleichzeitigen Beschränkungen in den Arbeitszeiten wie auch Lärmbeschränkungen da die Arbeiten in direkter Nähe zu Wohngebäuden stattfanden. Durch eine detaillierte Planung sowie den Einsatz von Montagepersonal welches bereits bei der Montage

Bild 10: Baustellenmontage Schneidrad



von Grossmaschinen im Durchmesserbereich von 12 m bis 14 m Erfahrungen sammeln konnte stellte sich die Montage selbst als weitestgehend unkritisch dar.

Bemerkenswert ist jedoch die Tatsache, dass im Dezember 2004 durch die Stadt Madrid die Entscheidung gefällt wurde den Startschacht zu verlegen und dieser nach Beginn der Arbeiten im Januar 2005 bereits zur Montage im August zur Verfügung stand.

7. Sicherheit

Bei der Planung der Vortriebsanlage wurde ein umfangreiches Sicherheitskonzept sowie eine umfangreiche Sicherheitsausrüstung vorgesehen. Hier wurde neben Gesichtspunkten wie einem optimalen Geh- und Fluchtwegekonzept im Schild- sowie auf dem Nachlaufbereich auch auf die strikte Trennung zwischen den Bereichen welche für die Funktion der TBM wie zum Beispiel Elektrik, Hydraulik, Fettversorgung etc. erforderlich sind und den Bereichen des Materialumschlag (Tübbinge, Sohlelemente, Gleise etc.) Wert gelegt.

Die Sicherheitsausrüstung umfasste alle nach heutigem Stand möglichen Gerätschaften zur Erkennung von Gefahren sowie zur eventuellen Rettung des auf der Maschine arbeitenden Personals. Zu nennen sind hier das Vorsehen von Rettungscontainern, Brandmeldeanlage, Rauchmelder, Gasmessanlage und Brandlöschanlage.

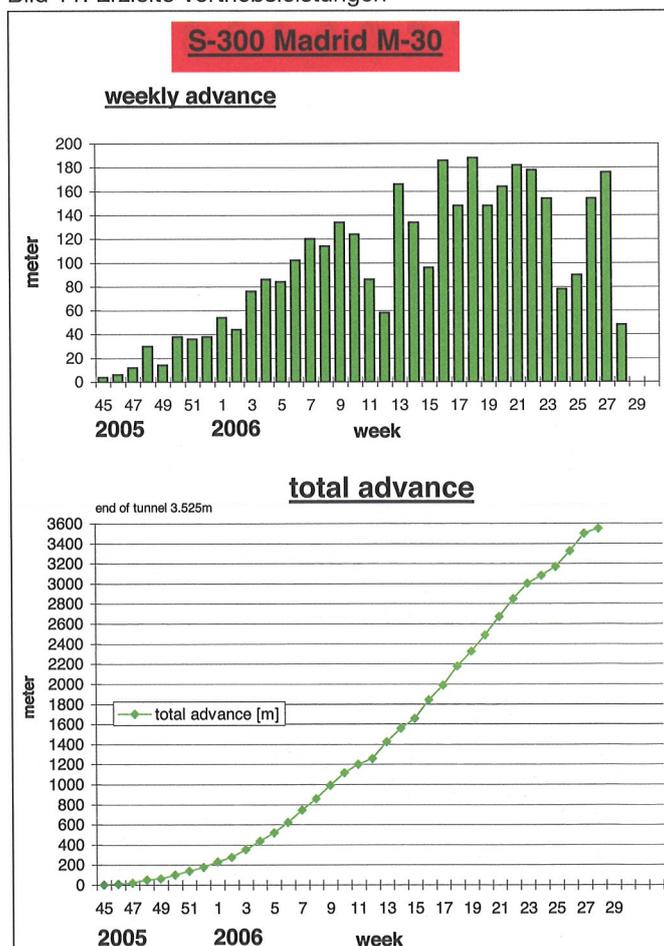
8. Vortrieb und Erzielte Leistungen

Der Vortrieb von über 3'525 m Länge wurde am 15. November 2005 aufgenommen und konnte am 12. Juli 2006 nach nur 8-monatiger Bauzeit erfolgreich durch das Bau-

team der Auftraggeber Acciona Infraestructuras S.A. und Ferrovial-Agroman S.A. mit Unterstützung der Herrenknecht AG abgeschlossen werden. Im Vortrieb überzeugte der Riesenbohrer mit Woche zu Woche steigenden Vortriebsleistungen welche bis auf eine Wochenleistung von 94 Ringen bzw. 188 m gesteigert werden konnten. Die beste Tagesleistung betrug 18 Ringe bzw. 36 m, die höchste Monatsleistung konnte im Mai 2006 mit beachtlichen 758 m erzielt werden.

Nach der Installations- und Lernphase konnten kontinuierlich Wochenleistungen von deutlich über 50 Ringen bzw. 100 m gewährleistet werden. Die Vortriebszeiten betragen rund 30 Minuten, der Bau eines aus 10 Tübbingelementen bestehenden Ringes erfolgte in ca. 50 Minuten. Über den Vortrieb ergab sich eine Zykluszeit für den Vortrieb und Bau eines 2'000 mm langen Ringes von unter 100 Minuten. Die Lernkurve konnte durch qualifiziertes Personal seitens Maschinenlieferanten wie auch der bauausführenden Firmen gering gehalten werden.

Bild 11: Erzielte Vortriebsleistungen



Nach rund 1'000 m, 2'000 m sowie 3'000 m Vortrieb fand jeweils ein planmässiger rund 4-tägiger Stillstand zur Werkzeugkontrolle, der Installation von Tunnelbandboostern

Bild 12: Zykluszeiten, Vortriebszeiten, Ringbauzeiten

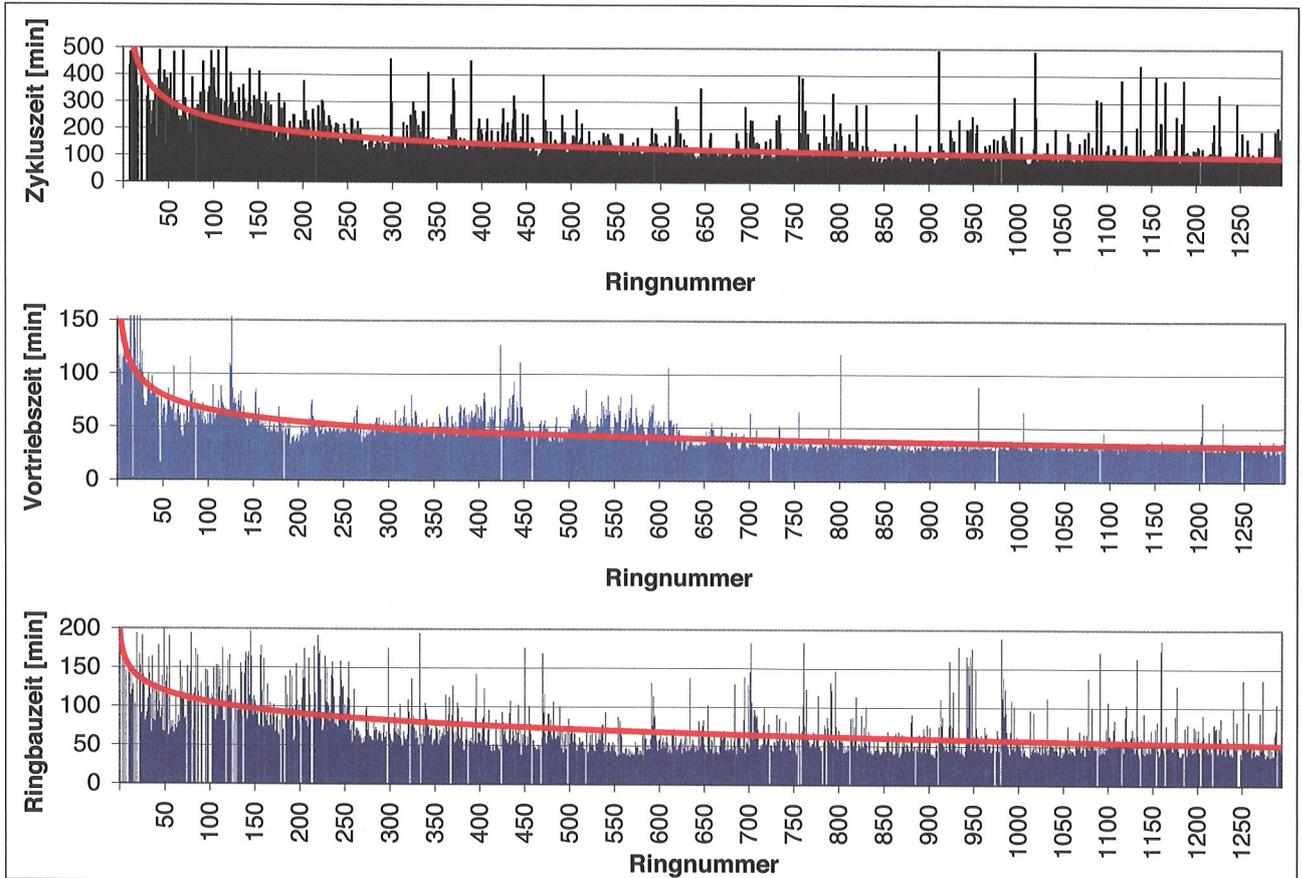
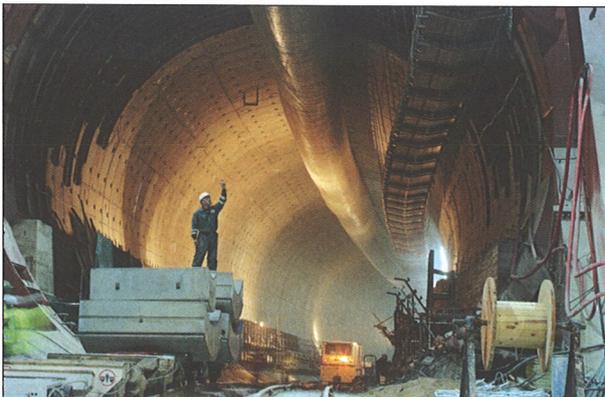


Bild 13: Vortrieb



Bild 14: Dimensionen Tunnel

Bild 15:
Durchstich

sowie weiteren nicht vortriebsbegleitend möglichen Wartungsarbeiten statt. Die angestrebte Bauzeit von 12 Monaten konnte hierbei deutlich unterschritten werden, die 8-monatige Vortriebszeit entspricht einer hervorragenden Vortriebsleistung von über 450 m je Monat.

9. Schlussfolgerungen

Mit der Herstellung wie auch dem Betrieb eines Erddruckschildes mit einem Durchmesser von $\text{Ø } 15'200 \text{ mm}$ betraten der Maschinenlieferant wie auch die bauausführenden Firmen Neuland. Der Durchmessersprung von $\text{Ø } 12'065 \text{ mm}$ des bisher weltweit größten Erddruckschildes, eingesetzt zur Metroerweiterung in Barcelona, war immens und die Einflussfaktoren des Durchmessersprunges nur bedingt berechenbar.

Nach erfolgreicher Fertigstellung der Vortriebsarbeiten zeigt sich, dass durch die maschinentechnisch umgesetzten Massnahmen wie Bodenconditionierung, Materialförderkonzept und die Realisierung zweier entgegengesetzt drehender Schneidräder Vortriebsanlagen dieser Dimension, ausgeführt als Erddruckschild, technisch beherrscht werden können.

Sämtliche Konzepte erbrachten die gewünschten Resultate und der Vortrieb war somit von grosser Gleichmässigkeit ohne technischer Probleme. Über den Vortrieb waren keine Modifikationen oder Anpassungen an der Vortriebsanlage erforderlich.

Auch das gewählte Sicherheitskonzept ging gänzlich auf. Im Rahmen des Vortriebes kam es zu keinen nennenswerten Verletzungen beim Baustellenpersonal und auch bautechnisch sind keine Vorkommnisse zu vermelden.

Bei entsprechender Auslegung der Logistik hinsichtlich Andienung von Tübbing, Mörtel sowie Verbrauchsstoffen und dem Materialaustrag mittels Tunnelband können Vortriebsleistungen erzielt werden, welche nur unwesentlich geringer als bei Maschinen kleinerer Durchmesser sind. Als leistungsbegrenzend stellt sich im innerstädtischen Bereich jedoch die Logistik bezüglich Materialan- sowie Abfuhr über Tage dar. Die erzielte Tagesleistung von 36m Vortrieb entspricht 90 LKW zur Tübbingandienung, 18 LKW mit Mörtel zur Ringspaltverpressung sowie rund 810 LKW zur Abfuhr des Aushubmaterials. Neben diesen rund 900 LKW zur Versorgung des Vortriebes sind noch die LKW zur Realisierung des Fahrbahneinbaues zu berücksichtigen. In Summe sind somit an Tagen mit über 15 Ringen täglich rund 1'000 LKW auf dem Baustellengelände zu koordinieren und die Zu- und Abfuhr im Strassenverkehr von Madrid zu bewältigen. Zumindest bei dem Projekt MADRID M30 BY-PASS SUR TUNEL NORTE stellte die Koordination der über Tage erforderlichen Transporte den leistungsbegrenzenden Faktor dar, sofern man bei der erzielten Leistung überhaupt von Einschränkungen sprechen kann.

Dokumentationen/Documentations

Grundlagen/Bases

D 0101	1995	Innovationsleitfaden 95/96 – Gewinnung, Bewertung, Bearbeitung und Realisierung von Ideen
D 0102	1993	Système qualité et certification dans la construction
D 0121	1995	Vademecum für Arbeiten im Ausland
D 0121	1994	Vademecum pour les travaux à l'étranger
D 0124	1995	Vertragswesen im Untertagebau/Mode de mise en soumission pour les travaux souterrains
D 0165	2000	Kennzahlen im Immobilienmanagement
D 0165	2001	Indices pour le management de l'immobilier
D 0174	2003	Modelle der Zusammenarbeit: Erstellung und Bewirtschaftung eines Bauwerkes
D 0175	2002	Lohnerhebung 2002/Enquête sur les salaires 2002
D 0178	2002	Ermittlung der Gemeinkosten und der Arbeitsstunden 2001/Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 2001
D 0199	2004	Wirtschaftlichkeitsrechnung für Investitionen im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 480
D 0204	2004	Vergabe von Planeraufträgen – Empfehlungen für die Bereiche Architektur, Ingenieurwesen und für verwandte Branchen
D 0204	2004	Passation de marchés – Recommandations pour les domaines de l'architecture, de l'ingénierie et des branches apparentées
D 0205	2004	Lohnerhebung 2004/Enquête sur les salaires 2004
D 0206	2005	Stundenaufwandermittlung 2004/Enquête sur les temps nécessaire en heures 2004
D 0207	2006	Lohnerhebung 2006/Enquête sur les salaires 2006
D 0213	2005	Finanzkennzahlen für Immobilien/Ratios financiers pour les immeubles

Ingenieurbau/Génie civil

D 087	1992	Assurance de la qualité (AQ) des structures
D 095	1992	Inspektion und Instandsetzung von feuchtem und salzgeschädigtem Mauerwerk
D 099	1993	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse/Maintenance des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0104	1993	Untertagebau – Einführung in die neue Norm SIA 198
D 0105	1993	Travaux souterrains – Introduction à la nouvelle norme SIA 198
D 0106	1993	Canalisations 4 – La nouvelle recommandation SIA V 190
D 0119	1994	Cleuson-Dixence
D 0128	1995	Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen
D 0129	1996	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse/Conservation des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0130	1995	Neue Normen in der Geotechnik (CEN und SIA)/Nouvelles normes en géotechnique (CEN et SIA)
D 0133	1997	Ermüdung von Betonbauten
D 0141	1997	Bauwerkserhaltung und Wirtschaftlichkeit – Perspektiven einer modernen Aufgabe
		Conservation des ouvrages et économie – perspectives d'un domaine d'activité moderne
D 0143	1997	AlpTransit: Das Bauprojekt – Schlüsselfragen und erste Erfahrungen
D 0144	1997	Erhaltung von Betontragwerken – Einführung in die Empfehlung SIA 162/5
		Conservation des structures en béton – Introduction dans la recommandation SIA 162/5
D 0147	1999	Brückenabdichtungssysteme mit Polymerbitumen-Dichtungsbahnen – Untergrundvorbereitung, Haftvermittler, Dichtungsbahnen
		Systèmes d'étanchéité de ponts avec lés d'étanchéité à base de bitume polymère – Préparation des supports, enduits d'apprêt, lés d'étanchéité
D 0149	1998	Überwindung von geologisch bedingten kritischen Ereignissen im Tunnelbau
		Maîtrise d'accidents géologiques dans la construction de tunnels
D 0159	2000	Instandsetzung von Tunneln
D 0169	2001	Risiko-Management im Untertagebau. Tunnelvortriebe im Raum Zürich
D 0173	2002	Neues aus der Brückenforschung/Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts
D 0177	2002	AlpTransit-Tagung 2002 – Fachtagung für Untertagebau (Band 1)
D 0180	2004	Fachbegriffe der Tragwerksnormen – Terminologie und Definitionen
		Termes techniques des normes sur les structures porteuses – Terminologie et définitions
D 0181	2003	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Einführung in die Normen SIA 260 und 261
D 0181	2003	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261
D 0182	2003	Betonbau – Einführung in die Norm SIA 262
D 0182	2003	Construction en béton – Introduction à la norme SIA 262
D 0183	2003	Stahlbau – Einführung in die Norm SIA 263
D 0183	2003	Construction en acier – Introduction à la norme SIA 263
D 0184	2003	Stahl-Beton-Verbundbau – Einführung in die Norm SIA 264
D 0184	2003	Construction mixtes acier-béton – Introduction à la norme SIA 264
D 0185	2003	Holzbau – Einführung in die Norm SIA 265
D 0185	2003	Construction en bois – Introduction à la norme SIA 265
D 0186	2003	Mauerwerk – Einführung in die Norm SIA 266
D 0186	2003	Construction en maçonnerie – Introduction à la norme SIA 266
D 0187	2003	Geotechnik – Einführung in die Norm SIA 267
D 0187	2003	Géotechnique – Introduction à la norme SIA 267
D 0191	2004	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Bemessungsbeispiele zu den Normen SIA 260 und 261
D 0191	2004	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Exemples de dimensionnement selon les normes SIA 260 et 261
D 0192	2004	Betonbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262
D 0192	2004	Construction en béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 262
D 0193	2004	Stahlbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 263
D 0193	2004	Construction en acier – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 263
D 0194	2004	Stahl-Beton-Verbundbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 264
D 0194	2004	Construction mixte acier-béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 264
D 0195	2003	Holzbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 265
D 0195	2003	Construction en bois – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 265
D 0195	2004	Costruzioni di legno – Esempi di dimensionamento secondo la Norma SIA 265
D 0196	2004	Mauerwerk – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266
D 0196	2004	Construction en maçonnerie – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 266
D 0197	2004	Geotechnik – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267

D 0197	2004	Géotechnique – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 267
D 0198	2003	Aktuelle Probleme der Brückendynamik
D 0201	2003	AlpTransit-Tagung 2003 – Fachtagung für Untertagbau (Band 2)
D 0202	2004	AlpTransit-Tagung 2004 – Fachtagung für Untertagbau (Band 3)
D 0208	2005	Berechnung der Norm-Heizlast nach Norm SIA 384.201 – Leitfaden mit Anwendungsbeispiel
D 0208	2006	Calcul des déperditions calorifiques de base selon la norme SIA 384.201 – Guide avec exemple
D 0209	2004	Klebebewehrung – Einführung in die Norm SIA 166
D 0210	2005	Ingenieurentwurf – Formgebung und Gestaltung von Ingenieurbauwerken
D 0212	2005	Verbundbrücken Stahl-Beton – Dauerhafte und innovative Tragwerke Les ponts mixtes acier-béton – Des ouvrages durables et novateurs
D 0215	2005	AlpTransit-Tagung 2005 – Fachtagung für Untertagbau (Band 4)
D 0217	2006	Swiss Tunnel Congress 2006 – Fachtagung für Untertagbau (Band 5)

Architektur/Architecture

D 077	1991	Bauen mit Lehm
D 0161	1999	Geschichte des Architekturwettbewerbs
D 0163	2000	Bauerneuerung – Projektieren mit Methode
D 0172	2002	Vers une architecture éphémère
D 0200	2004	SNARC – Systematik zur Beurteilung der Nachhaltigkeit von Architekturprojekten für den Bereich Umwelt
D 0200	2004	SNARC – Méthode pour l'évaluation de l'écologie dans les projets d'architecture Ökologie und Nachhaltigkeit/Écologie et développement durable
D 093	1997	Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493 – Erläuterung und Interpretation
D 093	2000	Déclaration des caractéristiques écologiques des matériaux de construction selon SIA 493 – Explication et interprétation
D 0118	1995	Ökologie in der Haustechnik – Eine Orientierungshilfe
D 0118	1996	L'écologie dans les installations techniques du bâtiment
D 0122	1995	Ökologische Aspekte des Bauens/Versuch einer gesamtheitlichen Betrachtung
D 0134	1996	Leben zwischen den Steinen – Sanierung historischer Mauern
D 0137	1996	Checklisten für energiegerechtes, ökologisches Planen und Bauen
D 0137	1996	Projeter et construire en assurant un développement durable: Catalogue de critères
D 0137	1997	Progettare e costruire con criteri garantiti di uno sviluppo durevole: liste di controllo
D 0146	1998	Umweltaspekte von Beton
D 0146	2001	Béton et environnement. Éléments d'appréciation de l'impact sur l'environnement
D 0146	2001	Environmental Aspects of Concrete. Information on environmental compatibility
D 0151	1998	Meliorationen im Einklang mit Natur und Landschaft
D 0151	1998	Les améliorations foncières en harmonie avec la nature et le paysage
D 0152	1998	Instrumente für ökologisches Bauen im Vergleich – Ein Leitfaden für das Planungsteam
D 0164	2000	Kriterien für nachhaltige Bauten
D 0164	2000	Constructions: Critères d'un développement durable
D 0167	2001	Landschaftsgerecht planen und bauen
D 0167	2001	Planifier et construire en respectant le paysage
D 0216	2006	SIA Effizienzpfad Energie – Ein Projekt von Swisenergycodes der KHE des SIA

Haustechnik und Energie/Installations techniques et énergie dans le bâtiment

D 088	1992	Kühlleistungsbedarf von Gebäuden
D 090	1992	Energiegerechte Schulbauten – Handbuch für Planer
D 090	1992	Constructions scolaires économes d'énergie – Manuel du concepteur
D 0115	1993	Integrale Planung II
D 0131	1996	Leitfaden für die Anwendung der Empfehlung SIA 380/4 «Elektrische Energie im Hochbau»
D 0131	1996	Guide d'utilisation de la recommandation SIA 380/4 «L'énergie électrique dans le bâtiment»
D 0135	1997	Handbuch für Kommunikationssysteme – Teil 2: Wegleitung für Bauherren und Architekten
D 0170	2001	Thermische Energie im Hochbau. Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 380/1
D 0170	2002	L'énergie thermique dans le bâtiment. Guide d'utilisation de la norme SIA 380/1:2001
D 0179	2003	Energie aus dem Untergrund – Erdreichspeicher für moderne Gebäudetechnik
D 0190	2005	Nutzung der Erdwärme mit Fundationspfählen und anderen erdberührenden Betonbauteilen – Leitfaden zu Planung, Bau und Betrieb
D 0190	2005	Utilisation de la chaleur du sol par des ouvrages de fondation et de soutènement en béton – Guide pour la conception, la réalisation et la maintenance

Sicherheit und Schutz/Sécurité et protection

83	1997	Brandschutz im Holzbau
84	1998	Protection incendie dans la construction en bois
D 002	1997	Unfallsicherheit von Hochbauten am Beispiel Wohnungsbau Protection contre les accidents dans les bâtiments – exemple: construction d'habitations Protezione contro gli infortuni nelle costruzioni – esempio: case d'abitazione
D 017	1987	Brandhemmende Textilien
D 030	1988	Korrosion und Korrosionsschutz, 3. Teil: Einsatz von «nichtrostenden» Stählen im Bauwesen
D 057	1990	Corrosion et protection contre la corrosion
D 065	1990	Korrosion und Korrosionsschutz, Teil 5: Elektrochemische Schutzverfahren für Stahlbetonbauwerke – kathodischer Korrosionsschutz, Dekontamination und Realkalisierung
D 097	1993	Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke
D 0110	1993	Symposium IDNDR – Prévention des catastrophes naturelles
D 0140	1996	Brandschutz und Rettungswesen auf Tunnelbaustellen
D 0145	1997	Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik
D 0150	1998	Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz
D 0153	2000	Produktedokumentation: Lärmschutzwände, Lärmschutzdämme und Absorptionsverkleidungen
D 0158	2001	Geländer und Brüstungen – Aspekte zur Anwendung der Norm SIA 358
D 0158	2001	Garde-corps et allèges – A propos de l'application de la norme SIA 358
D 0162	2000	Erdbebenvorsorge in der Schweiz – Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken Prévention sismique en Suisse – Mesures parasismiques pour les constructions existantes et nouvelles
D 0166	2001	Wärme- und Feuchteschutz im Hochbau. Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 180
D 0171	2002	Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden
D 0176	2002	Gebäude mit hohem Glasanteil – Behaglichkeit und Energieeffizienz
D 0189	2005	Bauteildokumentation Schallschutz im Hochbau – Zusammenstellung gemessener Bauteile
D 0211	2005	Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben
D 0211	2005	Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants – Introduction au cahier technique SIA 2018

ISBN 978-3-03732-004-4



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