

SWISS TUNNEL CONGRESS 2012

Fachtagung für Untertagbau

13. + 14. Juni 2012 in Luzern



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

Advisory Board

Miguel Fernández-Bollo Martínez	AETOS
Robert Galler, Prof. Dr.	ITA Austria
Roland Leucker, Dr.	STUVA/DAUB
Enrico Arini, Dr.	SIG
Jean Philippe	AFTES

Organizing Committee and Editors

Martin Bosshard, Dipl. Ing.	President Swiss Tunnelling Society
Gian Luca Lardi, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Heinz Ehrbar, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Felix Amberg, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Luzi R. Gruber, Dipl. Ing.	Vice President Swiss Tunnelling Society
Georg Anagnostou, Prof. Dr.	Swiss Tunnel Colloquium
François Bertholet, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Colloquium
Anton Schleiss, Prof. Dr.	Swiss Tunnel Colloquium
Iris Otter	Secretariat

Congress Secretariat

Thomi Bräm, PR-Beratung + Verlag

© 2012 FGU Fachgruppe für Untertagbau

FGU Fachgruppe für Untertagbau

GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains

GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo

STS Swiss Tunnelling Society

Herstellung/Konzeption: Bauverlag BV GmbH, Gütersloh

Druckvorstufe: Mohn media Mohndruck GmbH, Gütersloh

Druck: GGP Media GmbH, Pößneck

Auflage: 850 Exemplare

ISBN 978-3-7625-3650-5

Swiss Tunnel Congress 2012 – Fachtagung für Untertagbau

Umschlagfoto: Durchmesserlinie Zürich, Weinbergtunnel/Zurich Cross Rail, Weinberg Tunnel (Copyright: IG Zalo)

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

Aeberhard, Jörg	Alpiq, Olten/CH
Amberg, Francesco	Lombardi AG, Minusio/CH
Bai Yun	Prof., Tongji University, Shanghai/China
Bauert, Michael	Amberg Engineering AG, Sargans/CH
Bertholet, François	Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
Bodenmann, Hans	BKW FMB Energie AG, Bern/CH
Bosshard, Martin	Präsident, Fachgruppe für Untertagbau
Ceriani, Marco	SBB-I-PJ-DML, Zürich/CH
Chirco, Piero	Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
Ehrbar, Heinz	AlpTransit Gotthard AG, Luzern/CH
Erzinger, Oliver	Implenia Bau AG
Fabbri, Davide	Lombardi AG, Minusio/CH
Favre, Grégoire	BG Ingénieurs Conseils SA, Lausanne/CH
Friedl, Helmut	Andritz Hydro GmbH, Linz/A
Grieder, Lukas	Pöyry Infra AG, Zürich/CH
Grosso, Nicola	Consorzio Condotte Cossi, Sigirino/CH
Grunicke, Urs	ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH, Salzburg/A
Hessler, Nicolas	Pöyry Infra AG, Zürich/CH
Komma, Norbert	STRABAG AG, Tunneling – Waterproofing, Wien/A
Krenn, Harald	Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H, Wien/A
Liu Qianwei	Tongji University, Shanghai/China
Lunardi, Giuseppe	Dott. Ing., Rocksoil S.p.A., Milan/I
Martin, Florent	Spie Batignolles TPCI, Boulogne-Billancourt/F
Mathis, Rolf W.	Axpo Hydroenergie, Baden/CH
Müller, Benno	Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG, München/D
Obieray, Detlef	Balfour Beatty Rail Schweiz GmbH, Stans/CH
Pollak-Reibenwein, Claudia	Dr. techn., Andritz Hydro GmbH, Linz/A
Rotundi, Francesco Maria	Metro C s.c.p.a., Rome/I
Sala, Alex	IG GBTS, Amberg Engineering AG, Regensdorf/CH
Scherer, Oliver	Pöyry Infra AG, Zürich/CH
Schleiss, Anton	Prof. Dr., Laboratoire de constructions hydrauliques, EPFL, Lausanne/CH
Selleri, Alberto	Dott. Ing., Spea Ingegneria Europea S.p.A., Milan/I
Simoni, Renzo	Dr. sc. techn., AlpTransit Gotthard AG, Luzern/CH
Sorge, Roberto	Metro C s.c.p.a., Rome/I
Stakne, Peter	Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
Wannenmacher, Helmut	Amberg Engineering AG, Sargans/CH
Wick, Raphael	IG GBTN, Gähler und Partner AG, Ennetbaden/CH

6	Bosshard, Martin	Vorwort • Preface
10	Aeberhard, Jörg	Zur Schweizer Wasserkraft <i>On Swiss Hydro Power</i>
20	Mathis, Rolf W.	Zukunft Wasserkraft <i>The Future of Hydropower</i>
34	Bertholet, François	Bautechnische Herausforderungen beim Bau des neuen Pumpspeicherkraftwerkes Nant de Drance <i>Technical Challenges in Constructing the New Pumped-storage Power Station Nant de Drance</i>
48	Martin, Florent	Maîtrise des Vibrations en Milieu Urbain <i>Control of Vibrations in the Urban Environment</i>
64	Rotundi, Francesco Maria Sorge, Roberto	Tunnelbau in Rom <i>Tunnelling in Rome</i>
76	Lunardi, Giuseppe Selleri, Alberto	Konstruktion von „Martina“, der weltgrössten Erddruck-TBM <i>Design of „Martina“, the World's Largest EPB TBM</i>
84	Bai Yun Liu Qianwei	Shanghai Yangtze River Tunnel <i>Shanghai Yangtze River Tunnel</i>
96	Simoni, Renzo	Die erste Flachbahn durch die Alpen <i>The First Flat Trajectory Railway Through the Alps</i>
104	Grosso, Nicola	Geologische Risiken beim Vortrieb mit grosser Überdeckung <i>Aspects of Geological Risks in Advancing with High Overburden</i>
114	Ehrbar, Heinz Sala, Alex Wick, Raphael	Vortriebe am Gotthard-Basistunnel – Ein Rückblick <i>Drives in the Gotthard Base Tunnel – a Review</i>
136	Fabbri, Davide Scherer, Oliver	Rohbau-Ausrüstung am Gotthard-Basistunnel <i>Technical Equipment at the Gotthard Base Tunnel</i>
150	Obieray, Detlef	Der Einbau der schotterlosen Fahrbahn im Gotthard-Basistunnel <i>Laying the Ballastless Track in the Gotthard Base Tunnel</i>



- 162 Müller, Benno Wehrhahn-Linie Düsseldorf/D: Unterfahrung Kaufhof an der Kö
Düsseldorf/D Wehrhahn Line: Underpassing the Kaufhof on the Kö
- 176 Hessler, Nicolas
Erzinger, Oliver
Grieder, Lukas
Ceriani, Marco
Durchmesserlinie Zürich: Unterquerung Südtrakt
Zurich Cross Rail: Underpassing Historical Building of Main Station
- 188 Favre, Grégoire Liaison ferroviaire CEVA
CEVA Rail Link

Swiss Tunnel Colloquium 2012

Tunnel-, Stollen- und Kavernenbau für Wasserkraftanlagen *Construction of Tunnels, Galleries and Underground Caverns for Hydroelectric Power Plants*

- 204 Schleiss, Anton Triebwassersysteme bei Wasserkraftanlagen
Waterway Systems for Hydropower Plants
- 222 Amberg, Francesco Grosse Kavernen
Large Caverns
- 234 Bodenmann, Hans Druckschächte schräg oder vertikal
Inclined or Vertical Pressure Shafts
- 244 Stakne, Peter Schachtherstellung mit Raise Boring
Producing Shafts with Raise Boring
- 254 Pollak-Reibenwein, Claudia
Friedl, Helmut Sanierungsprojekt Cleuson Dixence
Cleuson-Dixence Rehabilitation Project
- 266 Chirco, Piero Baulogistik von Kraftwerksbauten
Construction Logistics of Power Plant Structures
- 276 Wannemacher, Helmut
Krenn, Harald
Komma, Norbert
Bauert, Michael
Grunicke, Urs Fallstudie Niagara Tunnel Facility Project
A Case Study of the Niagara Tunnel Facility Project





© Monika Schläppi

Vorwort • Preface

Martin Bosshard

Präsident der
Fachgruppe für Untertagbau

President of the
Swiss Tunnelling Society

Der vorliegende elfte Tagungsband des Swiss Tunnel Congress (STC) belegt, dass die Schweizer Tunnelbauindustrie nach wie vor anspruchsvolle Tunnelbauprojekte realisiert. Auch ausserhalb der Schweiz kommen herausfordernde Projekte zur Ausführung (teilweise mit Beteiligung Schweizer Tunnelbauer), von denen wir einige am Swiss Tunnel Congress vorstellen.

Nach den an Durchschlägen herausragenden Jahren 2010 und 2011 wenden wir uns im Jahr 2012 einem an Bedeutung gewinnenden Thema zu, nämlich dem Tunnel- und Stollenbau für Wasserkraftanlagen. So wird der Kongress durch das Einführungsreferat von Jörg Aeberhard, Präsident Hydrosuisse, eröffnet und das Colloquium ist dem Thema Stollen- und Kavernenbau für Wasserkraftanlagen gewidmet.

Die Referate am Vormittag beleuchten denn zuerst auch die beiden herausragendsten sich in Ausführung befindlichen Wasserkraftprojekte der Schweiz, Linthal 2015 und Nant de Drance. Hernach wird der Bogen mit ausländischen Projekten von Lyon über Italien bis nach Shanghai gespannt.

Der Swiss Tunnel Congress 2012 nimmt dann selbstverständlich das aktuelle Baugeschehen mit den Vortrieben am Ceneri-Basistunnel und dem Gotthard-Basistunnel nochmals auf; der Bau ist ja nach dem Durchschlag noch nicht beendet und es stehen noch grosse Herausforderungen mit den Rohbau- und den Bahntechnik-Ausbauten an.

The eleventh Swiss Tunnel Congress (STC) proceedings provide incontrovertible proof that Switzerland's tunnel-engineering industry continues to implement demanding tunnel projects. Challenging projects are also underway in other countries (supported by Swiss tunnelling expertise, in many cases), and a number of these are examined in the context of our Swiss Tunnel Congress.

Following the spate of breakthroughs marking 2010 and 2011, in 2012 we are focusing on a topic that is gaining in importance, namely the construction of tunnels and galleries for hydroelectric power plants. Appropriately, therefore, the congress will open with an introductory address by Jörg Aeberhard, the President of Hydrosuisse. The colloquium will also be devoted to the construction of galleries and underground chambers for hydroelectric power plants.

The papers presented in the morning session will first dwell on the two most outstanding Swiss hydroelectric power projects, Linthal 2015 and Nant de Drance, which are under construction. Subsequently, international projects ranging from Lyon by way of Italy to Shanghai will be dealt with.

The Swiss Tunnel Congress 2012 will then once again turn to current construction activities involving the excavation of the Ceneri Base Tunnel and the Gotthard Base Tunnel. Construction is still in progress following the breakthrough so that major challenges are still to be faced regarding developments related to civil works and rail technology.

Der Rest des Nachmittags wird bestritten durch herausragende Projekte mit der Wehrhahn-Linie Düsseldorf aus Deutschland und der Durchmesserlinie in Zürich mit einem Erfahrungsbericht über die bergmännische Deckelbauweise. Mit dem Projekt CEVA in Genf wird bereits ein Ausblick auf den Austragungsort des Swiss Tunnel Congress 2013, eingebettet in den World Tunnel Congress 2013 in Genf, gemacht.

In enger Zusammenarbeit mit dem Advisory Board ist es uns wieder gelungen, hochinteressante Vorträge und Themen zu einem spannenden Programm zusammenzustellen. Der Swiss Tunnel Congress pflegt stets eine grosse Offenheit gegenüber Projekten, bei welchen spezielle Schwierigkeiten zu bewältigen sind. In diesem Sinne sind wir gespannt auf die Ausführungen zu den Projekten.

Das Swiss Tunnel Colloquium widmet sich dieses Jahr dem Ausbau von bestehenden Kraftwerksanlagen zur besseren Nutzung sowie dem heute aktuellen Bau von neuen, leistungsstarken Pumpspeicherkraftwerken. Den Untertagebauern stellen sich dabei besondere Herausforderungen bezüglich hydraulischer, ausführungstechnischer und betrieblicher Aspekte. Das diesjährige Colloquium will den wichtigsten dieser Anforderungen nachgehen und in Fachreferaten ausführlich darüber berichten.

An dieser Stelle möchte ich mich ganz herzlich bei den Referenten, den Tagungsleitern, den Organisatoren mit ihren Helfern, den Ressortleitern des Vorstandes, den Bauherren und Baustellen und natürlich auch bei den grosszügigen Sponsoren bedanken. Nur dank ihnen gelang es, die Ausrichtung des World Tunnel Congress 2013 in die Schweiz zu holen sowie den Swiss Tunnel Congress jedes Jahr organisieren und durchführen zu können.

Ich wünsche Ihnen einen spannenden Kongress und eine anregende Lektüre.

The remainder of the afternoon will be devoted to outstanding projects with the Wehrhahn Line Düsseldorf from Germany and the Zurich Cross Rail with a report looking at the mined top-down construction method. The project CEVA in Geneva makes it possible to have a look ahead to the venue for the 2013 Swiss Tunnel Congress, integrated in the 2013 World Tunnel Congress in Geneva.

We have once again succeeded, in close cooperation with the Advisory Board, in compiling a lively programme of exceptionally interesting papers and topics. The Swiss Tunnel Congress has always welcomed reports on projects involving particular difficulties, and we therefore look forward to the addresses highlighting such tunnels.

This year the Swiss Tunnel Colloquium is devoted to the extension of existing power plants to be more efficient as well as the construction of new high-performance pumped storage schemes, which are becoming increasingly important today. Underground construction engineers are confronted with highly demanding questions regarding hydraulic, constructional and operational aspects. This year's colloquium will look at the most important of these challenges and report on them in detail in the technical sessions.

I would like, in closing, to express my sincere thanks to all speakers, the congress managers, the organisers and their assistants, the Board's specialist editors, the contractors and jobsites and, of course, our sponsors for their generosity. Only their support has made it possible to bring the 2013 World Tunnel Congress to Switzerland, and to organise and hold the Swiss Tunnel Congress each year.

I wish all of you a stimulating congress, and absorbing reading!

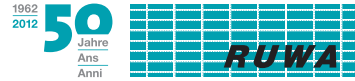


Martin Bosshard, President

Hauptsponsoren • Main Sponsors



Hauptsponsoren • Main Sponsors



Co-Sponsoren • Co-Sponsors

A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel
 ACO Passavant AG, Netstal
 AF-Consult Switzerland AG, Baden
 Agir Aggregat AG, Affoltern am Albis
 Allianz Suisse Versicherungen, Zürich
 Ascom (Schweiz) AG, Mägenwil
 Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen/BE
 Avesco AG, Langenthal
 Dörken AG, Arlesheim
 Elkuch Bator AG, Herzogenbuchsee
 germanBelt Group, D-Bad Blankenburg
 Gruner AG Ingenieure und Planer, Basel
 Impresa Pizzarotti SA, Bellinzona
 JORDAHL H-BAU AG, Brüttisellen

Kiener + Wittlin AG, Zollikofen
 Liebherr Baumaschinen AG, Reiden
 Locher Ingenieure AG, Zürich
 Minova AG, Birmensdorf
 Miracom AG, Baar
 Nagra, Wettingen
 Nationale Suisse, Basel
 PORR Suisse AG, Altdorf
 RAUH Betonschalungen AG, Uetendorf
 Rascor International AG, Steinmaur
 Rothpletz, Lienhard + Cie. AG, Aarau
 RK safetec GmbH, A-Bregenz
 Saint-Gobain Weber AG, Baden-Dättwil

Jörg Aeberhard, Präsident Hydrosuisse, Leiter Hydraulische Produktion der Alpiq, Olten/CH

Zur Schweizer Wasserkraft

Energie durch Pumpspeicherkraftwerke

Mangels anderer Rohstoffe ist die schweizerische Stromversorgung seit jeher auf die Wasserkraft ausgerichtet. Heute ist die Schweiz hydraulisch gebaut; neue Projekte provozieren häufig fundamentalen politischen Widerstand. Zur Abdeckung von Verbrauchsspitzen und zum Ausgleich stochastischer Produktion aus neuen erneuerbaren Energien sind mehrere Pumpspeicherkraftwerke lanciert worden.

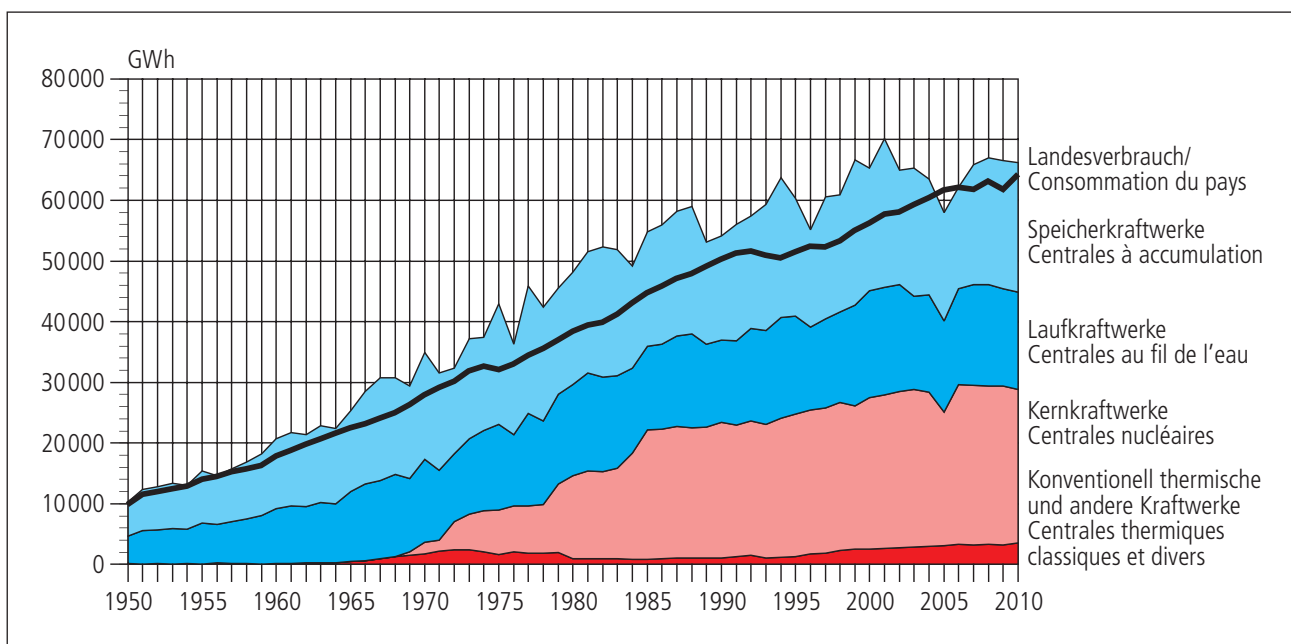
On Swiss Hydro Power

Energy through pumped-storage Power Stations

Energy production in Switzerland has always been geared to hydro power, owing to a lack of other raw materials. Nowadays Switzerland depends on hydro power, but new projects often give rise to fundamental political resistance. A number of pumped-storage power stations have been envisaged to cover consumption peaks and balance stochastic generation from new sustainable sources.

Die Schweizer Wasserkraft präsentiert sich wie überall auf der Welt: Sie ist die technische und ökologische Bestleisterin, wenn es um die Herstellung von Strom geht! Wie überall auf der Welt weist die Wasserkraft in der Schweiz von allen Arten der Stromproduktion die mit Abstand höchsten Wirkungsgrade aus und sie hat vergleichsweise die geringsten ökologischen Belastungen. Sie eignet sich bestens für den Stromverbrauchsvergleich, für die Spannungshaltung und Netzaus-

Swiss hydro power presents itself just like anywhere else in the world: it is unrivalled technically and ecologically as far as generating energy is concerned! Like everywhere else in the world, hydro power in Switzerland possesses the highest degree of proficiency of all kinds of power production and comparatively causes the least ecological impacts. It is best suited for compensating power consumption, for voltage stability and network regulation. And it is the welcome



1 Stromproduktion der Schweiz nach Erzeugerkategorien seit 1950
Energy production in Switzerland according to producer categories since 1950
(Quelle/Source: BFE, Schweizerische Elektrizitätsstatistik 2010)

La force hydraulique suisse

L'énergie des centrales de pompage-turbinage

Par manque d'autres matières premières, l'approvisionnement électrique de la Suisse est depuis toujours axé sur la force hydraulique. Aujourd'hui, la Suisse est construite sur la base de l'hydraulique; les nouveaux projets soulèvent souvent une opposition politique fondamentale. Plusieurs centrales de pompage-turbinage ont été lancées pour couvrir les pointes de consommation et compenser la production aléatoire en provenance de nouvelles énergies renouvelables.

L'energia idroelettrica svizzera

L'energia generata da centrali idroelettriche a pompaggio

Per scarsità di altre risorse, da sempre l'approvvigionamento di energia in Svizzera si basa sull'idroelettrico. Oggi la Svizzera dipende dall'energia idroelettrica ed i nuovi progetti provocano spesso una forte opposizione politica. Per coprire i picchi di consumo e compensare la produzione stocastica, proveniente dalle nuove energie rinnovabili, sono state lanciate diverse nuove centrali a ripompaggio.

regulierung. Und sie ist willkommener Träger verschiedener finanzieller Leistungen – eine Tatsache, die ihr allerdings den Wettbewerbsvorteil in Zukunft auch erschwert.

1 Die Bedeutung der Wasserkraft in der Schweiz

Seit der Bündner Hotelier Badrutt im Jahre 1878 zum ersten Mal den Bergbach neben seinem Hotel zur elektrischen Erleuchtung seines Speisesaals verwendet hat, hat sich die Wasserkraft in der Schweiz kontinuierlich, Mitte der 1950er und 1960er Jahre auch stürmisch entwickelt (Bild 1). Grosse Bauequipen zogen von einem Talsperrenbau im Kanton Graubünden zu einem andern im Kanton Wallis, ins Berner Oberland, dann ins Tessin. Schon Anfang des letzten Jahrhunderts hatten clevere Ingenieurbüros fast alle Nutzungsstandorte im schweizerischen Alpenbogen identifiziert und in vielen Fällen auch realisiert. Für den Antrieb des Bahnnetzes oder für die Aluminiumproduktion wurden bereits in den frühen Jahren des 20. Jahrhunderts Kraftwerke erstellt.

Die Sorge der Produzenten war eine hinlängliche Verwendung des produzierten Stroms. Sie mussten etwa elektrische Kochherde propagieren, um den Strom aus dem Kraftwerk Ruppoldingen absetzen zu können. Heute ist es – das wissen wir alle – umgekehrt. Der jährliche Mehrverbrauch liegt weit über den Neubauten für zusätzliche Produktion. Die im Jahre 2010 in Bau befindlichen Kraftwerke geben gerade mal 250 GWh Strom ab; das Fünffache wäre bei einem Mehrverbrauch von 2 % erforderlich. Bis zur Inbetriebnahme der Kernkraftwerke in den 1970er Jahren war die Wasserkraft fast einziger Lieferant des Stroms in der Schweiz. Auch heute bringt sie 55 % des Stromverbrauchs auf. 40 % wird aus Kernkraft erzeugt und 5 % aus diversen Anlagen (Thermische Produktion, Solar- und Windproduktion, Bild 2).

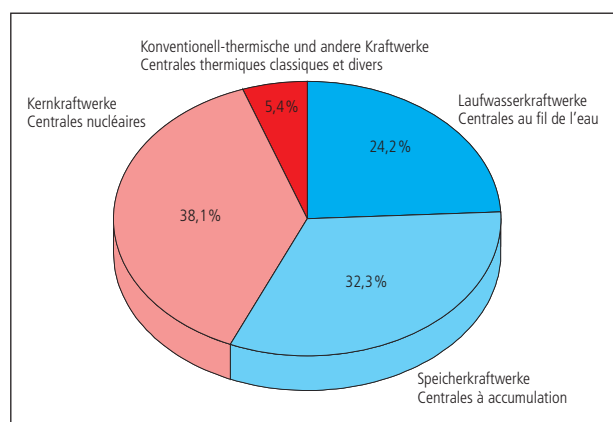
Die Schweiz verfügt demnach über eine fast emissionslose Stromproduktion – eine ganz seltene Errungenschaft, die nur dank dem Alpenbogen möglich ist, der fast 2/3 der Fläche der Schweiz bedeckt (Bild 3 + 4). Die Schweiz hat kein Öl, kein Gas und keine Kohle. Und sie hat wenig Sonne und

bearer of various financial benefits – a fact which, however, will tend to burden any competitive advantage in future.

1 The significance of hydro power in Switzerland

Since the Graubünden hotelier Badrutt harnessed the mountain stream close to his hotel in 1878 to provide electric lighting for his dining room, hydro power in Switzerland has developed continuously – indeed even frantically during the 1950s and 60s (Fig. 1). Large forces of manpower moved from setting up a reservoir in the Canton of Grisons to another in the Canton of Valais, the Berner Oberland, and then Ticino. As far back as the beginning of the last century clever engineering offices had identified practically all useful locations in the Swiss Alps and also accomplished corresponding projects in many cases. Power stations were set up back in the early part of the 20th century for driving the rail network or for producing aluminium.

Producers were concerned with the energy that was generated being properly made use of. It was virtually a case of



2 Stromproduktion der Schweiz im Jahre 2010 nach Kraftwerk-kategorien [%]
Swiss energy production in 2010 according to power plant categories [%]
(Quelle/Source: BFE, Schweizerische Elektrizitätsstatistik 2010)

Wind. Gezwungenermassen musste sie auf die Wasserkraft setzen. Es hatte sich eine bedeutende Anlagenindustrie mit berühmten Namen entwickelt, die sich mit den erlahmenden Investitionen leider massiv zurückgebildet hat.

Das konsequente Ausspielen der Karte Wasserkraft hat allerdings auch zur Folge, dass die Schweiz hydraulisch heute nahezu gebaut ist. Es gibt keine grossen zusätzlichen Möglichkeiten mehr, die Wasserkraft zur Energiegewinnung zu nutzen. Rund die Hälfte der Wasserkraft besteht aus regulierbarer Leistung aus Speicherkraftwerken, damit kann die Wasserkraft in der Schweiz derzeit dem gesamten Lastgang der Schweizer Verbraucher nachfahren (Bild 5). Bei 13 000 MW installierten Kraftwerksleistungen wird eine jährliche Produktion von 36 TWh erwartet. Dank reichlichem Niederschlag und Schmelzwasser kann die Schweiz in den Sommermonaten Strom in die umliegenden Länder exportieren. In den Wintermonaten ist sie auf Stromimporte angewiesen.

Die Netzstabilität wird aus Wasserkraftwerken garantiert. Durch dezentral gesteuerte Spannungshaltung in einzelnen Bilanzgruppen wurde eine hohe Versorgungssicherheit erreicht. Durch die Gründung einer schweizerischen Netzgesellschaft und mit der Übertragung des Höchstspannungsnetzes Mitte 2012 an diese Gesellschaft wird diese Aufgabe nun zentral von der Swissgrid übernommen.

2 Und jetzt: Pumpspeicher ausbauen!

Durch die demographische, technische und politische Entwicklung wird der Bedarf an elektrischer Energie und Leistung immer erhöht. Augenfällig verlangt der stets modernisierte Bahnverkehr nach zusätzlichen Leistungsspitzen. Dies ist ein Grund, weshalb sich Elektrizitätsgesellschaften mit dem Zubau von Pumpspeicherkraftwerken beschäftigen. Daneben wird in ganz Europa mit konsequenten Förderungsprogrammen die neue erneuerbare Energieproduktion enorm verstärkt. Im Jahr 2020 werden rund 300 000 MW Wind- und Solarstromanlagen in den europäischen Ländern installiert sein. Dies führt zu einem zusätzlichen Bedarf an speicherbarer Leistung. Beispielsweise verlangt bereits heute der Day-ahead-Prognosefehler der Wind- und Photovoltaikproduktion rund 10 000 MW spontan abrufbare Leistung. Es hat sich auch herausgestellt, dass sich die zahlreichen Windproduktionsstandorte nicht kompensieren, sondern in ihrer Produktion eher kumulieren und damit zu noch höheren Produktionsspitzenwerten führen. Beide Elemente – die zunehmende Bedarfsspitze und die stochastische Produktion – haben dazu geführt, dass in der Schweiz derzeit 2300 MW Pumpspeicherleistung in Bau sind. Und etwa weitere 2000 MW sind in einem fortgeschrittenen Planungsstadium. Es liegt auf der Hand, dass hauptsächlich auf fossile Energien ausgerichtete Stromunternehmungen in umliegenden Ländern an einer technisch und ökologisch einwandfreien Spitzenenergie aus den schweizerischen Alpenbogen hoch interessiert sind. Die rohstoffarme Schweiz kann dank ihrer Lage zu einem guten Teil zur europäischen Netzregelung



3 Stauanlagen im schweizerischen Alpenbogen
Reservoirs in the Swiss Alps
(Foto/Photo: Alpiq)

advertising electric stoves in order to sell the energy produced at the Ruppoldingen power station. Nowadays – as we are all aware – the opposite is the case. The annual additional amount consumed far exceeds the new facilities providing added production. The power stations under construction in 2010 account for less than 250 GWh of energy; given additional consumption of 2 %, five times this amount would be necessary. Until nuclear power plants were commissioned in the 1970s, hydro power was almost the sole source of energy in Switzerland. Even today it is responsible for 55 % of power consumption. 40 % stems from nuclear energy and 5 % from various sources (thermal production, solar and wind generation, Fig. 2).

As a result Switzerland can depend on practically emission-free energy production – a rather rare achievement, only made possible by the Alpine range, which covers almost 2/3 of the area of Switzerland (Figs. 3 + 4). Switzerland has no oil, no gas nor coal. And it has little sun and wind. It thus depends on hydro power out of sheer necessity. It has developed a significant engineering industry featuring famous names which, unfortunately, has shrunk substantially owing to stagnating investments.

At the same time consistently developing hydro power also signifies that Switzerland has now practically exhausted all its possibilities in hydraulic terms. Scarcely any avenues remain open for exploiting hydro power for generating energy. Roughly half of this hydro power consists of output that can be regulated from storage power stations so that currently hydro power in Switzerland is capable of accommodating the entire amount required by Swiss consumers (Fig. 5). Given 13,000 MW installed power station capacity, an annual production of 36 TWh is anticipated. Thanks to plentiful precipitation and melt water, Switzerland is able to export power to surrounding countries in the summer months. In the winter months it depends on importing energy.

Hydro power stations guarantee stability of the grid. Supplies are safety assured, thanks to decentrally controlled voltage

und zur europäischen Versorgungssicherheit beitragen. Dies ist eine neue Aufgabe an unsere Wasserkraft. Und wenn es die schweizerischen Stromunternehmungen gut machen, können sie mit diesen Dienstleistungen an das Ausland ihre langfristige Versorgungsaufgabe im Inland absichern.

Voraussetzung dazu ist selbstverständlich, dass das erforderliche Übertragungsnetz auch über die Grenzen hinweg erstellt ist. Dieses weist derzeit noch Lücken und Mängel auf. Experten haben über 60 Punkte von strategischer Bedeutung im schweizerischen Stromnetz identifiziert, die es zu verbessern gilt. Der dringende Netzausbau braucht unsere gesamte politische Entschlusskraft. Ein weiteres Risiko der Pumpspeicherung besteht: Die derzeit beobachtete Annäherung der Spreads zwischen Peak- und Off-Peak-Preisen beunruhigt Controller und Analysten. Fundamentale und plausible Überlegungen zeigen aber auch, dass Investitionen in Pumpspeicherkraftwerke im deutlich volatileren Stromumfeld langfristig eine prägnante Chance haben.

3 Öffentliche Belastungen

Seit jeher ist die Nutzung der Schweizer Wasserkraft mit Abgaben belastet. Die Hoheitsträger für die öffentlichen Gewässer, die Gemeinden und/oder die Kantone, verlangen für die zur Verfügung gestellte Wasserkraft eine Ressourcenabgabe, den Wasserzins. Dieser Wasserzins wird in einem politischen Prozess auf schweizerischer Ebene periodisch der

stability in individual balance groups. By establishing a Swiss network company, and by transferring the supergrid in mid-2012 to this company this task is now performed centrally by Swissgrid.

2 And now: development of pumped-storage!

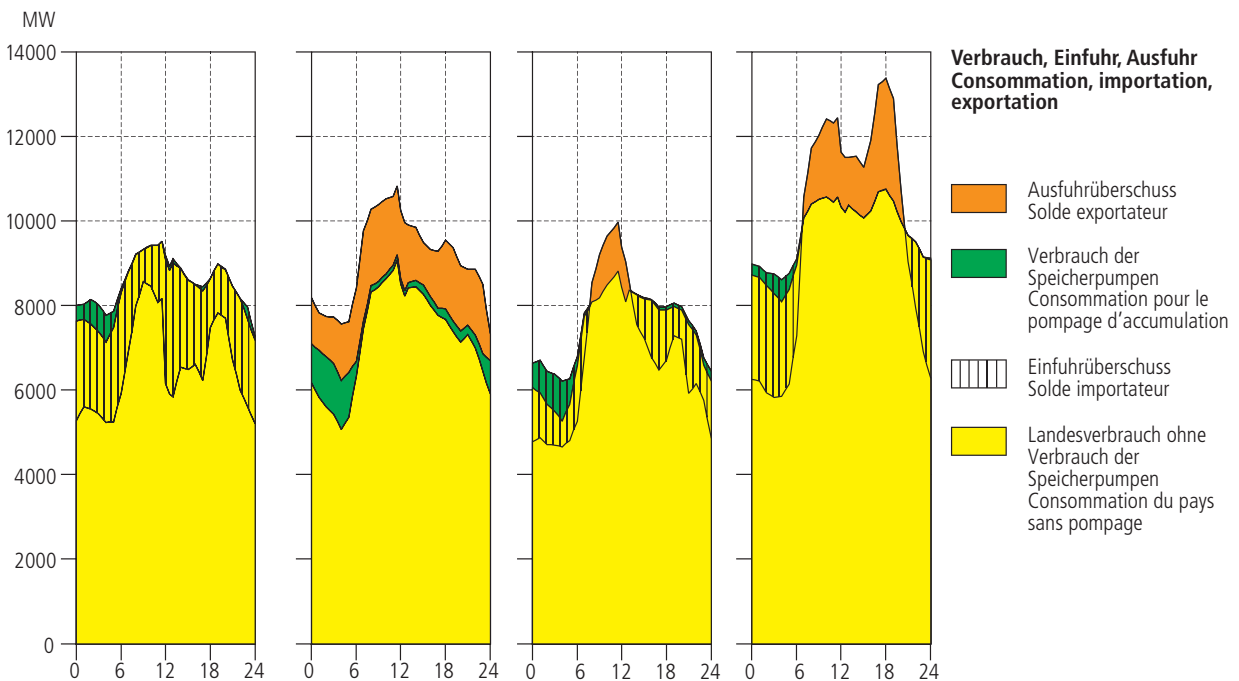
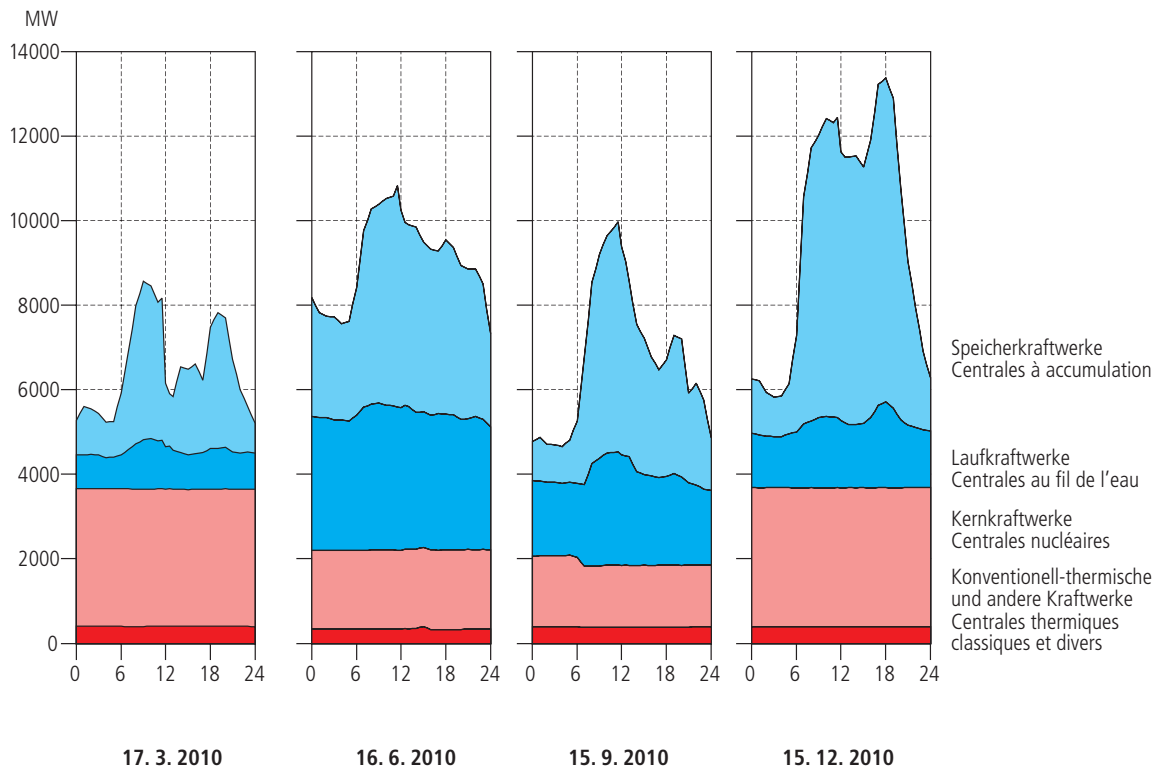
As a result of the demographic, technical and political development, the need for electric power and capacity is constantly growing. Clearly, the ongoing modernisation of rail transport calls for additional capacity peaks. This is why electricity companies must preoccupy themselves with the development of pumped-storage power stations. In this connection, consistent programmes designed to provide new sustainable forms of energy are being stepped up to a great extent throughout Europe. In 2020, around 300,000 MW of wind and solar plants will be installed in the countries of Europe. This will lead to an additional requirement for storable capacity. For instance, even today the day-ahead forecast error for wind and photovoltaic production demands around 10,000 MW capacity capable of being accessed spontaneously. It has been revealed that the numerous wind production locations are not compensatory but, if anything, exercise a cumulative effect regarding production, thus leading to even higher production peak values. Both elements – the increasing demand peaks and the stochastic production – have led to a situation which currently accounts for the construction of 2300 MW pumped-storage capacity in Switzerland. And approximately a further 2000 MW are at an



4 Produktion des Wasserkraftstroms in den Gebirgskantonen
Production of hydro power in the mountain cantons
(Quelle/Source: BFE, Schweizerische Elektrizitätsstatistik 2010)

Belastungsverlauf am 3. Mittwoch des Monats: Erzeugung (oben), Verbrauch (unten)

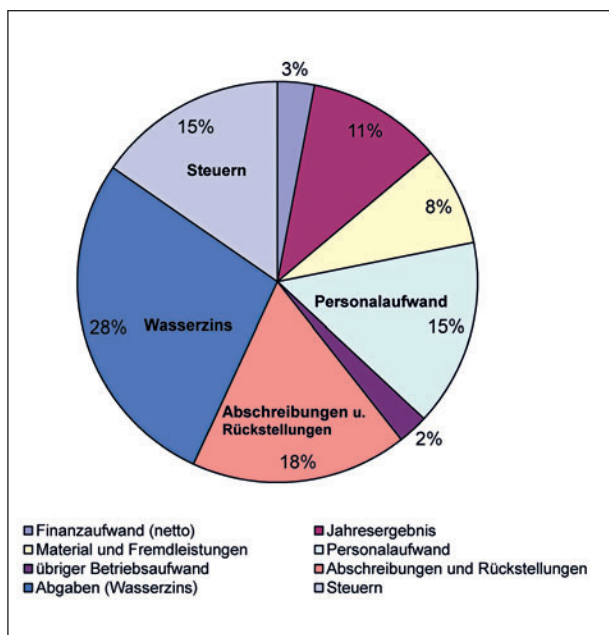
Diagramme de la puissance/charge le 3e mercredi du mois: production (en haut), consommation (en bas)



5 Vergleich Tagesproduktion/-verbrauch in der Schweiz
Comparison daily production/consumption in Switzerland
(Quelle/Source: BFE, Schweizerische Elektrizitätsstatistik 2010)

Entwicklung des Strommarktes und der Teuerung angepasst. Heute beträgt er 100 CHF pro Kilowatt oder im Durchschnitt 1.3 Rappen pro kWh produzierter Energie. Eine weitere Erhöhung auf 110 CHF ab 2015 hat das Parlament bereits beschlossen. Die Belastung der Wasserkraft hat sich in der geschichtlichen Entwicklung immer erhöht. Als das Risiko der Stromproduktion in den Anfangszeiten noch gross war, waren die Konzessionsbehörden in den Forderungen zurückhaltend. Nun zeigt sich, dass der Strom ein gefragtes Gut ist und über die Jahre vergleichsweise billig wird; damit erhöht sich der Druck auf die Leistungen aus der Wasserkraft. Gratis- und Vorzugsenergie, die Beiträge an Infrastrukturbauten, Ertrags- und Liegenschaftssteuern ergeben heute ein Paket, das oftmals die eigentlichen Produktionskosten überwiegt. Bei der Kraftwerk Zervreila AG betragen beispielsweise die Steuer- und Wasserzinse 43 % der gesamten Jahreskosten (Bild 6).

Das Seilziehen geht weiter. Einzelne Konzessionsbehörden verlangen rigoros die Abgeltung aller Wertschöpfungsstufen an den Produktionsstandorten, während die Standorte der Handelshäuser und Energieversorger auf die durch sie getragenen Risiken und auf den Aufwand der Vermarktung hinweisen. Immer wieder gibt es politische Stimmen, die zusätzliche Abgaben, wie etwa Netzgebühren, auf die Produzenten überwälzen wollen. Mit Recht ist dies bisher allerdings verhindert worden. Würde etwa der Pumpenstrom (wie teils im Ausland) einer Netzgebühr unterstellt, käme dies einem Dolchstoss der Pumpspeicherung gleich.



6 Aufteilung der Jahreskosten am Beispiel Kraftwerk Zervreila AG im Kanton Graubünden
 Division of the annual costs taking the example of the Zervreila AG power station in the Canton of Grisons
 (Quelle/Source: KWZ)

advanced stage of planning. It is obvious that power companies in neighbouring countries, which are mainly geared to fossil energy sources, are interested in peak energy from the Swiss Alps that is unrivalled in technical and ecological terms. Thanks to its location, Switzerland, although lacking raw materials, can effectively contribute to regulating the European network and safeguarding European power supplies. This represents a new task for our hydro power. And if the Swiss energy companies do this well, they will be able to fulfil their long-term task of supplying the domestic market through these services to other countries.

It goes without saying that the prerequisite is that the essential transmission network is also secured across borders. Gaps and flaws still exist in this respect. Experts have identified more than 60 points of strategic importance in the Swiss power grid that must be improved. Our entire political resolve is needed to develop the network, which is so imperative. There is a further risk regarding pumped storage: the currently observed convergence of the spread between peak and off-peak prices unsettles controllers and analysts. Fundamental and plausible considerations also show, however, that investments in pumped-storage power stations have a chance in the long term in the highly volatile energy sphere.

3 Public levies

From the very onset, the use of Swiss hydro power has been subject to charges. Those responsible for public waters, the municipalities and/or the cantons, demand a levy on resources for the hydro power that is made available, the water rate. This water rate is periodically adjusted in a political process at national level commensurate with the development of the energy market and the inflation index. Today it amounts to 100 CHF per kilowatt or, on average, 1.3 cents per kWh of generated energy. The parliament has already decided on a further increase to 110 CHF as from 2015. In the course of time, levies on hydro power have constantly increased. As the risks of producing energy in the initial phase were still enormous, the responsible authorities were modest in their demands. Now it is evident that energy is highly sought after and has remained relatively cheap over the years; consequently, greater pressure than ever is exerted on hydro power. Free and preferential energy, contributions for infrastructure buildings, profit and property taxes nowadays result in a package that frequently exceeds the actual production costs. For example, the taxes and water rates for the Zervreila AG power plant amount to 43 % of the entire annual costs (Fig. 6).

The tug-of-war goes further. Certain responsible authorities rigorously demand that all added-value steps be settled at the production locations whereas the locations of business enterprises and energy providers relate to the risks they bear and the outlay on marketing. There are constantly political voices, calling for additional levies to be placed on

4 Heimfall und das Konzessionsende

Die Schweizer Wasserkraft basiert auf befristeten Konzessionen. In der Regel sind diese auf 80 Jahre abgeschlossen. Bei neuen Konzessionen zeigt sich ein Trend, diese Frist zu verkürzen. Bei Ablauf einer Konzession tritt in der Regel ein Heimfall ein. Dabei fällt der sogenannte nasse Teil gratis an die wasserrechtlichen Hoheitsträger zurück. Für den elektrischen Teil wird eine angemessene Entschädigung geschuldet. Diese Regelung macht einem investitionswilligen Elektrizitätsunternehmen anfänglich keine Sorgen. Heute aber gegen Ende der grossen Konzessionen wirkt diese Konstellation belastend. Die Elektrizitätsunternehmen müssen nahezu gratis wertvolle Kraftwerksanlagen in betriebsfähigem Zustand an die Gemeinden und/oder Kantone abtreten, sie verlieren ihre Produktionsquellen. Vielleicht können sie einen Verzicht auf den Heimfall aushandeln. Dies führt aber zu hohen Zahlungen an die Öffentlichkeit. Ein solcher Geldsegen ist für die Berggemeinden natürlich willkommen, provoziert aber zahlreiche politische Spannungen aus der Verwendung dieses Honigtöpfes. Und die Produktion wird aus dieser Heimfallverzichtsentschädigung verteuert. Der jeweilige Betreiber hat gegenüber Kraftwerken, die aus dem Heimfall fast gratis übernommen werden können, preisliche Wettbewerbsnachteile. Ein anderes Problem entsteht mit erforderlichen Investitionen kurz vor dem Heimfall. Zwar sehen gesetzliche Regelungen eine Entschädigung des Restwertes solcher Investitionen in die Ertüchtigung der Anlagen bei Konzessionsende vor, sie sind aber für den Investor ungenügend. Mit dem Übergang der Abschreibungsmethode von sogenannten Annuitäten auf eine lineare Abschreibung gemäss den neuen Rechnungslegungsvorschriften fällt der hohe Abschreibungsanteil in den ersten Jahren des Betriebes an. Durch eine Entschädigung zu Buchwerten trägt er den Hauptteil der Investition, doch ihm wird die Nutzung des vorteilhafteren Endes (man spricht vom Nutzen des goldenen Endes der Wasserkraftanlagen) vereitelt. Will man die Optimierung der Kraftwerksanlagen politisch fördern, braucht es demzufolge eine Änderung der Restwertentschädigung zugunsten eines Verkehrswertes der entsprechenden Anlagenteile.

5 Partnerwerkstruktur – eine Erfolgsgeschichte

Seit Beginn werden grosse Schweizer Kraftwerke nach dem Modell eines Partnerwerkes strukturiert. Was heisst das? Mehrere Stromunternehmen beschliessen gemeinsam die Erstellung einer Kraftwerkanlage. Sie schliessen zu diesem Zweck unter sich einen Vertrag ab (Partner- oder Gründungsvertrag), in dem sie ihre Anteile und die Grundsätze des Betriebes festlegen. Dieser Partnervertrag ist für die Dauer des Kraftwerksbetriebes abgeschlossen. Ein Ausscheiden etwa eines Partners oder eine Modifikation des Vertrages ist nur mit Zustimmung aller beteiligten Partner möglich. Der einzelne Partner hat das anteilige Recht auf entsprechende Energie und Leistung aus der Kraftwerkanlage. Daneben hat er die Pflicht zur Tragung aller mit dem Betrieb anfal-

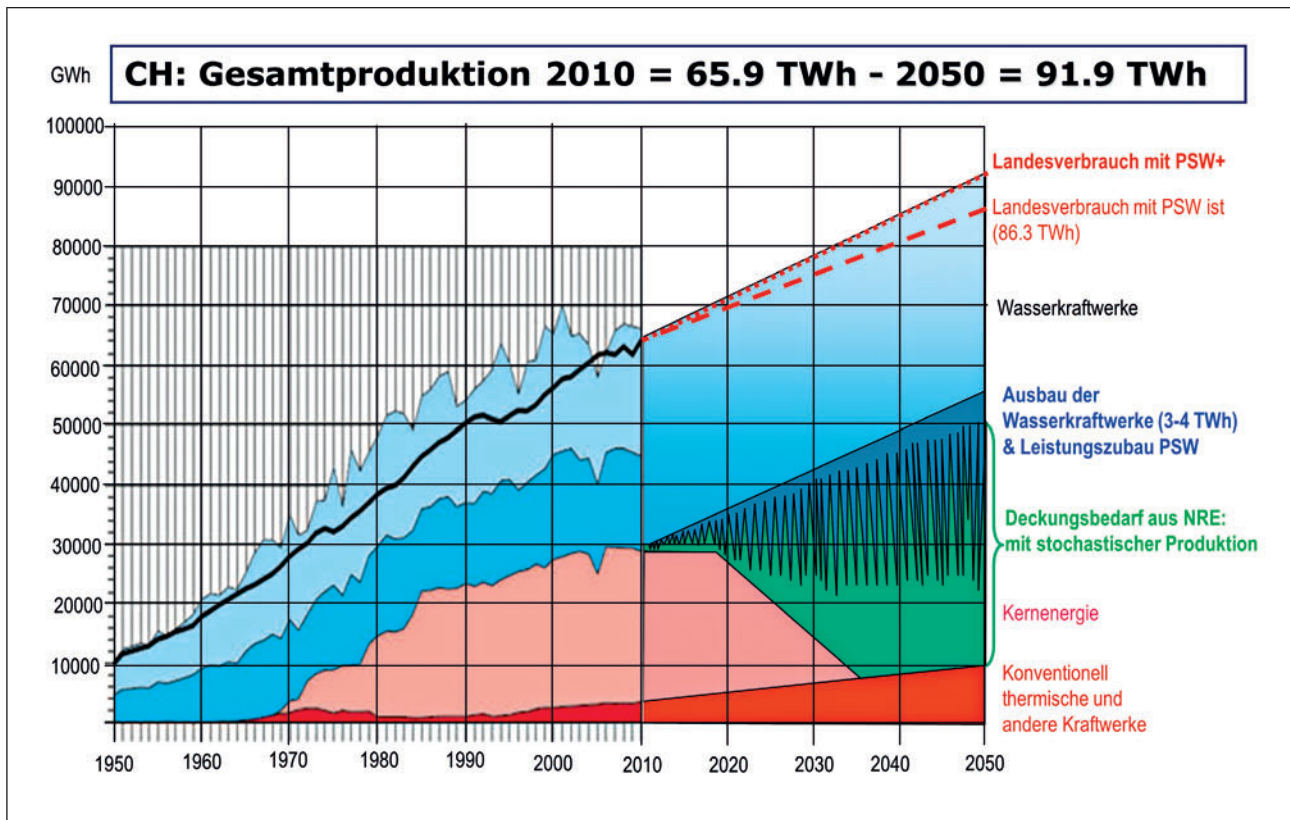
produzieren, such as network charges. So far, this has quite rightly been prevented. If pumped energy (as is sometimes the case in other countries) were to be subjected to a network charge, this would represent a stab in the back for pumped storage.

4 Reversion and end of concession

Swiss hydro power is based on limited concessions. Generally, these are concluded for a period of 80 years. There is a trend to shorten the duration of new concessions. Generally, reversion ensues in the event of a franchise expiring. In such a case, what is known as the wet part reverts to the public authorities under the Water Act free of charge. Appropriate compensation is allotted for the electrical part. Initially, this ruling presents no difficulties to an electricity company that is willing to invest. Nowadays, however, as the major concessions are coming to an end, this state of affairs acts as an encumbrance. Electricity companies must virtually surrender valuable power stations in operational state to municipalities and/or cantons, thus losing their sources of production. Perhaps they are able to succeed in avoiding reversion. This, however, results in high payments being effected to the community. Such a windfall naturally delights mountain municipalities; however, it provokes a great deal of political tension arising from this honey pot being exploited. And production becomes more expensive due to this compensation for renouncing reversion. The provider in question experiences competitive disadvantages in terms of price compared with power stations that have been taken over virtually free of charge after evoking reversion. Necessary investments immediately prior to reversion represent a further problem. Admittedly, compensation for the residual value of such investments in developing facilities at the end of the concessions is defined by law, but this is inadequate as far as the investor is concerned. With the transition of the amortisation, method from so-called annuities to linear amortisation in accordance with the new financial accounting regulations the high amortisation portion accrues during the first years of operation. By compensating the accounting value, he bears the main part of the investment, but is denied the more advantageous end phase (also known as exploiting the golden end of hydro power stations). If the optimisation of hydro power stations is to be fostered in political terms, then it is thus necessary to alter compensation for the residual value in favour of a fair market value for the corresponding plant components.

5 Partner plant structure – a success story

From the onset, major Swiss power stations have been structured in keeping with the partner plant model. What does this mean? Several energy providers decide jointly to set up a power plant. Towards this end, they draw up a contract among themselves (partner or founding contract), in which they lay down their shares and the operating principles. This partner contract runs for the operational duration of the



7 Produktion und Verbrauch von Strom in der Schweiz
 Production and consumption of energy in Switzerland
 (Quellen/Sources: BFE, Schweizerische Elektrizitätsstatistik 2010; BR Faktenblatt Energieperspektiven 2050, Alpiq)

lenden Kosten, der sogenannten Jahreskosten. Zumal die Rechnungslegungsvorschriften eine lineare Abschreibung erfordern, sind in der Regel die Anfangsjahre eines neuen Kraftwerkes defizitär. Die Energiehändler würden da gerne auf den Bezug der Energie verzichten – gerade dies ist aber nicht möglich.

Könnten sich die Partner eine Konzession sichern, wird eine Kraftwerksgesellschaft in Form einer Aktiengesellschaft gegründet. Diese hat die Aufgabe, das Kraftwerk zu erstellen und zu betreiben. Die Gesellschaft kommt auch für die Finanzierung der Anlagen auf. Die Kraftwerksgesellschaft ist nicht mehr und nicht weniger als eine gemeinsame Betriebsstätte der Partner. Obwohl sie gegen aussen als verselbstständigte Gesellschaft auftritt, ist ihre Aktivität an den Willen und an die vertraglichen Vereinbarungen der Partner gebunden. Diese Konstruktion wird oft als zu schwerfällig qualifiziert und es entstehen immer wieder Bestrebungen, die verschiedenen Beteiligungen so zu verändern, dass klare Mehrheiten oder Alleineigentum für einzelne Partner entstehen. Ein chancenloses Ansinnen! Das enge Korsett der Kraftwerksaktiengesellschaften ist vielfach kosteneffizient und stellt eine sehr willkommene und entscheidende Ausgleichung der Risiken dar. Gerade in einem technischen Havariefall oder beim Ausgleich von hydrologischen Risiken stützt man sich gerne auf die aufgeteilte Beteiligungsstruktur in den einzelnen Partnerwerken ab.

A power station. A partner can only drop out or a modification of the contract can only take place with the approval of all the partners involved. An individual partner is entitled to an appropriate share of energy and capacity from the power station. In this connection, he is obliged to bear all ensuing operational costs, the so-called annual costs. Generally, the initial years of a new power station are in the red, especially as the financial accounting regulations call for linear amortisation. Those involved in the power branch would dearly love to desist from obtaining energy – however, this is simply not possible.

If the partners are able to secure a concession, then a power station company is founded in the form of a limited company. This is charged with setting up and operating the power plant. The company is also responsible for financing the facilities. The power station company is, in effect, a joint place of operation for the partners. Although it acts as an independent company to the outside world, its activities are geared to the will and the contractual agreements of the partners. This set-up is frequently regarded as being too clumsy and efforts are constantly being made to alter the various participations in such a way that clear majorities or sole ownership for individual partners ensue. No chance whatsoever! The narrow structure of the power station limited companies is in many cases cost-efficient and represents an extremely welcome and decisive equalisation of the risks.

6 Neue politische Anforderungen an die Wasserkraft

Bekanntlich hat die schweizerische Politik als Reaktion auf die Ereignisse in Fukushima beschlossen, aus der Kernenergie auszusteigen. Deshalb müssen je nach Entwicklung des Stromverbrauchs und der Sparerfolge zwischen 25 und 50 TWh Strom anderweitig beschafft und produziert werden (Bild 7). Neben Effizienzanforderungen setzt die Politik auch auf den Zubau neuer erneuerbarer Energie und dann eben auch auf den weiteren Ausbau der Wasserkraft. Und dies ist nur schwerlich möglich: Das Ausbaupotenzial ist genutzt und neue Grossanlagen können nicht erstellt werden. Zudem ist die Wasserkraft mit ökologischen Anforderungen aus der Blütezeit des Wasserkraftbaus konfrontiert. Es werden zusätzliche Restwasservorschriften verlangt, einerseits bei einer Erneuerung der Konzession, andererseits auch in einem etwas bescheideneren Rahmen bei laufenden Konzessionen. Diese Minderproduktion, die auf 1 bis 2 TWh geschätzt wird, fehlt der schweizerischen Stromversorgung just in einem Moment, wo sie wirklich gebraucht wird. Projekterschwerend wirkt sich auch die Ausscheidung verschiedener raumplanerischer Nutzungszonen aus. Es gibt durchaus schöne Landschaften, die nicht einer Drittnutzung unterworfen werden sollen. Eine neue Gewichtung der Schutz- und Nutzungsinteressen sollte dort zugunsten einer Wassernutzung ausfallen, wo der ökologische Eingriff gering ist. Eigenartige Wirkungen hat auch die Möglichkeit, dass sich die Regionen vertraglich gegen eine Nutzung der Wasserkraft verpflichten und im Gegenzug Ausgleichszahlungen erhalten. Damit werden durchaus sinnvolle Projekte verhindert. Der Bundesrat erwartet im Rahmen seiner Energiestrategie 2050 eine zusätzliche Produktion der schweizerischen Wasserkraft von 4 TWh, dies allerdings nur unter der Annahme extrem optimistischer Rahmenbedingungen, wie eine jüngste Studie des Bundes zeigt. Bei den heutigen Rahmenbedingungen ist dies aber unmöglich; neue Kleinkraftwerke, die vereinzelte Erstellung von grösseren Wasserkraftwerken, die Erhöhung der Wirkungsgrade, die Verlustoptimierung usw. erlauben ein zusätzliches Potenzial, das auf rund 1.5 TWh geschätzt wird. Und langfristig (etwa ab dem Jahr 2050) wird die Klimaveränderung mit dem Abschmelzen der Gletscher und vermehrten Starkniederschlägen der Wasserkraft zu setzen.

7 Ausblick: Chancen und Risiken der Wasserkraft

Die Nutzung der Wasserkraft wird in der Schweiz wie in der übrigen Welt weiterhin eine attraktive Art der Stromgewinnung bleiben. Sie hat zu viele Vorteile (Tabelle 1).

Mit dem da und dort gefällten Entscheid, aus der Kernenergie auszusteigen, wird die Erwartung an die Wasserkraft noch erhöht. Die Illusionen der Politiker sind allerdings da höher als die technischen Realitäten. Die in der Blütezeit der Wasserkraft eingeführten Restwasserbestimmungen führen zu einer Minderproduktion und Standorte für grössere

Especially in a technical case of emergency or in compensating hydrological risks, the shared participation structure in the individual partner plants is greatly appreciated.

6 New political demands on hydro power

It is well known that Swiss politics decided to repudiate nuclear energy as a reaction to the events in Fukushima. As a consequence, depending on how power consumption develops and subsequent savings, between 25 and 30 TWh of energy must be obtained and generated elsewhere (Fig. 7). Apart from demands on efficiency, politicians are also banking on the establishment of new sustainable energy and, furthermore, on the further development of hydro power. However, this is somewhat difficult: the development potential has been exploited and new major plants cannot be set up. Furthermore, hydro power finds itself confronted with ecological demands from the heyday of hydro power construction. Additional residual water regulations are called for, on the one hand for renewing concessions, on the other, on a more modest scale involving ongoing concessions. This drop in production, which is estimated at 1 to 2 TWh, is lost to the Swiss energy supply at the very moment when it is most needed. The elimination of various regional planning zones also makes projects more difficult. There are undoubtedly attractive landscapes, which should not be exploited by third parties. Any new assessment of interests governing protection and utilisation should in such cases favour water utilisation, where ecological intervention is slight. The possibility that the regions contractually commit themselves against the use of hydro power whilst at the same time receiving financial compensation also results in weird effects. In this way, entirely appropriate projects are prevented. Within the framework of its 2050 Energy Strategy, the Federal Council expects an additional 4 TWh of Swiss hydro power to be generated, however, taking rather extreme optimistic general conditions into account in the process, as a recent government study revealed. However, this is impossible given the present prevailing conditions; new mini power stations, the random establishment of larger hydro power plants, increasing the degree of efficiency, optimisation of losses, etc., permit an additional potential, estimated at about 1.5 TWh. And in the long term (roughly from 2050), hydro power will be affected by climate change due to melting glaciers and greater amounts of precipitation.

7 Outlook: opportunities and risks for hydro power

The use of hydro power will continue to be an attractive form of generating power in Switzerland, just as elsewhere in the world. It possesses so many advantages (Table 1).

With the decision that has been taken to opt out of nuclear energy, expectations on hydro power have been raised. It must be said, though, that the illusions of politicians are higher than the technical realities. The residual water regulations introduced during the heyday of hydro power lead to

• Wasserkraft ist natürliche, erneuerbare Energie	• Hydro power is natural, sustainable energy
• Wasserkraftstrom wird CO ₂ -frei produziert und verursacht keinen Treibhauseffekt	• Hydro power energy is produced free of CO ₂ and causes no greenhouse effect
• Wasserkraft braucht für Bau und Betrieb der Produktionsanlagen zeh- bis zwanzigmal weniger Energie als jede andere Stromproduktion	• Hydro power requires 10 to 20 times less energy for building and operating production facilities than every other form of power production
• Wasserkraft steht im ökologischen Vergleich ganz vorne	• Hydro power leads the field on any ecological comparison
• Wasserkraft erhöht die Sicherheit der Stromversorgung. Speicherstrom ist jederzeit schnell verfügbar und regulierbar	• Hydro power safeguards energy supply. Stored energy is readily available and can be regulated at all times
• Wasserkraft verhindert Hochwasserschäden	• Hydro power prevents damage caused by flooding
• Wasserkraft ist kostenstabil	• Hydro power is cost-stabilised

Table 1 Argumente für die Wasserkraft

Table 1 Arguments pro hydro power

Anlagen scheitern an ökologischen Abwehrdispositionen. Und schliesslich ist das Wasserdargebot in den meisten Fällen schon so genutzt, dass effiziente Anlagen nicht mehr realisiert werden können. Deshalb müssen – werden diese Ziele gefordert – Wasserfassungsbauwerke auch in Schutz-zonen zugelassen werden. Und durch ein flexibles System von Restwassermengen müssen diejenigen Fälle herausgefiltert werden, wo trotz erhöhter Restwassermengen eben kein ökologischer Gewinn entsteht. Ob sich dafür eine politische Mehrheit finden lässt, ist zurzeit noch völlig offen. Das Schweizer Volk hat nämlich bisher den Gewässer- und Landschaftsschutz immer stark gewichtet.

Langfristig gesehen sind die Wasserkraftwerke auch dem klimatischen Wechsel ausgesetzt. Mit dem Wegschmelzen der Gletscher werden sich sicherlich die Niederschlagscharakteristiken in einem Einzugsgebiet verändern. Insgesamt ist von einer Verringerung der Produktion auszugehen. Schon heute ist festzustellen, dass die Betriebe auf vermehrte Sedimentzufuhren wegen freigelegter Moräneflächen reagieren müssen. Der Rückgang von Permafrostzonen führt zu einer Destabilisierung von einzelnen Einzugsgebieten und Starkniederschläge erlauben keine optimale Wasserfassung. Ob es gelingen wird, mit freigelegten Gletscherseen neue Wassernutzungsstandorte zu realisieren, ist mithin eine politische und finanzielle Frage.

Insgesamt ist aber die Zukunft der Wasserkraft attraktiv und die Akteure der Wassernutzung sind aufgefordert, diese überall auf der Welt zu fördern.

lower production, and locations for major plants are thwarted by ecological defence mechanisms. And, finally, the amount of water available has been exploited to such an extent in most cases that it is not possible to provide efficient facilities. As a consequence – if these targets are to be pursued – structures for collecting water must also be allowed in protected zones. And, thanks to a flexible system of residual water quantities, those cases must be filtered out where no ecological gain ensues in spite of enhanced residual water quantities. At present, it is completely open whether a political majority will be found towards this end. After all, so far the people of Switzerland have always acknowledged water and landscape protection to a high degree.

Seen in the long term, hydro power stations are also subject to climatic change. As the glaciers melt away, the precipitation characteristics within a catchment area are bound to change. All in all, this will bring about a drop in production. It can already be determined today that facilities have to react to the increased presence of sediments owing to exposed areas of moraine. The shrinking of permafrost zones leads to a destabilisation of individual catchment areas and heavy precipitation prevents optimal collection of water. Whether new locations where water can be used will be accomplished with exposed glacial lakes remains both a political and financial issue.

Seen as a whole, however, hydro power's future remains attractive and those involved in exploiting water are called upon to promote this throughout the world.

Rolf W. Mathis, Dipl. Masch. Ing. ETH und Wirtschafts. Ing. STV, Axpo Hydroenergie, Baden/CH

Zukunft Wasserkraft

Ausbauprojekt Linthal 2015

Mit dem Ausbauprojekt „Linthal 2015“ realisieren die Kraftwerke Linth-Limmern AG ein unterirdisch angelegtes Pumpspeicherwerk im Glarnerland. Das neue Werk wird eine Pump- und Turbinenleistung von je 1000 MW aufweisen und dazu beitragen, die Verfügbarkeit von Spitzenstrom sowie die Stromversorgungssicherheit in der Schweiz zu gewährleisten.

The Future of Hydropower

Development Project Linthal 2015

Kraftwerke Linth-Limmern AG are accomplishing an underground pumped storage power plant in the Glarnerland in the shape of the “Linthal 2015” development project. The new plant will possess a pump and turbine capacity of in each case 1000 MW and will contribute to assuring the availability of peak power as well as supplying power in Switzerland.

1 Einleitung

Im Gegensatz zu einem reinen Speicherkraftwerk verfügt ein Pumpspeicherwerk nicht nur über einen oberen Speichersee, sondern auch über ein unteres Wasserbecken. Im Projekt „Linthal 2015“ wird das Wasser vom knapp 2500 m ü.M. gelegenen Muttsee über die Oberwasser-Druckstollen und 2 Druckschächte zur rund 700 m tiefer gelegenen, unterirdisch angelegten Maschinenkaverne geleitet. Die 4 Maschinengruppen turbinieren das Wasser und erzeugen damit eine Leistung von je 250 MW. Über die Unterwasserstollen gelangt das Wasser in den auf 1800 m ü.M. gelegenen Speicher, den Limmernsee (Bild 1). Im Pumpbetrieb erfolgt der Wasserlauf umgekehrt, d.h. das Wasser wird vom Limmernsee über die Unterwasserstollen zu den 4 Maschinengruppen geleitet und über die Druckschächte und den Oberwasserstollen zurück in den Muttsee gepumpt.

Die Erschliessung der Baustelle für das Projekt „Linthal 2015“ erfolgt über 2 Bauseilbahnen mit je 25 t Nutzlast bzw. 40 t Sonderlast sowie über diverse Zugangstollen. Im künftigen Kraftwerksbetrieb werden die Anlagen über eine unterirdische Standseilbahn mit einer Nutzlast von bis zu 220 t erschlossen (Bild 2).

2 Stauanlage Muttsee

Der Muttsee ist ein Bergsee. Sein natürlicher Wasserspiegel liegt auf Kote 2446 m ü.M. Der Seeauslauf befindet sich im Südosten. Am Ost- und Westufer des Muttsees fallen mächtige Hangschuttfächer des Nüschenstocks und des Ruchi gegen

1 Introduction

In contrast to a pure storage power station a pumped storage plant possesses a lower water basin in addition to an upper dam reservoir. For the “Linthal 2015” project the water will be transferred from the Muttsee located at some 2500 m asl via the headrace tunnel and 2 pressure shafts to the machine chamber set underground some 700 m lower down. The 4 groups of turbines process the water, thus generating an output of 250 MW each. The water reaches the storage point, the Limmernsee (Fig. 1) lying at 1800 m asl. For pumping operations the water runs in the reverse direction from the Limmernsee via the tailrace tunnel to the 4 groups of machines being pumped via the pressure shafts and the headrace tunnel back into the Muttsee.

The construction site for the “Linthal 2015” project is opened up via 2 cableways each with a 25 t payload or 40 t special load as well as through various access tunnels. When the power station is operating in future the facilities will be accessed via an underground cable railway with a payload of up to 220 t (Fig. 2).

2 Muttsee Dam

The Muttsee is a mountain lake. Its natural water level is located at a height of 2446 m asl. The lake's outlet is located in the south-east. At the east and west banks enormous Nüschenstock and Ruchi hillside waste deposits are to be found. The average annual discharge of the 2.8 km² large

L'hydraulique, énergie du futur

Projet d'extension Linthal 2015

Le projet d'extension «Linthal 2015» de KLL (Kraftwerke Linth-Limmern AG) permettra de réaliser une centrale de pompage-turbinage sous terre dans le canton de Glaris. La nouvelle centrale aura une puissance de 1000 MW, en pompage comme en turbinage. Elle contribuera à couvrir les besoins en énergie de pointe et à assurer la sécurité de l'approvisionnement électrique en Suisse.

Energia idraulica del futuro

Progetto di ampliamento Linthal 2015

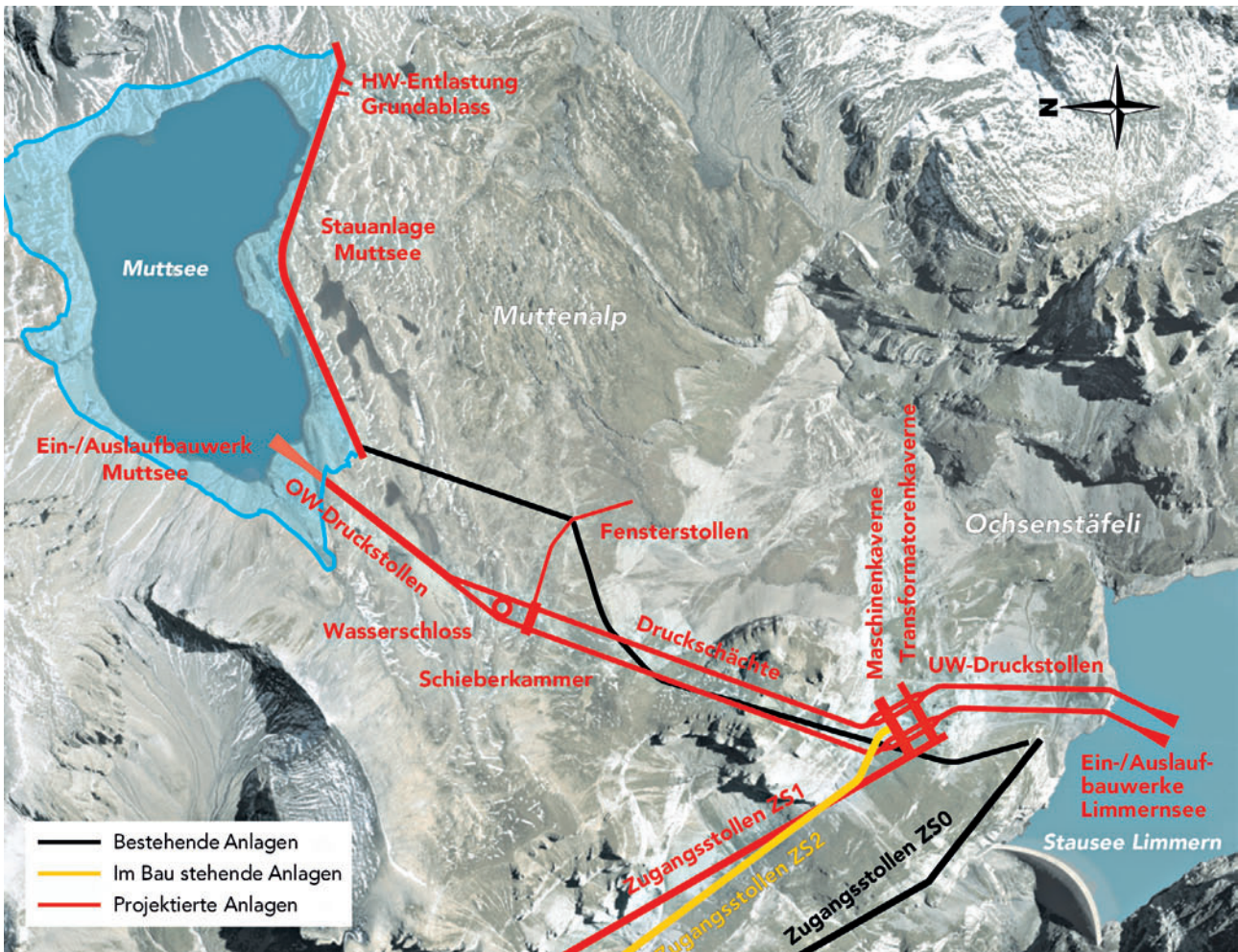
Con il progetto di ampliamento "Linthal 2015" le centrali Linth-Limmern SA realizzano una centrale idroelettrica sotterranea nel Canton Glarona. La nuova centrale avrà una capacità di 1000 MW sia di pompaggio che di turbinaggio per garantire la disponibilità della corrente di picco nonché assicurare l'approvvigionamento in Svizzera.

den See ab. Der mittlere jährliche Abfluss des 2.8 km² grossen Einzugsgebiets liegt bei rund 6 Mio. m³. Durch den Bau einer am höchsten Punkt 35 m hohen Sperre mit einer Kronenlänge von 1025 m wird die maximale Staukote des Sees auf 2474 m ü.M. angehoben und damit der Nutzinhalt von heute knapp 9 Mio. m³ auf 23.43 Mio. m³ erhöht. Das total gespeicherte Wasservolumen in der Stauanlage Muttsee beträgt neu insgesamt 26.53 Mio. m³ bei Normalstau von 2474 m ü.M.

catchment area amounts to some 6 million m³. By constructing a 35 m high barrage with a crown length of 1025 m at the highest point, the lake's maximum water level is raised to 2474 m asl thus increasing the capacity from its present just under 9 to 23.43 million m³. The total stored water volume in the Muttsee dam will thus amount to 26.53 million m³ at normal level at 2474 m asl.



1 Stausee Limmern
Limmern dam



2 Gesamtübersicht
General layout

3 Linienführung

Die Linienführung der Stauanlage wurde so nahe wie möglich am südlichen Ufer des heutigen Muttsees gewählt, damit die durch das Projekt zusätzlich eingestauten Flächen auf dem Henderhübel möglichst gering ausfallen (Bild 3). Die Sperre besteht aus einer zweigliedrigen abgewinkelten Gewichtsmauer mit integrierter Hochwasserentlastung und einem Grundablass sowie einem Anschluss im Hangschutt des Ruchi. Der westliche Teil der Mauer weist eine Höhe von 10 bis 20 m auf, der östliche Teil der Mauer besitzt eine maximale Höhe von 35 m. Das Betonvolumen der Mauer beträgt rund 250 000 m³ (Bild 4).

4 Mauerquerschnitt und Stauhaltung

Die Stauanlage ist auf der gesamten Länge von 1025 m als Gewichtsmauer ausgelegt. Das wasserseitige Parament ist vertikal, während das luftseitige Parament eine Neigung von 1:0.8 aufweist. Die Krone liegt auf 2476 m ü.M., was zu einer maximalen Höhe der Mauer ab Fundamente von 35 m führt. Grundablass und Hochwasserentlastung sind im linken Sperrenabschnitt vorgesehen. Die Kronenbreite beträgt

3 Alignment

The route alignment of the retaining wall was selected as close as possible to the south bank of the present Muttsee in order to ensure that the additionally affected areas on the Henderhübel are kept as small as possible (Fig. 3). The barrier comprises a 2-part angled gravity wall with integrated spillway and a dewatering conduit as well as a connection in the Ruchi hillside waste. The western section of the wall is 10 to 20 m high; the eastern part possesses a maximum height of 35 m. The wall's concrete volume amounts to some 250,000 m³ (Fig. 4).

4 Retaining Wall and Retention Area

The dam wall is devised as a gravity wall over its entire length of 1025 m. The upstream wall is vertical whereas the downstream one is set at an incline of 1:0.8. The crown is located at 2476 m asl, thus leading to a maximum height of 35 m for the wall from its foundations. The dewatering conduit and the spillway are foreseen in the left section of the dam. Apart from blocks 62, 64, 66 and 68, the crown width amounts to a uniform 4 m. The crown widths of the cited blocks were

ausser bei den Blöcken 62, 64, 66 und 68 konstant 4 m. Bei den genannten Blöcken wurde die Kronenbreite aus statischen Gründen auf 6 m verbreitert. Die Staumauer besteht insgesamt aus 68 Blöcken, welche normalerweise eine Breite von 15 m aufweisen. Die Hochwasserentlastung erstreckt sich über 5 Blöcke und weist somit eine Gesamtbreite von etwa 75 m auf. Der Sperrkörper ist mit einem einzigen Kontrollgang versehen, der entlang des Sperrenfusses verläuft. Nur die Blöcke 59, 61, 63, 65 und 67 des linken Ufers sind, aufgrund deren geringer Höhe, ohne Kontrollgang vorgesehen. Am linken Ufer wird der Kontrollgang unterirdisch auf einer Länge von ca. 165 m weitergeführt. Die Auslegung des Kontrollgangs ist so vorgesehen, dass alles anfallende Drainagewasser (innerhalb der Mauer und von der Luftseite) ohne Pumpen abgeleitet werden kann. Der Kontrollgang hat eine Höhe von 2.7 m und eine maximale Breite von 2.8 m. Er dient im Wesentlichen der Ausführung der Kontaktinjektionen und des Injektionsschirms, der Ausführung und Kontrolle des Drainageschirms, der Durchführung von Messungen, Beobachtungen und Kontrollen während des Betriebs, als Zugang zum Grundablass und zur Schieberkammer sowie zur Ableitung des Drainage-, Regen- und Schmelzwassers. Um einen Zugang zur Mauer während des gesamten Jahres zu gewährleisten, wird der Triebwasserstollen der heutigen Anlage Muttsee trockengelegt und zu einem begehbaren Zugangstollen umgebaut (Bild 5).

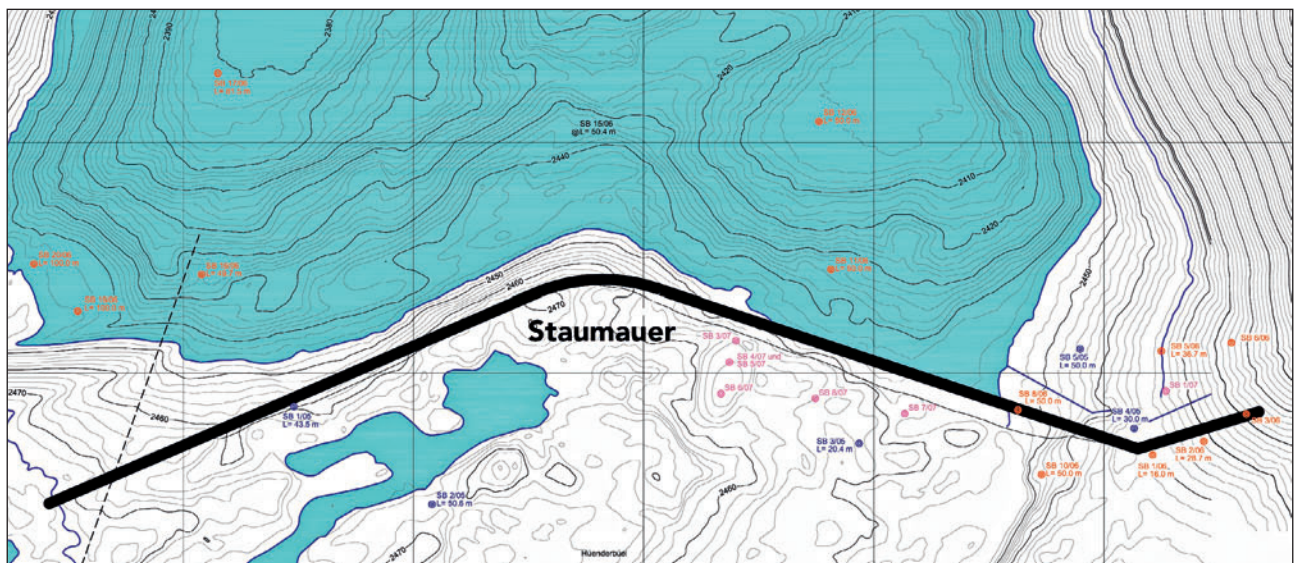
5 Hochwasserentlastung/Grundablass

Die Hochwasserentlastung besteht im Wesentlichen aus einer 75 m langen und geradlinigen Überlaufschwelle, welche sich über die Blöcke 45, 47, 49, 51 und 53 erstreckt. Die Überlaufschwelle liegt auf Kote 2474.6 m ü.M. Mit dieser Auslegung erreicht der Seestand beim Sicherheitshochwasser ohne Berücksichtigung der Retentionswirkung des Sees ein Maximum von 2475 m ü.M. Das zur Verfügung stehen-

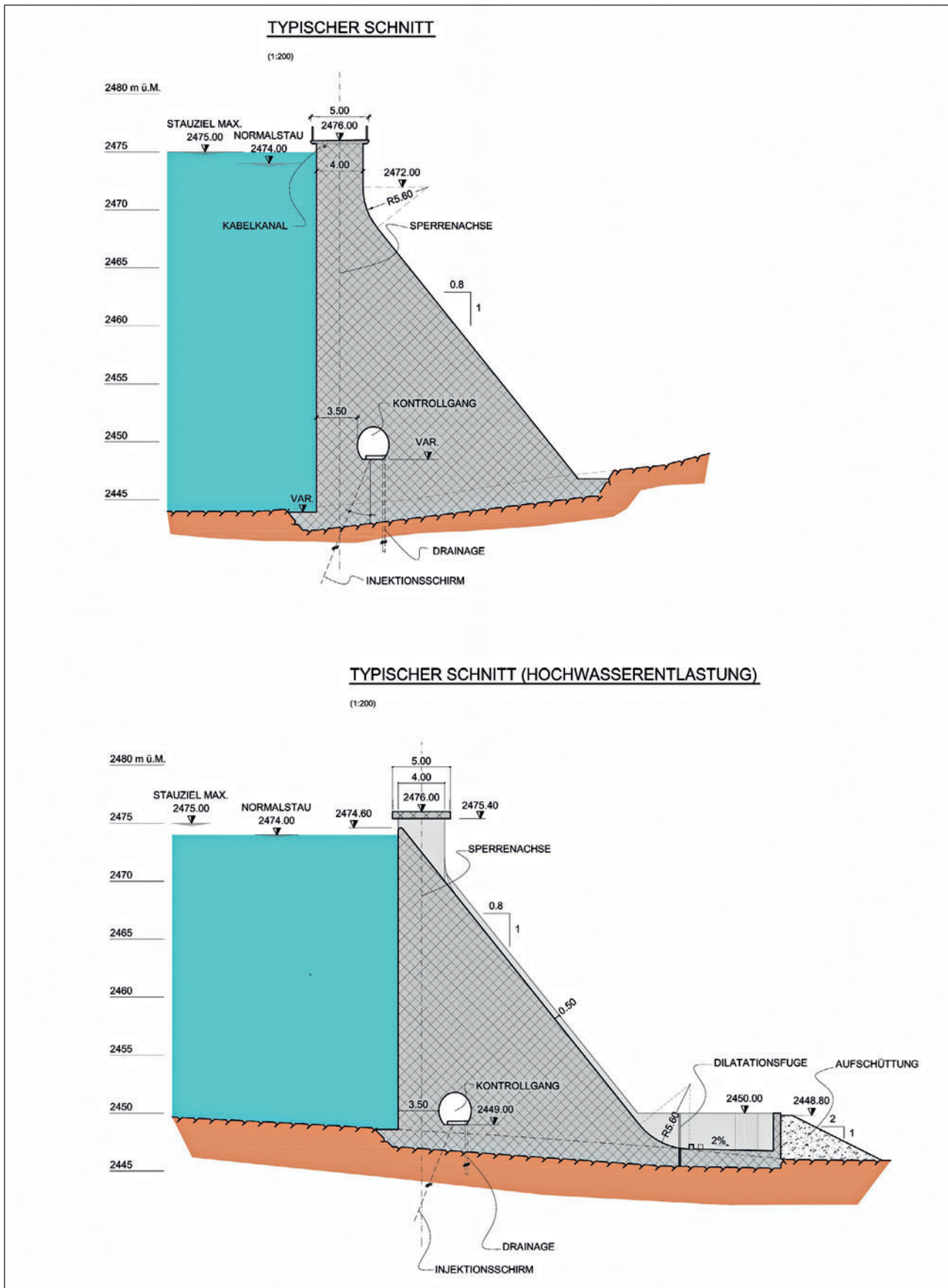
extended to 6 m for static reasons. The retaining wall consists of a total of 68 blocks, normally possessing a width of 15 m. The spillway extends over 5 blocks, thus possessing a total width of some 75 m. The dam body is provided with an inspection gallery, which runs along the foot of the dam. Only blocks 59, 61, 63, 65 and 67 on the left bank have no inspection gallery owing to their low height. On the left bank the inspection gallery continues underground over a length of roughly 165 m. The inspection gallery has been devised in such a manner that all drainage water that accumulates (within the wall and from downstream) can be removed without pumping. The inspection gallery is 2.7 m high and a maximum 2.8 m wide. By and large it serves to facilitate contact grouting and the grouting umbrella, to produce and check the drainage umbrella, accomplish measurements, observation and checks during operation, as an access to the sluice and the service chamber as well as to remove drainage, rain and melted water. In order to ensure access to the wall throughout the entire year, the head race tunnel for the current Muttsee facility is being laid dry and converted into a man-size access tunnel (Fig. 5).

5 Flood Relief Spillway/Sluice

By and large the flood relief spillway constitutes a straight overflow barrier that is 75 m long, which extends over blocks 45, 47, 49, 51 and 53. The overflow barrier lies at a height of 2474.6 m asl. In this way the lake level given safety flood water amounts to a maximum of 2475 m asl, without taking the lake's retention effect into consideration. The retention volume available between the highest normal level (2474 m asl) and the overflow barrier (2474.6 m asl) amounts to 370,000 m³. This volume exceeds the estimated volume of the safety flood water so that if the normal level of 2474 m asl is adhered to, any release of the flood relief spillway can practically be excluded. A 5-field bridge, which is 5 m wide, leads



3 Linienführung Stauanlage Muttsee
Dam alignment for the Muttsee reservoir



4 Mauerquerschnitt
Wall cross-section

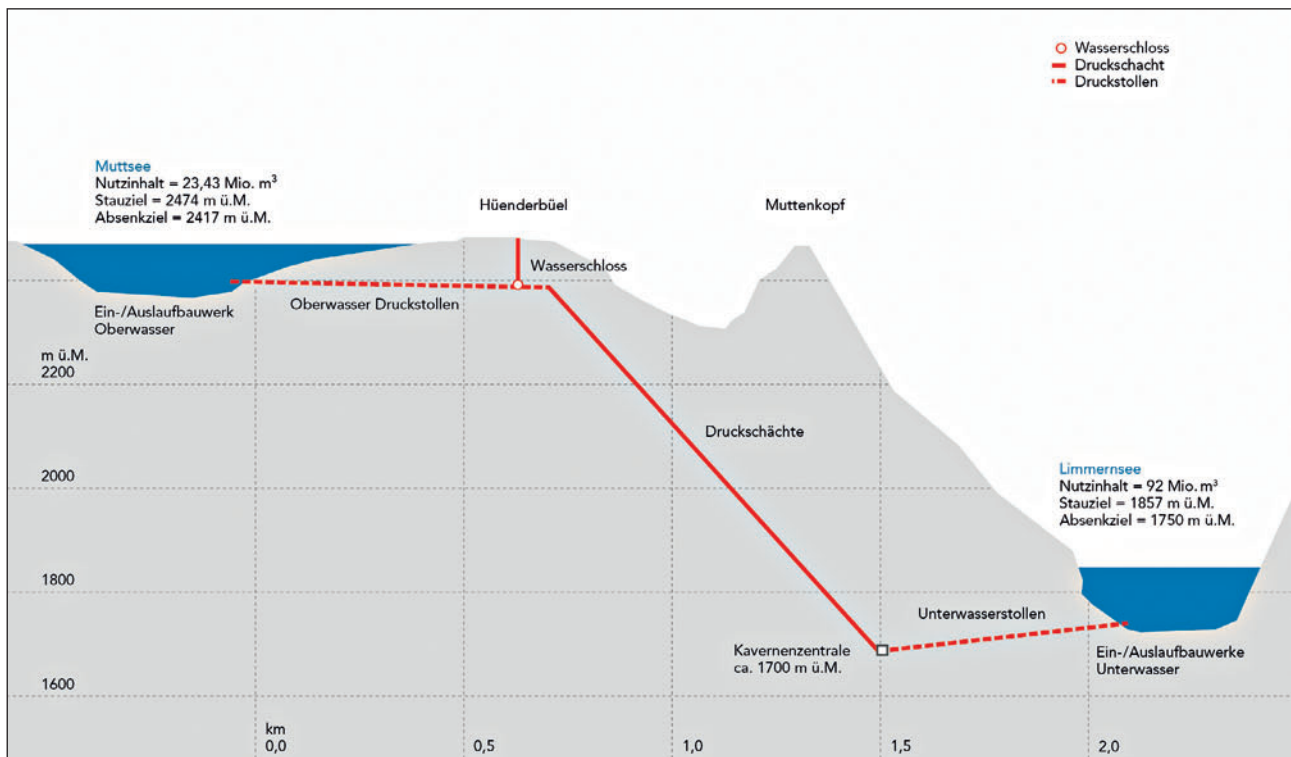
de Retentionsvolumen zwischen dem höchsten Normalstau (2474 m ü.M.) und der Überlaufschwelle (2474.6 m ü.M.) beträgt 370 000 m³. Dieses Volumen übertrifft das geschätzte Volumen des Sicherheitshochwassers, sodass bei einem Einhalten des Normalstaus von 2474 m ü.M. ein Anspringen der Hochwasserentlastung praktisch ausgeschlossen werden kann. Über die Hochwasserentlastung führt eine 5-feldrige Brücke mit einer Breite von 5 m. Sowohl die Staumauer wie auch die Brücke über der Hochwasserentlastung sind befahrbar. Der Grundablass ist am Fuss und in der Achse des Blocks 45 vorgesehen. Der Grundablass ist mit 2 Gleitschützen ausgerüstet, welche einen freien Abflussquerschnitt von 1 x 1.2 m gewährleisten. Die Sohle des gepanzerten Abflusskanals liegt auf Kote 2446.9 m ü.M., sodass dieser Kanal direkt ins Tosbecken der Hochwasserentlastung mündet (Bild 6).

6 Ein- und Auslaufbauwerk Muttsee

Das obere Ein- und Auslaufbauwerk des neuen Triebwasserwegs liegt am südwestlichen Ende des Muttsees, im Bereich der Fassung des heutigen Kraftwerkseinlaufs der Stufe Muttsee. Das Ein-/Auslaufbauwerk Muttsee dient beim Turbinenbetrieb der Einleitung des Betriebswassers aus dem Muttsee in den Oberwasserdruckstollen bzw. beim Pumpenbetrieb der Wasserausleitung in die Gegenrichtung. Es besteht aus einer massiven Stahlbetonkonstruktion, die zum Teil ober- und zum Teil unterirdisch zu liegen kommt. Das Bauwerk ist in der Betriebsphase des Kraftwerks immer unter Wasser und nicht sichtbar. Es ist in der Form eines Trichters konzipiert und 76.4 m lang, 34 m breit sowie 25.7 m hoch. Der Trich-



5 Mauerbau mit Kontrollgang
Wall structure with inspection gallery



6 Triebwassersystem mit Ein-/Auslaufbauwerken
Feed water system with intake/outlet structures



7 Ein-/Auslaufbauwerk Muttsee
Intake/outlet structure Muttsee

ter ist durch einen 35 m langen und 2 m dicken Mittelpfeiler in 2 Abflussbereiche unterteilt. Im Bereich des Rechens wird jede Abflusssektion nochmals durch einen 6 m langen und 1 m dicken Pfeiler getrennt. Die Sohle des Bauwerks liegt an der Vorderkante auf 2400 m ü.M. und damit 17 m unter dem Absenkziel. Auf der Rechenebene misst der Einlaufquerschnitt 4 x 4.33 m in der Breite und 14.8 m in der Höhe. Die minimale Überdeckungshöhe zwischen Absenkziel und Oberkante des Einlaufquerschnitts beträgt 2.3 m (Bild 7).

7 Oberwasserdruckstollen/ Wasserschloss und Schieberkammer

Vom neuen Ein- und Auslaufbauwerk führt der leicht geneigte Druckstollen das Triebwasser zum Wasserschloss. Der Oberwasserdruckstollen hat eine Länge von ca. 513 m und weist bis zum Wasserschloss generell einen Innendurchmesser von 8.0 m auf. Eine passiv vorgespannte Betonauskleidung verhindert Wasserverlust in das umliegende Gebirge. Kurz vor dem Wasserschloss beginnt die Panzerung der beiden Oberwasserdruckstollen bis zur Schieberkammer. Der Innendurchmesser der Panzerung beträgt je 4.4 m. Das Wasserschloss ist als 130 m hoher vertikaler Schacht mit einem Innendurchmesser von 10.5 m ausgebildet und reicht bis zur Terrainoberfläche auf ca. 2500 m ü.M. Der Ausbau des Schachts erfolgt mit einer Betoninnenschale. Felsseitig ist eine Abdichtungsfolie zur Verhinderung von allfälligen Was-

ser über den Überlauf abzuführen. Der Überlauf ist über der Hochwasserentlastung durch einen 35 m langen und 2 m dicken Mittelpfeiler in 2 Abflussbereiche unterteilt. Both the dam wall as well as the bridge above the flood relief spillway is suitable for vehicles. The sluice is foreseen at the foot and in the axis of block 45. The sluice is equipped with 2 antiskid devices, which cater for a free discharge cross-section of 1 x 1.2 m. The floor of the reinforced discharge channel is located at a height of 2446.9 m asl so that this channel feeds directly into the absorption basin of the flood relief spillway (Fig. 6).

6 Intake and Outlet Structure Muttsee

The upper intake and outlet structure for the new feed water gallery is located at the south-west end of the Muttsee in the vicinity of the catchment area for the present power station intake for the Muttsee stage. The Muttsee intake/outlet structure serves to transfer water from the Muttsee into the headwater pressure tunnel and to carry water in the opposite direction during pumping operations when the turbines are functioning. It constitutes a massive reinforced concrete structure, which is located partly on the surface and partly underground. When the power station is operating, the structure is always underground and invisible. It is devised in the shape of a funnel and is 76.4 m long, 34 m wide and 25.7 m high. The funnel is split up into 2 flow sections by a 35 m long and 2 m thick central pillar. Each flow section is again divided by a 6 m long and 1 m thick pillar at the screen. The floor of the structure is located at 2400 m asl and



8 Tunnelbohrmaschine Druckschächte
Tunnel boring machine – pressure shafts

serverlusten vorgesehen. Der Schachtkopf wird eingedeckt. Lediglich ein kleines Zugangsgebäude für Kontroll- und Unterhaltsarbeiten und ein Kamin für die Be- und Entlüftung des Wasserschlosses bleiben sichtbar. Der Triebwasserweg wird im Bereich des Wasserschlosses in 2 Stollenstränge aufgeteilt, die beide in der Schieberkammer enden. Die Schieberkammer ist als unterirdische Kaverne ausgebildet und enthält die beiden Sicherheitsdrosselklappen mit den Hilfssystemen, einen Betriebskran sowie die notwendigen Einrichtungen der Befahrungsanlage für die Schrägschächte. Für den Bau der Schieberkammer und den Antransport der Stahlpanzerungen und elektromechanischen Ausrüstungen der Schieberkammer erforderlich, der von der Terrainoberfläche her fallend aufgefahren wurde. Der mit maximal 9 % fallende Zugangs- und Baustollen ist 381 m lang und hat einen lichten Querschnitt von 5.5 m Breite und 5.5 m Höhe.

8 Druckschächte

Die beiden an die Schieberkammer anschliessenden Druckschächte sind 90 % geneigt und werden mit einer Stahlpanzerung ausgekleidet. Der Innendurchmesser der beiden Schächte beträgt je 4.2 m. Die gesamte Länge eines Schachtes beträgt 1054 m. Der anschliessende horizontale Druckstollen bis zur Maschinenkaverne weist eine Länge von 130 m auf.

is thus 17 m below the minimum water storage elevation. At screen level the intake cross-section is 4 x 4.33 m wide and 14.8 m high. The minimum overburden height between the minimum water storage elevation and the upper edge of the intake cross-section amounts to 2.3 m (Fig. 7).

7 Headwater Pressure Tunnel/ Surge Chamber and Service Chamber

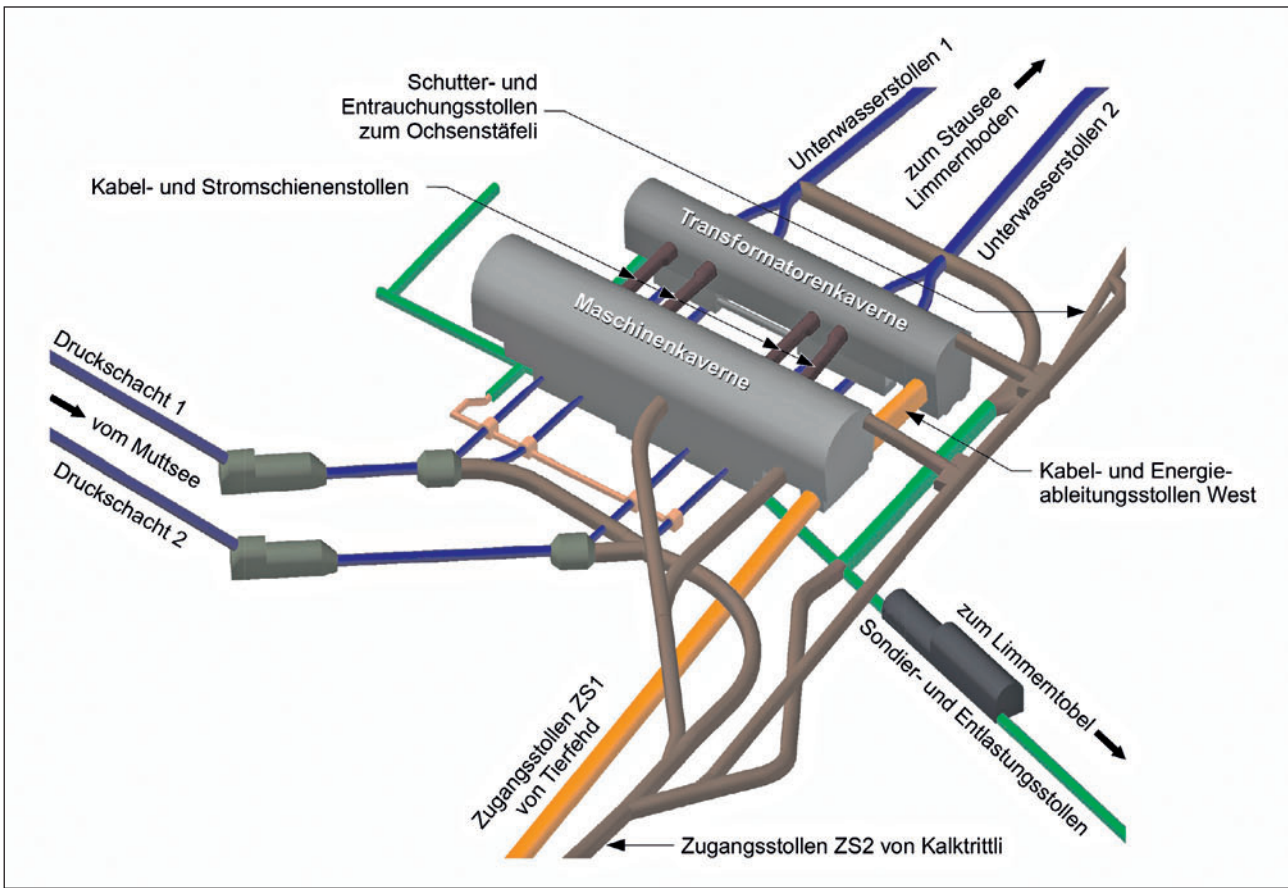
The slightly inclined pressure tunnel guides the feed water to the surge chamber from the new intake and outlet structure. The headwater pressure tunnel is approximately 513 m in length and essentially possesses an internal diameter of 8.0 m leading to the surge chamber. A passively pretensioned concrete lining prevents water being lost into the surrounding rock. The 2 headwater pressure tunnels are reinforced just prior to the surge chamber right up to the service chamber. In each case the reinforcement possesses an internal diameter of 4.4 m. The surge chamber is devised as a 130 m high vertical shaft with 10.5 m internal diameter and extends to the ground surface at roughly 2500 m asl. The shaft is lined with a concrete inner shell. A sealing membrane to prevent possible water losses is foreseen facing the rock. The shaft head is covered. Only a small access structure for inspection and maintenance purposes and a chimney for ventilating the surge chamber remain visible. The feed water is divided up into 2 channels in the vicinity of the surge chamber, which both end in the service chamber. The service chamber is designed in the form of an underground cavern and contains the 2 safety butterfly valves with the ancillary systems, a service crane as well as the necessary installations for the inspection facility for the inclined shafts. An access tunnel to the service chamber is necessary for its construction as well as to install the steel reinforcements and the electro-mechanical equipment for the service chamber, which was driven on the dip from the ground surface. The access tunnel used for construction with a maximum 9 % gradient is 381 m long with a clear cross-section 5.5 wide and 5.5 m high.

8 Pressure Shafts

The 2 pressure shafts connecting to the service chamber are inclined at 90 % and are lined with a steel reinforcement. The internal diameter of the 2 shafts amounts to 4.2 m. A shaft is altogether 1054 m long. The connecting horizontal pressure tunnel leading to the machine chamber is 130 m long. The 2 pressure shafts split again at the chamber control centre and join up with the 4 pump turbine units of the machine groups (Fig. 8).

9 Tailwater Tunnels

At the underwater side of the chamber control centre the 4 reinforced underwater tunnels with 4.0 m internal diameter leading from the sets of machinery join to form 2 underwater distributor tunnels, with the bifurcation made of con-



9 Kavernenzentrale
Underground power plant complex

Auf Höhe der Kavernenzentrale teilen sich die beiden Druckschächte weiter auf und verbinden sich mit den 4 Pumpsturbinensätzen der Maschinengruppen (Bild 8).

9 Unterwasserstollen

Auf der Unterwasserseite der Kavernenzentrale werden die 4 von den Maschinensätzen weiterführenden gepanzerten Unterwasserstollen mit Innendurchmesser von 4.0 m zu 2 Unterwasserverteilstollen zusammengefasst, wobei das Hosenrohr in Beton ausgeführt wird. Im Bereich der Trafokaverne befinden sich die Unterwasserschieberkammern. Ab den Vereinigungen von je 2 gepanzerten Unterwasserdruckstollen führen die 2 Unterwasserstollen zu je einem Ein- und Auslaufbauwerk im Stausee Limmernboden. Der Innendurchmesser der beiden Unterwasserstollen beträgt je 5.6 m. Die Stollen weisen eine passiv vorgespannte Betonauskleidung zur Vermeidung von Rissen und Wasserverlusten auf. Die Länge der Unterwasserdruckstollen beträgt je 405 m.

10 Ein- und Auslaufbauwerk/ Stausee Limmernboden

Die beiden Bauwerke bestehen aus einer Stahlbetonkonstruktion, die grösstenteils unterirdisch im Fels angeordnet

crete. The underwater service chambers are located at the transformer chamber. Where 2 reinforced underwater pressure tunnels join up the 2 underwater tunnels lead in each case to an intake and output structure in the Limmernboden reservoir. The internal diameter of the 2 underwater tunnels each amounts to 5.6 m. The tunnels are fitted with a passive pretensioned concrete lining to avoid cracks and water losses. The underwater tunnels are each 405 m long.

10 Intake and Outlet Structure/ Limmernboden Reservoir

The 2 structures are produced from reinforced concrete, largely set up underground in the rock. In the power station's standard mode the structures are always underwater and invisible. These structures, which are funnel-shaped, possess the following external dimensions; 42 m long, 32 m wide and 20.6 m high.

11 The Chamber Control Centre and Tunnel System

The chamber control centre consists of the machine chamber and the transformer chamber set up parallel to it underwater (Fig. 9). The Limmern chamber control centre comprises a roughly 150 m long, 30 m wide and at the most

ist. Die Bauwerke sind im Normalbetrieb des Kraftwerks immer unter Wasser und nicht sichtbar. Die Bauwerke in der Form eines Trichters haben folgende Aussenmasse: 42 m Länge, 32 m Breite und 20.6 m Höhe.

11 Kavernenzentrale und Stollensystem

Die Kavernenzentrale besteht aus der Maschinenkaverne und der parallel dazu unterwasserseitig angeordneten Transformatorenkaverne (Bild 9). Die Maschinenkaverne in Limmern ist rund 150 m lang, 30 m breit und maximal 53 m hoch, die um 62 m verschobene achsparallele Transformatorenkaverne ist rund 131 m lang, 22 m breit und 25 m hoch. Die Kavernenzentrale wird über den Hauptzugangsstollen ZS1 mit einer Standseilbahn (24 % Gefälle, 4.5 km Länge) von Tierfehd resp. über den fallenden Zugangsstollen ZS2 ab dem bestehenden Zugangsstollen Kalktrittli – Ochsenstäfeli (ZSO) erschlossen. Am tiefsten Punkt der Zentrale führt der bereits im Rahmen der Sondierungen für die Kavernenzentrale erstellte Sondier- und Entlastungsstollen ins Limmerntobel und sichert die Entwässerung und Drainage des ganzen Kavernensystems. Vom Fusspunkt des Zugangsstollens ZS2 führen 5 verschiedene Verbindungsstollen zu unterschiedlichen Kavernenniveaus. Eine Verbindung zum tiefsten Niveau führt zum Sondierstollen, welcher im Rahmen des vorgezogenen Ausbruchs des Zugangsstollens ZS2 erstellt wurde. Die beiden Fusspunkte der Druckschächte sowie die Verteilungskavernen werden über einen zweiten, im fallenden Vortrieb verlängerten Zugangsstollen erreicht. Für den Kalottenausbruch der Maschinen- und Trafokaverne und die spätere, im Betrieb sehr wichtige Abluft- und Entrauchungsführung dient der steigende Verbindungsstollen zum Ochsenstäfeli. Die 4 Kabel- und Stromschiennestollen zwischen der Maschinen- und der Trafokaverne dienen der Energieableitung von den Generatoren zu den Generator- und Polwendesaltern sowie zu den Transformatoren in der Trafokaverne. Der Zugang zur Trafokaverne ist über den grossen (für Trafotransport), horizontal befahrbaren Kabel- und Energieableitstollen West oder über den kleinen Fluchtstollen Ost gewährleistet. Direkt unter den Kabel- und Stromschiennestollen verlaufen auf der Maschinenachse

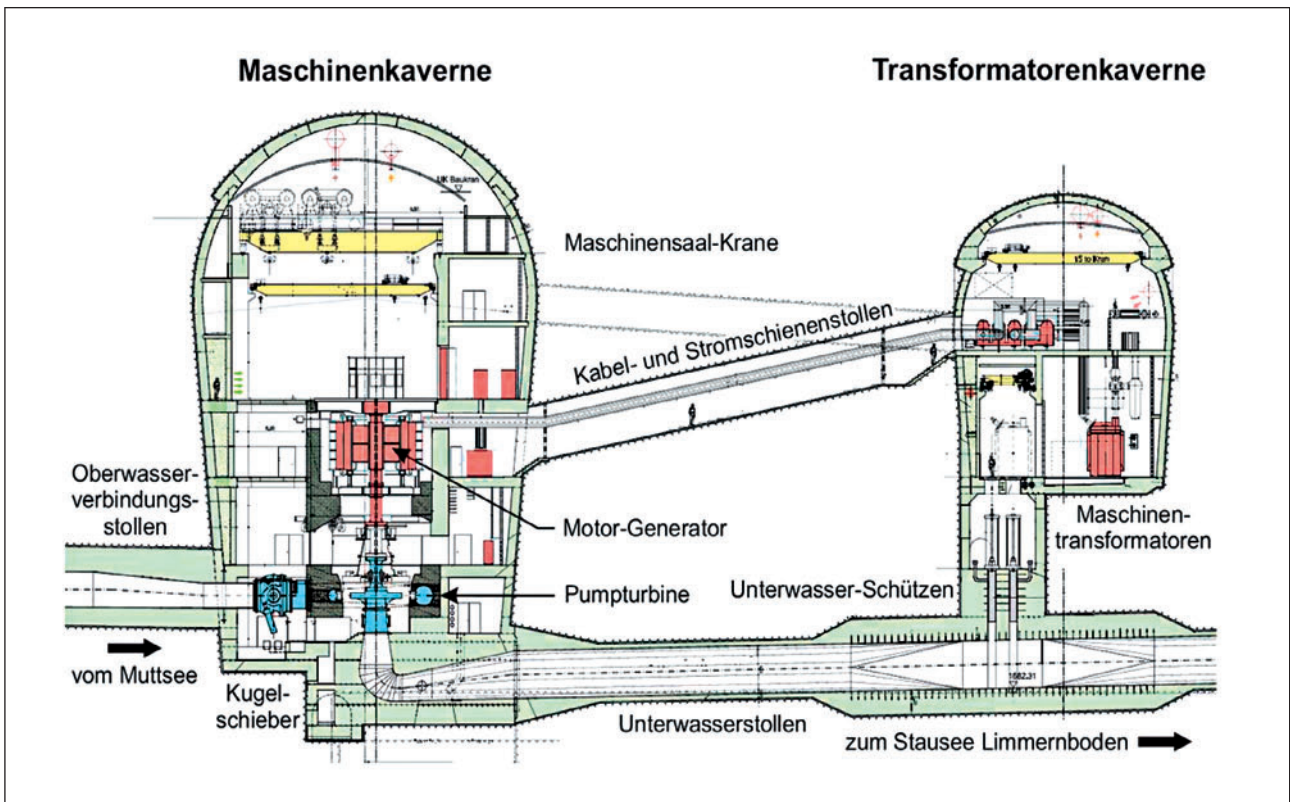


10 Ausbruch Maschinenkaverne
Machine chamber excavation

53 m high machine chamber and a parallel transformer chamber offset by 62 m, which is some 132 m long, 27 m wide and 25 m high. The chamber control centre is accessed via the main access tunnel ZS11 by means of a cable railway (24 % gradient, 4.5 km long) from Tierfehd or by the dipping access tunnel ZS2 from the existing Kalktrittli – Ochsenstäfeli access tunnel (ZSO). At the control centre's deepest point the exploratory and relief tunnel produced within the scope of the exploratory work for the control centre leads to the Limmerntobel, thus securing the dewatering and drainage of the entire chamber system. Five different connecting tunnels lead to various chamber levels from the bottom point of the access tunnel. A connection to the lowest level leads to the exploratory tunnel, which was produced within the scope of the advance excavation of the access tunnel ZS2. The 2 bottom points of the pressure shafts as well as the distribution chambers are reached via a second, extended access tunnel excavated on the dip. The connecting tunnel rising to Ochsenstäfeli serves for the crown excavation of the machine and transformer chambers and for the removal of exhaust air and smoke – something essential at the operational stage. The 4 cable and line voltage tunnels between the machine and transformer chambers serve to transfer power from the generators to the generator and pole reversing switches as well as to the transformers in the transformer chamber. Access to the transformer chamber is assured via the large (for transformer transport), horizontally negotiable cable and power discharge tunnel West or via the small evacuation tunnel East. The 4 reinforced underwater tunnels leading to the underwater roller gates below the transformer chamber run directly below the cable and power discharge tunnel at the machine axis. Roughly some 60 m after the underwater roller gates the reinforced underwater tunnels for machine groups MG1 and MG2 and MG3 and MG4 join up in a concrete pipe leading to the 2 underwater tunnels for the Limmernboden reservoir. An access tunnel as from cross-passage 4 of the exploratory tunnel is foreseen for the excavation of the 2 underwater tunnels. This separate tunnel enables the 2 underwater tunnels to be driven independent of the chambers and is to be used as an access and connection for producing the 2 underwater tunnels. The bottom point for the smoke removal and mucking shaft leading to the Ochsenstäfeli is also located in the same section of the chamber. By means of this 45° inclined shaft a major part of the material excavated from the chamber will be transported directly to the Ochsenstäfeli using a special belt conveyor and from there in part carried to the Mutsee via cable railway. The inclined shaft serves both during the construction phase as well as during operation to dispose of waste air from the control centre and is also essential for smoke removal in the event of fire.

12 Machine Chamber

The machine chamber contains the 4 vertical pump turbines each with 250 MW output, the corresponding headwater



11 Maschinen- und Transformatorenkaverne
Machine and transformer chambers

die 4 gepanzerten Unterwasserstollen zu den Unterwasser-Rollschützen unter der Trafokaverne. Nach den Unterwasser-Rollschützen vereinigen sich nach rund 60 m die gepanzerten Unterwasserstollen der Maschinengruppen MG1 und MG2 resp. MG3 und MG4 in einem Betonhosenrohr zu den beiden Unterwasserstollen zum Stausee Limmernboden. Für den Ausbruch der beiden Unterwasserstollen ist ein Zugangsfenster ab dem Querschlag 4 des Sondierstollens vorgesehen. Dieser separate Stollen ermöglicht einen von den Kavernen unabhängigen Ausbruch der beiden Unterwasserstollen und wird als Bauzugang und Verbindung der beiden Unterwasserstollen genutzt. Im gleichen Kavernenbereich liegt auch der Fusspunkt des Entrauchungs- und Schutterschachtes zum Ochsenstäfeli. Über diesen 45° geneigten Schrägschacht soll ein Grossteil des Kavernenausbruchs mit einem Spezialförderband direkt zum Ochsenstäfeli und von dort teilweise mit der Seilbahn zum Mutsee befördert werden. Der Schrägschacht dient sowohl im Bau wie auch im Endzustand der Fortleitung der Zentralenabluft und ist im Brandfall für die Entrauchung unerlässlich.

12 Maschinenkaverne

Die Maschinenkaverne beherbergt die 4 vertikalen Pump-turbinen von je 250 MW Ausbauleistung, die zugehörigen Oberwasser-Kugelschieber als Betriebs-, Not- und Revisionsverschluss, die Generatoren mit der zugehörigen AC-Erregung, Eigenbedarfs-, Kühlwasser- und Druckan-

spherical valves for operational, emergency and inspection purposes, the generators with corresponding AC excitation, auxiliary, cooling water and pressure systems, command and control systems as well as the customary systems for construction engineering (ventilation, cooling, smoke removal, drainage technology). The chamber control centre's interior with a semi-circular crown vault contains 7 storeys. In a longitudinal direction the chamber is divided into an assembly yard at its eastern end with workshop and office wing, the 2 machine blocks MG 1 and MG 2, a central tract for the mechanical and electrical auxiliary systems, the 2 machine blocks MG3 and MG4 and the western access area with the mountain station for the heavy-duty cable railway in access tunnel 1 (Fig. 10).

13 Transformer Chamber with Underwater Service Chamber

The transformer chamber contains the 4 machine transformers each with 280 MVA output, 2 auxiliary transformers, the generator and pole reversing switches for all 4 machine groups, the 400-kV-SF6 high-voltage switching unit with 2 energy conducting systems towards Tierfeld and the 4 underwater tunnel lower gates with regulating and inspection facilities. The interior of the just under 139 m long, 19.5 resp. 22.4 m wide and almost 25 resp. 46 m (in the protective area) high transformer chamber with semi-circular crown vault is divided into 3 storeys. In a longitudinal direction the cham-

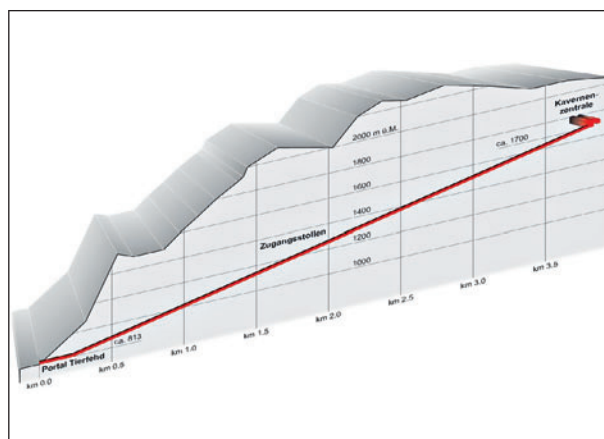
lagen, Kommando- und Steuereinrichtungen sowie die übrigen Anlagen der Gebäudetechnik (Lüftungs-, Kälte-, Entrauchungs-, Be- und Entwässerungstechnik). Der Innenraum der Kavernenzentrale mit halbkreisförmigem Kalottengewölbe ist in 7 Stockwerke unterteilt. In Längsrichtung gliedert sich die Kaverne in einen östlichen Montageplatz mit Werkstatt- und Bürotrakt, die beiden Maschinenblöcke MG1 und MG2, einen Mitteltrakt für die mechanischen und elektrischen Hilfsbetriebe, die beiden Maschinenblöcke MG3 und MG4 und den westlichen Zugangsbereich mit der Bergstation der Schwerlast-Standseilbahn im Zugangsstollen 1 (Bild 10).

13 Transformatorenkaverne mit UW-Schieberkammer

Die Transformatorenkaverne beherbergt die 4 Maschinentrafos von je 280 MVA Ausbauleistung, 2 Eigenbedarfstrafo, die Generator- und Polwendeschalter aller 4 Maschinengruppen, die 400-kV-SF6-Hochspannungsschaltanlage mit 2 Energieableitungen in Richtung Tierfehd und die 4 Unterwasserstollenabschlusschützen mit Regulier- und Revisionsorgan. Der Innenraum der knapp 139 m langen, 19,5 resp. 22,4 m breiten und knapp 25 resp. 46 m (im Schützenbereich) hohen Trafokaverne mit halbkreisförmigem Kalottengewölbe ist in 3 Stockwerke unterteilt. In Längsrichtung gliedert sich die Kaverne in einen westlichen Montage- und Verschiebeplatz für das Drehen der 230 t schweren Transformatoren, 3 Trafozellen für die Eigenbedarfs- und die Maschinentrafos 3 und 4, einen Mitteltrakt mit der 400-kV-Schaltanlage und 3 weitere Trafozellen für die Eigenbedarfs- und die Maschinentrafos 1 und 2 (Bild 11).

14 Elektromechanik

Im KW Limmern werden insgesamt 4 Pumpspeichersätze à 250 MW installiert. Jeder Pumpspeichersatz besteht im Wesentlichen aus einer Pumpturbine, einem drehzahlvariablen asynchronen Motor-Generator und den zugehörigen Hilfs- und Nebenanlagen. Der Vorteil der Drehzahlvariation bei Pumpspeicherwerken ist, dass die Änderung der Drehzahl im Pumpbetrieb die Regelung der Leistung ermöglicht. So kann beispielsweise im Pumpbetrieb einerseits gepumpt und gleichzeitig die Netzleistung geregelt werden und über die produzierte Blindleistung die Spannung reguliert werden. Weiter lässt der zur Verfügung stehende Drehzahlbereich den Pumpbetrieb schon bei kleineren verfügbaren Leistungen zu. Die Maschinengruppen und die oberwasserseitigen Abschlussorgane befinden sich in der Kraftwerkskaverne. Die Leistungsschalter, Maschinentransformatoren und die unterwasserseitigen Schützen befinden sich in der separaten Trafokaverne. Die Pumpturbinen sind reversible Francismaschinen. Das heißt, sie können je nach Drehrichtung als Turbine oder als Pumpe gefahren werden. Zwischen Spirale und Laufrad befinden sich verstellbare Leitschaufeln. Diese ermöglichen die Durchflussregulierung und somit die Leistungsregulierung im Turbinenbetrieb.



12 Zugangsstollen Standseilbahn
Access tunnel – cable railway

ber comprises a western assembly and shifting yard for turning the 230 t heavy transformers, 3 transformer cells for auxiliary purposes and machine transformers 3 and 4, a central tract with the 400-kV switching system and 3 further transformer cells for auxiliary purposes and machine transformers 1 and 2 (Fig. 11).

14 Electro Mechanics

Four pumped storage units each with 250 MW are being installed at the Limmern power station. Each pumped storage unit by and large constitutes a pump turbine, a variable-rotation asynchronous motor generator and the corresponding auxiliary and secondary systems. The advantage of rotation speed variation in the case of pumped storage plants is that changing the speed in pump operation enables the output to be regulated. Thus, for example, during pumping mode on the one hand it is possible to pump and at the same time regulate the grid performance so that the voltage can be regulated via the reactive power that is generated. Furthermore the speed range that is available permits pump operation even given the slightest available outputs. The machine groups and the headwater shut-off devices are located in the power station chamber. The power switches, machine transformers and the downstream gates are to be found in the separate transformer chamber. The pump turbines are reversible Francis machines. In other words, they can be driven either as turbine or pump depending on the direction of rotation. Adjustable guide blades are located between the spiral and rotor disc. These enable the flow rate to be regulated and in turn the output in turbine mode.

15 Flow Rate Quantity

The nominal flow rate quantity in turbine mode amounts to roughly 49 m³/s per machine. The nominal flow rate quantity in pump mode amounts to some 36 m³/s. During the course of the day the hydraulic machines are started up and operated on several occasions for varying periods of operation

15 Durchflussmenge

Die nominale Durchflussmenge im Turbinenbetrieb beträgt pro Maschine rund 49 m³/s. Die nominale Durchflussmenge im Pumpbetrieb beträgt rund 36 m³/s pro Maschine. Im Tagesverlauf werden die hydraulischen Maschinen, je nach Anforderung des Netzes, mehrfach und mit unterschiedlicher Betriebsdauer in den Betriebsarten Turbinen- oder Pumpbetrieb, rotierende Reserve oder Phasenschieberbetrieb gestartet und gefahren. Es wird im Jahresmittel mit rund 20 Starts pro Tag in den vorgenannten Betriebsarten und bis zu 5 Starts pro Stunde im Turbinen- oder Pumpbetrieb gerechnet.

16 Zugangstollen zur Kavernenzentrale (ZS1)

Zur Erschliessung der Maschinen- und Trafokaverne des neuen PSW Limmern wird von Tierfehd aus der Zugangstollen ZS1 erstellt. Dieser wird zur Beförderung von Personen und zum Transport der grossen und schweren Maschinenteile mit einer Standseilbahn ausgerüstet. Der Zugangstollen besteht aus dem Portalbauwerk, dem Zugang zur Talstation, der Kaverne der Talstation und dem Schrägstollen mit der auf halber Strecke angeordneten Ausweichstelle. Die an den Schrägstollen anschliessende Bergstation befindet sich in der Maschinenkaverne. Die gesamte Länge des Zugangstollens beträgt 4036 m. Er führt vom Portal Tierfehd mit einer Höhe von 813.6 m ü.M. in die Kavernenzentrale auf einer Höhe von ca. 1700 m ü.M. Der Schrägstollen weist eine konstante Steigung von 24 % auf. Die Standseilbahn SSB I im Zugangstollen ist auf einen Normalbetrieb mit Lasten bis 40 t ausgerichtet. Die bahntechnische Ausrüstung muss aber auch den Transport von Schwerlasten zwischen 40 und 120 t und Sondertransporte mit Nutzlasten von 215 t ermöglichen (Bild 12).

17 Ausblick

Gut 2½ Jahre nach Baubeginn sind die Ausbrucharbeiten der Maschinen- und Trafokaverne nahezu abgeschlossen. Der Durchschlag des ersten Druckschachts in die Schieberkammer erfolgte im Oktober 2011. Der zweite Druckschacht wird zurzeit mit einer Tunnelbohrmaschine ausgebrochen. Der Durchschlag wird im Herbst 2012 erwartet.

Der Ausbruch für den Zugangstollen zur Kavernenzentrale ist seit Frühling 2012 abgeschlossen und der Innenausbau für die Standseilbahn ist angelaufen. Erste Stahlbauteile sind bereits einbetoniert. In den Sommern 2012 bis 2014 erfolgt der Staumauerbau auf der Muttenalp auf 2500 m ü.M.

Insgesamt liegt das Projekt „Linthal 2015“ gemäss ursprünglicher Planung auf Kurs, d.h. die erste der 4 Maschinengruppen wird Ende 2015 ans Netz gehen.

in the modes turbine or pump, rotational reserve or phase service mode depending on network requirements. In the course of the year on average around 20 starts per day in the abovementioned modes and up to 5 starts per hour in turbine and pump mode are to be reckoned with.

16 Access Tunnel to Chamber Control Centre (ZS1)

The ZS1 access tunnel is to be produced from Tierfehd to open up the machine and transformer chambers for the new Limmern PSP. This will be equipped to carry persons and transport large and heavy machine parts using a cable railway. The access tunnel consists of the portal structure, the valley station access, the valley station chamber and the inclined tunnel with the passing place set up at the halfway mark. The mountain station linking up with the inclined tunnel is located in the machine chamber. The access tunnel is altogether 4036 m in length and leads from the Tierfehd portal at a height of 813.6 m asl to the chamber control centre at an altitude of approximately 1700 m asl. The inclined tunnel possesses a constant upward gradient of 24 %. The cable railway SSB I in the access tunnel is designed to cope with loads of up to 40 t in standard operation. However, the rail technical equipment must also cater for heavy loads of between 40 and 120 t as well as special transports with payloads of 215 t (Fig. 12).

17 Outlook

Some two and a half years after starting construction, excavation work on the machine and transformer chambers is practically concluded. The breakthrough of the first pressure shaft into the service chamber took place in October 2011. The second pressure shaft is currently being excavated using a tunnel boring machine. The breakthrough is anticipated for autumn 2012.

The excavation of the access tunnel leading to the chamber control centre was over in spring 2012 and work started on the inner furnishings for the cable railway. The first steel components have been concreted in place. In summers 2012 till 2014 the dam wall will be built on the Muttenalp at an altitude of 2500 asl.

All in all, the “Linthal 2015” project is forging ahead according to the original plans so that the first of the 4 groups of machines will go into service at the end of 2015.

François Bertholet, Dipl. Bau-Ing. HTL, Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH

Bautechnische Herausforderungen beim Bau des neuen Pumpspeicherkraftwerkes Nant de Drance

Zugangsstollen nach 3 Jahren Bauzeit erstellt

Der Bau des neuen Pumpspeicherkraftwerkes Nant de Drance ist in vollem Gange. Nach dreijähriger Bauzeit sind die Zugangsstollen zu den eigentlichen Bauobjekten für die hydro-elektrische Nutzung erstellt. Der Ausbruch und der Innenausbau der Maschinenkaverne, der Triebwasserwege, der Vertikal-schächte und der diversen Schieber- und Baukavernen kann begonnen werden. Der Bau eines neuen, komplett unterirdisch erstellten Pumpspeicherkraftwerkes stellt für den Unternehmer eine besondere bautechnische Herausforderung dar. Der Beitrag widmet sich den gemachten Erfahrungen beim Auf-fahren des Hauptzugangstunnels, dem Umgang mit bis heute nicht relevanten Schadstoffen und verschiedenen baugologischen Aspekten.

Technical Challenges in Constructing the New Pumped-storage Power Station Nant de Drance

Access tunnels produced after 3 years of construction

Work on the new Nant de Drance pumped-storage power plant is in full swing. After 3 years of construction, the access tunnels leading to the structures for hydro-electric generation have been built. The excavation and inner lining of the machine chamber, the headrace tunnels, the vertical shafts and the various service and construction chambers can now be embarked on. The construction of a new pumped-storage power station built completely underground represents a special technical challenge for the contractor. This report is devoted to the findings gained during the excavation of the main access tunnel, how toxic substances – still not relevant until this day – were dealt with along with various logistical aspects concerning construction.

1 Projektbeschreibung

Fortschreitende Industrialisierung und vermehrter öffentlicher Verkehr erfordern zukünftig immer mehr elektrischen Strom und mehr Leistung. Dieser Prozess lässt sich nicht so einfach umkehren und spiegelt ein weltweites Problem wider: Wie schafft man Energiereserven, um eine stabile und zugleich flexible Versorgung sicherzustellen, die in der Lage ist, Verbrauchsspitzen, insbesondere auch Bahnstromspitzen, ohne Zwischenfall zu bewältigen? Wie kann man somit den wachsenden Bedarf decken, die Stabilität der Stromnetze garantieren und uns und den kommenden Generationen umweltfreundliche Energieerzeugungsanlagen bereitstellen?

In diesem Sinne wollen die Elektrizitätsgesellschaft Alpiq AG, die Schweizerischen Bundesbahnen SBB und die Walliser Elektrizitätswerke FMV als Bauherren das neue Pumpspei-

1 Description of project

Advancing industrialisation and increased volumes of public transportation will call for a greater amount of electric power and capacity in future. This process cannot easily be reversed and represents a worldwide problem: how can reserves of energy be created in order to ensure a stable and, at the same time, flexible supply that is able to overcome consumption peaks, particularly for energy peaks required by the railways, without negative impacts? How can the growing demand be covered, the stability of the energy grid guaranteed and environmentally-friendly energy production facilities made available for ourselves and future generations?

This was the philosophy adopted by the Alpiq AG electricity company, the Swiss Federal Railways SBB and the Walliser Elektrizitätswerke FMV as the client for the construction and

Les défis techniques rencontrés dans la construction de la nouvelle centrale de pompage-turbinage Nant de Drance

Galleries d'accès en place après 3 ans de chantier

La construction de la nouvelle centrale de pompage-turbinage Nant de Drance bat son plein. Après trois ans de chantier, les galeries sont aménagées pour accéder aux ouvrages proprement dits qui sont destinés à l'utilisation hydroélectrique. L'excavation et l'aménagement interne de la caverne des machines, des conduites d'adduction, des puits verticaux et des diverses cavernes de vannes et de chantier peuvent commencer. La construction d'une nouvelle centrale de pompage-turbinage entièrement souterraine constitue pour l'entreprise un défi bien particulier sur le plan technique. L'article est consacré aux expériences faites lors de l'excavation du tunnel d'accès principal, du traitement des substances polluantes, peu importantes jusqu'à maintenant, et des différents aspects logistiques de la construction.

Sfide costruttive nella realizzazione di una nuova centrale idroelettrica a ripompaggio a Nant de Drance

Galleria di accesso dopo 3 anni dal via dei lavori

La costruzione della nuova centrale a ripompaggio di Nant de Drance è ormai ben avviata. Dopo tre anni di lavoro, le gallerie di accesso al vero e proprio cuore del progetto per l'utilizzo idroelettrico, sono realizzate. Si possono iniziare lo scavo e la costruzione interna della cavità per le macchine, delle vie per l'acqua motrice, delle fosse verticali e delle varie camere per le valvole sferiche e per la costruzione. La costruzione di una centrale idroelettrica a ripompaggio nuova e completamente sotterranea, rappresenta un'enorme sfida costruttiva per gli impresari. L'articolo si concentra sulle esperienze acquisite durante la realizzazione della galleria principale di accesso, sulla gestione di sostanze nocive finora non rilevanti e sui diversi aspetti logistico-costruttivi.

cherwerk Nant de Drance mit einer Leistung von 900 MW bauen und gemeinsam betreiben.

Das Projekt nutzt die vorhandene Höhendifferenz von 350 m zwischen den beiden bestehenden Stauseen Emosson und Vieux Emosson, indem im dazwischen liegenden Gebirge eine komplett unterirdische, neue Anlage realisiert wird. Die beiden Seen liegen auf dem Gebiet der Walliser Grenzgemeinde Finhaut zwischen Martigny und Chamonix.

Mit der Bauausführung beauftragt wurde die Arbeitsgemeinschaft GMI, bestehend aus den beiden Firmen Marti Tunnelbau AG und Implenla Bau AG. Mit den Bauarbeiten wurde im Herbst 2008 begonnen, die Inbetriebnahme ist für Frühjahr 2017 geplant.

Die Hauptelemente des Pumpspeicherwerkes Nant de Drance sind die beiden parallelen Triebwasserwege, dimensioniert für einen Wasserdurchfluss von je 180 m³/s. Sie unterteilen sich in Strecken mit 12 % Neigung und in Vertikalschächte mit einer Höhe von 430 m, der ausgebaute Durchmesser beträgt 7.70 m. Einzig die Krümmer und die Ein- und Ausläufe der Kavernen und Schieber sind gepanzert. Wichtigste Anlageteile sind die Maschinen- und die Transformatorenkaverne. Die erstere weist einen Ausbruch von 52 m Höhe, 32 m Breite und 190 m Länge auf, was ein Ausbruchvolumen von 235 000 m³ bedeutet. Zudem wird durch die Erhöhung der Staumauer Vieux Emosson um 20 m das Speichervolumen des oberen Stausees auf 24.6 Mio. m³ verdoppelt. Zur Ausführung dieser Anlageteile sind 3 Zu-

joint operation of the new pumped-storage power station Nant de Drance with 900 MW capacity.

The project takes advantage of the prevailing 350 m difference in altitude between the 2 existing reservoirs Emosson and Vieux Emosson, by building a new plant completely underground in the rock between them. The 2 lakes are located near the border town of Finhaut in the Valais between Martigny and Chamonix.

The GMI joint venture consisting of the 2 companies Marti Tunnelbau AG and Implenla Bau AG was commissioned to execute the project. Work began in autumn 2008 and the plant is scheduled to be opened in spring 2017.

The main elements of the Nant de Drance pumped-storage plant are the 2 parallel headrace tunnels – each dimensioned for a throughflow of 180 m³/s. They are subdivided into sections with 12 % gradient and vertical shafts 430 m in height, with 7.70m useful diameter. Only the bends and the chamber and valve inlets and outlets are reinforced. The most important plant components are the machine and transformer chambers. The former is 52 m high, 32 m wide and 190 m long – accounting for an excavated volume of 235,000 m³. In addition, by raising the Vieux Emosson retaining wall by 20 m, the storage capacity of the upper reservoir will be doubled to 24.6 million m³. Three access tunnels with up to 12 % incline, a main access 5.6 km in length leading from the main valley as well as 2 accesses – 1.7 and 2.1 km long respectively – leading to the upper lake – are necessary (Figs. 1+2).

gangsstollen mit bis zu 12 % Steigung, ein Hauptzugang von 5.6 km Länge ab dem Haupttal sowie 2 Zugänge von 1.7 und 2.1 km Länge bis zum oberen See erforderlich (Bild 1, 2).

2 Stand der Arbeiten

Die Vortriebsarbeiten des Hauptzugangstunnel, von Châtelard aus, haben im Januar 2012 den Tunnelmeter 3800 erreicht. Die beiden anderen Zugangstunnel vom Portal Emosson aus wurden bereits im Sommer 2011 fertiggestellt. Diese beiden Zugangstunnel erschliessen einerseits den Oberwasserbereich der Triebwasserwege und das Portal Vieux Emosson und andererseits den Zugang zur Maschinenkaverne. Nach Fertigstellung des Hauptzugangstunnels wird bei Tunnelmeter 5600 der Durchschlag im Sommer 2012 erfolgen können, sodass eine durchgängige Verbindung der erstellten Zugangstunnel vorhanden sein wird. Damit ist es möglich, von Châtelard aus (Höhe 1100 m ü.M.) durchgängig zur Maschinenkaverne auf Höhe 1700 m ü.M., zum Stausee Emosson auf Höhe 1930 m ü.M. und zum Stausee Vieux Emosson auf Höhe 2225 m ü.M. fahren zu können. Ab diesem Zeitpunkt ist ein ganzjähriger Zugang zu allen Baustellenbereichen witterungsunabhängig möglich.

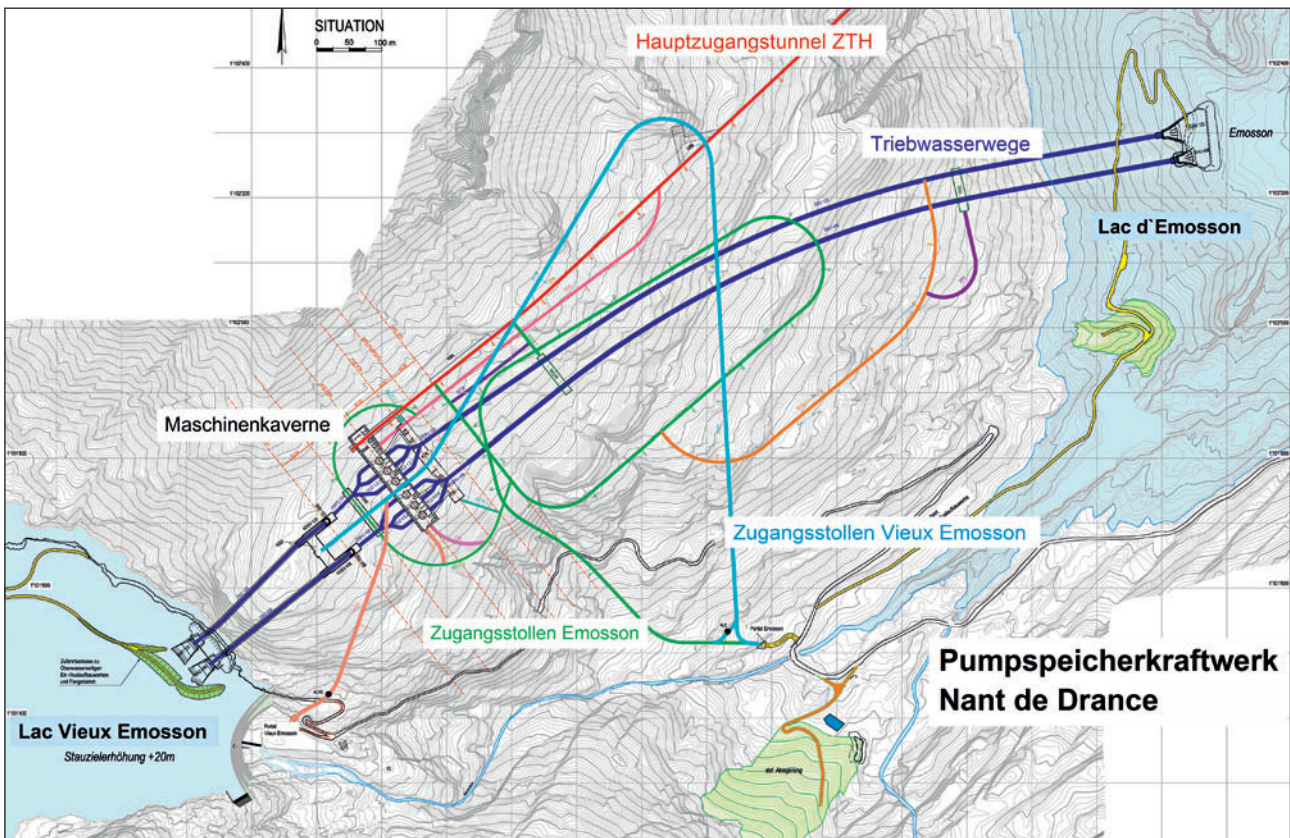
Im Schachtkopfbereich der Triebwasserwege im Oberwasser wurden die Oberwasserschützenkammer und die Kaverne für die Erstellung der Vertikalschächte ausgebrochen. In

2 Stage reached by work

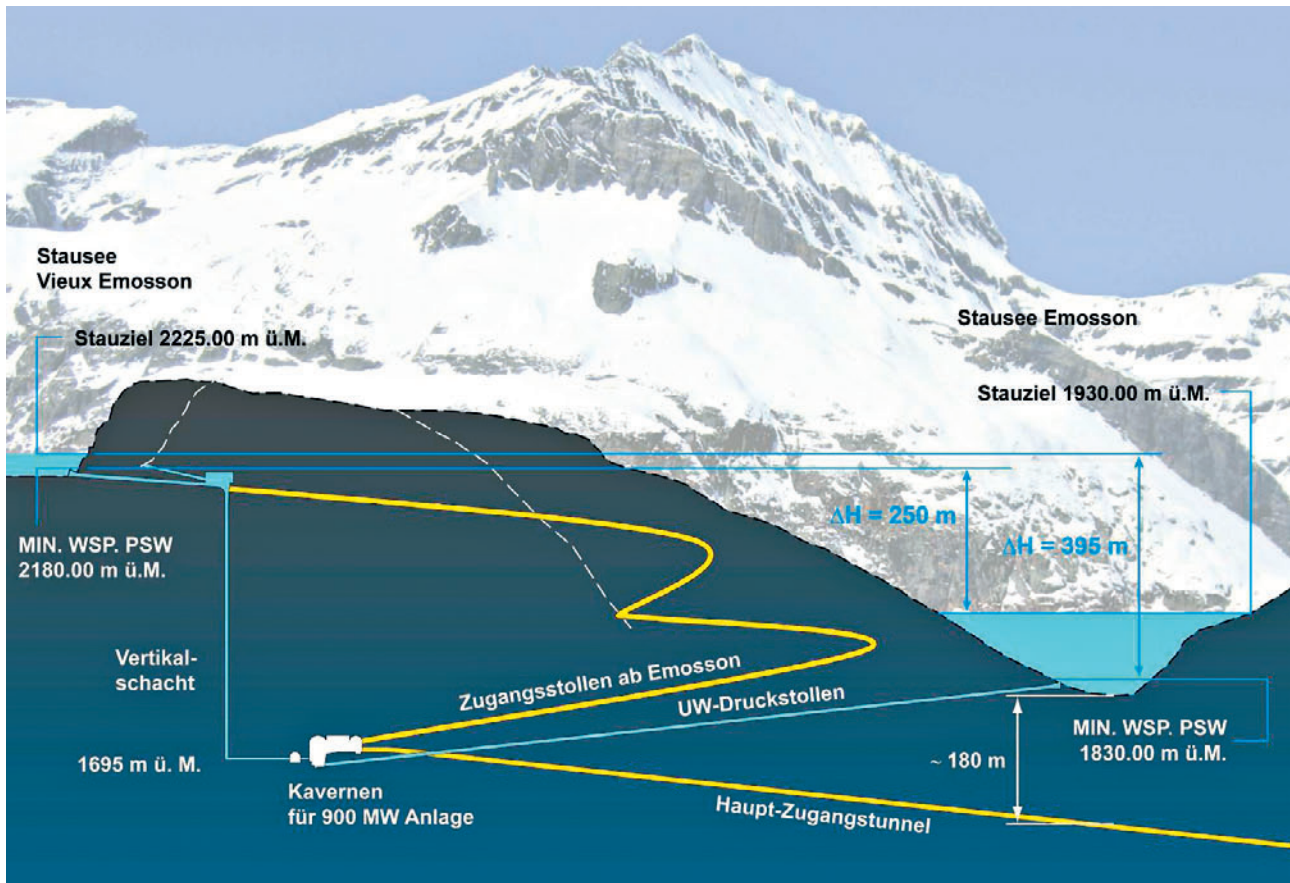
The driving operations for the main access tunnel starting from Châtelard had reached Tm 3800 by January 2012. The 2 other access tunnels from the Emosson portal were completed in summer 2011. These 2 access tunnels on the one hand open up the upper water zone of the headrace tunnels and the Vieux Emosson portal and on the other the access to the machine chamber. After completing the main access tunnel, the breakthrough will then take place at Tm 5600 in summer 2012, providing a continuous link for the access tunnels thus produced. In this way it will be possible to pass from Châtelard (altitude 1100 asl) right up to the machine chamber at an altitude of 1700 m asl, then to the Emosson dam at 2225 m asl. As from this point in time it will be possible to access all sectors of the site throughout the entire year regardless of the weather.

The headwater gate chambers and the chambers for producing the vertical shafts were excavated in the shaft top zone for the headrace tunnels in the headwater. The installation operations for producing the vertical shafts are now being executed in this area.

In the shaft bottom zone for the headrace tunnels at the level of the machine chamber, the headwater construction chamber was completed. As from spring 2012, the head-



1 Situation Triebwasserwege und Stollensystem
Headrace tunnels and gallery system set-up



2 Längsprofil des Projektes
Longitudinal profile of the project

diesem Bereich werden nun die Installationsarbeiten für die Herstellung der Vertikalschächte ausgeführt.

Im Schachtfussbereich der Triebwasserwege auf Höhe der Maschinenkaverne wurde die Baukaverne Oberwasser fertiggestellt. Der Ausbruch der Triebwasserwege Oberwasser zwischen Baukaverne Oberwasser und den Vertikalschächten erfolgt ab dem Frühjahr 2012. Dieser Schachtfussbereich wird für die Herstellung der Vertikalschächte notwendig. Die Schächte werden mittels einer Pilotbohrung und einer anschliessend durchgeführten ersten Aufweitung im Raise-Drill-Verfahren auf 2.4 m Durchmesser ausgebrochen werden. Die Aufweitung erfolgt dabei von unten nach oben. Danach erfolgt eine sprengtechnische Aufweitung auf einen Durchmesser von 8 m von oben nach unten. Der vorgängig erstellte Schachtquerschnitt von 2.4 m Durchmesser wird als Schutterschacht verwendet und das Ausbruchmaterial am Schachtfuss weggeschüttet.

Im Bereich der Maschinenkaverne wurde mit dem Ausbruch der Kalotte begonnen. Die erste Ausbruchetappe ist auf 130 m Länge ausgebrochen und die Ausbruchsicherung in der Kalotte in diesem Bereich eingebaut. Danach werden die Vortriebsarbeiten in der Maschinenkaverne unterbrochen und es wird zunächst das Betongewölbe in der Kalotte erstellt. Für die Lastabtragung des Kalottengewölbes wird

water headrace tunnels between the headwater construction chamber and the vertical shafts is being tackled. This shaft bottom zone is required to produce the vertical shafts. The shafts are being excavated by means of a pilot bore followed by an initial enlargement to 2.4 m using the raise-drill method. The enlargement is carried out from the bottom to the top. This is followed by an enlargement to reach a diameter of 8 m via drill+blast from the top downwards. The previously created shaft cross-section of 2.4 m is to be used as a mucking shaft and the excavated material removed at the shaft bottom.

Work on excavating the crown has started at the machine chamber. The first excavation section of 130 m has been driven and the excavation secured in the crown of this section. Then the driving operations in the machine chamber are to be interrupted in order to first install the concrete vault for the crown. Firstly, a concrete bar will be put in place, which is back-anchored in the rock for load transference of the crown vault.

3 Engineering challenges during construction

3.1 TBM drive of the main access tunnel

The main access tunnel drive represents a variant proposed by the GMI JV. A Herrenknecht hard rock TBM with gripper,

vorgängig ein Betonriegel betonierte, welcher mit Vorspannanker in das Gebirge rückverhängt wird.

3 Bautechnische Herausforderungen

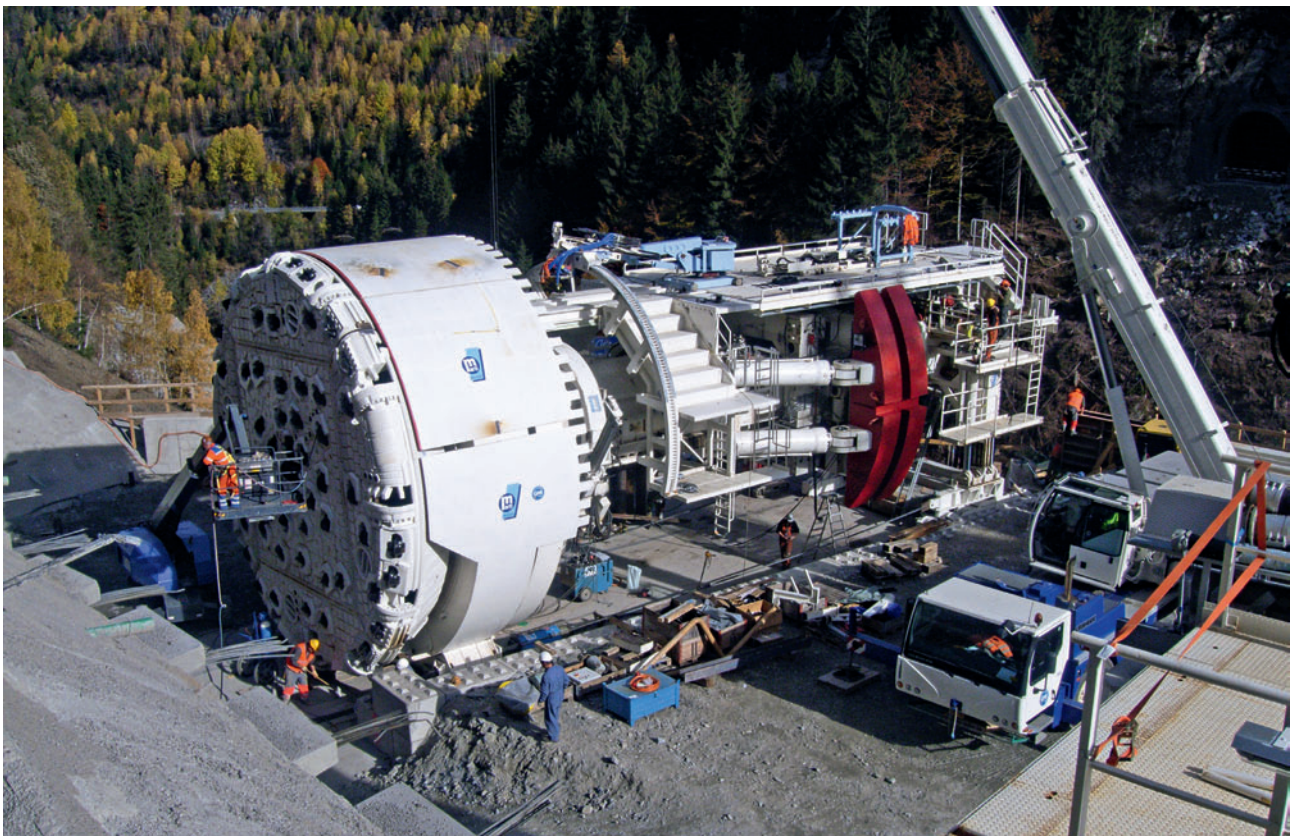
3.1 TBM-Vortrieb des Hauptzugangstunnels

Der Vortrieb des Hauptzugangstunnels stellt eine Variante der Arbeitsgemeinschaft GMI dar. Eingesetzt wird eine Herrenknecht Hartgesteins-TBM mit Gripper, die schon beim Lötschberg-Basistunnel verwendet wurde. Diese wurde aufgrund der dort gemachten Erfahrungen und infolge der neuen Projektanforderungen durch die Marti AG modifiziert. Die Montage der TBM erfolgte unmittelbar vor dem Portal im Oktober/November 2009 (Bild 3). Nach dem Ende Jahr erfolgten Andrehen und der Installation der Nachlaufeinrichtungen konnte der Vortrieb im Dreischichtbetrieb im März 2010 aufgenommen werden. Der Vortriebsstand erreichte Ende Januar 2012 den Tunnelmeter 3850.

Der Einsatz der TBM für die Herstellung des Hauptzugangstunnels wurde aus verschiedenen Gründen gewählt. Einerseits kann mit einer TBM eine grössere Vortriebsleistung ermöglicht werden, sodass sich hieraus bauzeitliche Vorteile ergeben (bis 10 Monate im Projekt). Gleichzeitig kann mit einer TBM ein erschütterungsfreier und schonender Gebirgsabbau vorgenommen werden. Speziell bei der Bewältigung von Störzonen ist dieser Umstand von nicht zu vernachlässigender Bedeutung. Ausserdem kann die

previously used for the Lötschberg Base Tunnel is being employed. The TBM was modified by Marti AG based on the findings obtained there as well as the new project requirements. The TBM was assembled directly in front of the portal in October/November 2009 (Fig. 3). After the machine was started up in the New Year, the back-up trailers were then installed so that the drive was able to commence on a 3-shift basis in March 2010. At the end of January 2012, the excavation had reached Tm 3850.

The TBM application for producing the main access tunnel was selected for a variety of reasons. On the one hand, a TBM enables a greater rate of advance to be achieved, thus resulting in advantages in scheduling (up to 10 months for the project). At the same time, a TBM can remove the rock in a vibration-free and gentler manner. This is something that is extremely important when fault zones have to be tackled. Furthermore, the conveyor belt system in the main access tunnel can be assembled directly on the TBM. The belt is available for continuous removal of the material and is retained after driving has been accomplished and at the same time, is used for feeding concrete aggregates to the underground concrete plant. No crusher is needed for the excavated material during the TBM drive phase. Furthermore, the dust nuisance and, in turn, the working conditions for the labour force can be assessed positively with a TBM drive. The TBM drive possesses an industrial character, with regulated work places and defined safety installations. The air intake



3 TBM-Montage vor dem Portal Châteland
TBM assembly in front of the Châteland portal

Montage der Förderbandanlage im Hauptzugangstunnel unmittelbar auf der TBM erfolgen. Das Förderband steht für einen kontinuierlichen Materialabtransport zur Verfügung und wird nach dem Vortriebsende beibehalten und zugleich für die Zufuhr von Betonzuschlagstoffen zur unterirdischen Betonanlage verwendet. Es ist während der Phase TBM-Vortrieb kein Brecher für das Ausbruchmaterial notwendig. Auch die Staubbelastung und damit die Arbeitsbedingungen für die Mitarbeiter sind bei einem TBM-Vortrieb als positiv zu bewerten. Der TBM-Vortrieb hat einen industriellen Charakter, mit geordneten Arbeitsplätzen und fest installierten Sicherheitseinrichtungen. Es gibt eine auf die jeweiligen Arbeitsbereiche abgestimmte Luftzufuhr, eine Entstaubung und eine Luftabfuhr von verunreinigter Luft und deren Abgabe hinter dem letzten Nachläufer der TBM in den freien Tunnelquerschnitt.

Die Vortriebsleistungen in den verschiedenen geologischen Zonen sind sehr unterschiedlich. Im Vallorcine-Granit konnte eine mittlere Vortriebsleistung von 15 m pro Tag gefahren werden. Im Orthogneis betrug die mittlere Vortriebsleistung 19 m pro Arbeitstag. In der anschließenden Metagrauwacke gehörten Leistungen zwischen 25 und 35 m zur „Tagesordnung“. So konnte am 29. und 30. Oktober 2011 jeweils eine Tagesleistung von 40 m erreicht werden. Im Oktober 2011 konnte aus diesem Grund eine Spitzenleistung von 727 m Monatsleistung erzielt werden. Der Abschnitt der Unterquerung des Stausees Emosson besteht aus einem sehr kompakten, massigen Augengneis. Die Penetrationen waren sehr klein (2 bis 3 mm/Umdrehung), damit konnten nur bescheidene Tagesleistungen von 10 bis 12 m erreicht werden.

Im Granit der Vallorcine und im migmatitischen Gneis wurden zwischen Tunnelmeter 1654 und 1717 erhöhte Wasserzutritte (lokal anfallend bis 40 l/s) bei hohen Wasserdrücken (bis 30 bar) festgestellt (Bild 4). Da diese Störzone den Flankenbereich der bestehenden Bogenstaumauer Emosson quert, wurde befürchtet, dass es zu einer Entwässerung des Gebirges und damit zu einer Setzung der Staumauer kommen könnte. Aus diesem Grund wurden insgesamt 6 Injektionsschirme mit jeweils 30 Bohrungen mit einer Bohrlänge von 26 m ausgeführt. Die Bohrungen wurden radial mit 15° zur Tunnelachse gebohrt. Die einzelnen Injektionsschirme hatten einen Abstand von 6 m untereinander. Der Injektionserfolg wurde mittels Kernbohrungen überprüft. Als Injektionsgut wurde CEM II, Fortico verwendet.

Nach dieser Zone wurden anhand von Vorauserkundungsbohrungen stark verschlechterte Gebirgsverhältnisse festgestellt. Aufgrund dieser Erkenntnis und der weiteren Untersuchungen dieser Störzone wurde beschlossen, das Gebirge mittels Injektionen zu verfestigen. Diese Injektionen wurden analog der bereits ausgeführten Abdichtungsinjektionen ausgeführt. Lediglich die Anzahl der Bohrungen wurde deutlich erhöht. So wurden in der Regel je Injektionsschirm ca. 60 Bohrungen ausgeführt. Bei der Injektion wurden hier vor-



4 Erhöhter Wasserandrang im TBM-Vortrieb
Increased amount of ingressing water during TBM drive

is geared to the individual working sectors, with a dedusting system, and polluted air is expelled behind the last TBM trailer in the free tunnel cross-section.

The rates of advance in the various geological zones differ extremely. An average driving rate of 15 m per day was attained in Vallorcine granite. In orthogneiss the average rate of advance amounted to 19 m per working day. Rates of between 25 and 35 m were “standard” in the Metagrauwacke that followed. On 29 and 30 October 2011, for instance, a daily rate of 40 m was achieved. In October 2011, a peak rate of 727 m for the month was consequently attained. The section undercutting the Emosson dam consists of a highly compact, massive augengneiss. Penetrations were extremely small (2 to 3 mm/rotation) so that only modest daily rates of 10 to 12 m were achieved.

In Vallorcine granite and migmatic gneiss increased amounts of ingressing water (occurring locally up to 40 l/s) given high water pressures (up to 30 bar) were encountered between Tm 1654 and 1717 (Fig. 4). As this fault zone flanks the existing Emosson arched retaining wall, it was feared that the rock could be drained, thus causing the dam wall to subside. As a result, a total of 6 grouting umbrellas each consisting of 30 drilled holes with a drilled length of 26 m was executed. The drilled holes were set radially 15° to the tunnel axis. The individual grouting umbrellas were installed 6 m apart. Core holes were drilled to test the success of grouting. CEM II, Fortico was applied as the grouting agent.

After this zone exploratory bores established badly deteriorating rock conditions. Based on this recognition and investigations that followed in this fault zone, it was decided to consolidate the rock by means of grouting. These injections were undertaken analogue to the sealing injections that had already been executed. However, the number of drilled holes was substantially increased. Thus, generally speaking, some 60 holes were drilled per grouting umbrella. Largely micro-cements were used for the injections. The fault zone sector was successfully negotiated thanks to these grouting measures.

wiegend Mikrozememente eingesetzt. Mit den durchgeführten Injektionsmassnahmen konnte der Störzonenbereich erfolgreich bewältigt werden.

3.2 Ein- und Auslaufbauwerke im Stausee Emosson

Der ursprüngliche Bauvorgang sah vor, dass für die Herstellung der Ein- und Auslaufbauwerke im Stausee Emosson eine ganze Sommer- und Herbstsaison zur Verfügung steht, in welcher der Stausee Emosson komplett abgesenkt bleibt und es dadurch möglich wird, den Ausbruch und die Verkleidung der ersten Meter der zukünftigen Triebwasserwege vorzunehmen sowie die beiden Betonbauwerke für den Ein- und Auslauf zu realisieren. Diese Vorgehensweise hätte aber einen Ausfall von einer ganzen Jahresstromproduktion der bestehenden Kraftwerksanlagen bedeutet. Der Stausee wird jeweils zwischen April und September durch die Schneeschmelze und die Niederschläge gefüllt.

Aus diesen Begebenheiten heraus wurde vonseiten des Bauherrn der Wunsch geboren, die Bauphasen für die Ein- und Auslaufbauwerke Emosson auf mehrere Jahre zu verteilen, aber auf kurze Intervalle zu beschränken. Die vorgesehene Ausführungsperiode bleibt dabei auf die Monate Anfang März bis Ende Mai reduziert. Dadurch ist es möglich, den Stausee Emosson zwischen Juni und September mit Wasser zu füllen.

Die Durchführung der Ausbruch- und Betonarbeiten der Ein- und Auslaufbauwerke in mehreren Etappen, auf mehrere Jahre verteilt, erfordert eine mehrmalige Baustelleneinrichtung und -räumung. Gleichzeitig erfordert das Arbeiten in mehreren kurzen Etappen ein immer wieder notwendiges Herrichten der Arbeitsbereiche.

Die Ausführungszeitpunkte der Ein- und Auslaufbauwerke Emosson wurden dadurch in die witterungsbedingt ungünstigere Jahreszeit verschoben. Im März und auch noch im April kann es noch zu mehr oder weniger starken Schneefällen kommen. Die Aussentemperaturen in der Zeit von März bis Mai sind in der Regel noch sehr niedrig und erfordern bei der Ausführung von diversen Arbeiten erhebliche Zusatzaufwendungen bzw. führen zu Leistungseinbussen. Erschwert wird das Ganze noch dadurch, dass die Arbeiten zur Zeit der Schneeschmelze erfolgen und im Baubereich, aber auch im Zufahrtsbereich zur Baustelle eine erhebliche Lawinengefahr besteht. Es muss daher eine ständige Überwachung durch einen verantwortlichen Bergführer gewährleistet sein. Der Bergführer kann je nach Wetterlage und Gefährdungsbeurteilung der Situation auf der Baustelle und der Baustellenzufahrt einen Abbruch der Arbeiten anordnen. Das genaue Vorgehen inkl. der Sicherheitsausbildung und der Sicherheitsausrüstung ist in einer gesonderten Arbeitsanweisung geregelt. Alle Beteiligten sind zur Einhaltung und strikten Umsetzung dieser Arbeitsanweisung verpflichtet.

Im Frühjahr 2009 wurde zunächst eine Baugrunderkundung zur Festlegung des optimalen Standorts für die Ein- und Aus-

3.2 Intake and outlet structures in the Emosson dam

It was originally intended to make an entire summer and autumn period available for producing the intake and outlet structures in the Emosson dam. During this time, the Emosson dam water was to be lowered to such an extent that it would be possible to build the first section of the future headrace tunnels as well as the concrete intake and outlet structures. However, this approach would have resulted in a full year of electricity generated by the existing power plants being lost. Between April and September the dam is filled by melted snow and precipitation.

These circumstances resulted in the client hitting upon the notion that the construction phases for the Emosson intake and outlet structures should be distributed over several years, but tackled within short spans. Towards this end, the period of execution remains restricted to from early March till the end of May. In this way, it is possible to ensure that the Emosson dam is filled with water between June and September.

Executing the excavation and concreting operations for the intake and outlet structures in several stages distributed over a number of years requires the construction site to be established and cleared on several occasions. At the same time, working in several short stages makes it necessary to set up the working sectors on a number of occasions.

As a consequence, the times for executing the Emosson intake and outlet structures were postponed till that time of year most affected by the weather. There are often heavy falls of snow in March and even in April. The outside temperatures during the period from March till May are often very low and call for substantial additional applications or lead to losses in performance during the execution of various activities. Everything is made all the more difficult by the fact that these operations have to be tackled when the snow is melting so that there is a considerable risk of avalanches affecting construction as well as the access area to the site. As a result, a responsible mountain guide must constantly supervise the situation. The guide is charged with calling for work to be ceased should circumstances on site and on the site access warrant it, depending on the weather and his assessment of how dangerous things are. The exact procedure, including safety drill and safety equipment, is contained in special working regulations. All those involved are obliged to adhere to these regulations and make sure they are properly put into practice.

In spring 2009, first of all the subsoil was investigated to establish the optimal location for the Emosson intake and outlet structures. Towards this end, an exploratory cut was made using a spider excavator in the drained lake and the rock exposed.

In spring 2010, the construction access for the Emosson intake and outlet structures was created. Towards this end, the



5 *Bau des Ein- und Auslaufbauwerks auf Kote 1917*
Building the intake and outlet structure at 1917 m

laufbauwerke Emosson durchgeführt. Dazu wurde ein Sondierschlitz mittels Schreitbagger im abgesenkten See ausgeführt und der Fels freigelegt.

Im Frühjahr 2010 wurde die Bauzufahrt für die Ein- und Auslaufbauwerke Emosson erstellt. Die Strasse führt dabei vom Baustelleninstallationsplatz am Collecteur Ouest mit einem Gefälle von bis zu 15 % zum Standort der Ein- und Auslaufbauwerke. In dieser Phase wurde auch die Bauplattform für die Durchführung der weiteren Bauarbeiten im See Emosson ausgeführt und der Voreinschnitt für die Ein- und Auslaufbauwerke Emosson fertiggestellt.

In der nächsten Bauetappe im Frühjahr 2011 wurden mittels Sprengvortrieb die ersten 50 m im Anschluss an das Ein- und Auslaufbauwerk der beiden Triebwasserwege ausgebrochen sowie die Foundationsschicht inkl. der Betonunterkonstruktion für das Ein- und Auslaufbauwerk erstellt.

Im Sinne einer Optimierung der zuvor beschriebenen terminlichen und bautechnischen Einschränkungen wurde beschlossen, die beiden Ein- und Auslaufbauwerke Emosson während der Sommermonate auf einer Plattform herzustellen, welche sich auf der Höhe 1917 m ü.M. befindet und deshalb erst kurz vor Erreichen des maximalen Seespiegels

road leads from the site installation yard at Collecteur Ouest with an incline of up to 15 % to the location for the intake and outlet structures. During this phase, the construction platform for undertaking the further building activities at Lake Emosson was produced and the precast for the Emosson intake and outlet structures completed.

During the next construction stage in spring 2011, drill+blast was applied to excavate the first 50 m connecting up to the intake and outlet structures for the 2 headrace tunnels, and the foundation layer, including the concrete subgrade for the intake and outlet structures, was produced.

In order to optimise the previously mentioned restrictions relating to scheduling and engineering it was decided to produce the 2 Emosson intake and outlet structures during the summer months on a platform, located at a height of 1917 m asl and which would first be flooded shortly before the maximum lake water level was reached (Fig. 5). As a result, ample time remains available for the extensive shuttering, reinforcing and concreting operations. The individual structures have a ground plan of 22 x 25 m and are roughly 11 m high, corresponding to a volume of approximately 6000 m³. At the end of September 2011, the lake water level had risen to such an extent that the entire structure was overflooded (Fig. 6).



6 Steigender Seewasserspiegel im Stausee Emosson
Increasing the lake water level in the Emosson dam

überflutet wird (Bild 5). Damit steht ausreichend Zeit für die umfangreichen Schal-, Bewehrungs- und Betonierarbeiten zur Verfügung. Das einzelne Bauwerk hat einen Grundriss von 22 x 25 m und eine Höhe von ca. 11 m, was einem Volumen von ca. 6000 m³ entspricht. Ende September 2011 war der Seespiegel soweit angestiegen, dass das gesamte Bauwerk überflutet war (Bild 6). Damit waren die Voraussetzungen für den Einschwimmvorgang durch einen von der Bauherrschaft bestimmten Drittunternehmer gegeben. Das Bauwerk wurde vor der Überflutung für den Einschwimmvorgang vorbereitet. Durch ein Luftkissen im Innern des Bauwerks und mithilfe eines Schwimmpontons, welcher nach dem Überfluten des Bauwerks auf der Decke des Bauwerks andockt, werden die Auftriebskräfte des Schwimmkörpers erzeugt und die Konstruktion zum Abheben von der Bauplattform veranlasst. Danach wird die gesamte Schwimmereinheit aus Bauwerk und Ponton im See verschoben und das Bauwerk an der planmässig vorgesehenen Stelle im See am Standort des späteren Ein- und Auslaufbauwerks auf der vorbereiteten Foundationsschicht abgelassen und abgesetzt (Bild 7). Dazu werden verankerte Drahtseile verwendet und eine Zentriereinrichtung sorgt für das lagegenaue Absetzen des Bauwerks an der richtigen Stelle.

This provided the prerequisites for the immersion procedure commissioned to a sub-contractor by the client. Prior to overflooding, the structure was prepared for the immersion procedure. By means of an air cushion set within the structure and with the aid of a construction pontoon that docks on the roof of the structure following overflooding, the floating body's buoyancy forces are produced and the structure then lifted from the construction platform. Thereafter the entire unit consisting of the structure and the pontoon is thrust into the lake and the structure set down and positioned on the prepared foundation layer at the exact point foreseen for the subsequent intake and outlet structure (Fig. 7). For this purpose, anchored wire cables are used and a centring device ensures that the structure is placed in the exact position.

In spring 2012, the floor and the vault of the headrace tunnel are to be produced during a further construction stage in a bore driven via drill+blast the previous year and the transition between headrace cross-section and intake and outlet structure produced. A concrete spigot is installed in the completed headrace for the subsequently necessary further excavation and concreting activities for the headrace tunnels in the power station's tailwater zone. This spigot serves as

Im Frühjahr 2012 wird in einer weiteren Ausführungsstufe die Sohle und das Gewölbe des Triebwasserweges in einer der im Vorjahr ausgebrochenen Sprengvortriebsröhre erstellt und der Übergang zwischen Triebwasserwegquerschnitt und Ein- und Auslaufbauwerk hergestellt. Für die später notwendigen weiteren Ausbrucharbeiten und Betonarbeiten der Triebwasserwege im Bereich Unterwasser der Kraftwerksanlage wird ein Betonzapfen im fertig erstellten Triebwasserweg eingebaut. Dieser Zapfen dient als temporäres Verschlussorgan während der Bauphase, damit nach Wiederanstieg des Seewasserspiegels sichergestellt ist, dass die übrigen Bauwerksteile der Kraftwerksanlage vor Wasserzutritten geschützt sind und ein Anschluss der Triebwasserwege an die bereits fertiggestellte Triebwasserstrecke unabhängig vom Seespiegel möglich ist.

Im Sommer 2012 wird das zweite Bauwerk der beiden Ein- und Auslaufbauwerke Emosson analog dem ersten Bauwerk erstellt und im Herbst 2012 an den definitiven Standort verschoben. Im Frühjahr 2013 erfolgt die Herstellung der Sohle und des Gewölbes des 2. Triebwasserweges analog der im Vorjahr ausgeführten ersten Röhre inkl. der Ausführung des Betonzapfens.

3.3 Unübliche Schadstoffe

Bei der Bauausführung werden der Unternehmer und auch der Bauherr mit Schadstoffen konfrontiert, welche zwar bekannt, aber bisher in der Art und Weise bei Vortriebsarbeiten noch nicht so häufig anzutreffen waren. Beim Vortrieb des Hauptzugangstunnels und auch bei den Vortrieben in



7 Ein- und Auslaufbauwerk wird verschifft (unter der Seeoberfläche, nicht sichtbar) und anschliessend abgesenkt (Intake and outlet structure is moved (under the lake surface, not visible) and subsequently immersed)

a temporary cut-off during the construction phase in order to ensure that the other elements of the power station are protected against ingressing water once the lake water level rises again and to provide a connection for the headrace tunnels to the already completed headrace section independent of the lake water level.

In summer 2012, the second of the 2 Emosson intake and outlet structures will be constructed in similar fashion to the first one and in autumn 2012 moved into its definitive location. In spring 2013, the floor and the vault for the second headrace tunnel will be executed in similar vein to the first tunnel completed last year, including the concrete spigot.

3.3 Unaccustomed toxic substances

During the execution of construction, the contractor and the client were confronted with toxic substances which, although known, have not been encountered quite as frequently to this extent during driving activities. When driving the main access tunnel as well as the drives at Emosson, the toxic substances radon (radioactive) and arsenic were encountered.

The problems associated with "natural" radioactivity in the Vallorcine granite rock formations were already known prior to construction work being commenced. The Radiation Protection Ordinance governs how radioactive materials should be dealt with. Accordingly, in conjunction with Suva radiation experts, practical measures on the spot, such as daily control measurements, a monitoring concept and measures when limit values are exceeded were determined – and these were laid down in the tendering documents and possible precautionary measures described. The dose rate of radiation in the driving crews' working sphere was measured on a daily basis. Furthermore, the concentration of radon gas was monitored by means of Rn dosimeters. The most effective measure when radon gas makes its presence felt during driving is simply to increase the supply of fresh air to dilute the concentration. This measure was taken into consideration for the ventilation concept so that the necessary reserves are available for the tunnel ventilation.

When checking the excavated material for traces of radioactivity (dose rate), all excavated quantities are controlled with radioactivity measuring equipment using special measurement gates (Fig. 8). The material can only then be used for aggregate production or can be dumped definitively after positive examination (determining limit value not exceeded). Should an increased amount of radioactivity be established, then this material has to be stored separately (hot tip).

So far, zones with radioactive mineralisations have also been encountered at a few places in the drives. These zones were also identified by means of control measurements. The affected areas were effectively sealed with shotcrete. The control measurements that followed revealed no further abnormalities so that the danger zones could thus be eliminated.

Emosson wurden die Schadstoffe Radon (Radioaktivität) und Arsen festgestellt.

Die Problematik der „natürlichen“ Radioaktivität in den Felsformationen des Vallorcine-Granites war bereits im Vorfeld der Aufnahme der Bauarbeiten bekannt. Der Umgang mit radioaktiven Stoffen ist in der Strahlenschutzverordnung geregelt. Entsprechend wurden in Zusammenarbeit mit den Strahlenexperten der Suva die praktischen Massnahmen vor Ort, wie tägliche Kontrollmessungen, Überwachungskonzept und Massnahmen bei Überschreitung von Grenzwerten festgelegt, und diese wurden in den Ausschreibungsunterlagen erwähnt und allfällige Vorsichtsmassnahmen beschrieben. Täglich wird die Dosisleistung der Strahlung im Arbeitsbereich der Vortriebsmannschaften gemessen. Zusätzlich erfolgt die Überwachung der Radongaskonzentration mithilfe von Rn-Dosimetern. Die wirksamste Massnahme beim Auftreten von Radongas im Vortrieb ist einzig die erhöhte Zufuhr von Frischluft zur Verdünnung der Konzentration. Diese Massnahme wurde im Lüftungskonzept berücksichtigt, sodass die notwendigen Reserven bei der Tunnelbewetterung vorhanden sind.

Bei der Überprüfung der Ausbruchmaterialien auf Radioaktivität (Dosisleistung) werden sämtliche Ausbruchmassen mittels speziell errichteter Messtore mit Radioaktivitätsmess-einrichtungen kontrolliert (Bild 8). Erst nach positiver Überprüfung (massgeblicher Grenzwert nicht überschritten) darf das Material für die Zuschlagstoffproduktion bzw. für den Einbau auf den definitiven Ablagerungen verwendet werden. Wird dabei eine erhöhte Radioaktivität festgestellt, ist dieses Material gesondert zu lagern (Heisse Halde).

In den Vortrieben wurden bisher auch an einigen wenigen Stellen Zonen mit radioaktiven Vererzungen festgestellt. Diese Zonen konnten ebenfalls durch die Kontrollmessungen erkannt werden. Die betroffenen Stellen wurden mit Spritzbeton ausreichend versiegelt. Die anschliessenden Kontrollmessungen haben keine weiteren Auffälligkeiten mehr gezeigt, sodass damit die Gefahrenzonen eliminiert werden konnten.

Zusätzlich zur Radioaktivität wurde im Hauptzugangstunnel ein weiterer, bisher in Vortrieben nicht massgeblicher Schadstoff festgestellt: Aufgrund von Analysen des Bergwassers wurden erhöhte Konzentrationen an Arsen, über 0.05 mg/l (Trinkwassergrenzwert SLMB), jedoch unter dem Grenzwert für die Einleitung in offene Gewässer, gemessen. Ebenfalls die im Nachgang gemachten Untersuchungen des Schlammes aus den Absetzbecken der Wasseraufbereitungsanlage des Tunnelwassers sowie der Kiesaufbereitung zeigten erhöhte Mengen an Arsen. Je nach zulässigen Konzentrationswerten erfolgte die Entsorgung des Schlammes in einer Reststoffdeponie oder in einer Inertstoffdeponie. Die Zonen mit den hohen Arsengehalten befinden sich besonders in den Orthogneisen.



8 Messportal für radioaktives Ausbruchmaterial
Measurement portal for radioactive excavated material

Apart from radioactivity, a further toxic substance was unearthed in the main access tunnel, which has so far not been extensively found in excavations: thanks to underground water analyses, increased concentrations of arsenic, in excess of 0.05 mg/l (drinking water limit SLMB – Swiss Ordinance) were found, although still beneath the limit for discharging them into open waters. Similarly, the investigations of the mud from the settling basin of the water preparation plant for the tunnel water as well as the gravel preparation indicated increased amounts of arsenic. Depending on the permissible concentration values, the mud was disposed of in a residual landfill or an inert material tip. The zones with high arsenic contents are mainly found in the orthogneisses.

After encountering these increased arsenic concentrations, possible harmful effects on the health of the labour force in the tunnel were examined. However, as so far (until today) no findings are available in this respect, it was decided to commission a specialised institute (Swissi) to undertake a study with the aim of establishing appropriate health-protecting measures.

The study revealed that contact with underground water containing arsenic and arsenic dust mainly represents a problem only when ingested orally, thus penetrating the gastrointestinal tract. The danger of arsenic being absorbed via the skin is largely negligible. Wounds represent an exception. Skin contact, however, is associated with oral penetration.

It is essential to wear protective gloves, goggles and possibly a protective mask in order to prevent arsenic contamination during certain activities that cause contact with underground water, rock dust and mud. Additionally, manual hygiene rules for smoking, eating and drinking are advisable. Thus it is recommended not to make coffee or tea in the tunnels. Instead, such beverages should be carried in large thermos flasks prepared prior to the shift starting.

The accommodation containers in the tunnel should be wet cleaned at regular intervals in order to minimise dust

Nach dem Antreffen der erhöhten Arsenkonzentrationen wurden die möglichen gesundheitlichen Beeinträchtigungen auf die Mitarbeiter im Tunnel untersucht. Da hierüber (bis heute) aber keine Erfahrungen vorliegen, wurde beschlossen, ein auf derartige Problemstellungen spezialisiertes Institut (Swissi) mit einer Studie zu beauftragen, mit der Zielsetzung, die erforderlichen gesundheitsschützenden Massnahmen festzulegen.

Die Studie hat ergeben, dass der Kontakt mit arsenhaltigem Bergwasser und Arsenstaub vorwiegend nur bei oraler Aufnahme und damit einem Eindringen in den Magen-Darm-Trakt ein Problem darstellt. Die Gefahr des Eindringens des Arsens über die Haut ist weitgehend vernachlässigbar. Ausnahmen stellen lediglich Hautverletzungen dar. Der Hautkontakt ist aber im Zusammenhang mit dem oralen Eindringen zu sehen.

Zur Vermeidung einer Arsenkontamination muss bei bestimmten Tätigkeiten, welche einen Kontakt mit Bergwasser, Gesteinsstaub und Schlamm hervorrufen, das Tragen von Schutzhandschuhen, Schutzbrille und ggf. auch Schutzmaske umgesetzt werden. Zusätzlich werden Handhygiene-Regeln für das Rauchen, Essen und Trinken empfohlen. So soll die Zubereitung von Kaffee- und Teegetränken im Tunnel eingestellt werden. Stattdessen sollen die Getränke mit grossen Thermoskannen am Schichtbeginn in den Tunnel mitgenommen werden.

Die Aufenthaltscontainer im Tunnel sollen öfters regelmässig feucht gereinigt werden, um Staubansammlungen zu minimieren. Der Kleiderwechsel und das Duschen nach Schichtende müssen zwingend ausserhalb der Wohncontainer stattfinden, sodass eine Verschleppung der Kontamination in den Wohnbereich vermieden werden kann. Die Arbeitskleidung soll noch regelmässiger zur Reinigung abgegeben werden. Speziell die Personen, welche Tätigkeiten mit einem hohen Anteil an Kontakt mit Schlamm, Bohrwasser und Gesteinsstaub ausüben, sollen angehalten werden die Arbeitskleidung in kurzen Intervallen zur Reinigung zu geben.

3.4 Materialmanagement und Logistik (Ausbruchmaterial/Betonzuschlagstoffe)

Infolge der Komplexität der Baustelle mit den zahlreichen Vortriebsabschnitten, welche parallel ausgeführt werden müssen, der begrenzten Zugangsmöglichkeiten und der grossen Höhendifferenzen (1100 bis 2300 m ü.M.) zwischen den einzelnen Bauobjekten kommt der Logistik eine Schlüsselrolle zu. Total sind 16.5 km Stollen und Tunnel mit einer gesamten Ausbruchkubatur von 1 250 000 m³ fest auszubrechen. Diese Gesteinsmasse wird grösstenteils in 3 Ablagerungen endgelagert. Die zu produzierende und einzubauende Betonmenge beträgt 320 000 m³ Frischbeton. Die Betonzuschlagstoffe werden aus geeignetem Ausbruchmaterial (Granite und Gneise) in einem speziell aufgebauten Kieswerk im Baustellenbereich hergestellt.

accumulating. Changing clothes and taking showers must be carried out outside the accommodation container so that no contamination is carried into the living quarters. Working clothes must be regularly handed over for cleaning purposes. Particularly those persons whose activities bring them into regular contact with mud, drilling water and rock dust must be urged to hand over their clothing to be cleaned at short intervals.

3.4 Material management and logistics (excavated material, concrete aggregates)

Owing to the complexity of the construction site with its numerous excavation sections which have to be executed parallel to one another, the restricted access opportunities and the major difference in altitude (1100 to 2300 m asl) between the various facilities being built, understandably logistics has a key part to play. Altogether 16.5 km of galleries and tunnels with a total excavated cubage of 1,250,000 m³ have to be driven. This rock mass will largely end up being dumped. 320,000 m³ of fresh concrete has to be produced and placed. The concrete aggregates are produced from suitable excavated material (granites and gneisses) in a special gravel plant on the site.

The excavated material from the TBM drive for the main access tunnel is transferred via a belt conveyor system to the Châteldard portal where it is discharged via a swivelling arm. High requirements are placed on the belt conveyor: the final length amounts to 5600 m, the maximum transport capacity is 1000 t/h, the gradient 12 % and the curved radius 800 m. The forces and speeds from various load cases are compensated by means of 3 booster stations (Fig. 9).

The excavated material from the drill+blast drives is carried out by means of special mucking vehicles from the driving zone directly to the final dump or to the tipping point crusher plant/conveyor system in the underground section. The trucks have a gross weight of 48 t and are specially devised for tackling 12 % gradients as well as for being loaded in constricted space conditions (Fig. 10).



9 *Boosterstation im TBM-Vortrieb*
Booster station in the TBM drive

Das Ausbruchmaterial aus dem TBM-Vortrieb des Hauptzugangstunnels wird über eine Förderbandanlage zum Portal Châtelard geführt und hier über einen Schwenkausleger abgeworfen. An das Förderband sind hohe Anforderungen gestellt: Die Endlänge beträgt 5600 m, die maximale Transportkapazität 1000 t/h, die Steigung 12 % und die Kurvenradien 800 m. Mittels dreier Boosterstationen werden die Kräfte und Geschwindigkeiten aus den diversen Lastfällen ausgeglichen (Bild 9).

Das Ausbruchmaterial aus den Sprengvortrieben wird mittels speziellen Schutterfahrzeugen aus dem Vortriebsbereich direkt auf die Endablagerung oder zur Kippstelle Brecheranlage/Förderanlage im Untertagebereich geführt. Die Lkw verfügen über ein Gesamtgewicht von 48 t und sind speziell für das Befahren von Steigungen und Gefällen von 12 % sowie für die engen Platzverhältnisse beim Beladen konzipiert (Bild 10).

Sobald der Hauptzugangstunnel fertig aufgefahren und der Durchschlag mit dem Zugangstunnel von Emosson aus erfolgt ist, wird am oberen Ende des Hauptzugangstunnels eine untertägige Betonmischanlage betrieben. Sie wird die bestehende Anlage am Portal Châtelard ersetzen (Bild 11). Die untertägige Anlage wird mit 2 Mischeinheiten ausgerüstet und gleichzeitig Spritzbeton für Sicherungsarbeiten und Konstruktionsbeton produzieren können. Für die Versorgung dieser Betonanlage wird der Betonzuschlagstoff über die Förderbandanlage im Hauptzugangstunnel transportiert, um die notwendigen Lkw-Fahrten im Hauptzugangstunnel zu beschränken. Je nach Bauphase und Bedarf an Beton werden dabei bis zu 3000 t Betonkies an einem Tag mit der Förderbandanlage transportiert. Der Betonkies wird in den Zuschlagstoffsilos bei der untertägigen Betonanlage zwischengelagert. Parallel zu diesen Silos befindet sich eine 2. Siloreihe für die Lagerung der Betonzuschlagstoffe für die Staumauererhöhung in Vieux Emosson. Auch dieser Betonzuschlagstoff mit den Fraktionen 0/4, 4/8 und 8/16 wird mit der Förderbandanlage bis in die Siloanlage neben der untertägigen Betonanlage transportiert. Von dort aus wird der Zuschlagstoff für die Staumauererhöhung per Lkw über die Zugangstunnel in Richtung Vieux Emosson weitertransportiert. Die Staumauererhöhung wird in den Sommermonaten 2013 und 2014 realisiert.

Neben den Betonzuschlagstoffen müssen Zement, Flugasche und Betonchemie sowie Stahlfasern für den Spritzbeton per Lkw von Châtelard aus über den Hauptzugangstunnel zur untertägigen Betonanlage transportiert werden. Für die übrigen Baumaterialien, wie Schalung, Rohre, Bewehrung usw. werden am Portal Châtelard entsprechende Rollpaletten befüllt und mit Zugeinheiten des Systems Terberg an den jeweiligen Bestimmungsort unter Tage transportiert.

Für die Organisation der Logistik gibt es eine Logistikzentrale mit verantwortlichen Personen, welche die Bauabläufe im Detail kennen und jeweils entscheiden, welche Baustellen wann welchen Beton und welches Baumaterial erhalten. Dabei gilt der Grundsatz der Priorität für die unterschiedlichen Bauteile.

As soon as the main access tunnel has been completely driven and the breakthrough to the Emosson access tunnel finished, an underground concrete mixing plant will be operated at the upper end of the main access tunnel. It will replace the existing plant at the Châtelard portal (Fig. 11). The underground plant will be fitted with 2 mixing units so that it is at the same time able to produce shotcrete for support work and structural concrete. Concrete aggregate will be transported to supply this concrete plant via the belt conveyor system in the main access tunnel so that the number of truck transports in the main access tunnel is restricted. Depending on the construction phase and the demand for concrete, up to 3000 t of concrete gravel will be carried on the belt conveyor system daily. The gravel will be temporarily stored in the aggregate silos at the underground concrete plant. Parallel to these silos, there is a second row of silos for storing the concrete aggregates needed for raising the retaining wall at Vieux Emosson. This concrete aggregate with the fractions 0/4, 3/8 and 8/16 will also be transported via the belt conveyor system to the silos next to the underground concrete plant. From there, the aggregate required for raising the retaining wall will be carried by truck via the access tunnel towards Vieux Emosson. The retaining wall will be raised during the summer months of 2013 and 2014.

In addition to the concrete aggregates, cement, fly ash and concrete chemicals as well as steel fibres for the shotcrete must be transported by truck from Châtelard through the main access tunnel to the underground concrete plant. As far as the other building materials such as shuttering, pipes, reinforcement, etc. are concerned, corresponding mobile palettes are to be loaded at the Châtelard portal and transported via train units (Terberg system) to the various destinations underground.

There is to be a logistics centre manned by various responsible persons for organising the logistics – people who know the construction procedures inside out and can decide which concretes and which materials are to go to which site. Towards this end, there is a priority system gov-



10 Spezielle Lkw zur Stollenschutterung
Special trucks for handling muck



11 Betonanlage Châtelard
Châtelard concrete plant

Für die Durchführung dieser schwierigen Aufgabe ist es erforderlich, dass sämtliche Materialanforderungen bei der Logistik angemeldet werden müssen. Die Logistikzentrale ist auch für die Zufahrt in den Tunnel verantwortlich und entscheidet, wann wer wohin fahren darf. Die Organisation und Einrichtung der Logistik ist derzeit in der Aufbauphase.

4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Baustelle Pumpspeicherwerk Nant de Drance bietet auch in den nächsten Jahren noch zahlreiche Herausforderungen und interessante Aufgabenstellungen. Mit dem in diesem Jahr vorgesehenen Durchschlag des Hauptzugangstunnels beginnt die Phase der Neuausrichtung der Baustelle. Es müssen die notwendigen Voraussetzungen für die Bewältigung der anstehenden logistischen Probleme, Realisierung der weiteren Vortriebsarbeiten und den Beginn der Verkleidungs- und Innenausbauarbeiten geschaffen werden. Nur wenn in dieser Phase die richtigen Baustelleneinrichtungen und Installationen mit ausreichenden Kapazitäten und Systemreserven eingerichtet werden, lassen sich die zukünftig notwendigen hohen Leistungen zur Einhaltung des Bauprogramms mit Erfolg erbringen.

erning the various elements. It is essential that all requests for material are registered with the logistics centre so that this difficult task can be carried out. The logistics centre is also responsible for accessing the tunnel and decides just when and who is permitted to drive to a particular point. Currently, the organisation and set-up for the logistics is being established.

4 Conclusions and outlook

The Nant de Drance pumped-storage power station construction site will offer further numerous challenges and interesting tasks in the years ahead. This year's intended breakthrough of the main access tunnel heralds in a new phase for the site. The necessary prerequisites for overcoming the existing logistical problems, the accomplishment of the remaining driving operations and the start of the lining and inner furnishing activities must all be resolved. Only if the proper site facilities and installations are established in this phase with sufficient capacities and system reserves will it also be possible to ensure that the high performances required to accomplish the construction programme successfully in future are achieved.

Florent Martin, Ing. Géotechnique et Génie Civil, Spie Batignolles TPCI, Boulogne-Billancourt/F

Maîtrise des Vibrations en Milieu Urbain

Le Creusement à l'explosif du Tube Nord du Tunnel de la Croix-Rousse

Le projet de rénovation lourde du Tunnel de la Croix-Rousse prévoit notamment de créer à l'explosif une galerie de sécurité de 1753 m, parallèle à un tunnel existant en service et 11 galeries de communication nommées «intertubes». Les travaux sont réalisés en centre-ville, en milieu très urbanisé, dans le cadre contractuel d'un chantier en conception-réalisation. Dans ce cadre particulier le titulaire du marché a conduit une réflexion complète pour permettre la maîtrise des vibrations du fait des tirs. Après plus de 400 tirs le creusement s'est achevé avec plusieurs mois d'avance sans aucun désordre.

Control of Vibrations in the Urban Environment

Excavation with explosives of the North Tube of the Croix-Rousse Tunnel

The major renovation project of the Croix-Rousse Tunnel includes a 1753 m long safety gallery executed using explosives, parallel to an existing tunnel in operation and 11 intertube galleries. In the context of a design-build contract, the works are carried out in the city centre in a highly urbanised environment. In this specific context, the contractor has carried out a comprehensive study to control the vibrations resulting from the blasts. After more than 400 blasts, the excavation was completed several months ahead of schedule without any disruptions.

1 Présentation du Projet

1.1 Le cadre de l'opération

L'actuel Tunnel de la Croix-Rousse est un ouvrage de 1753 m de longueur qui a été mis en service en 1952. Il traverse la colline de la Croix-Rousse, en reliant la rive de la Saône avec celle du Rhône (Fig. 1).

D'une chaussée de 12 m de large, c'est un ouvrage bidirectionnel avec 4 voies de circulation, représentant un flux de circulation significatif, de 44 000 véhicules par jour (à



1 Percement du tunnel existant 1939
Drilling of the existing 1939 tunnel

1 Presentation of the Project

1.1 The operational context

The existing 1753 m long Croix-Rousse Tunnel was put into operation in 1952. It crosses Croix-Rousse hill and connects the banks of the rivers Saone and Rhone (Fig. 1).

With a 12 m wide carriageway, this two-directional structure has 4 lanes and represents an important traffic flow with 44,000 vehicles per day (compared with 120,000 in the tunnel beneath Fourvière). The structure includes a false ceiling supporting the ventilation ducts that are connected to 5 ventilation shafts and 5 surface installations to operate the fans and the various electrical installations.

Various inspections and reports have highlighted the poor condition of the whole structure with regards to the civil engineering and the plant equipment. Given the extreme deterioration of the structure and regulatory changes (notably the Mont Blanc safety and traffic regulations), and as a result of the prior regulatory consultation, Grand Lyon, the Contracting Owner, has decided to carry out major renovation works of the tunnel with the creation of a new tube parallel to the existing tunnel, reserved for public transport and soft mobility.

The operating programme planned that the newly built tube would be located as close as possible to the north end of

Beherrschung von Vibrationen im städtischen Umfeld

Sprengvortrieb der Nordröhre des Tunnel de la Croix-Rousse

Bei der Sanierung des Tunnel de la Croix-Rousse soll parallel zu einem bestehenden Tunnel mit einer Länge von 1753 m sowie 11 Seitenstollen im Sprengvortrieb aufgeföhren werden. Die Arbeiten werden im Stadtzentrum in einem dicht bebauten Umfeld durchgeführt. Konstruktion und Realisierung liegen in einer Hand. Der Auftraggeber hat angesichts der besonderen Bedingungen umfassende Analysen der Sprengvibrationen durchgeführt. Nach mehr als 400 Sprengvorgängen wurde der Vortrieb mehrere Monate vor dem Zeitplan ohne besondere Vorkommnisse abgeschlossen.

comparer aux 120 000 du tunnel sous Fourvière). L'ouvrage comporte un faux plafond supportant les gaines de ventilation qui sont reliées à 5 puits et 5 usines de surface mettant en jeu les ventilateurs et les différentes installations électriques.

Des inspections et constats divers ont souligné le mauvais état d'ensemble de cet ouvrage, aussi bien en ce qui concerne le génie civil que les équipements. Compte tenu de l'extrême vétusté de l'ouvrage et de l'évolution du cadre réglementaire (notamment de la sécurité, circulaire Mont Blanc), le Grand Lyon, Maître d'ouvrage de l'opération, a décidé après concertation réglementaire préalable, de procéder à la rénovation lourde du tunnel avec la création d'un nouveau tube parallèle au tunnel existant et réservé aux transports en commun et aux modes doux.

Le programme de l'opération prévoyait que le nouveau tube créé serait implanté au nord du tunnel existant au plus près, à l'intérieur d'un fuseau défini par le Grand Lyon. Dans le cadre d'un marché de conception-construction, le Maître d'ouvrage a confié à un groupement d'entreprises la rénovation complète du tunnel existant et la réalisation de cette galerie, raccordée par des rameaux de jonction servant de secours (Fig. 2).

Le groupement est constitué de 4 lots, avec pour le lot Génie civil les entreprises Dodin Campenon Bernard-Spie Batignolles TPCI-Chantiers Modernes Rhône Alpes et pour le lot conception technique, Setec.

Objectifs de la rénovation lourde:

- maintenir les fonctions de l'ouvrage existant et ses capacités de trafic pendant les travaux, hors fermetures ponctuelles rendues strictement nécessaires

Controllo delle vibrazioni nei contesti urbani

Avanzamento tramite esplosivo nella galleria nord del Tunnel de la Croix-Rousse

Nel risanamento del Tunnel de la Croix-Rousse si prevede di realizzare, con avanzamento tramite esplosivo, una galleria di sicurezza lunga 1753 m, parallela al tunnel esistente e a 11 tunnel laterali. I lavori vengono effettuati nel centro cittadino in un contesto fortemente urbanizzato. Progettazione e realizzazione sono gestite dalla stessa impresa. Viste le particolari condizioni, il committente ha svolto approfondite analisi delle vibrazioni causate dalle esplosioni. Dopo 400 brillamenti l'avanzamento è stato portato a termine con alcuni mesi di anticipo e senza particolari avvenimenti.

the existing tunnel, within a zone defined by Grand Lyon. As part of a design-build construction contract, the Contracting Owner has awarded a group of contractors with the full renovation of the existing tunnel, and the construction of this gallery, connected by cross-connecting passages acting as emergency escape routes (Fig. 2).

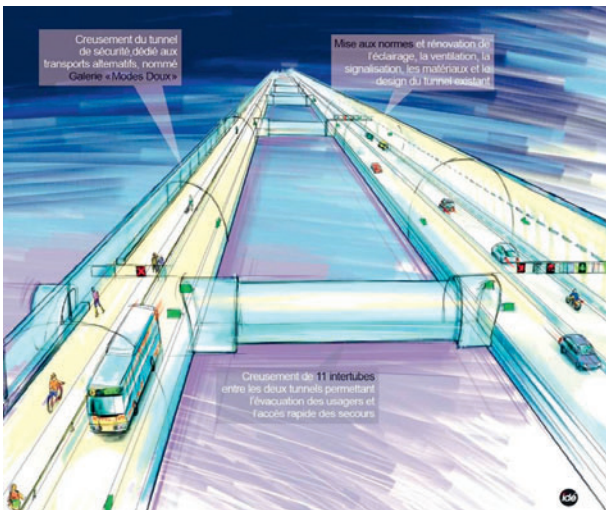
The group is made up of 4 lots, with the civil engineering lot awarded to the contractors Dodin Campenon Bernard, Spie Batignolles TPCI and Chantiers Modernes Rhône Alpes, and the engineering design lot awarded to SETEC.

Objectives of the major renovation:

- to maintain the functions of the existing structure and its traffic capacity during the works, excluding one-off closures that are absolutely necessary
- to control the technical and environmental risks
- to take account of the very restrictive urban and residential context during the works



2 Le tracé du tunnel sous la colline, la galerie de secours et ses rameaux
The route of the tunnel beneath the hill, the emergency gallery and its cross-connecting passages



3 Tube Nord
North tube

- maîtriser les risques techniques et environnementaux
- prendre en compte le contexte urbain très contraignant et habité durant la réalisation des travaux

1.2 La nouvelle galerie à réaliser

La galerie de sécurité, ou tube Nord, sera un ouvrage de 1760 m relié au tube existant par 11 rameaux de communication. Il aura une section correspondant à 10.40 m de largeur (Fig. 3).

Le présent article ne constitue pas une présentation globale et détaillée du Projet, mais montre comment un aspect particulier et très important, la maîtrise des vibrations, a pu être traité dans le cadre du contrat en conception réalisation. Par rapport à cet aspect, il faut surtout noter que la nouvelle galerie à creuser est éloignée de 15 à 30 m de la galerie en circulation, distance très faible (15 m aux têtes, 30 m en section courante) et que les rameaux de jonction doivent être réalisés en grande partie avant la fermeture du tunnel existant. La couverture de terrain naturel est comprise entre 10 et 80 m.

1.3 Cadre urbain

Le secteur à la verticale du Projet est constitué pour une large partie par un habitat très dense, avec un bâti ancien. La hauteur moyenne de couverture est de 70 m. Des galeries souterraines anciennes s'interposent entre l'ouvrage à creuser et la surface.

Le tracé recoupe l'église St Bernard et la ligne de Métro C, ouvrages du XIXème siècle, particulièrement sensibles. Un référent préventif du bâti a été organisé par le Titulaire du Marché. Cette procédure a conduit à faire visiter par des experts plus de 2000 logements. Les immeubles ont été classés en fonction de leur sensibilité aux vibrations (voir le § 3.4). Mais le référent a laissé de nombreuses incertitudes, particulièrement concernant l'état des fondations des bâtiments, ou bien la présence de galeries souterraines inconnues. Ces galeries

1.2 The new gallery to be constructed

The safety gallery (or North tube) will be a 1760 m long structure connected to the existing tube by 11 cross-connecting passages. Its section will correspond to a width of 10.40 m (Fig. 3).

This document does not constitute a comprehensive and detailed presentation of the Project, but shows how a particularly important aspect of it – the control of vibrations – has been treated in the context of the design-build contract. With respect to this, we must especially note that the excavation of the new gallery is located between 15 and 30 m from the gallery in operation; a very small distance (15 m at the tunnel heads and 30 m along the standard section), and the cross-connecting passages must be built mainly before the closure of the existing tunnel. The thickness of the natural overburden is between 10 and 80 m.

1.3 Urban context

The vertical sector of the Project consists mainly of a very dense residential area with old buildings. The average overburden thickness is 70 m. Old underground galleries are interposed between the structure to be excavated and the surface.

The route cuts across the St. Bernard church and the Metroline C, particularly sensitive 19th century structures. A pre-construction survey of the buildings was organised by the Contractor. This procedure led to the inspection of more than 2000 homes by experts. The buildings have been classed according to their sensitivity to the vibrations (see section 3.4). But the pre-construction survey has raised many uncertainties, particularly regarding the status of the building foundations, or even the presence of unknown underground galleries. These underground galleries were, until relatively recently, the source of subsidence and instability at the surface. The ground entry for the Rhone head is carried out through an almost vertical landform, directly beneath the hill (Fig. 4).

1.4 Geology

Croix-Rousse hill is a plateau of Tertiary sediments (Miocene and Pliocene), covering a bedrock of extremely hard crystalline rocks of gneiss and mainly granite. The excavation of the structures is carried out in this bedrock which, due to its hardness ($R_c > 200$ Mpa), excludes all methods other than explosives. The cross-connecting passages are located in the same geological context, while the galleries open out into the tube in operation (Fig. 5).

2 The design-build contract

2.1 General

Owner Representation of the Croix-Rousse Tunnel renovation operation has been entrusted to Service Tunnels de la Direction de la Voirie de la Communauté Urbaine de Lyon. The latter awarded a design-build contract to the Group of Contractors mentioned earlier. The law of 12 July 1985 states

souterraines ont été, jusqu'à un passé relativement récent, la source de fontis et d'instabilités en surface. L'entrée en terre tête Rhône, se fait au travers d'un relief quasiment vertical, directement sous les Balmes (pentes de la colline) (Fig. 4).

1.4 Géologie

La colline de la Croix-Rousse est un plateau de sédiments tertiaires (Miocène et Pliocène), recouvrant un substratum de roches cristallines, extrêmement raides, gneiss, et principalement granite. Le creusement des ouvrages est mené dans ce substratum qui, par sa raideur ($R_c > 200$ MPa) exclut tout recours à une autre méthode que l'explosif. Les rameaux de liaison sont situés dans le même contexte géologique, alors que ces galeries déboucheront dans le tube en service (Fig. 5).

2 Le contrat en conception-réalisation

2.1 Généralités

La Maîtrise d'Ouvrage de l'opération de rénovation du Tunnel de la Croix-Rousse a été confiée au Service Tunnels de la Direction de la Voirie de la Communauté Urbaine de Lyon. Celui-ci a passé un marché de travaux en conception-réalisation avec le Groupement d'Entreprises cité précédemment. La loi du 12 juillet 1985 précise « qu'on ne peut recourir à un marché de conception-réalisation, que si des motifs d'ordre technique rendent nécessaire l'association de l'Entrepreneur aux études de l'ouvrage ».

Sont concernées des opérations telles « que des dimensions exceptionnelles ou des difficultés techniques particulières exigent de faire appel aux moyens et à la technicité propre des opérateurs ». Concernant le recours à la technicité des



4 La tête Rhône
The Rhone head

that "it is prohibited to award design-build contracts unless technical reasons make it necessary to involve the Contractor in the design of the structure."

This relates to "exceptionally large projects or specific technical difficulties requiring the special means or the technical competence of the Contractors themselves". With regard to the use of the contractors' technical competencies, the legislators consider that direct collaboration between Designer and Contractor is likely to lead to solutions that are generally more interesting for the owner.

The design-build principle is, in the case of complex structures, the best way to mobilise the highly technical competence of the contractors, while providing a high degree of flexibility of the means used to achieve the initially set goals.



5 Profil en long géologique
Geological longitudinal section

entreprises, les législateurs estiment que la collaboration directe entre Concepteur et Entrepreneur est susceptible de conduire à des solutions globalement plus intéressantes pour le Maître d'Ouvrage.

Le principe de la conception-réalisation est, dans le cas des ouvrages singulièrement complexes, le meilleur moyen de mobiliser fortement la technicité propre des entreprises, tout en laissant une grande fluidité et souplesse dans les moyens pour atteindre les objectifs initialement fixés. Un des avantages de cette procédure est aussi la réduction des délais, engendrée par la simplification du nombre d'interlocuteurs et des procédures, ainsi que par la gestion des interfaces en cours de chantier.

2.2 Application concrète

Dans le cas de la maîtrise des vibrations, le programme de l'opération n'abordait pas les niveaux d'acceptabilité des ouvrages existants et ne fixait pas de seuil à respecter. Il a appartenu au Groupement d'Entreprises de définir les seuils limites de vibration, puis de mettre en place un système de surveillance, dans le but d'effectuer toutes les adaptations nécessaires du plan de tir. Pour atteindre ces objectifs le groupement a rassemblé au plus tôt toutes les compétences techniques.

En l'occurrence, le CETU (Centre d'Etudes des Tunnels), et les divers bureaux d'études des Entreprises de Génie Civil, mais aussi du concepteur intégré au Groupement (SETEC). La collaboration au jour le jour entre ces acteurs a permis une grande fluidité et la conduite du chantier dans des conditions optimales.

3 Creusement à l'explosif en milieu urbain

3.1 Généralités

La problématique première qui s'est posée a été celle de définir des seuils admissibles de vibration, aussi bien pour le bâti, que pour le tunnel existant, maintenu en service. Ces seuils devaient également permettre l'extraction d'un rocher extrêmement raide, dans des conditions compatibles avec les exigences du planning de travaux. Dans cette optique, le CETU a été associé au Projet, très tôt dans la phase des études d'exécution. La détermination de seuils pour le tunnel en service était extrêmement délicate. La capacité de résistance de l'ouvrage (génie civil et équipement) restant une donnée relativement difficile à appréhender, en dépit des inspections menées.

Deux approches ont été exercées :

1. Une approche empirique qualifiant les niveaux de seuils retenus, dans des conditions relativement similaires, pour d'autres ouvrages : Tunnel du Somport, tunnels du Lioran, tunnel à Monaco...

Des structures en milieu urbain et/ou très vétustes et/ou construites avec une dalle jouant le rôle d'une gaine de ventilation.

Pour cette approche, la très longue expérience du CETU a été précieuse.

One advantage of this procedure is the time reduction that results from the simplification of the number of intervening parties and procedures, as well as the interface management during construction.

2.2. Practical application

In the case of vibration control, the operational programme did not address the acceptable levels for existing structures and did not set a threshold limit to be respected. It was up to the Group of Contractors to set the vibration threshold limits, and put in place a monitoring system in order to carry out all necessary modifications to the blast pattern. To reach these goals, the group brought together all the technical skills as early as possible.

In this case, the CETU (Centre d'Etudes des Tunnels) and the various engineering departments of the Civil Engineering Companies, but also the designer were integrated into the Group (SETEC). Collaboration on a daily basis between these actors has made communications very efficient and the works have been carried out under optimum conditions.

3 Excavation using explosives in the urban environment

3.1 General

The first problem to be addressed was that of defining the acceptable threshold limits for the vibrations for the buildings and the existing tunnel kept in operation. These threshold limits also had to allow the extraction of a very hard rock, in a manner consistent with the requirements of the works schedule. From this perspective, the CETU has been associated with the Project from the early phase of the detailed design. Determining the threshold limits for the tunnel in operation was extremely delicate. The structural resistance of the structure (civil engineering and plant equipment) remained relatively difficult to assess, despite the inspections undertaken.

Two approaches were carried out:

1. An empirical approach qualifying the threshold limits chosen for other structures in relatively similar conditions: Somport Tunnel, the Lioran tunnels, and a tunnel in Monaco, etc.

Structures in the urban environment and/or very deteriorated and/or constructed with a slab acting as a ventilation duct.

For this approach, CETU's vast experience was valuable.

2. A computational approach, conducted by Spie Batignolles TPCI and SETEC engineering department, involving the double modelling of the South tunnel.

On the one hand, a calculation of the static strength to determine the maximum vertical displacement tolerated by the slab ventilation

On the other hand, a modal analysis, undertaken to model the forces on the structure from the vibrations of various frequencies and different amplitudes. In particular, an

2. Une approche calculatoire, réalisée par le bureau d'Etudes de Spie Batignolles TPCI et SETEC, consistant en une double modélisation du tunnel Sud.

D'une part un calcul en résistance statique, s'efforçant de rechercher le déplacement vertical maximum toléré par la dalle de ventilation.

D'autre part, une analyse modale, conduisant à modéliser la sollicitation de l'ouvrage par des vibrations de différentes fréquences et de différentes amplitudes. Notamment une analyse dynamique du comportement de la dalle sollicitée par des déplacements d'appuis correspondant à ceux de tirs d'essais réalisés en 2008 (campagne d'essai réalisée par IDETEC, en amont du Marché, à la demande du Maître d'Ouvrage).

Il a résulté de cette approche que la dalle était beaucoup plus fragile vis-à-vis du déplacement vertical induit par les tirs, que vis-à-vis des sollicitations purement dynamiques. Quant au corps de structure, l'analyse a montré qu'il était en mesure de supporter des vitesses particulières comprises entre 80 et 100 mm/s, pour des fréquences supérieures à 30 Hz.

Toutefois ces 2 approches ne permettaient pas de s'assurer de la réaction réelle des structures internes en place, et ce principalement du fait d'une méconnaissance de leur état exact et de l'impossibilité de procéder à une campagne de reconnaissance plus approfondie (matériaux amiantés, essais destructifs impossibles, hétérogénéité de l'état des hourdis).

3.2 Choix de seuils pour le tunnel en service

La sensibilité des résultats aux conditions d'appui de la dalle et aux autres paramètres de la modélisation a conduit à privilégier, pour la dalle, un seuil de déplacement vertical et non un seuil de vitesse particulière.

Pour le corps de structure, des seuils « au rocher » (sollicitation entrante) ont été définis, par plages de fréquence. De préférence à des seuils correspondant à la réponse de l'ouvrage, nécessairement variable, d'un point à l'autre de la structure. Compte tenu de la réflexion engagée, on a finalement retenu les valeurs suivantes.

- vibration mesurée au plus près du rocher :
 - seuils de travail (objectif du plan de tir) :
 - F < 30 Hz : 15 mm/s
 - toutes fréquences confondues : 30 mm/s
 - seuils maximaux :
 - F < 30 Hz : 25 mm/s
 - toutes fréquences confondues : 50 mm/s
- dalle de ventilation :
 - seuils de travail (objectif du plan de tir) :
 - toutes fréquences confondues : déplacement vertical de 5 mm
 - seuils maximaux :
 - toutes fréquences confondues : déplacement vertical de 8 mm

analysis of the dynamic behaviour of the slab due to forces resulting from the displacement of supports corresponding to the test blasts carried out in 2008 (test campaign carried out by IDETEC, at the request of the Contracting Owner prior to awarding the Contract).

From this approach, the slab was assessed to be much weaker from the vertical displacement induced by the blasts and purely dynamic loads.

As for the body of the structure, the analysis showed that it was able to withstand particle velocities between 80 and 100 mm/s, for frequencies above 30 Hz.

However, these 2 approaches did not allow the actual reaction of the internal structures in place to be known for sure, mainly due to a lack of awareness of their exact condition and the impossibility to carry out a more detailed survey (asbestos materials, destructive testing impossible and heterogeneity of floor slabs made from masonry filler units).

3.2 Choice of the threshold limits for the tunnel in operation

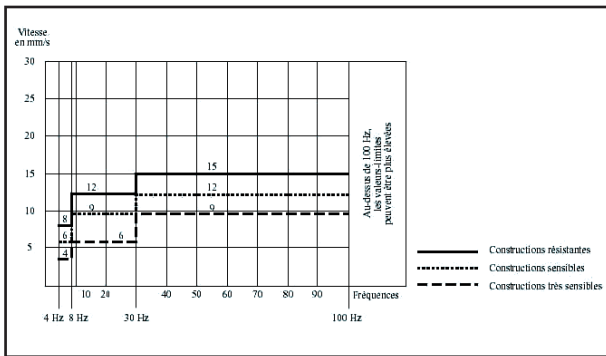
The sensitivity of results to the slab support conditions and other modelling parameters has led to the preference for a vertical displacement threshold for the slab and not a threshold for particle velocity.

For the body of the structure, threshold limits "for the rock" (input force) have been defined according to the frequency range, preferably at threshold limits corresponding to the response of the structure, which is variable from one point to another of the structure. Based on these considerations, the following values were finally chosen.

- vibration measured as close to the rock as possible :
 - working threshold limits (objective of the blast pattern)
 - F < 30 Hz : 15 mm/s
 - for all frequencies : 30 mm/s
 - maximum threshold limits :
 - F < 30 Hz : 25 mm/s
 - for all frequencies : 50 mm/s
- ventilation slab :
 - working threshold limits (objective of the blast pattern)
 - for all frequencies : vertical displacement of 5 mm
 - maximum thresholds limits :
 - all frequencies : vertical displacement of 8 mm

3.3 Choice of the threshold limits for buildings at the surface

This aspect was addressed by researching recommendation texts providing strong guarantees. AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain) advocates respecting vibration levels of 10 mm/s, without specifying the frequencies (GT No. 3). This choice can be penalising for high frequencies (not detrimental) and, on the contrary, not conservative enough for low frequencies (< 30 Hz). The



6 Seuils selon la circulaire du 23 Juillet 1986
Threshold limits according to the circular of 23 July 1986

3.3 Choix de seuils pour le bâti de surface

Cet aspect a été abordé par la recherche de textes de recommandations, offrant des garanties fortes. L’AFTES préconise un respect de niveaux de vibrations de 10 mm/s, sans préciser les fréquences (GT n°3). Ce choix peut s’avérer pénalisant pour les hautes fréquences (peu nuisibles), et au contraire pas assez conservateur pour les basses fréquences (< 30 Hz). Le choix du texte le plus adapté s’est porté sur la circulaire ministérielle du 23 juillet 1986.

C’est un texte qui propose un éventail de seuils, en fonction (Fig. 6):

- de l’état du bâti
- des fréquences des vibrations appliquées

Pour les fréquences les plus basses et les constructions les plus sensibles, les seuils peuvent descendre jusqu’à 4 mm/s. La classification du bâti repose sur des critères objectifs, qui sont fournis par la circulaire. Dans le cadre du référent préventif (§ 1.3), les Experts nommés par le TGI ont eu la mission de classer le bâti, selon les catégories décrites par la circulaire.

Mais de fait, compte tenu des doutes et inconnues, portant notamment sur les fondations, pratiquement tout le bâti a été considéré comme faisant partie de la catégorie « constructions très sensibles ». Soit des valeurs de seuil comprises entre 4 et 9 mm/s, en fonction de la fréquence.

3.4 Protection et maintien en service du tube Sud

En complément de toutes les précautions prises pour définir des seuils compatibles avec la capacité de résistance du tube en service, celui-ci a fait l’objet des précautions suivantes:

- mise en place d’un filet de protection sous toute la sous-face du faux plafond
- réalisation d’un état initial, aussi détaillé que possible, du tunnel en service

Pour chaque tir:

- fermeture du tunnel en service, juste avant le tir
- tir
- vérification des vibrations enregistrées, comparaison aux valeurs seuils

choice for the most suitable text was the ministerial circular of 23 July 1986.

The document proposes a range of threshold limits depending on (Fig. 6):

- the condition of the buildings and
- the frequencies of the applied vibrations

For the lowest frequencies and the most sensitive structures, the threshold limits can be dropped to 4 mm/s. The classification of the buildings is based on objective criteria, which are provided by the circular. In the context of the pre-construction survey (section 1.3), the experts appointed by the High Court had the task of classifying the buildings according to the categories described in the circular.

But in fact, given the doubts and unknowns about the foundations, virtually all the buildings were considered as being part of the “very sensitive buildings” category, i.e. threshold values between 4 and 9 mm/s, depending on the frequency.

3.4 Protection and continued operation of the South tube

In addition to all the precautions taken to set threshold limits compatible with the structural capacity of the tube in operation, the following were also undertaken:

- installation of a safety net beneath the entire underside of the false ceiling
- carrying out a detailed survey of the initial state of the tunnel in operation

For each blast:

- closure of the tunnel in operation just before the blast
- blast
- verification of recorded vibrations compared with the threshold limit values
- systematic visual inspection of the inside of the ventilation ducts, whatever the values reached, with a comparison with the initial state
- detailed inspection when exceeding a threshold limit
- reopening of the existing tube, if no abnormalities observed

Associated with this procedure, an entire communication installation has been put in place, including an e-mail, 2 hours before, warning users of the closure of the tunnel in operation. This has helped to limit the impact on the traffic conditions. Given the means put in place, closures have rarely exceeded 60 minutes (closure, blasting, inspection and reopening).

3.5 Retrospective view of the blasts

3.5.1 Retrospective view of the test blasts

Experimental blasts (full scale at the rock face of the gallery) were conducted from 4 to 22 November 2010 at the Saone head of the Croix-Rousse Tunnel with the auscultation device shown in Fig. 7.



7 Dispositif d'enregistrement pour les tirs d'essais – côté Saône
Recording device for test blasts – Saône side

- inspection visuelle et systématique de l'intérieur des gaines de ventilation, quelles que soient les valeurs atteintes, avec une comparaison avec l'état initial
- inspection détaillée en cas de dépassement d'un seuil
- réouverture du tube existant, en l'absence d'anomalie

Associé à cette procédure, tout un dispositif de communication a été mis en œuvre, comprenant un mailing prévenant les usagers de la fermeture du tunnel en service, 2 heures avant la fermeture. Ceci a permis de limiter l'impact sur les conditions de circulation. Compte tenu des moyens mis en place, les fermetures ont rarement excédé 60 min (fermeture, tir, inspection, réouverture).

3.5 Rétrospective des tirs

3.5.1 Rétrospective des tirs d'essai

Des tirs expérimentaux (en vraie grandeur au front de taille de la galerie) ont été menés du 4 au 22 novembre 2010 à la tête Saône du Tunnel de la Croix-Rousse avec le dispositif d'auscultation présenté sur la Fig. 7.

Ces tirs visant à confirmer les données recueillies lors des essais de tirs (ponctuels/dans des trous de forages unitaires) et des reconnaissances réalisés en 2008 (campagne d'IDETEC).

These blasts aim to confirm the data collected during the test blasts (single point/in the boreholes) and surveys carried out in 2008 (IDETEC survey).

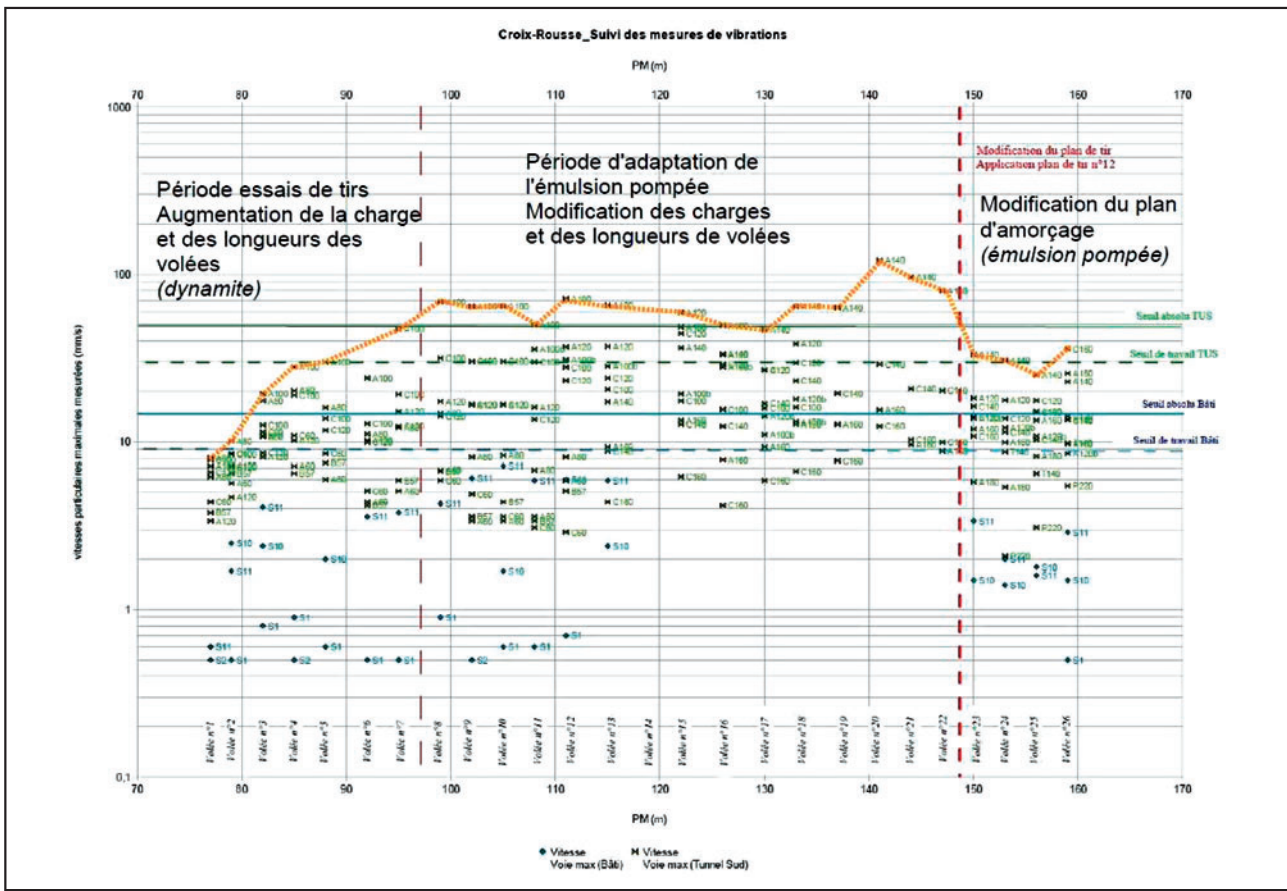
For these first blasts, dynamite and emulsion cartridges have been used, although the pumped emulsion device at the rock face has been retained for the excavation of the North tube. These first blasts have enabled the excavation to be started with cartridge explosives while waiting for the pumped emulsion device at the rock face to be operational.

Initiation was carried out using non-electrical detonators. These experimental blasts have been carried out as follows:

- on the first 7 rounds from 77 PM to PM 95 of the North tube with dynamite and cartridge emulsion explosives
- on the 5 following rounds from 99 PM to PM 111 of the North tube with emulsion pumped to the rock face

The geology is composed of gneiss and the first veins of granite (strength RC2/RC3 AFTES).

The experimental blast campaign was conducted in a sequential manner. The definition of the charge characteristics and the length of each round were adapted according



8 Suivi des mesures de vibration – attaque Saône – période des tirs d'essai
Monitoring the vibration measurements – Saone attack face – test blast period

Pour ces premiers tirs, des cartouches de dynamite et d'émulsion encartouchée ont été mises en œuvre, bien que le dispositif d'émulsion pompée au front ait été retenu pour l'excavation du tube Nord. Ces premiers tirs ont permis de commencer l'excavation à l'explosif encartouché en attendant que le dispositif d'émulsion pompée au front soit opérationnel.

L'amorçage étant réalisé par des détonateurs non électriques. Ces tirs expérimentaux ont donc été effectués :

- sur les 7 premières volées du PM 77 au PM 95 du tube Nord avec de la dynamite et de l'émulsion encartouchée
- sur les 5 volées suivantes c'est-à-dire du PM 99 au PM 111 du tube Nord avec de l'émulsion pompée au front

to the results of the previous blasts. The frequency analysis of the vibration signals shows that medium and low frequencies are observed on the sensors of buildings at the Saone head and on the sensors located near the wall of the ventilation slab. High frequencies are observed on the sensors located at the support of the ventilation slab.

See Fig. 8, which shows the evolution of the maximum particle velocities depending on the PM.

3.5.2 Retrospective view of the production blasts

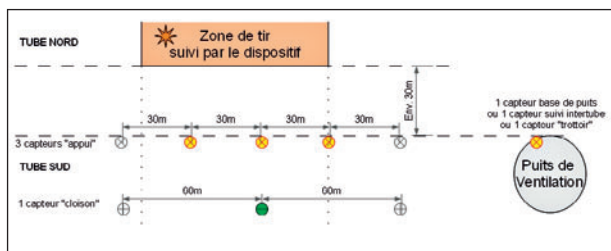
The transition from test blasts and production blasts took place naturally, until a length of 4 m was obtained, in accordance with the threshold limits.

3.5.2.1 Instrumentation used

In the existing tunnel

Following the period of experimental blasts and given the results, the measuring instrument was changed with respect to the first blasts.

The sensors located at the slab support were replaced by sensors on the sidewall or footpath. The 10 sensors on the slab for test blasts were reduced to 5 by spreading the measurement points on a sliding device according to the excavation progress (Fig. 9):



9 Principe d'auscultation pour l'excavation du tube Nord
Auscultation principle for the excavation of the North tube

La géologie étant constituée de gneiss et des premiers filons de granite (résistance RC2/RC3 AFTES).

La campagne des tirs expérimentaux a été menée de manière séquencée. La définition des caractéristiques de charge et de longueur de chaque volée a été adaptée en fonction des résultats des tirs précédents. L'analyse fréquentielle des signaux vibratoires montre que des moyennes et basses fréquences sont observées sur les capteurs des bâtiments en tête Saône et sur les capteurs situés à proximité de la cloison de la dalle de ventilation. Les hautes fréquences sont observées sur les capteurs situés au niveau de l'appui de la dalle de ventilation.

Voir la Fig. 8 qui montre l'évolution des vitesses particulières maximales en fonction des PM.

3.5.2 Rétrospective des tirs de production

La transition entre tirs d'essais et tirs de production s'est faite naturellement, jusqu'à obtenir une longueur de 4 m, dans le respect des seuils limites.

3.5.2.1 Instrumentation réalisée

Dans le tunnel existant

Suite à la période des tirs expérimentaux et au vu des résultats, le dispositif de mesure a été modifié par rapport aux premiers tirs.

Les capteurs situés en appui de dalle ont été remplacés par des capteurs sur le piedroit ou le trottoir. Le nombre de 10 capteurs sur la dalle pour les essais de tir a pu être réduit à 5 en répartissant les points de mesures de la façon suivante sur un dispositif glissant suivant l'avancement du creusement (Fig. 9):

- 2 capteurs cloison avec une interdistance de 60 m (ou situés à la base du puits de ventilation)
- 3 capteurs sur le piedroit ou le trottoir espacés de 30 m

Pour l'auscultation des intertubes:

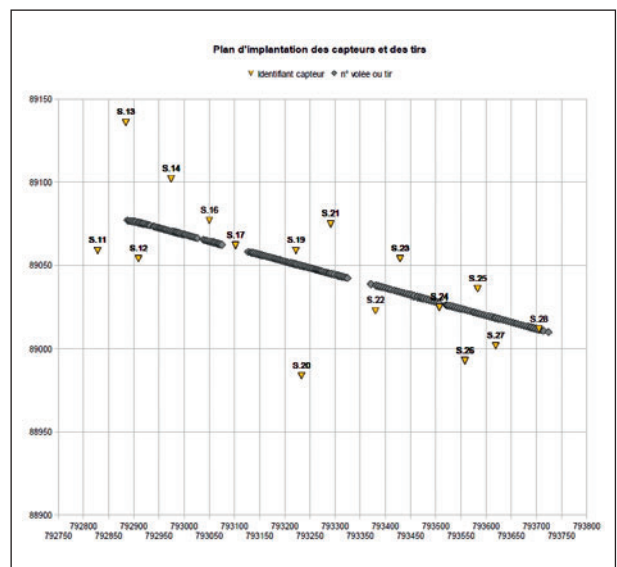
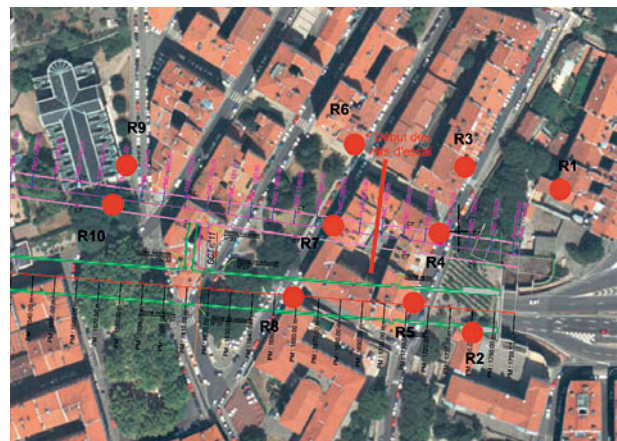
- 2 capteurs en fonction de l'avancement des travaux (en cloison et trottoir)

En surface

Du côté Rhône et Saône, un dispositif de capteurs a été mis en place, comprenant une dizaine d'appareils sur les bâtiments de surface au-dessus de chaque attaque, pour permettre un enregistrement des vibrations sur le bâti. Les appareils suivant la progression du creusement (Fig. 10).

3.5.2.2 Types des appareils de mesures

Plusieurs types d'appareils ont été utilisés pour le suivi des vibrations lors de ce chantier. En ce qui concerne le tunnel routier, des sismographes de type ATV15 (IDETEC) étaient installés dans les niches d'accès aux galeries d'air frais permettant le branchement de 5 capteurs répartis sur la dalle et les piedroits ou trottoirs. Quatre appareils ont permis de suivre la totalité du creusement.

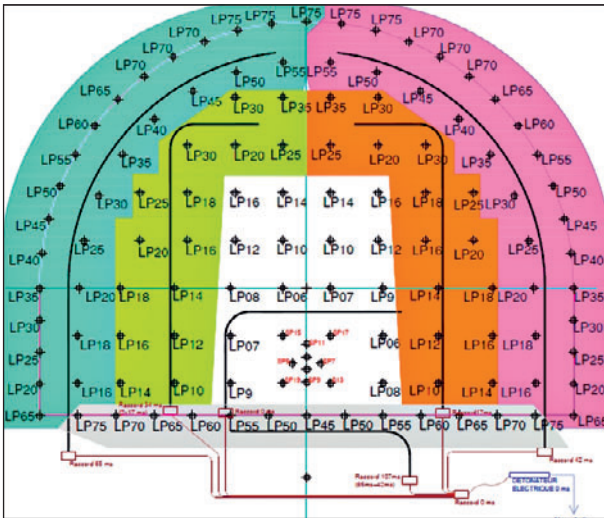


10 Sismographes de surface aux têtes
Surface seismographs at the heads

- 2 wall sensors located at a distance of 60 m apart (or at the base of the ventilation shaft)
- 3 sensors on the side wall or the footpath spaced at 30 m intervals

For the auscultation of the intertubes:

- 2 sensors based on the works' progress (on the wall and footpath)



11 Exemple de plan de tirs
Example of blasting pattern

Pour le bâti de surface des enregistreurs de type SCS6cD (IDETEC) étaient positionnés du côté Rhône et des sismographes de type Delta Seis (AIR SYSTEME) du côté Saône.

Tous ces appareils de mesures étaient équipés de GSM permettant soit par mail soit par sms la retransmission rapide des données après le tir pour la réouverture du tunnel existant à la circulation. Ce système de transmission a été retenu pour éviter la gêne des visites au domicile des riverains pour la récupération des résultats et a permis de connaître les valeurs brutes ainsi que celles du filtrage et du déplacement en temps réel pouvant être comparé aux seuils retenus. Ce système offrait également la possibilité d'interroger à distance les appareils, permettant d'obtenir les traces temps, et d'analyser finement le résultat d'un tir, avant le tir suivant.

3.5.2.3 Plans de tirs

384 tirs ont été exécutés pour l'excavation de cette galerie de 1760 m de long avec une vingtaine de plans de tir (Fig. 11).



12 Ordinateur de bord du ROBOFORE
ROBOFORE on-board computer

At the surface

On the Rhone and Saone side, a sensor device including around 10 appliances was installed on the surface buildings above the excavation rock face to enable the recording of vibrations on the buildings. Devices following the progression of the excavation (Fig. 10).

3.5.2.2 Types of measuring instruments

Several types of instruments have been used to monitor the vibrations during the works. With regard to the road tunnel, ATV15-type seismographs (IDETEC) were installed in the fresh air gallery access niches, enabling 5 sensors spread over the slab and sidewall or footpath to be connected. Four measurement instruments were used to monitor the whole excavation.

For structures at the surface, SCS6cD-type recorders (IDETEC) were positioned on the Rhone side and Delta Seis-type seismographs (AIR SYSTEM) on the Saone side.

All of these measuring instruments were equipped with GSM to enable the fast transmission of data by e-mail or SMS straight after the blasts in order to reopen the existing tunnel to traffic. This transmission system was chosen to avoid the interference that would be caused by having to perform visits to residents' homes to gather the results, and allowed the raw values to be known, and those of the filtering and real-time travel to be compared with the chosen threshold limits. This system also offered the possibility to consult the instruments remotely, to obtain the time-related route and to analyse in detail the result of a blast before the next one.

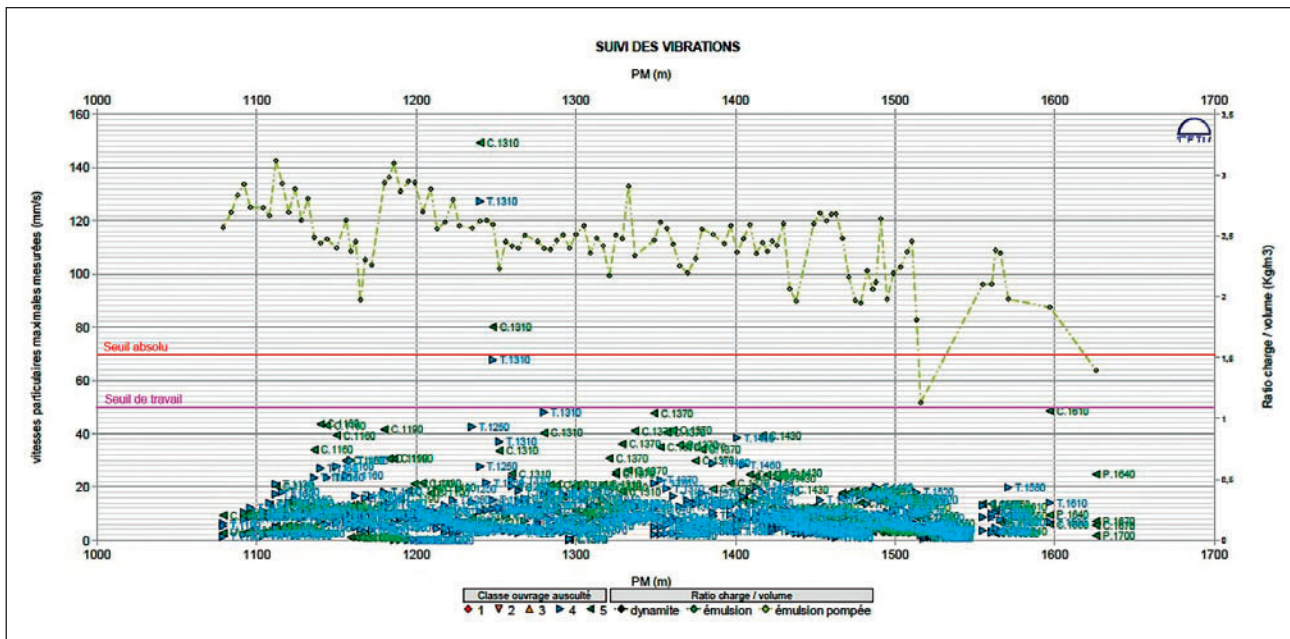
3.5.2.3 Blasting patterns

384 blasts were carried out for the excavation of this 1760 m long gallery with more than 20 blasting patterns (Fig. 11), i.e. an average length of 4.3 m, excluding the sections excavated mechanically:

- the first 55 m of the Saone head
- the first 100 m of the Rhone head



13 Raccordement de la volée
Connection of the round



14 Suivi des mesures de vibrations attaque Rhône
Monitoring the vibration measurements – Rhone attack face

Soit une longueur moyenne de 4.3 ml, si l'on déduit les tronçons terrassés en mécanique:

- les 55 premiers m de la tête Saône
- les 100 premiers m de la tête Rhône

Sur l'exemple cité, pour une section de 79 m², et une longueur de volée de 3.30 m, on avait 122 trous (dont 66 en découpage), 1.75 kg par trou d'abattage (2.625 kg sur le bouchon et 0.5 kg sur le découpage). La charge totale correspondant à 175 kg pour 270 m³ excavés. La durée totale du tir était de 8 secondes, pour un intervalle moyen entre les coups, de 30 mm/s. La charge instantanée Q_i étant égale à 3.5 kg.

Cette valeur Q_i est en relation directe avec la réponse vibratoire: voir le § 3.5.2.7. Les plans de tir étaient de type séquentiel réalisés avec des détonateurs non électriques. Ils ont évolué au regard des résultats vibratoires mais aussi en fonction du contexte géologique rencontré.

Le nombre de lignes d'amorçage était de 5 puis a été réduit à 3 pour limiter la complexité des branchements. Les longueurs de volée ont évolué de 2 m pour les premiers tirs jusqu'à 5 m. Longueur de volée qui a été obtenu par la mise en place de glissières spéciales, sur la foreuse trois bras (ROBOFORE) (Fig. 12 + 13).

3.5.2.4 Suivi vibratoire tête Rhône:

Le creusement du côté Rhône ne représentait qu'un tiers du total de l'excavation de la galerie. Pour cela 118 tirs ont été effectués. La Fig. 14 (qui se lit de droite à gauche, dans le sens de l'avancement) montre que la majeure partie des vitesses particulières obtenues sont en-dessous de 20 mm/s

Concerning the example mentioned, for a 79 m² section and a round length of 3.30 m, there were 122 holes (with 66 cut-out), 1.75 kg per drill hole (2625 kg on the cap and 0.5 kg on the cut-out). The total charge corresponded to 175 kg for 270 m³ excavated. The total duration of the blasts was 8 seconds, for an average interval between rounds of 30 mm/s. Q_i , instantaneous charge, was equal to 3.5 kg.

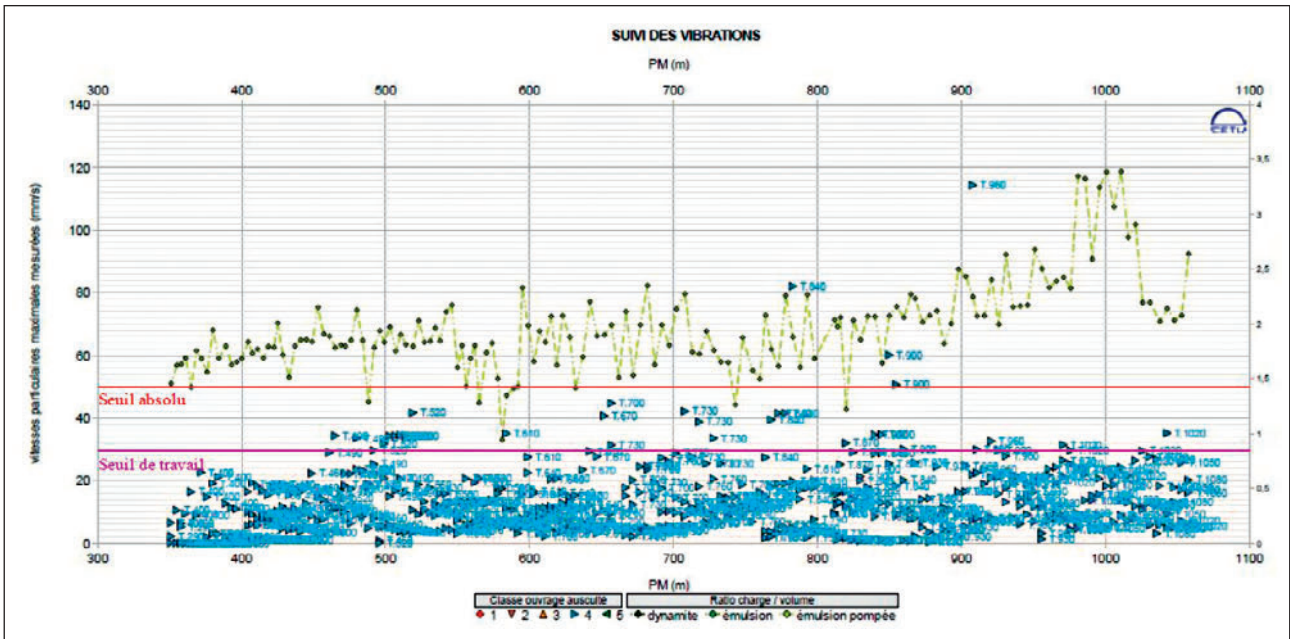
The value Q_i is directly related to the vibration response: see section 3.5.2.7. The blasting patterns were sequential in nature and carried out with non-electrical detonators. They evolved according to the vibration results but also according to the geological context encountered.

The number of initiating lines was 5 and then reduced to 3 to limit the complexity of the connections. The round lengths evolved from 2 m for the first blasts up to a round length of 5 m, obtained by using special guides on the 3-boom earth-boring machine (ROBOFORE) (Figs. 12 + 13).

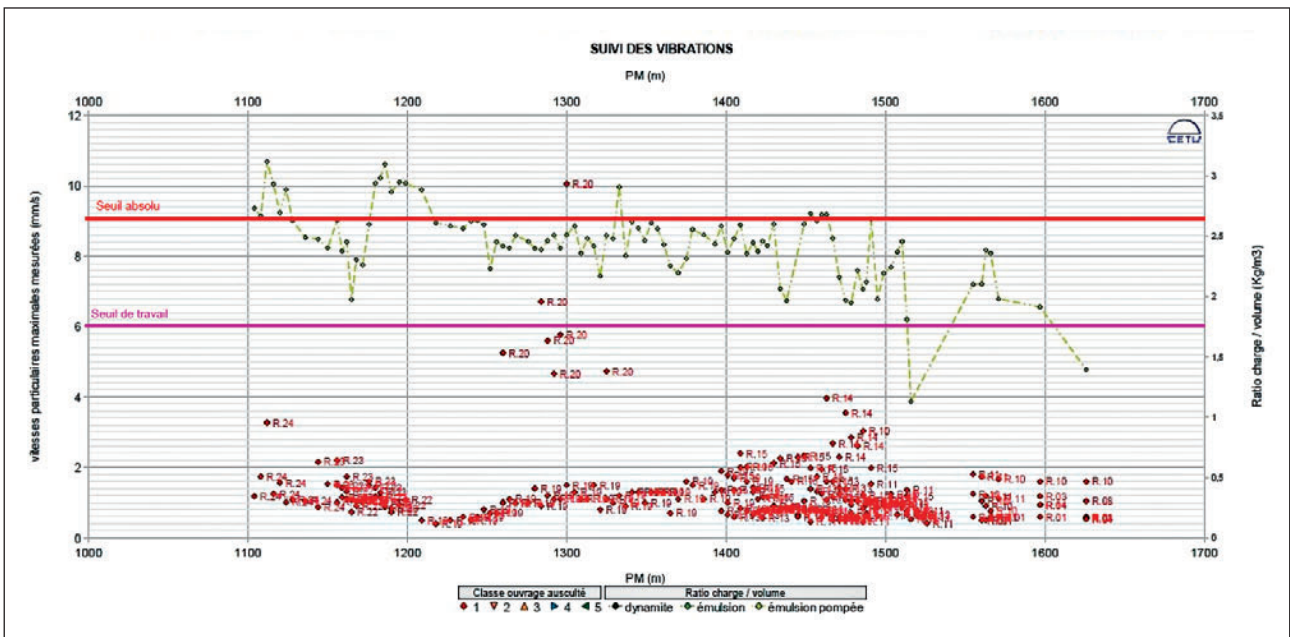
3.5.2.4 Vibration monitoring at the Rhone head

The excavation on the Rhone side was only a third of the total gallery excavation. 118 blasts were carried out for this. Fig. 14 (which reads from right to left, in the direction of the advancing excavation) shows that most of the particle velocities obtained are below 20 mm/s for all frequencies. Of the number of blasts performed, 4 exceeded the working threshold and only 2 exceeded the absolute threshold limit (sensors placed on the footpath to be closer to the rock).

Outside the excavation of the cross-connection passages, right up to the South tunnel (less than 2 m), values of more



15 *Suivi des mesures des vibrations côté Saône*
Monitoring of vibration measurements on the Saone side



16 *Suivi des mesures des vibrations en surface (attaque Rhône)*
Monitoring the vibration measurements at the surface (Rhône attack face)

toutes fréquences confondues. Sur le nombre de tirs exécutés, 4 ont dépassé le seuil de travail et seulement 2 le seuil absolu (capteurs posés sur le trottoir pour être au plus près du rocher).

Hors l'excavation des rameaux, approchant de très près le tunnel Sud (moins de 2 m), où des valeurs de plus de 100 mm/s pour $F > 30$ Hz ont été atteintes (toutefois sans dommages pour la structure). Les valeurs enregistrées par les capteurs situés sur la dalle de ventilation d'air frais, dont

than 100 mm/s for $F > 30$ Hz were reached (without damage to the building). The values recorded by the sensors located on the fresh air ventilation slab, with a working displacement threshold limit of 5000 microns, reached a maximum of 160 microns.

The curve shows an average ratio of 2.4 kg/m³ of explosive and locally a ratio of 3 kg/m³ for 5 m rounds located in areas of exceptionally resistant granite.

le seuil de travail en déplacement était de 5000 microns, ont atteint un maximum de 160 microns.

La courbe nous indique un ratio moyen de 2.4 kg/m³ d'explosif et localement un ratio de 3 kg/m³ pour les volées de 5 m situées dans des zones de granite de résistance exceptionnelle.

3.5.2.5 Suivi vibratoire côté Saône

Sur l'attaque côté Saône, les 350 premiers mètres ont conduit à l'optimisation de 14 plans de tir afin d'obtenir un meilleur rendement de l'excavation et des meilleurs résultats au niveau des vibrations. La liaison avec le côté Rhône s'est effectuée après un total de 242 tirs et 1075 m excavés (soit une moyenne de 4.4 m/tir).

L'excavation a été réalisée avec un ratio d'explosif moyen de l'ordre de 1.8 kg/m³ pour des volées de 4.30 et 5 m jusqu'au PM 900. Puis une augmentation du ratio allant jusqu'à 3.4 kg/m³ dans un granite exceptionnellement raide (Fig. 15).

Au niveau vibratoire, le seuil de travail a été respecté sauf pour 17 % des tirs entre le début du creusement et le PM 350. Le seuil absolu n'a jamais été atteint, si ce n'est lors de l'excavation des rameaux, jusqu'à un très courte distance du tunnel Sud (moins de 5 m).

Au niveau des déplacements obtenus sur la dalle du tube Sud, les valeurs ont varié entre 20 et 790 microns, n'atteignant jamais les 5000 microns du seuil de travail.

3.5.2.6 Suivi vibratoire en surface

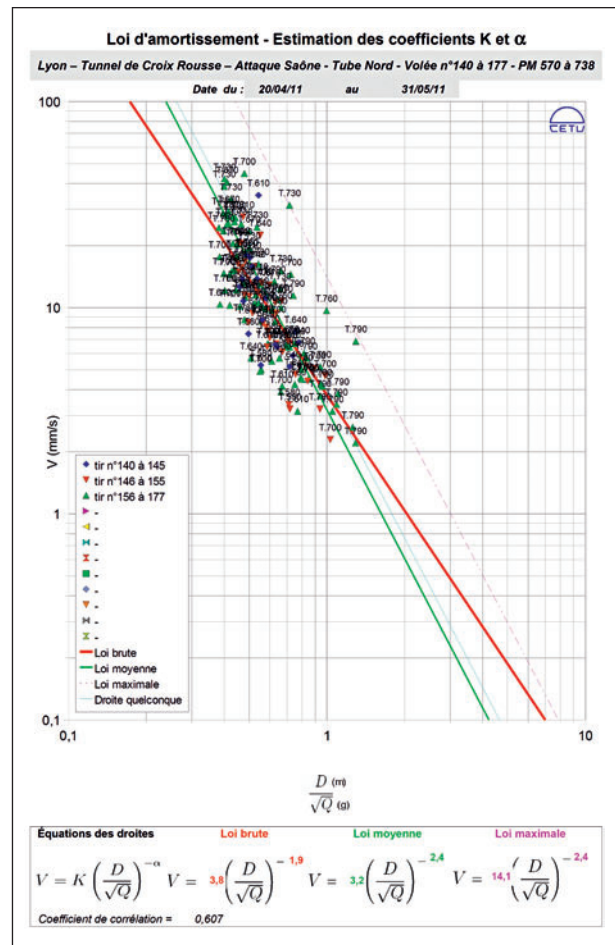
Le positionnement des géophones encadrant le tracé du creusement de la galerie a permis un suivi des vibrations sur le bâti en surface, par un quadrillage du périmètre concerné. Les géophones étaient scellés au plâtre dans les sous-sols des immeubles sur les murs porteurs. Les valeurs enregistrées ont oscillé entre 1 et 6 mm/s sans dépassement des seuils définis par la circulaire ministérielle (Fig. 16).

Les riverains ont pu entendre les 8 secondes de tir avec clarté.

3.5.2.7 Lois d'amortissement

Tube sud

Le découpage par zones géologiques homogènes le long du tracé a permis d'établir plusieurs lois d'amortissement et caractérisant ainsi la transmission des vibrations dans les différents types de terrain. Les lois d'amortissement du site (Fig. 17) permettent de dire que la retransmission des vibrations au sein du massif peut être classée de faible à moyenne. Les coefficients de site de la dalle (K = de 2.2 à 8.6) sont légèrement supérieurs à ceux du trottoir (K = de 2 à 5.7). Le coefficient α caractérisant l'atténuation des ondes est compris entre 1.5 et 3, ce qui révèle un massif assez compact dans son ensemble. Q représente la charge instantanée exprimée en grammes et D est la distance en mètres, entre le point de mesure et le tir.



17 Exemple de loi d'amortissement
 Example of damping law

3.5.2.5 Vibration monitoring on the Saone side

On the attack face on the Saone side, the first 350 metres have resulted in the optimisation of 14 blasting patterns for better excavation performance and to obtain the best results in terms of vibrations. The connection with the Rhone side took place after a total of 242 blasts and 1075 m of excavation (i.e. an average of 4.4 m/blast).

The excavation was carried out with an average explosive ratio of about 1.8 kg/m³ for 4.30 m and 5 m rounds up to PM 900, then an increase in the ratio up to 3.4 kg/m³ in unusually hard granite (Fig. 15).

On a vibration level, the working threshold limit has been respected except for 17% of blasts between the start of the excavation and PM 350. The absolute threshold limit was never reached, except during the excavation of the cross-connection passages, very near to the South tunnel (less than 5 m).

In terms of displacements obtained on the slab of the south tube, the values ranged between 20 and 790 microns, never reaching the working threshold limit of 5000 microns.



18 Front d'un intertube en cours de chargement
View on a cross section during charging



19 Front principal en cours de chargement
Main rock face during charging

Surface

Les lois d'amortissement établies selon le zonage géologique ont des coefficients de site faibles de l'ordre de $K = 1.9$ côté Rhône et $K = 4$ côté Saône. Il est à remarquer qu'en présence d'une couverture constituée de conglomérats, sables fins et galets au-dessus du granite, on obtient des coefficients alpha compris entre 2 et 3.5 témoignant d'un amortissement rapide des vibrations (voir exemple Fig. 17).

3.6 Contraintes environnementales

Les tirs sur la tête Rhône ont été interdits de 22h à 6h, pour limiter les nuisances sonores (Fig. 18+19). Sur les 2 têtes, un sas antibruit a été réalisé (Fig. 20). Sur la tête Saône, moins urbanisée, ce sas a permis de réaliser les tirs 24h/24. L'impact sonore des travaux a fait l'objet de nombreuses mesures et a été limité au maximum (Fig. 21). Les poussières et les émissions de gaz ont également fait l'objet d'une surveillance étroite (installation de dépoussiéreurs voie humide, suivi systématique des résultats) (Fig. 22).

4 Conclusion

Au départ, la maîtrise des vibrations, notamment dans le tunnel en service, était un exercice difficile, en particulier la défini-



20 Caisson anti-bruit (TSA)
Anti-noise box (TSA)

3.5.2.6 Vibration monitoring at the surface

The positioning of the geophones surrounding the route of the gallery excavation route has enabled the monitoring of vibrations on structures at the surface on a grid layout of the area concerned. The geophones were sealed with plaster on the load bearing walls in buildings' basements. The recorded values oscillated between 1 and 6 mm/s without exceeding the thresholds defined by the ministerial circular (Fig. 16).

The local residents clearly heard the 8 seconds of explosions.

3.5.2.7 Damping laws

South tube

The division into homogeneous geological zones along the route has enabled several damping laws to be established, thereby characterising the transmission of vibrations in the various types of soil. The damping laws of the site (Fig. 17) indicate that the retransmission of vibrations within the massif can be classified as weak to average. The site coefficients of the slab ($K = 2.2$ to 8.6) are slightly higher than those of the footpath ($K = 2$ to 5.7). The coefficient α characterises the wave attenuation between 1.5 and 3, which reveals a quite compact massif as a whole. Q represents the instantaneous load expressed in grammes and D is the distance in metres between the measuring point and the blast.

Surface

The damping laws established according to the geological zone have low site coefficients of about $K = 1.9$ on the Rhone side and $K = 4$ on the Saone side. It should be noted that in the presence of an overburden composed of conglomerates, fine sands and pebbles above the granite, alpha coefficients between 2 and 3.5 were obtained, indicating the rapid damping of the vibrations (see example in Fig. 17).

3.6 Environmental constraints

The blasts at the Rhone head were not allowed between 10 pm and 6 am in order to limit the noise disturbance (Fig. 18+19). On the two heads, a sound airlock was built



21 *Suivi acoustique*
Acoustic monitoring

tion de seuils limites, liée à une mauvaise connaissance de l'état de vétusté exact de l'ouvrage. En réunissant différents acteurs, différentes approches, et des moyens renforcés, des seuils raisonnables ont pu être fixés. Ce qui a pu être rapidement possible de par la liberté et la souplesse laissées à l'Entreprise dans le cadre d'un contrat en Conception-Réalisation.

Puis un suivi rigoureux a été mis en place et les moyens mobilisés pour les tirs d'essais sont restés présents tout au long du chantier pour adapter immédiatement et chaque fois que nécessaire les plans de tir. Le dispositif d'auscultation des ouvrages aux environs du tube Nord du Tunnel de la Croix-Rousse reste un dispositif atypique en termes de nombre de capteurs mis en œuvre sur toute la durée du chantier.

Et une première en ce qui concerne la transmission par GSM des résultats. Grâce à la fluidité des rapports entre les entreprises, le CETU (conseil), et la Maîtrise d'œuvre intégrée, on a pu en toute sécurité :

- maintenir en service le tunnel existant, sauf ponctuellement lors des tirs; malgré sa grande proximité avec les tirs et malgré sa vétusté
- optimiser les longueurs des volées
- participer à la réduction du délai de l'excavation

S'informer sur le chantier et suivre les travaux :

www.tunnelcroixrousse.fr



22 *Débourbeur*
Mucker

(Fig. 20). On the Saone head, which is less urbanised, this airlock enabled blasts to be carried out 24 hours a day. The noise impact of the works was subjected to many measures and was limited to a maximum (Fig. 21). Dust and gas emissions have also been closely monitored (installation of wet scrubbers and the systematic monitoring of results) (Fig. 22).

4 Conclusions

Initially, particularly in the tunnel in operation, vibration control was a difficult task, especially the definition of the threshold limits, due to a poor knowledge of the exact state of deterioration of the structure. By bringing together the various actors, the different approaches and reinforced means, reasonable threshold limits have been set. This was rapidly possible due to the freedom and flexibility afforded to the Contractor under the design-build contract.

Then rigorous monitoring was implemented and the resources mobilised for test blasts remained present during the works to adapt the blasting patterns immediately and whenever necessary. The auscultation device for the surrounding structures at the North tube of the Croix-Rousse Tunnel remains an atypical device in terms of the number of sensors implemented throughout the construction period.

And it is a first with regard to the transmission of the results by GSM. Thanks to the flow of communication between the contractors, the CETU (consulting) and the integrated design and construction management team, it was possible to safely:

- maintain the existing tunnel in operation, except for occasional closures during blasting, despite its close proximity to the blasts and its deterioration
- optimise the lengths of the rounds
- participate in reducing the excavation time

For information about the construction site and to follow the works: www.tunnelcroixrousse.fr

Francesco Maria Rotundi, Eng., General Director Metro C s.c.p.a., Rome/I
 Roberto Sorge, Eng., Engineering Manager Metro C s.c.p.a., Rome/I

Tunnelling in Rome

Metro Line C under Historical Centre

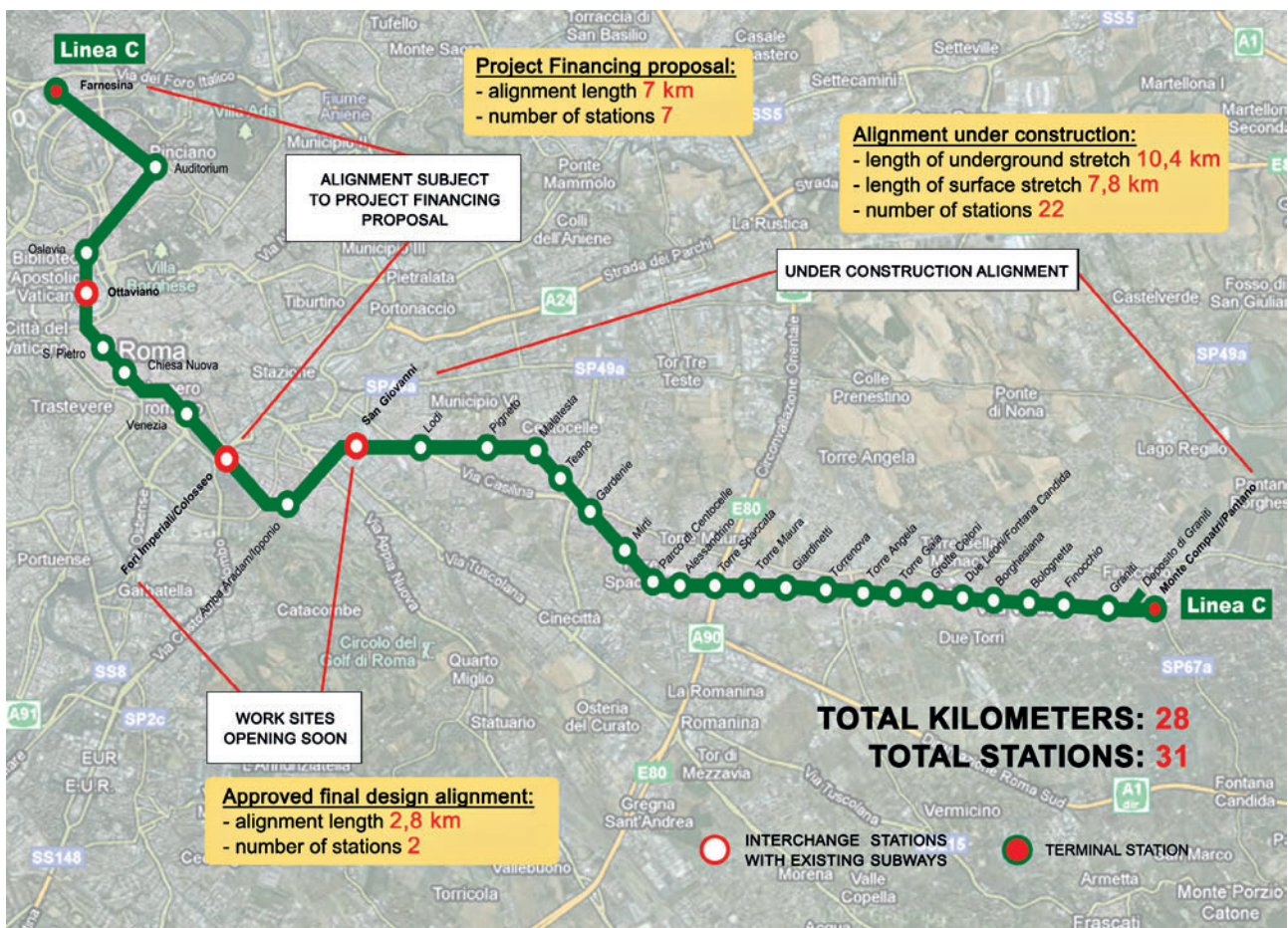
Rome Metro Line C is one of the biggest European construction projects currently underway. Its importance is due to the logistical and historical context within the works are executed and the significance of the infrastructure as such within the urban area. For this reason, the most sophisticated technology presently available in tunnelling or, more precisely, in the sector of mechanised tunnelling in urban areas, is being exploited.

1 Introduction

One of the most significant infrastructure works presently being executed, not only in Italy, the Rome Metro Line C (Fig. 1) is indisputably important due to the logistical and historical context within which the works are being executed and the significance of the infrastructure as such within the urban area. For this reason, the most sophisticated tech-

nology presently available in tunnelling or, more precisely, in the sector of mechanised tunnelling in urban areas, is being exploited.

The construction of Line C will almost double the area covered by the current underground network. Its design and construction are a real engineering challenge because the new line:



1 Main characteristics of Line C

Tunnelbau in Rom

Metro-Linie C unter der Altstadt

Die Errichtung der U-Bahn-Linie C in Rom ist eines der derzeit grössten Bauprojekte in Europa. Auch durch das historische Umfeld, die logistischen Herausforderungen und die Bedeutung für die städtische Infrastruktur ist dieses Vorhaben aussergewöhnlich. Grund genug, modernste Tunnelbautechnologie ins Feld zu führen und dabei insbesondere auf für den Einsatz in einem städtischen Umfeld spezialisierte Tunnelbohrmaschinen zu setzen.

Construction de tunnel à Rome

Ligne de métro C sous la vieille ville

L'aménagement de la ligne de métro C à Rome est l'un des plus grands projets actuels de construction en Europe. Le contexte historique, les défis logistiques et l'importance du tunnel pour l'infrastructure urbaine en font un projet hors du commun. Une raison suffisante pour faire appel à une technologie ultramoderne de construction souterraine, en misant sur des tunneliers spécialisés dans l'intervention en milieu urbain.

Costruzione di gallerie a Roma

Linea metropolitana C sotto il centro storico

La costruzione della linea C della metropolitana di Roma è attualmente uno dei maggiori progetti di costruzione in Europa. Un'impresa straordinaria anche per il contesto storico, le sfide logistiche e l'importanza per l'infrastruttura urbana. Motivi più che sufficienti per applicare la più moderna tecnologia per la costruzione di gallerie, puntando soprattutto all'impiego di talpe specializzate per l'uso in un contesto urbano.

- has unique characteristics due to the need to preserve the historical monumental and archaeological heritage of the covered areas, heritage that required careful preliminary investigations prior to the construction of stations and tunnels, as Colosseo/Fori Imperiali Station
- crosses the city from the north-west to the south-east, facing different situations and problems that require specific solutions and are difficult to standardise, as Mirti Station

2 Historical Centre and Metro Line C

2.1 Preservation of monuments

Allowing historical heritage and modernisation to coexist: this is the great challenge involved in Line C, which encounters historic buildings and monuments of great value. The Historical Centre of Rome is a UNESCO World Heritage site. To ensure construction of the new metro line does not damage this site, a Scientific Technical Committee (STC) was constituted, comprising world-famous professors. The task of STC was to ensure high-quality research methods and to analyse potential interactions between the new line and the historical-monumental heritage.

STC, which oversees both the design stage and its execution, coordinates and supervises the activities of working groups of specialists. These perform a range of activities aimed at defining the status of 40 valuable historical buildings (including "Palazzo della Cancelleria", "Palazzo Venezia", "Palazzo Sforza Cesarini", the Church of "Sant Andrea della Valle") and 13 monuments (including the Colosseum, the Basilica of Maxentius, Trajan's Column and the Vittoriano), in relation to the construction of the new underground (Fig. 2).

2.2 Archaeology

One of the difficulties encountered in Rome in defining an efficient underground network is due to the value of the pre-existing archaeological substratum, emerging each time an excavation is carried out, not only in the Historical Centre, but in the whole city.

To protect this immense archaeological heritage site, all planning stages were preceded by accurate field surveys in areas where stations and ventilation shafts will be situated (tunnels do not encounter this problem because they are built at a depth between 25 and 30 m, i.e. below the archaeological layer). More than 400 boreholes were drilled along the whole Fundamental Layout, with the recovery of the stratigraphic column, accompanied by the archaeological reading of the soils crossed.

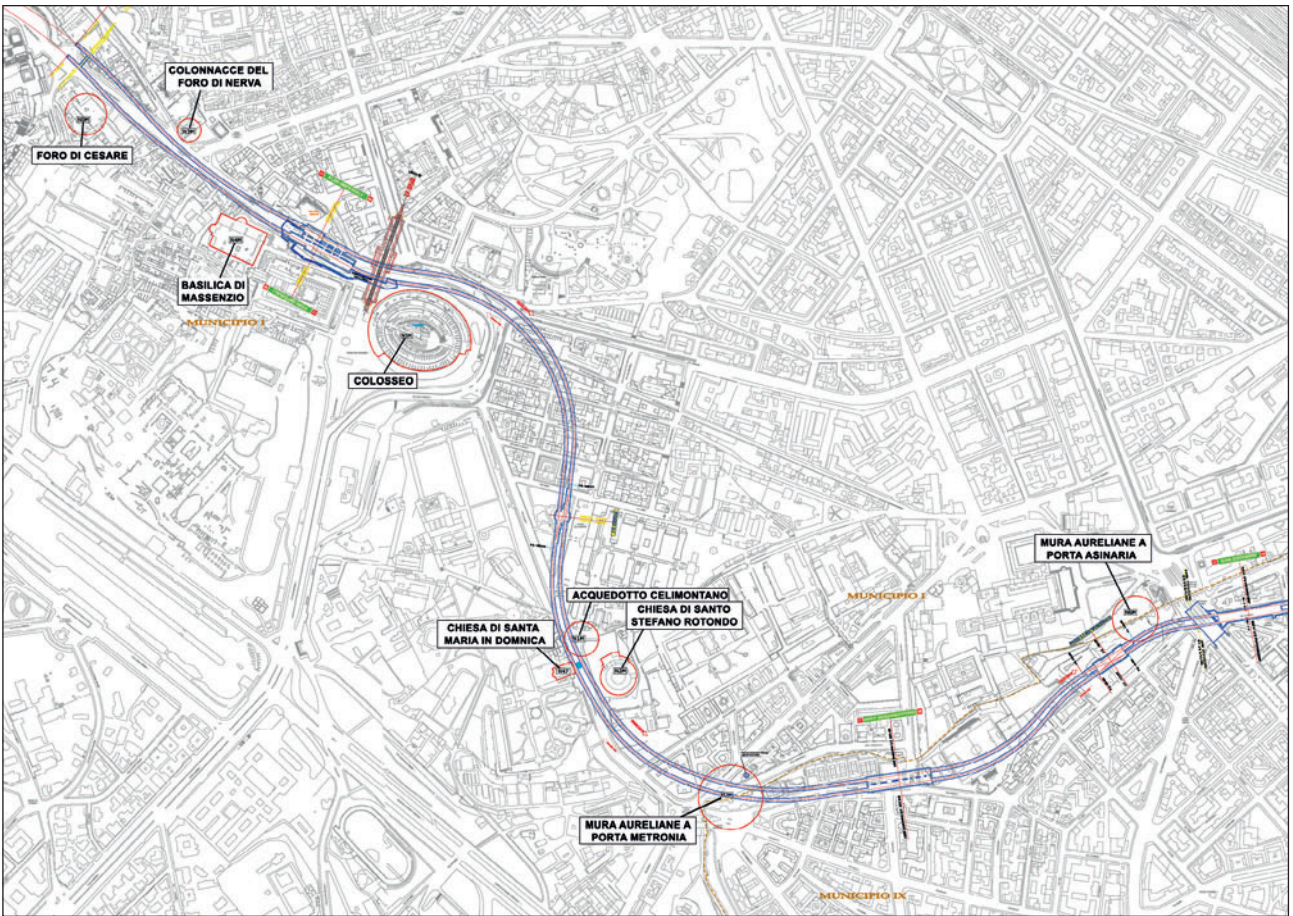
2.3 Construction techniques

Line C mainly extends underground, with the exception of the first 10 km, which are open-air, on the old route of the Rome/Pantano railway line. It will run in 2 single-track tunnels side by side, which will be linked to the surface at stations and ventilation shafts only. The construction works involve 3 basic steps:

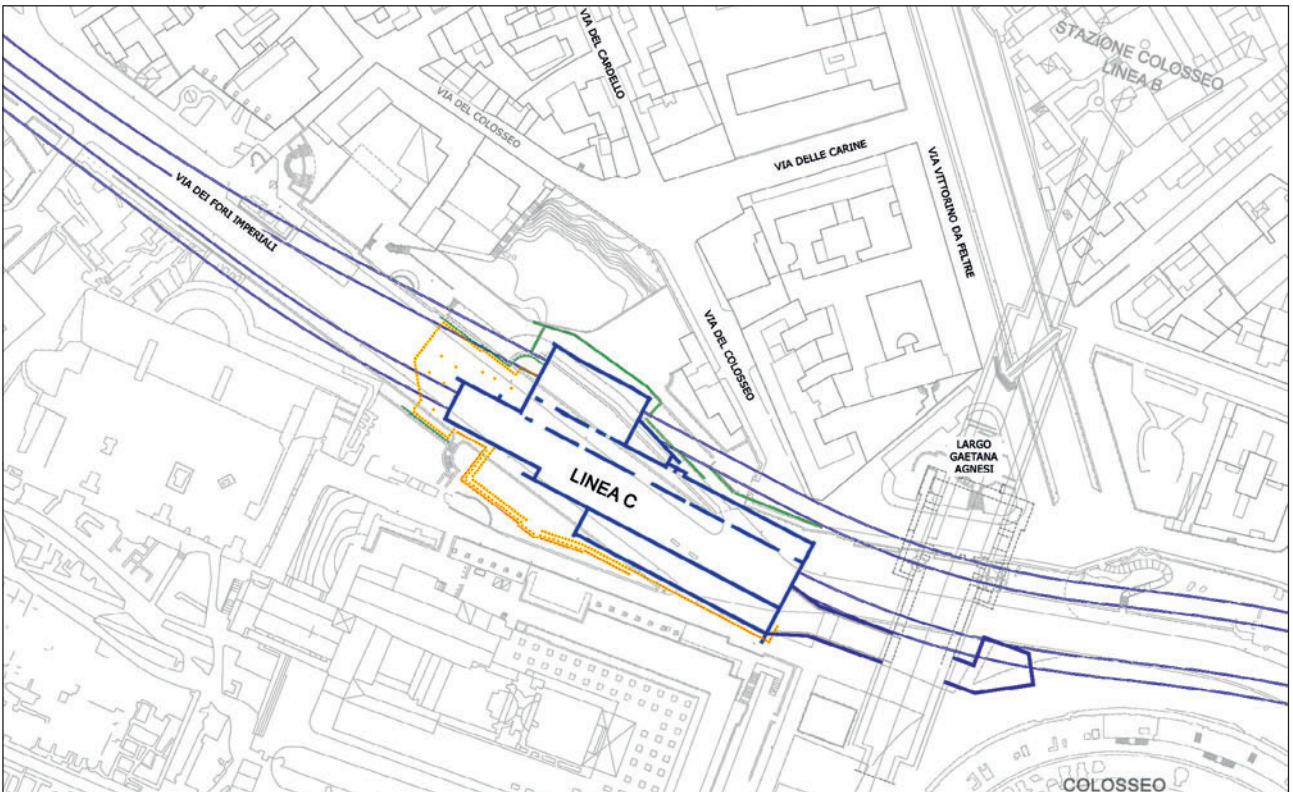
- building stations and ventilation shafts
- digging deep tunnels
- constructing of entrances to the stations

2.4 Tunnel excavation

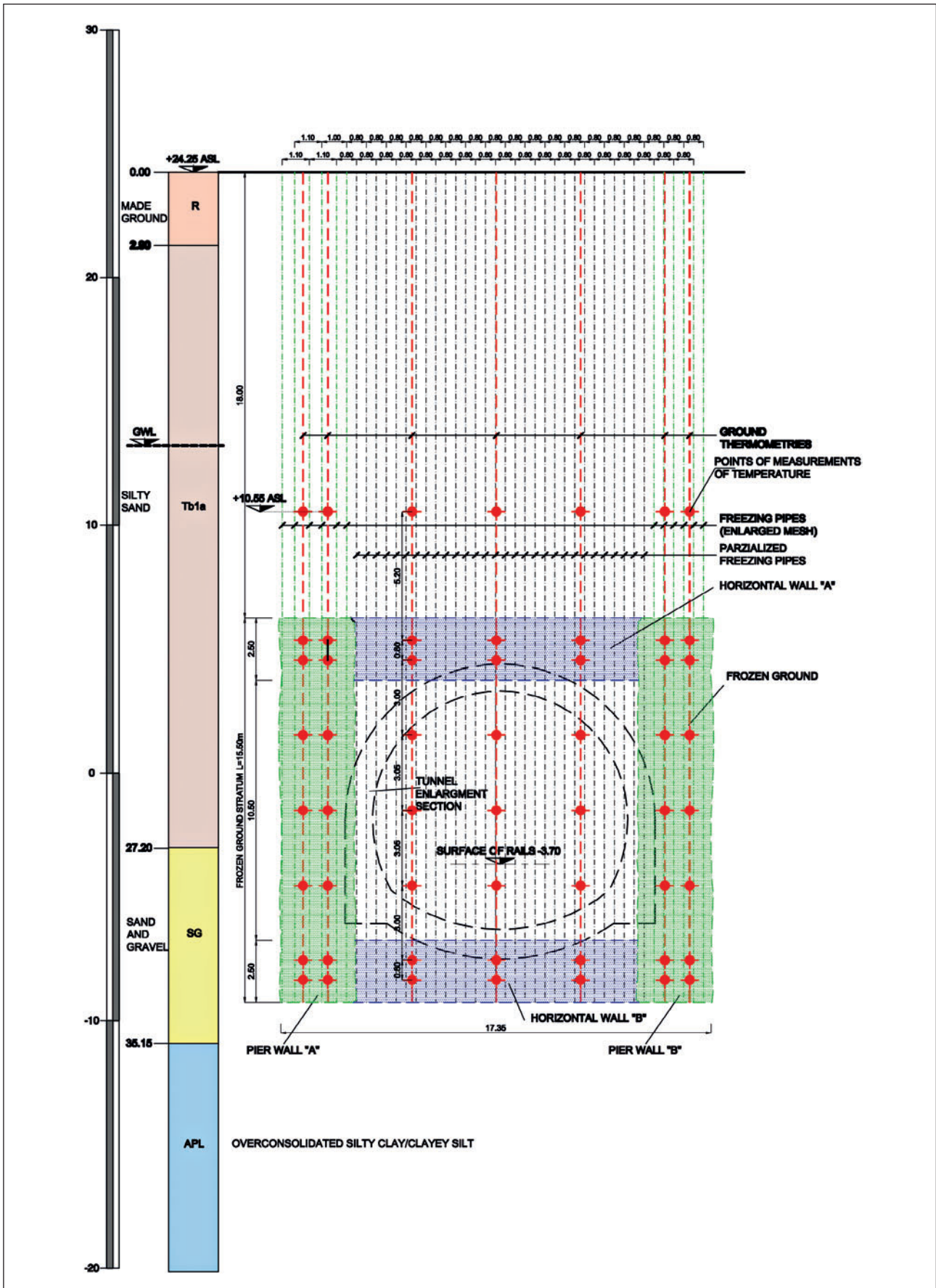
The project consists of boring 2 twin tunnels with a length of 17.6 km each and a boring diameter of 6.70 m. Four EPB TBMs are being employed to build the tunnels, with 8 to



2 Line C stretch T3: historical buildings



3 Colosseo/Fori Imperiali Station



4 Ground freezing trial layout – “Via dei Fori Imperiali”



5 Ground freezing trial photo – “Via dei Fori Imperiali”

10 m daily average speed, with peaks greater than 30 m, and a tunnel depth of 25 to 30 m from ground level below the archaeological stratum (generally located at about 6 to 10 m and at a maximum of 20 m).

3 Colosseo/Fori Imperiali Station

One of the most characteristic works of the central stretch of Line C is Colosseo/Fori Imperiali Station (Fig. 3), located along Via dei Fori Imperiali and directly connected to the platform of the existing Colosseo Station of Metro Line B via 2 pedestrian tunnels.

In its vertical development, the work affects the entire stratigraphic succession, from carry-overs, since the land fluvial-lacustrine sin-volcanic (Tb1a, Tb1b and TB2) to the sands with gravel (SG) up to large marine clays (Apl) varies along the longitudinal and lateral development of the work. The groundwater level is at 14 to 16 m above sea level, in the area of Colosseo/Fori Imperiali Station.

The constraints of the layout of stations and galleries and those of the particular territorial context led to the need to make the 2 ends of the platform of odd underground rail with tunnel widening. This is executed after the passage of the TBM, in length equal to 27.00 and 49.00 m from one side to the other. To design the platform galleries with an excavation diameter equal to 11 and 12 m, respectively, field trials were performed in 2011 to verify the results of the following technologies:

- treatment using the technique of freezing
- treatment using injections

3.1 Treatment using ground freezing technique

The lithotype affected by the interventions are made up of Tb1a and SG formations. In the field trial (Figs. 4+5), aimed at determining the mechanical properties of frozen soils, a major intervention was made, designed to simulate the freezing of land around the portion of the theoretical gallery

in order to obtain comparable results. Furthermore, in order to evaluate the effectiveness of different distances between the freezer probes, the 2 “piers” were geometricised with different meshes.

The following tests were performed:

- cross-hole seismic surveys, carried out before and after freezing
- topographic measurements of the cornerstones on the surface and extensor-inclinometer measurements
- consumption of liquid nitrogen
- laboratory tests on natural soil, frozen and thawed

The results were compared with those gained from CPT and SPT data on natural ground.

The frozen ground was tested at different temperatures (-10°C/-20°C) to verify the different mechanical behaviour and deformation, with the following results:

- freezing time of 16 days
- average consumption of about 1700 l of nitrogen per m³ of frozen ground (about 4.4 l/(mc h)) during freezing phase
- holding time of 4 days with an average consumption of approximately 115 l of nitrogen per m³ frozen ground (about 4.8 l/(mc h)) for the maintenance phase

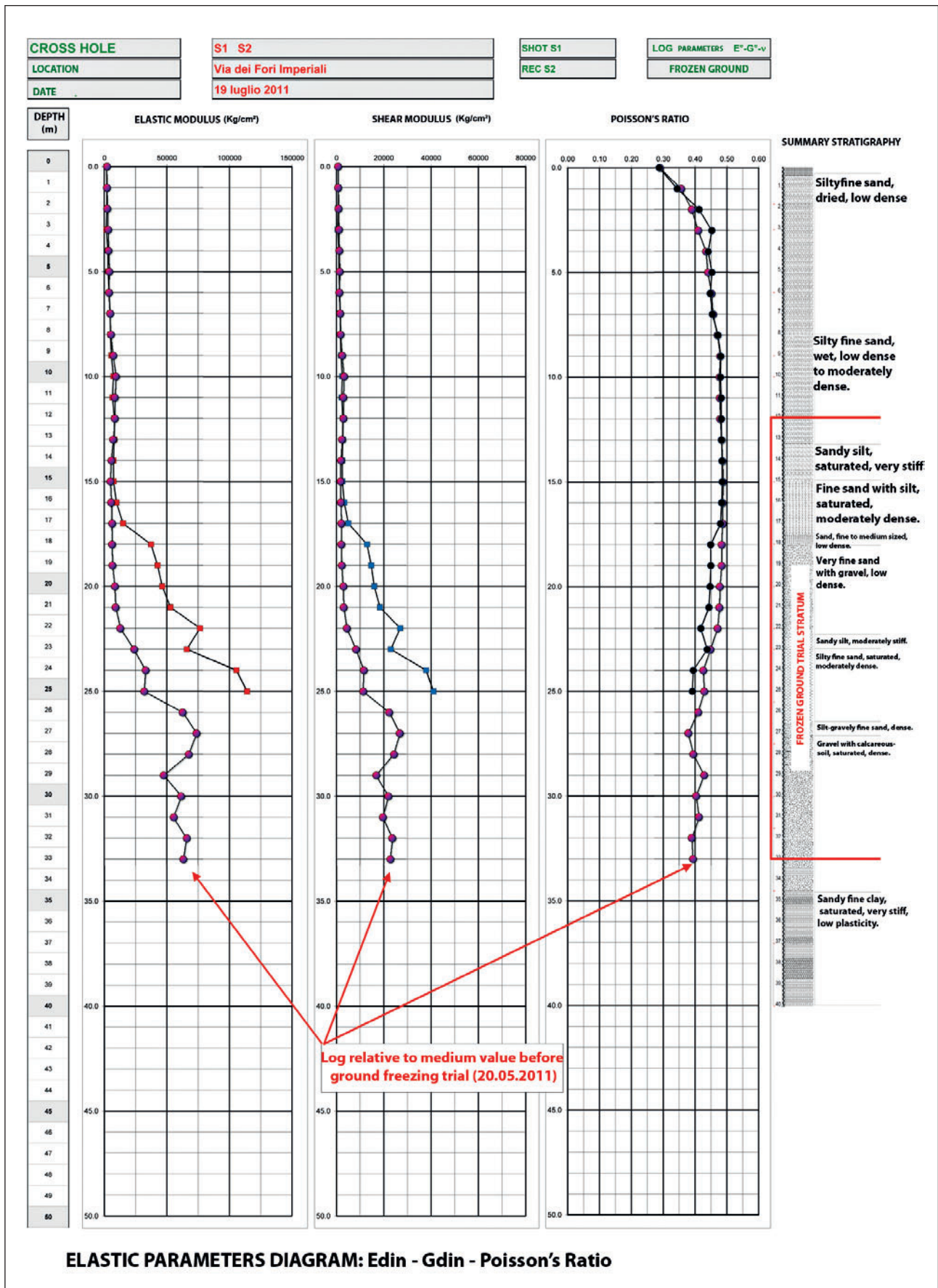
During the freezing phase were measured:

- lifting maximum of about 2 mm away from the area, and of 5 mm in proximity, which were cancelled after the deactivation of the interventions
- cumulative increases of 4 to 7 mm, which is restricted on the depth of the treatment (approximately 30 to 32 m)
- maximum horizontal displacements with respect to the alignment of the probes:
 - in the transverse direction in the order of 7 to 8 mm
 - millimetre values in the longitudinal direction (approximately 2 to 4 mm)

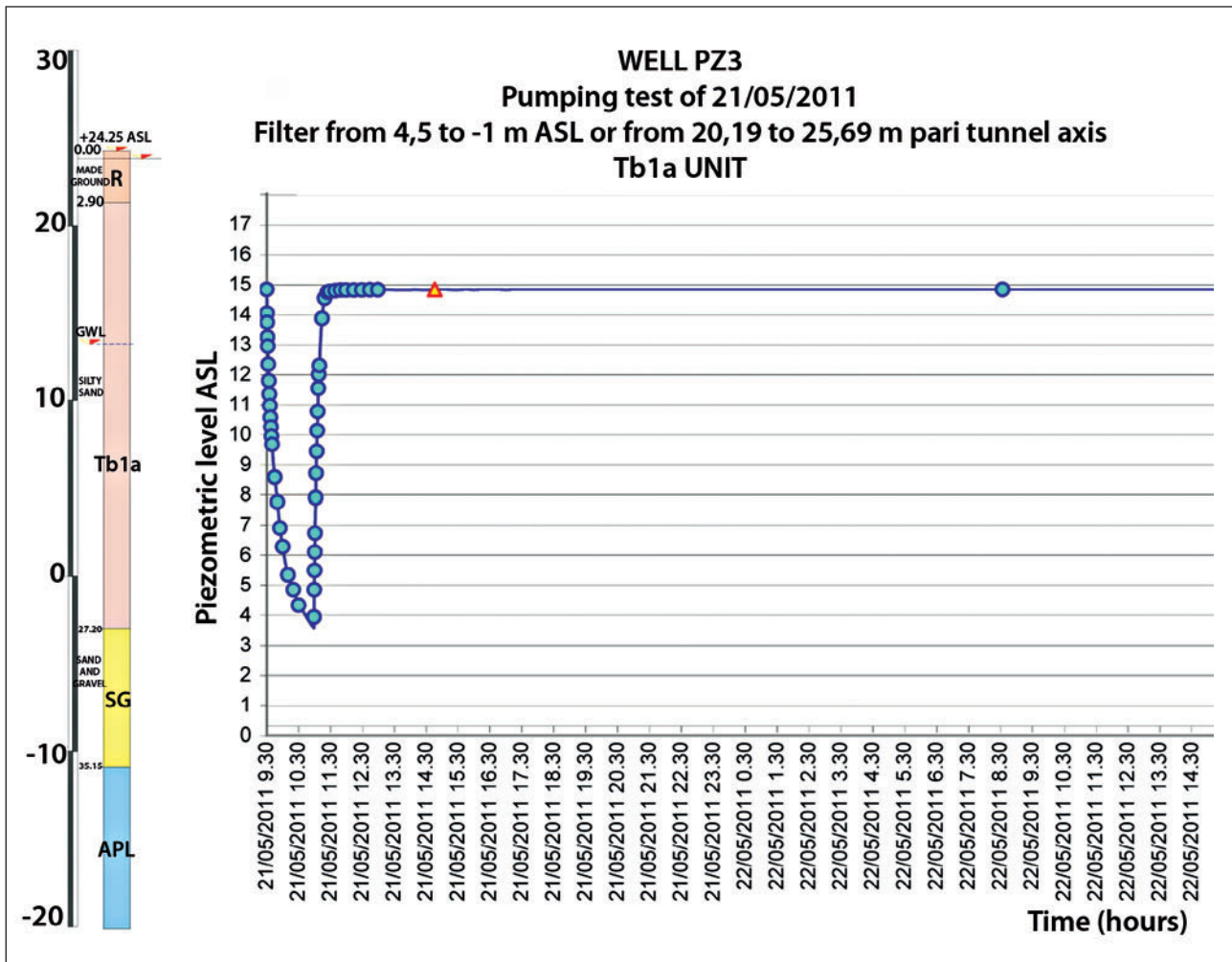
The cross-hole seismic tests on natural soil and frozen ground (Fig. 6) showed an improvement of mechanical properties of treated soils. In particular, the speed of shear waves in layers Tb1a show increases in the order of 300 to 400 m/s, from values of 300 to 700 m/s to 600 to 1100 m/s.

3.2 Treatment using injections

The field trial with cement and chemical injections is intended to verify the effectiveness of possible treatments for the consolidation and sealing of the soil. These are necessary to ensure safe conditions for carrying out excavations and to minimise the impact on existing structures, comparing the results of pumping tests in the field with those performed after the treatment. Two pumping wells with a diameter of 400 mm were prepared: a “superficial” PZ3, for pumping in the fluvial-lacustrine sin-volcanic deposits (Tb1a), and a “deep” PZ4, for pumping in the fluvial-lacustrine pre-volcanic deposits (SG).



6 Result of cross-hole tests after ground freezing



7 Soil drainage tests after grouting field trials

For the numerical processing of test results, the bed of lithotype Tb1a was considered as the basis of the “superficial” aquifer, while the “deep” aquifer was limited to the thickness of the SG lithotype. Stepping and long-term soil drainage tests were performed.

The test results of PZ3 (Fig. 7), registered in the surface layers, showed reduced boundary resentments. The maximum lowering measured is approximately 5.5 m, with stabilisation after recovery of the water level at altitudes close to those present in the groundwater of Tb1a. In “superficial” piezometers, decreases of 0.2 to 0.25 m were measured. In “deep” piezometers, the piezometric height varied by a few inches. The results of recovery tests yield K values varying from 33.07×10^{-5} to 2.68×10^{-5} .

For well PZ4, the time development of the decreases recorded during the stepping test is characterised by low subsidence (0.47 m, 1.60 m and 3.09 m), indicating the significant water supply of the aquifer. The deep piezometers at high distances from the well (30 to 45 m) suffered significant drops, varying from 0.32 to 2.21 m. However, the superficial piezometer did not suffer from the bailing, confirming the

limited areal feature of pumping effects of the “deep” aquifer (SG) on the “superficial” aquifer.

The values of transmissivity and hydraulic conductivity determined by the stepping test on PZ4 would then assume the existence of an aquitard at the transition between lithotype Tb1a and SG, thick enough to “support” the water surface and make “mostly confined” to the “deep” one. For the analysis, the existence of an aquifer limited to the thickness of lithotype SG (7.95 m) is assumed, bounded below by Apl clays and above by lithotype Tb1a.

The bailing in the deep aquitard yielded end pumping sags in the order of 2.80 m, noting how the resentment of the pumping was almost immediate, reflecting the confinement of the aquifer located “deep” in SG gravels.

3.3 Field testing of the permeability reduction treatments

Two separate sets of injections were carried out in the area affected by bailing tests, involving the land of the fluvial-lacustrine sin-volcanic deposits (Tb1a) and fluvial-lacustrine pre-volcanic deposits (SG). These test meshes (Fig. 8) are

diamond shaped, with 16 perforations equilateral triangular mesh of side 1.40 m. The boreholes reach 35.50 m with a 25 m stretch injected.

The grout was injected to mesh A in 2 successive rubs with a maximum volume of 75 l/VLV to a maximum of 10 bar to rejection; for mesh B, 3 rubs with 60 l/VLV were carried out 2 at 10 bar and the third at 12 bar. After the injection, the process was carried out with the cross-hole tests and with those of pumping inside the meshes.

3.4 Summary of post-treatment

The data analysis of cross-hole tests showed a material stiffness. The shear waves seem to suffer most from the treatments, increasing speeds compared to the field measurements.

With mesh A the maximum Vs registered at the heights corresponding to unit SG increase from 900 to 1000 m/s to 1200 to 1300 m/s. With mesh B, the speeds of Vs in SG increased from 800 to 900 m/s to 1200 to 1300 m/s. The chart in Fig. 9 compares the speed of seismic waves recorded before and after treatment in mesh A.

Two pumping wells were made for the respective tests (PZ7 for mesh A and PZ8 for B) and 2 tests of pumping discharge tests were performed. These yielded a reduction in the coefficient of permeability, also confirming significantly reduced pumping flows after the treatments.

The positive effects of the injection of grout and silicates determined a sensitive reduction of bailing flow (0.20 m at distances included between 27 and 57 m) measured in the "deep" piezometers attested in gravels SG, with resentment contained next to the superficial piezometers.

In summary, the field test was aimed at determining the mechanical properties of treated soils and at evaluating the

effectiveness of waterproofing treatments, comparing the results of pumping tests in the field with those of pumping tests performed after the treatment, that is after grouting and chemical injections.

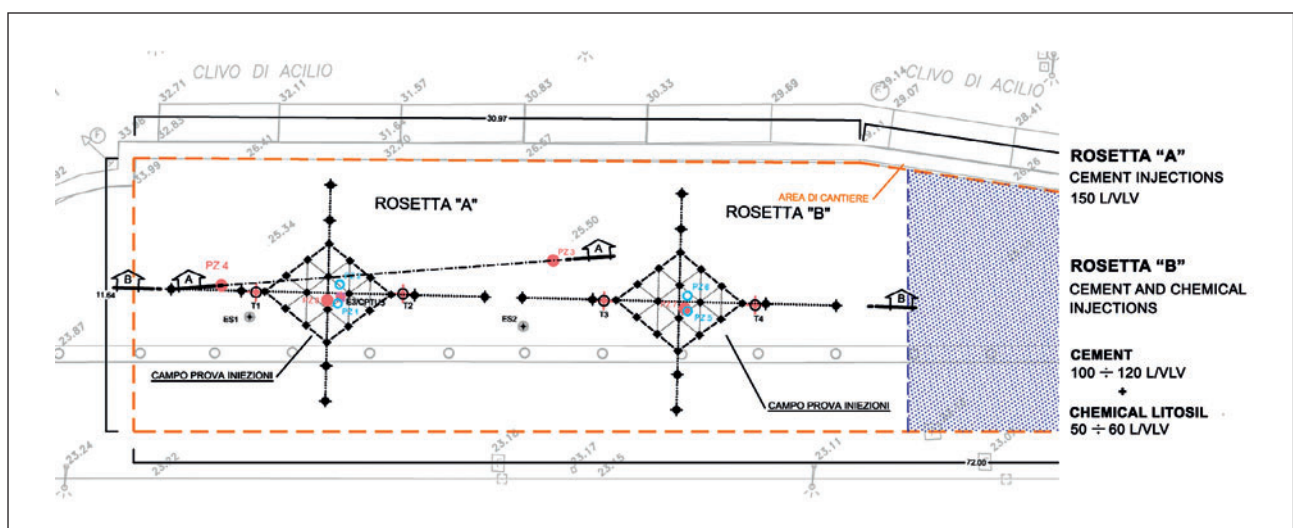
The soil treatment can be considered satisfactory for both mesh test, having achieved good reductions in permeability. The best results were obtained with the combined use of chemical and cement mixtures.

3.5 Design solution for tunnel's shore

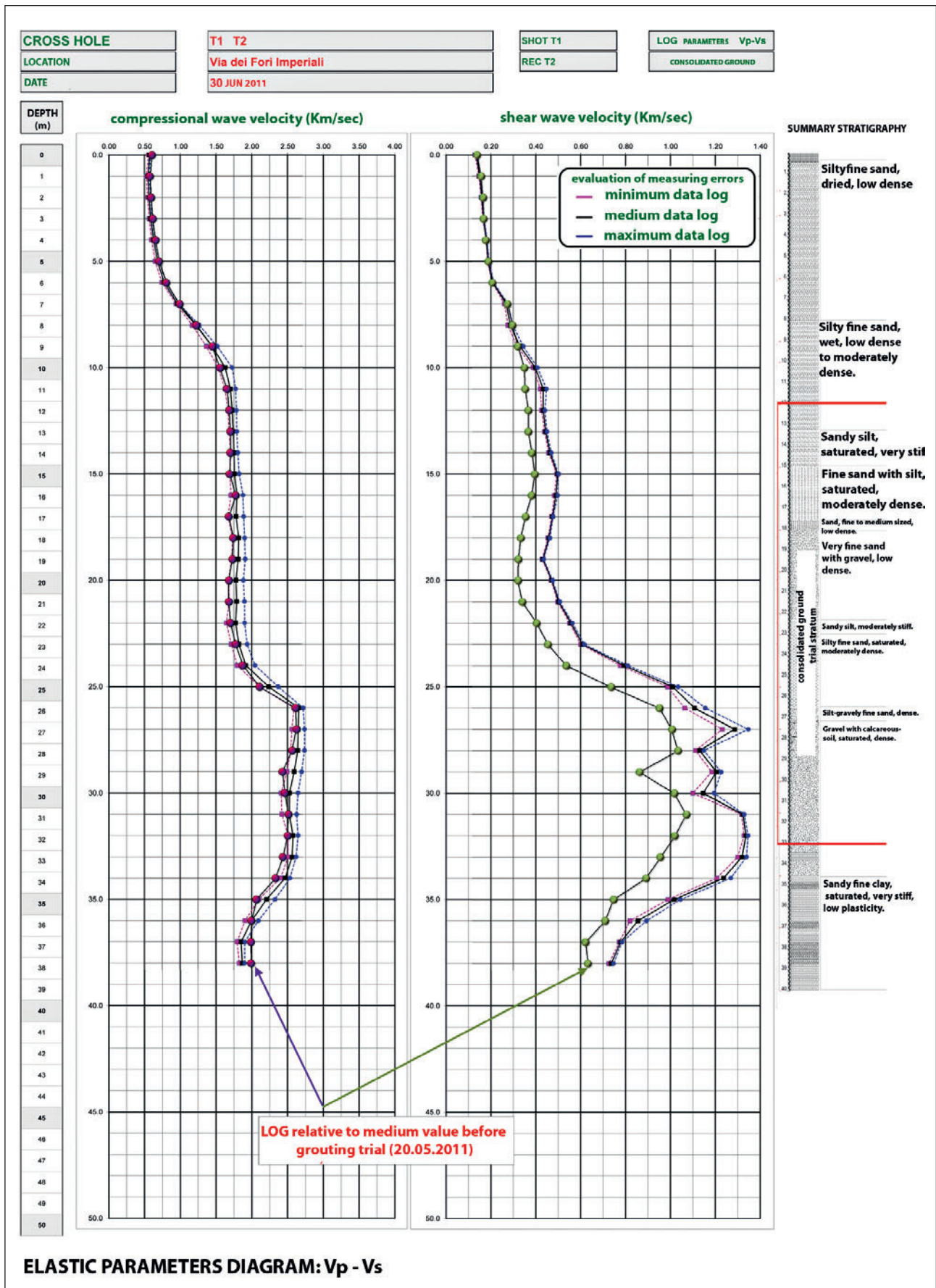
The dispari running tunnel of Colosseo/Fori Imperiali Station is extremely complex underground work. Their development during planning resulted, amongst others things, in the execution of the above-mentioned test fields. Another important decision led to the tunnel enlargement after the passage of the TBM.

Fixed these inputs, and taking into account the impossibility of performing ground consolidation from the surface, grouting works are planned underground. These works are carried out at different times and in different ways, as shown below:

- 1) In the first phase, the treatment of the ground around and inside the future shape of the excavation is scheduled. This occurs with radial grouting boreholes executed from the TBM tunnel (Fig. 10). On the one hand, the ground outside the widened cross-section (Zone A in Fig. 10) is consolidated, applying a grout consisting of a mixture of cement, chemical materials and colloidal silicate. These consolidation works improve a strip of soil with a thickness of 3 to 4 m. On the other hand, for the ground inside the area of soil bounded by the future shape of the excavation (Zone B in Fig. 10), treatments with cement and chemical grout are applied. The proposed treatments are intended to improve the mechanical characteristics of the soil and to create a screen with reduced permeability to minimise the impact on groundwater during excavation.



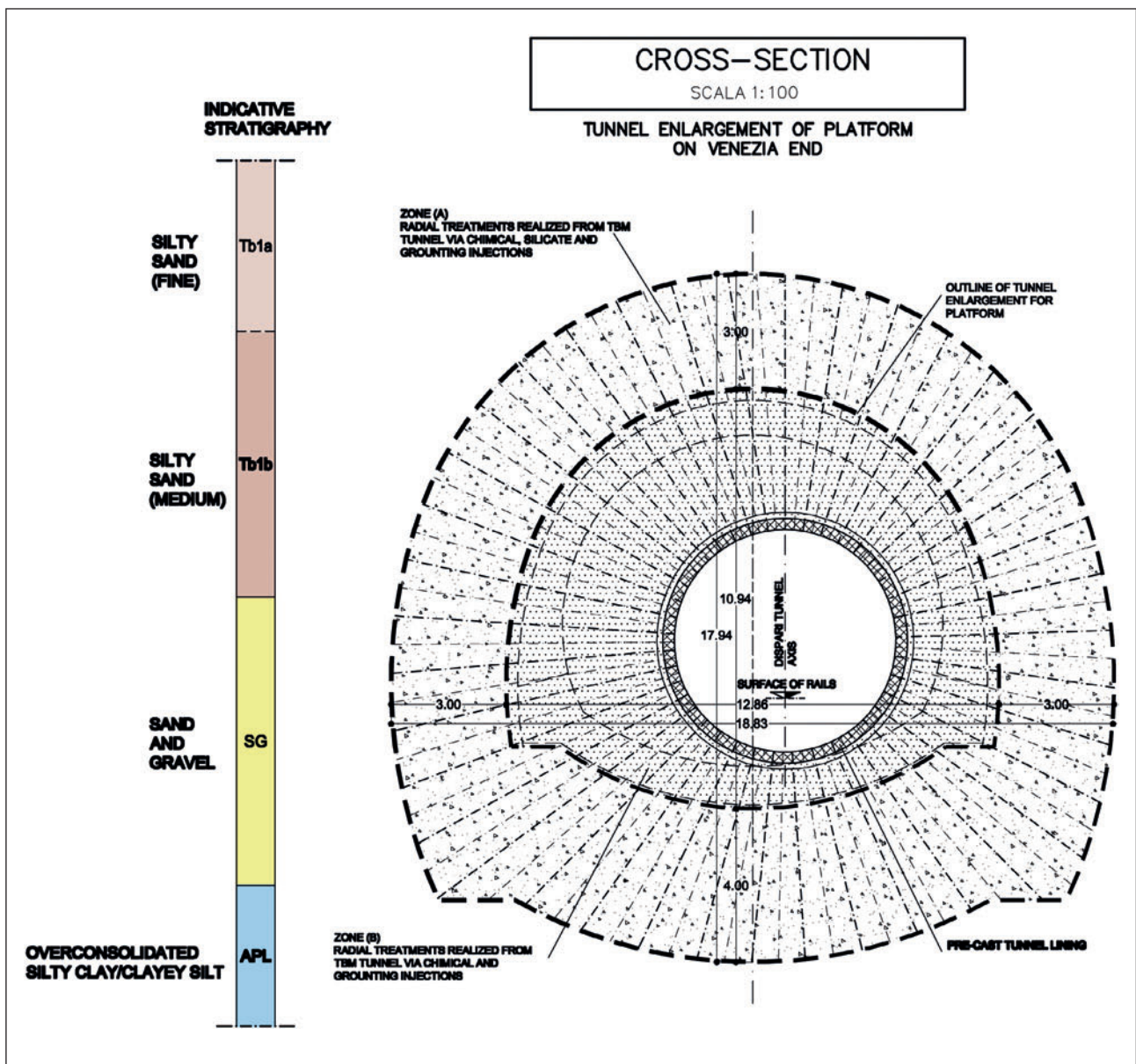
8 Layouts – grouting field trial



ELASTIC PARAMETERS DIAGRAM: Vp - Vs

LOG relative to medium value before grouting trial (20.05.2011)

9 Result of cross-hole tests after grouting field trial



10 Radial treatments from TBM for tunnel enlargement

2) In the second phase, the TBM tunnel is enlarged. During excavation, consolidations are planned for each stage. In this case, the consolidations are structural cemented elements put in place in the tunnel face – a measure that allows for a further tightening of the excavation core, preventing extrusion. At the same time, an additional treatment with grouting is carried out on the profile outline, with valved elements VTR. This is to achieve adequate thickness of the ground “treated” to facilitate the migration of the lithostatic stress on the sides of the opening to download them below the excavation floor (“arch effect”).

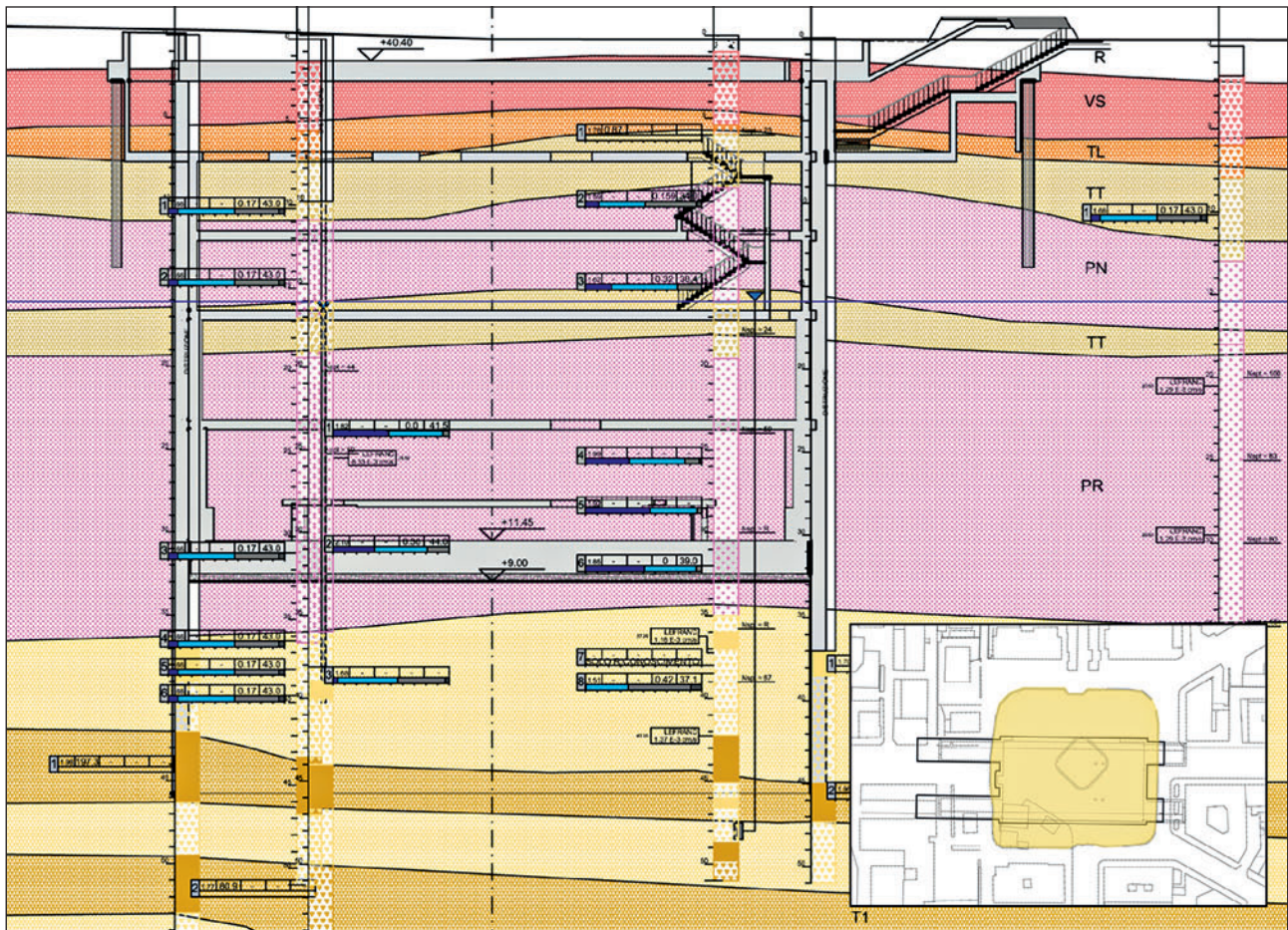
The pumping tests performed at Colosseum/Fori Imperiali Station yielded the following permeability coefficients:

- soil Tb1a: 2×10^{-5} m/s
- soil SG: 8×10^{-5} m/s

The results of the field trial, performed on the mesh with chemical and cement injections, showed that from a mechanical point of view, these injections enable a significant improvement of the tested soils to be achieved (Tb1a, Tbi1 and Sg) up to a 1.5 to 3.0 times increase in the elastic module “in place” variable, depending on the lithology.

On the other hand, the pumping tests performed yielded values of the “global” permeability of the treated soil of 1.4×10^{-7} m/s: with these values, it can be estimated that the water flow in the tunnel will be between 3 and 6 l/s (on a field of excavation of a length of 6.0 m and in the presence of boundary consolidation and pre-coating).

The particular boundary conditions, i.e. the presence of unique monuments, require utmost caution. The plan is



11 Mirti Station: round cross-section and station plan

therefore to use nano-silicate colloidal grout at the outline of the shape of the excavation. The excavation works for enlargement will be carried out in 6 m long fields. Casting of the invert arch is foreseen at a distance of 6 m from the excavation face, whilst the rest of the final lining will be built 12 m behind the face. The final face of the station will be lined with a wall of reinforced concrete, in contact with the segments placed with the shielded TBM.

4 Galleries of Mirti Station in progress

Mirti Station on Line C is located in the homonymous square in the district of Centocelle. The station is a central box type artefact with dimensions (65.50 m x 37.50 m) that respect the need to keep road traffic along the perimeter of the square (Fig. 11). The 4 ends of the platforms are not included in this artefact: they stick out 8 m onto Gardenie Station and 38 m onto Alessandrino Station.

The enlargement design of platform tunnel, realized from TBM Tunnel, was developed in function of local constraints and based on characteristics of the soils impacted from these interventions.

The excavation of platform tunnel has affected only the lower pozzolanic deposits (PR units) at a depth of about 23 m from ground level. This medium-fine sandy loam is in a state of strong thickening and weak cementation, although it is not plastic. Numerous tests of direct shear were performed on samples taken from this unit; they show friction angles varying from 35° to 45° and cohesive force in direct shear tests ranging from 0 to 41.8 kN/m². The geotechnical design parameters used for the PR unit are shown in Table 1. The weak cementation of this soil is confirmed by the results of a simple compression test performed on the sample of survey M02, which equals 0.48 MPa.

Unit	W [%]	P.Vol. [kN/m ³]	Ø ¹ [°]	C ¹ [kN/m ²]	E _o [Mpa]	K _h [m/sec]
PR	27	17.5	35	10	210	5 E-5

Table 1 Geotechnical design parameters for the PR unit

The maximum piezometric level is at 26.0 m above sea level, i.e. 6 m above the crown of the tunnels. This hydraulic situation proved to be the key issue of the excavation works. Considering the different behaviour of the soil layers encountered, the pozzolans were treated with jet grouting (120 mm diameter) executed from the surface. Jet grouting yielded good results in this type of soil along the whole line. Furthermore, 8 rows of cement and chemical grouting were performed from the TBM tunnel.

For the enlargement tunnel (Fig. 12), the ground is reinforced with 37 pipes (12.0 m length, 88.9 mm diameter, 150 mm borehole diameter). Excavation proceeds in steps of 1.0 m and within 10 m long fields. As the segmental lining is removed, 2 steel sets IPE 180/1.0 m are placed and reinforced with sprayed concrete (0.2 m thickness). Repeating this procedure allows excavation of the disparti and pari tunnels to be completed (39.67 m length).

5 Progress of work

The progress of work for the first section (from Monte Compatri-Pantano to San Giovanni Station) is at about 85 %, 5 years after starting construction. 37 sites are in operation along the Monte Compatri/Pantano–San Giovanni stretch, including 22 station sites, 12 ventilation shaft sites and 3 other sites: Granite Deposit Workshop, Underpass “via Torrenova – via Laerte”, variation of the elevation of Torrenova Torraccio. 40 sites for archaeological investigations have already been completed to date.

The construction of the Granite Deposit Workshop, indispensable for the first phase of activation of the line, has been completed. Installation of systems and equipment for the distance driving of trains has started.

The excavation of 2 tunnels of Line C on the route from Giardinetti to San Giovanni station, the underground part of the railhead of Monte Compatri/Pantano a San Giovanni,



12 Enlargement tunnel

has been completed. TBMs have in fact reached the station of San Giovanni, making an overall progress of 19 km in the 2 tunnels.

6 Metro C scpa: General contractor

Metro C scpa, a society set up specifically for the construction of Line C, is responsible for all project phases: from the design to archaeological excavations, from the construction of tunnels and stations to the delivering of trains as well as the start-up of the line. The management ability of Metro C is the result of significant experience in the execution of complex works in the fields of civil engineering and transportation technology for infrastructures in Italy and abroad.

Line C is a turnkey project realised by Metro C scpa., a joint venture created specifically for this purpose and comprising Astaldi, Vianini Lavori, Ansaldo STS, Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi and Consorzio Cooperative Costruzioni. The 5 partners involved in Metro C s.c.p.a. have succeeded in creating a general contractor boasting the technologies and managerial skills needed to complete these major works.

Giuseppe Lunardi, Dott. Ing., Managing Director, Rocksoil S.p.A., Milan/1

Alberto Selleri, Dott. Ing., Head of Operational Unit, Spea Ingegneria Europea S.p.A., Milan/1

Design of “Martina”, the World’s Largest EPB TBM

Geological and geotechnical issues

A description is given of the geological and geotechnical assessments performed to select the type of TBM to employ for the excavation of the “Sparvo Tunnel”, which has an exceptional outer diameter of 15.62 m, on the A1 Milan–Naples motorway in the section between La Quercia (Bologna) and Barberino di Mugello (Florence). The technical characteristics and operating parameters for the design of the machine are identified, with particular attention paid to the most critical context from both a geotechnical viewpoint and because of the presence of firedamp, consisting of the Argille a Palombini formation.

1 Introduction

Improvements to Italian infrastructures include upgrading the section of the A1 Milan–Naples motorway between Sasso Marconi (Bologna) and Barberino di Mugello (Florence). This operation is particularly significant because it involves a large number of underground projects including the “Sparvo Tunnel” which, because of its length, the diameter of the excavation and the geological context, is critical for opening the section of motorway between La Quercia and Barberino di Mugello. The underground alignment is approximately 2600 m in length and twin bore (inner diameter of approximately 13.60 m) (Fig. 1, Table 1). It runs through a slope affected by numerous dormant landslides and active

local phenomena – at times very extensive and large, such as the Frana di Sparvo (Sparvo landslide) – and through geological formations belonging mainly to the Complessi di base Liguridi, such as the Arenarie dello Scabiazza (SCA) and the Argille a Palombini (APA).

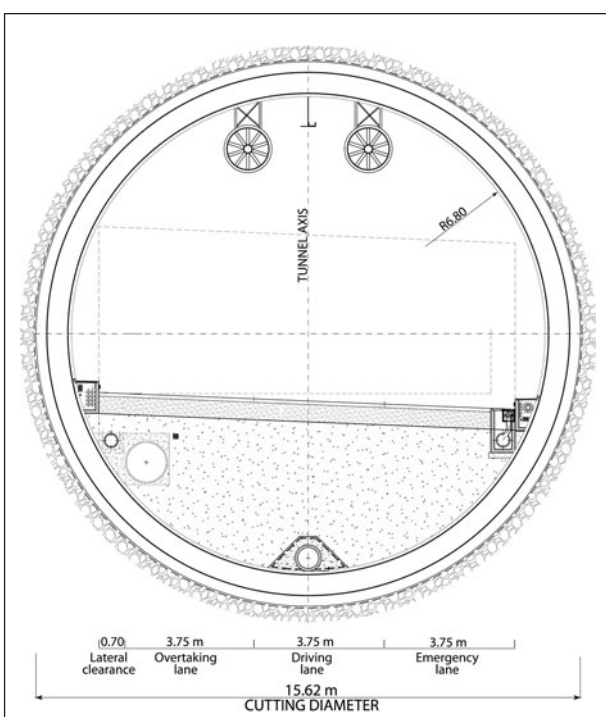
The difficult geomechanical conditions, especially in the section running through the Argille a Palombini, and slope deposits, and the consequent uncertainties concerning the speed of tunnel advance led the contractor, in agreement with the client, to consider the use of a TBM. The contractor had estimated that this choice would be more advantageous than conventional methods, especially in terms of saving of construction times, in consideration of the poor geomechanical characteristics of the ground and the possible presence of gas deposits within the rock mass to be excavated.

2 Geological and geomechanical context

2.1 Geological conditions along the tunnel alignment

The alignment runs through a slope affected by numerous dormant landslides with local phenomena of instability, which are also quite extensive and substantial (Sparvo landslide) and it contains geological formations that are notorious in terms of their difficulty for tunnelling (Fig. 2):

- the “Argille a Palombini” (APA), at the 2 portals for a total of approximately 1600 m, consisting of intensely deformed clays and argillites, with calcareous (C:A ratio $\ll 1$) or sandstone inclusions, in thin strata



1 Sparvo Tunnel section layout

Client	Autostrade per l'Italia
Contractor	TOTO Costruzioni Generali
TBM Supplier	Herrenknecht AG
Construction Design	Rocksoil
Construction Supervision	Spea Ingegneria Europea
Technical Assistance	Rocksoil

Table 1 Project data

Konstruktion von „Martina“, der weltgrößten Erddruck-TBM

Geologische und geotechnische Herausforderungen

Der Artikel beschreibt die geologischen und geotechnischen Analysen für die Auswahl der geeigneten TBM beim Vortrieb des Sparvo-Tunnels mit einem aussergewöhnlich grossen Aussendurchmesser von 15.62 m auf der Autobahn A1 Mailand – Neapel im Abschnitt zwischen La Quercia (Bologna) und Barberino di Mugello (Florenz). Die technischen Merkmale und Betriebsparameter für den Aufbau der Maschine werden benannt. Dabei wird besonders auf die schwierigen geotechnischen Bedingungen und die Probleme durch Grubengas bei der Formation Argille a Palombini eingegangen.

Conception de «Martina», le plus grand tunnelier du monde à pression de terre

Défis géologiques et géotechniques

L'article décrit les analyses géologiques et géotechniques nécessaires au choix du tunnelier approprié pour l'excavation du tunnel de Sparvo. D'un diamètre externe peu commun de 15.62 m, il est situé sur le tronçon de l'autoroute A1 Milan – Naples entre La Quercia (Bologne) et Barberino di Mugello (Florence). On évoque ici les caractéristiques techniques et les paramètres de service pour la conception de la machine. L'article insiste en particulier sur les conditions géotechniques difficiles et sur les problèmes induits par le grisou au niveau de la formation Argille a Palombini.

La costruzione di “Martina”, la fresa EPB più grande al mondo

Sfide geologiche e geotecniche

Questo articolo descrive le analisi geologiche e geotecniche per la scelta della TBM adatta allo scavo del tunnel di Sparvo con un diametro esterno straordinariamente grande di 15.62 m sull'autostrada A1 Milano – Napoli nel tratto tra La Quercia (BO) e Barberino di Mugello (FI). Vengono descritte le caratteristiche tecniche e i parametri di esercizio per la struttura della macchina, approfondendo in particolare le difficili condizioni geotecniche e i problemi dovuti al gas di miniera nella formazione di argille a palombini.

- the “Arenarie dello Scabiazza” (SCA), for a total of approximately 700 m, consisting of sandstones with intervening siltites and argillite strata, interbedded by
- the “Brecce Argillose Poligeniche” (BAP), for a total of approximately 300 m, consisting of clays with clasts of varying lithological nature

The passages from one formation to another mainly occur through tectonic contacts where pockets of firedamp

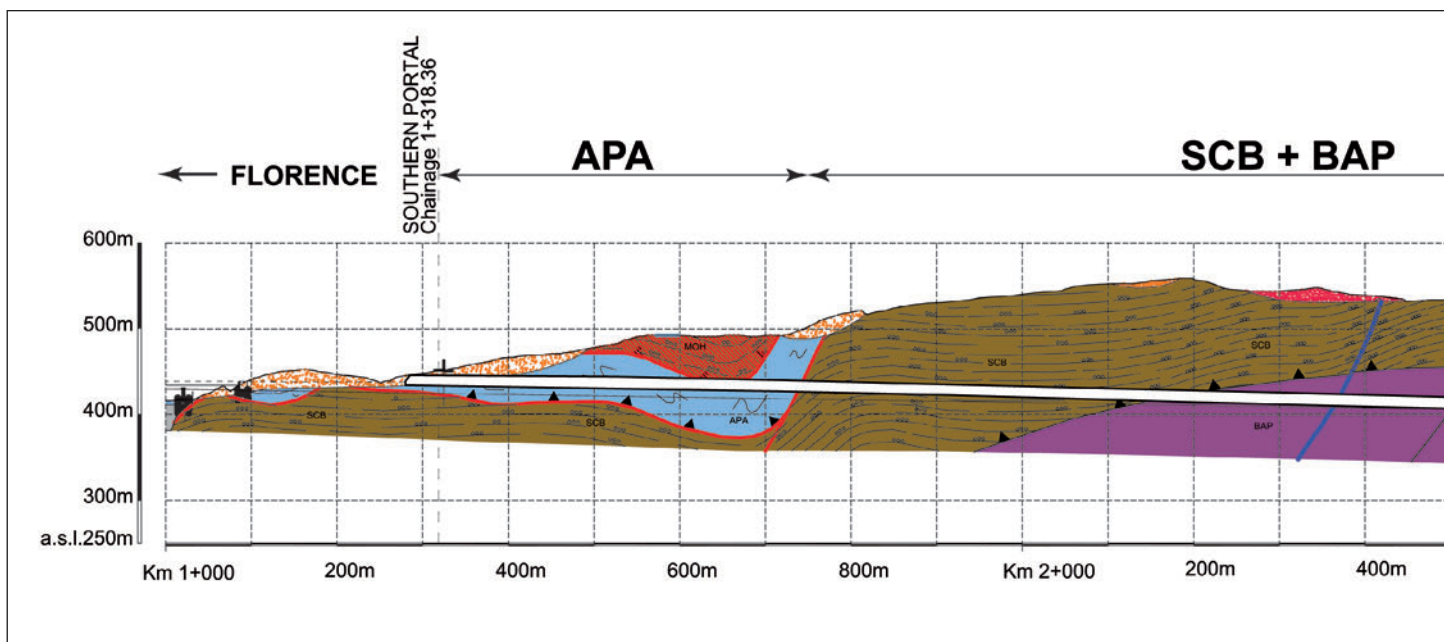
are known to be present. The maximum overburdens are around 30 to 35 m in the first 800 m on the Florence side and afterwards they increase progressively to a maximum of approximately 120 m, when they diminish as the portal on the Bologna side is approached.

From a hydro-geological viewpoint, the rock masses present in the area are characterised by secondary permeability, due to fissuring, while the recent deposits and the landslide

Formation	Overburden [m]	GSI	γ [kN/m ³]	k_o [-]	ϕ_p [°]	ϕ_r [°]	c_p [kPa]	c_r [kPa]	E_p [MPa]	E_r [MPa]	ν [-]
Deposits	20	–	21	0.53	28	–	20	–	60	–	0.35
MOV	110	30	25	0.59	24	20	150	120	800	640	0.25
BAP	100–130	60	25	0.61	23	18	200	160	4000	3200	0.25
SCB	60–120	40	25	0.50	30	24	250	200	2000	1600	0.25
APA	25	–	22	0.70	16	11	53	37	163	100	0.35
APA-2*	25	–	22	0.70	13	10	42	29	130	80	0.35
APA	60–115	–	22	0.70	23	14	230	170	703	460	0.35
APA-2*	60–115	–	22	0.70	18	11	180	140	563	368	0.35

Table 2 Geotechnical parameters of strength and deformability

* Geomechanical parameters 20% poorer than APA are assumed



2 Sparvo Tunnel geological longitudinal section

layers present reduced primary permeability due to porosity. Permeability only reaches higher values in the tectonised bands, and underground water flows can be detected (up to 100 l/min). On the other hand, those formations with a prevalent clayey component (APA, BAP) have very low permeability, with little water flow. No continuous water table was found along the route of the tunnel, even if some samples from the APA had a high water content.

2.2 Geotechnical characteristics

The main lithotypes along the alignment consisted of the SCA (35 % of the length of the tunnel) and the APA (45 %), which constituted the 2 main contexts studied to decide the method of excavation. The in situ and laboratory tests conducted and experience acquired in similar contexts during the construction of tunnels on the new high-capacity Bologna–Florence [1] line and other tunnels of the Bologna–Florence motorway [2] allowed the geotechnical parameters of strength and deformability given in Table 2 to be established for each lithotype.

Geotechnical parameters that vary with depth and with the degree of deformation reached during excavation are to be expected for the rock masses belonging to the APA, where the law governing the constitution is decidedly non-linear and of an elastic-plastic nature with “strain-softening” behaviour. Equations (1), (2) and (3) give the values for the strength parameters, angle of friction ϕ , cohesion c and deformability E as a function of depth (peak and residual):

$$\phi_{\text{peak}} = 15 + 0.07 \cdot z [^\circ] \quad \phi_{\text{res}} = 10 + 0.05 \cdot z [^\circ] \quad (1)$$

$$c_{\text{peak}} = 5 + 1.95 \cdot z [\text{kPa}] \quad c_{\text{res}} = 1.5 \cdot z [\text{kPa}] \quad (2)$$

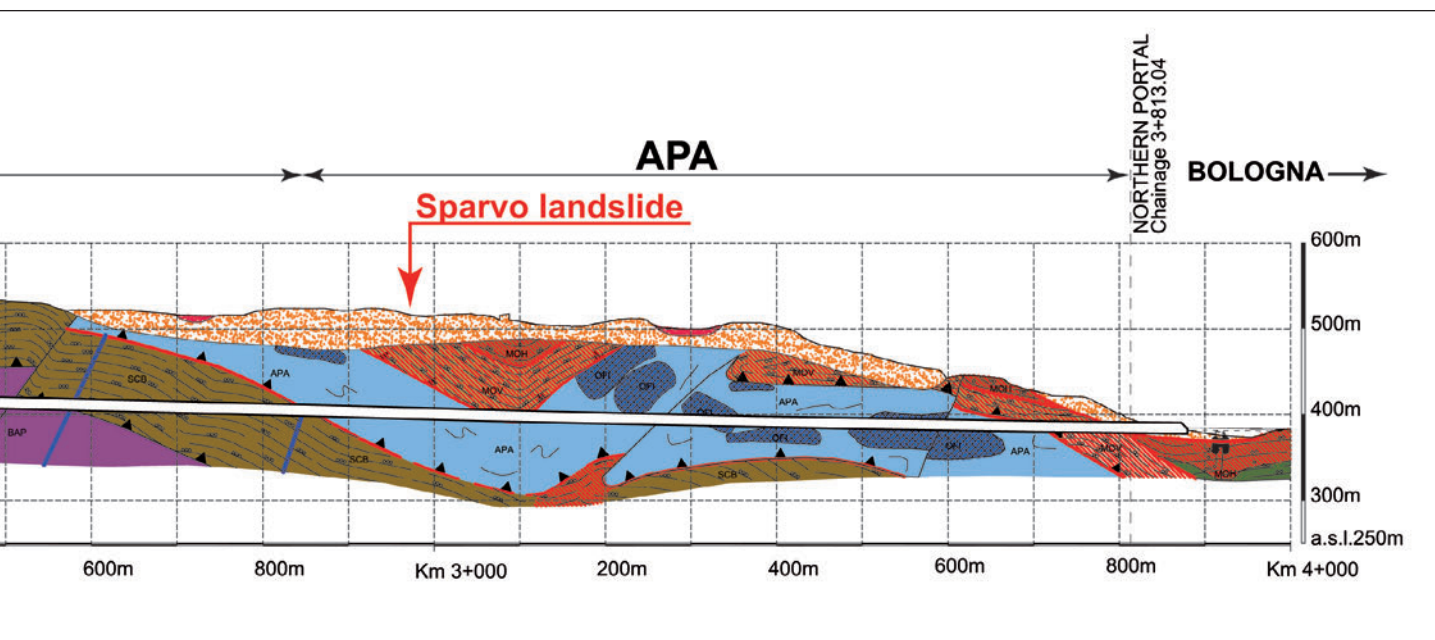
$$E_{\text{peak}} = 13 + 6 \cdot z [\text{MPa}] \quad E_{\text{res}} = 4 \cdot z [\text{MPa}] \quad (3)$$

Lastly, the main properties of the APA are given: granulometry analyses found the presence of silts and clays in proportions of 40 and 29 % respectively ($S + C = 69 \%$), with percentages for gravels of 12 % and sands of 19 %. The liquid limit (LL) values were very scattered, ranging from 25 to 65 %, while values for the plastic limit (PL) were contained within 15 to 25 %, with a plastic index of between 10 and 40 %. The material is classified as “inorganic clay with medium to high plasticity”. The relative consistency (RC) is much higher than 1 and therefore the rock mass can be defined as “a consistent clay”. From a mineralogical viewpoint, 80 % of the rock mass consists of clayey minerals and 20 to 35 % of smectites. Finally, the water content is approximately 10 %, so the rock mass can be considered “non-saturated”, even if some samples were found to contain higher levels close to saturation.

3 Design issues and decisions

The design of the tunnel excavation operations was conducted in consideration on the one hand of the difficulties of the geotechnical context and on the other hand of the need to ensure good advance rates in order to reduce construction times. The main difficulties with regard to the geotechnical context were:

- the alternation along the tunnel alignment of formations which were clearly rocky, such as the sandstones of the SCA with the slope deposits and clayey masses which were very poor in quality. This required the adoption of “flexible” excavation methods both in terms of face excavation and ground improvement and linings to be performed at the face and around the cavity



- the substantial decay of the strength parameters of the APA, as a function of the degree of deformation of the rock mass following excavation (“strain-softening” behaviour). It is absolutely essential to halt this phenomenon to prevent the progressive closure of the cavity and “squeezing” phenomena during tunnel advance
- the presence of dormant, and locally active, landslide deposits near the portals with shallow overburdens and near the village of Sparvo, which requires the adoption of fairly conservative excavation techniques
- the presence of gas deposits within the ground tunnelled, which required construction site organisation to include equipment and operating procedures designed to prevent gas explosions and to guarantee worker safety and normal construction work rhythms

Under these conditions, the decision to mechanise excavation by using EPB TBMs was taken jointly by the client and the contractor, following risk analysis in the conviction that it provided greater guarantees compared to conventional methods, with regard to construction times and with account taken of investment strategies linked to future reuse of the machine.

The design of the TBM was conducted by Herrenknecht AG with support from Rocksoil S.p.A. for the geotechnical dimensioning. It required major in-depth study and analysis, linked to the very exceptional diameter of the excavation (15.62 m). Study, design and testing of the following was required:

- the dimensions of the mechanical parts, especially the cutter head and the shield
- the thrust and the cutting torque, as a function of the pressure to be maintained in the excavation chamber and the

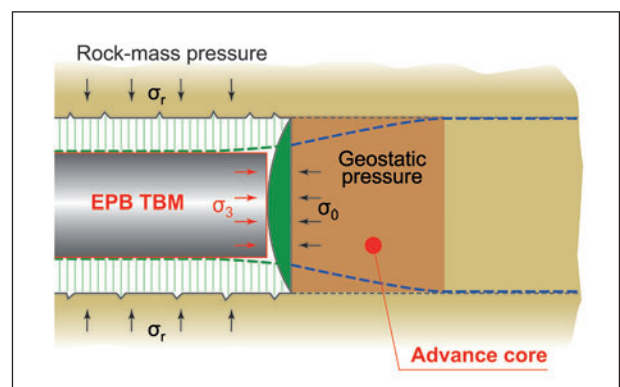
pressure to be exerted on the rock mass around the shield, to prevent the danger of the TBM becoming jammed during tunnel advance

- special equipment with which the TBM (the first in the world in this respect, too) had to be fitted to work in safety in the presence of gas

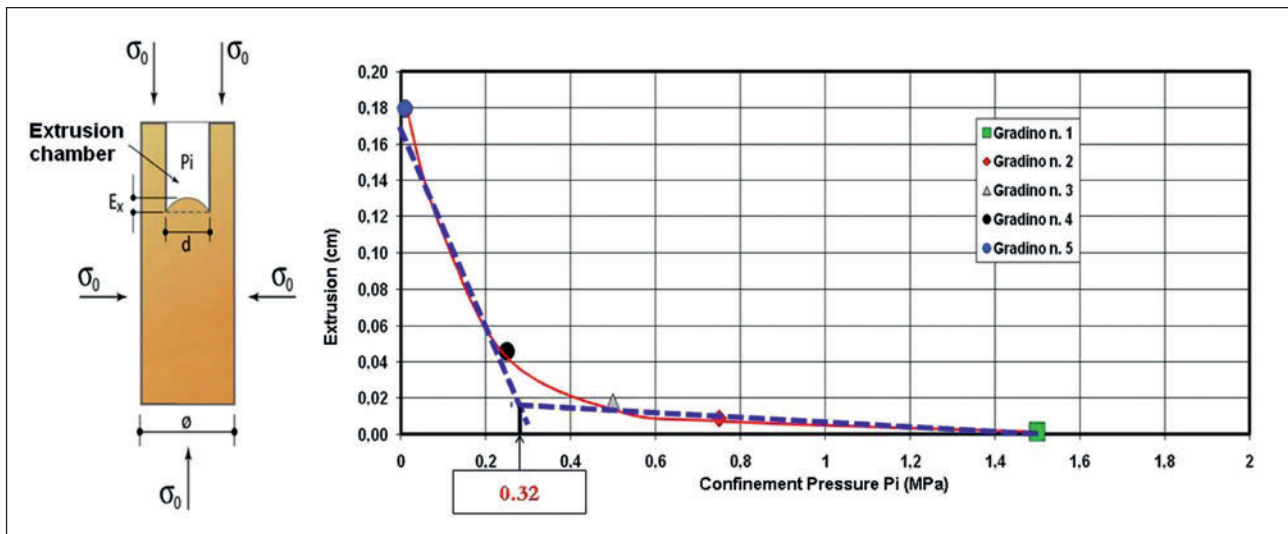
While details are not given here of the dimensions of the mechanical parts, which were the responsibility of Herrenknecht AG engineers, the sections below illustrate the criteria followed for the geotechnical dimensioning of the machine and the related problems of working in the presence of gas.

4 The geotechnical dimensions of the EPB TBM

As is well known [4], a close connection exists between extrusion produced in the face core of a tunnel during excavation and the subsequent phenomena of cavity pre-convergence and convergence. It is also well-known that by



3 Analysis of the deformation

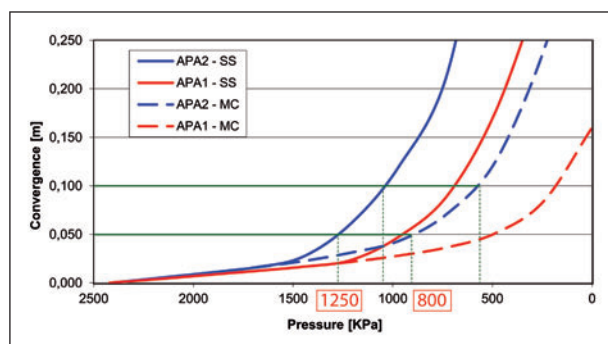


4 Triaxial extrusion test, extrusion-confinement pressure

controlling extrusion, by means of appropriate operations for preconfinement of the core face, it is also possible to control consequent preconvergence and convergence and the pressures associated with these around the cavity [4]. With reference to Fig. 3, once the geostatic pressure σ_0 acting externally on the TBM is known, it is essential to accurately define the confinement pressure σ_3 to exert on the excavation chamber, because control of extrusion depends on it and it determines the effectiveness with which the advance core can counter deformation phenomena (preconvergence and convergence), by acting as a natural instrument for tunnel stabilisation. This is extremely useful above soil in rocks and soils like those of the APA, which are highly susceptible to “strain-softening” behaviour, where the application of appropriate confinement pressure σ_3 can considerably reduce the magnitude of the pressures σ_0 acting on the shield as well as subsequently on the final linings.

4.1 Core face behaviour and excavation chamber pressure

Calculation of the pressure σ_3 to be maintained in the excavation chamber was performed with the objective of maintaining the rock mass at the face in the elastic field and therefore with little deformation. In consideration of the large overburdens of up to 100 to 120 m, it is in fact impossible to counter-



5 APA (H = 110 m) – Pressure convergence curves

balance the geostatic pressures exerted ($\sigma_v = 20$ to 25 bar = 2.0 to 2.5 MPa, $\sigma_h = 14$ to 18 bar = 1.4 to 1.8 MPa, assuming $K_0 = \sigma_h/\sigma_v = 0.7$), as is usually done for TBM excavation in urban contexts, in the presence of shallow overburdens.

The results of triaxial “extrusion tests”, which simulate tunnel advance on a small scale, were particularly useful for calculating the pressure σ_3 according to the criterion just mentioned. Fig. 4 contains an “extrusion-confinement pressure” curve, obtained from numerous extrusion tests conducted. Study of this curve made it possible to identify, on the basis of the initial simulated stress state and the geotechnical samples of the APA employed, the value (0.32 MPa) of the confinement pressure at the limit of the elastic field (linear section of the curve) which must be exerted at the face to contain deformation within desired values [4]. That value was then verified and confirmed by means of numerical analyses using FLAC software on axial symmetric models.

Analogous studies conducted for the SCA formation found no need, in this formation, to contain deformation phenomena that develop during excavation and to exert specific pressures in the excavation chamber.

4.2 Frictional forces acting on the skin of the shield

Calculation of the forces acting on the shield was conducted by analysing the relationship existing between confinement pressure and convergence of the cavity according to the “convergence-confinement” method, considering the inevitable convergences of the cavity in the empty space existing between the diameter of the excavation and the extrados of the shield. An example of the curves calculated for the APA, with overburdens of around 110 m and using 2D analyses, is given in Fig. 5. Maximum pressures of 1250 kPa were found in the presence of 5 cm of convergence (normally managed by the excavation geometry of the TBM) or of 900 kPa, depending on whether a deterioration of 20 % in the geomechanical parameters is considered (blue lines)

or not (red lines). Those same pressures declined to approximately 1000 kPa and 650 kPa for convergences of 10 cm (overbreak used in thrusting conditions). In that same Fig. 5, dotted line pressure-convergence curves are plotted, for the assumption of elastic-plastic behaviour of the material (without softening). The substantial reduction of the consequent pressures, with the same convergence values, demonstrates that it is fundamental to keep deformation levels low during tunnel advance, in order to prevent the material from loosening, by exerting adequate action to confine the core face through the pressure in the excavation chamber.

The pressures calculated for the SCA formation using the same method were around 160 to 200 kPa for convergence of 5 cm and virtually nil for convergence of 10 cm.

4.3 Thrust specifications for the dimensioning of the jacks

Calculation of the pressure to be maintained at the face and of the consequent pressures around it, with coefficient of friction values in the 0.25 to 0.35 range, made it possible to then calculate the thrust to be generated by the jacks for the advance of the TBM, taking into account a series of other factors linked to the following: the weight of the machine itself and of the back-up, the forces required to crush the rock mass at the face through the cutters and around the cutterhead, and the friction of the system of brushes on the tail of the shield. As shown in [5], the dimensioning of the thrust cylinders (T) is based on the sum of the individual strengths, including an extra safety factor ($\gamma_f = 1.1$ to 1.2):

$$T = \gamma_f \cdot \Sigma W \text{ (KN)} \qquad \Sigma W = W_{sk} + W_{supp} + W_{exc} + W_{sh} \text{ (KN)}$$

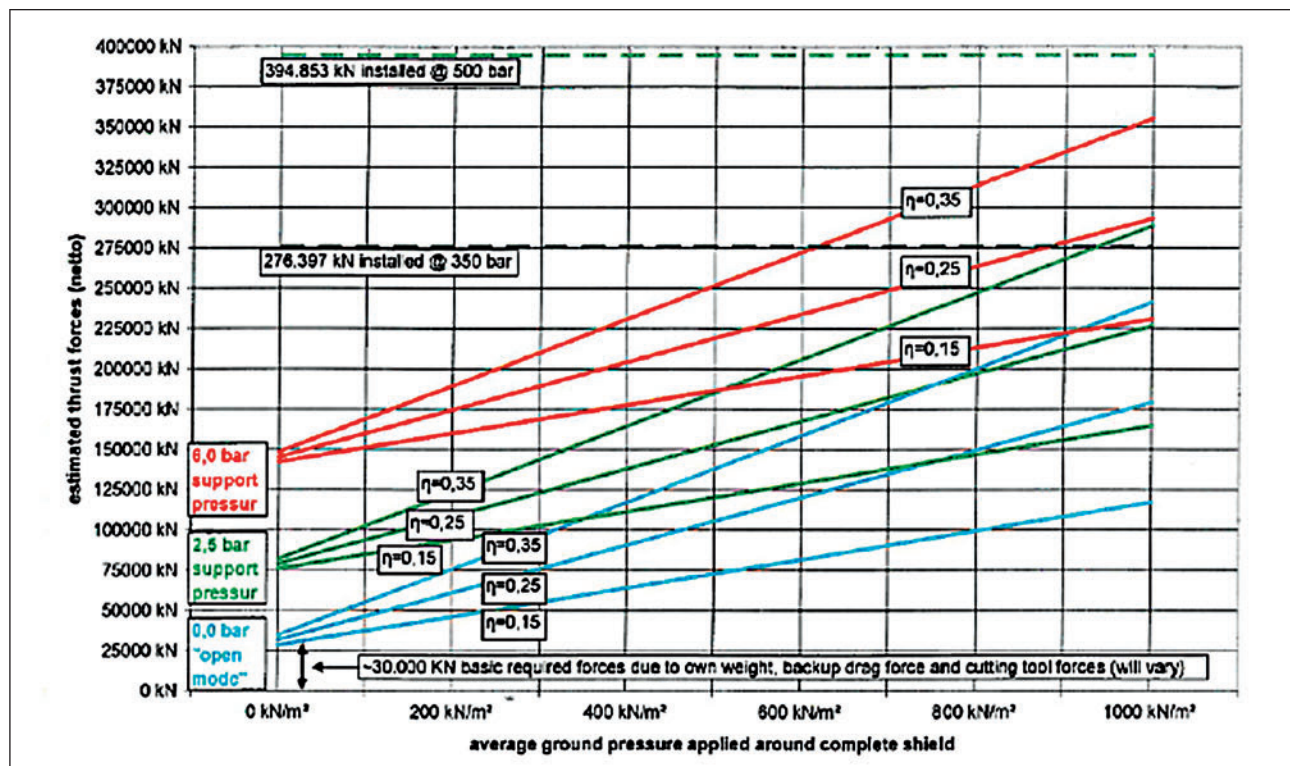
where W_{sk} is the force due to friction, W_{supp} is the force due to the pressure to be applied in the excavation chamber at the face, W_{exc} is the force required for excavation by cutters and W_{sh} is the drag force of the tailskin seal. The calculation of each of these components is considered more fully in [6].

The studies conducted led, in cooperation with Herrenknecht AG, to the creation of the graph in Fig. 6, where the value for the thrust force is identified as a function of the geotechnical conditions and the value assumed for the coefficient of friction.

By using a risk analysis approach, 2 working thresholds were identified: the first to generate 275,000 kN of thrust using 57 jacks working at 350 bar each; the second able to reach approximately 400,000 kN under squeezing conditions, bringing the working pressure of the jacks up to 500 bar.

4.4 Construction details

Construction details were designed to prevent the TBM from becoming blocked in the tunnel. These included a gap between the cutterhead and the tail of the shield of 72.5 mm in the radius (shield with a truncated cone shape) and the possibility of a further 50 mm of overbreak on the radius to manage the greatest convergence of the cavity. The shield was also fitted with lubricant injectors to reduce friction between the TBM and the rock mass ($\mu = 0.15$).



6 Study of the total thrust of the TBM (Herrenknecht)

Rings consisting of 9 segments plus a key were erected for the final lining with a thickness of 70 cm and a depth of 2 m. The segments were connected using metal bolts for the longitudinal joints between segments and steel pins for the joints between rings. Water proofing is guaranteed by means of an EPDM seal (44 mm base) fitted around the whole perimeter of the concrete segments.

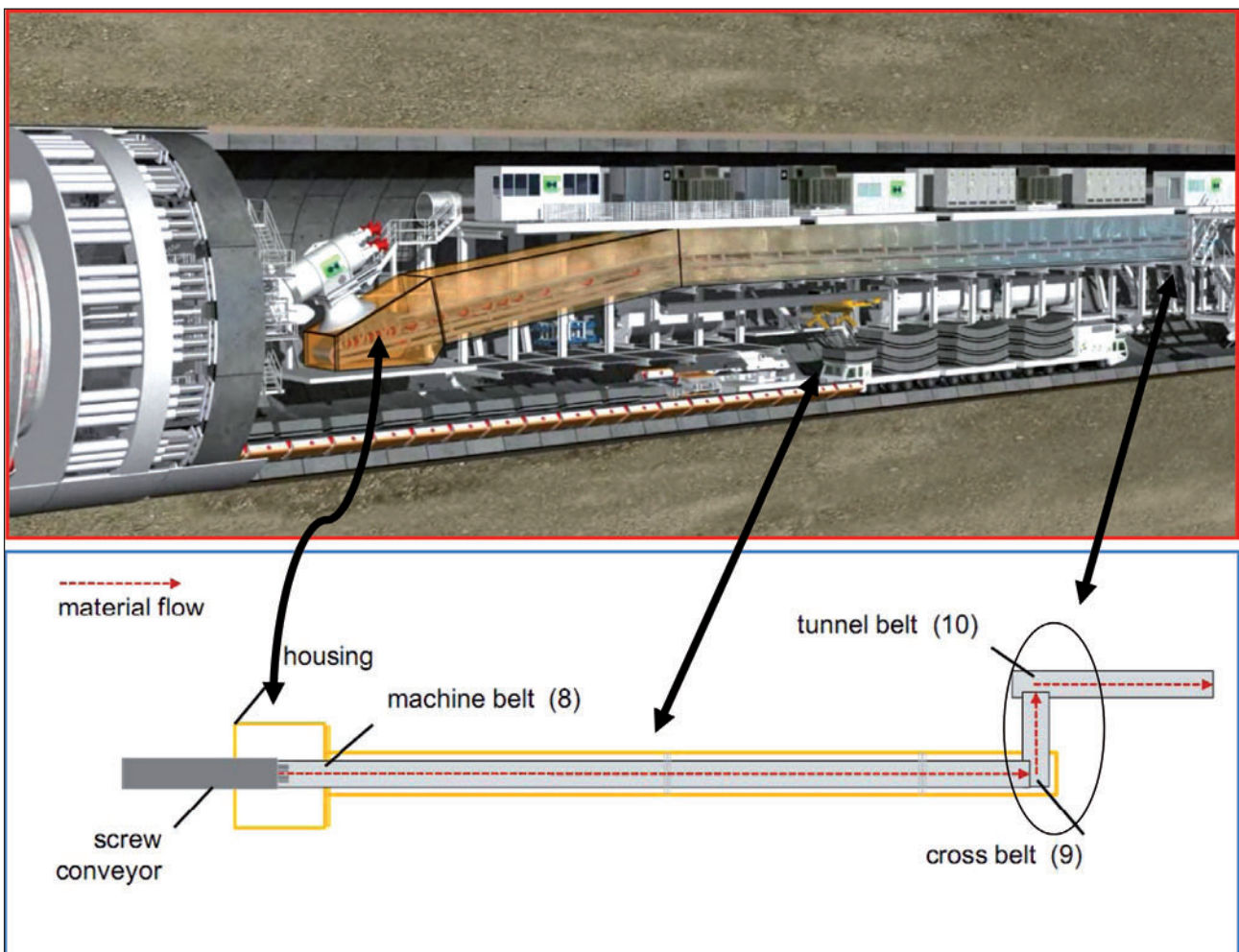
4.5 Safety measures for the presence of gas

When conventional excavation methods are employed, the presence of gas in the ground is managed using anti-explosion equipment and regimes, i.e. using work systems designed to prevent all possibility of explosions. The content of gas in the air is monitored systematically and it is diluted using appropriate ventilation systems. The issue is more delicate with TBM excavation because it is not possible to render the head of the TBM and the section covered by the shield explosion proof. The approach taken is therefore that of confining the gaseous mixture. TBM advance is always with a closed shield and the excavation chamber completely full, in order to prevent the possible formation of a “combustion chamber”. Under these conditions of pressure,

the excavated material plus water and an additive mixture guarantees that no critical conditions can arise even in the presence of firedamp, because the chance of explosion would be minimal and no conditions for flame propagation would exist. The main possibility for gas to enter the shield, and also the completed tunnel with the final lining in place, is through the screw conveyor which removes muck on a conveyor belt.

The unloading area at the screw conveyor outlet point and the complete back-up belt conveyor have been isolated from rest of the TBM using an encapsulated double shell system (belt channel) with a length of approximately 80 m. Any inflows of gas can be controlled by adjusting the screw conveyor extraction speed or the position of the closing gate, and it is possible to stop the flow at any moment by hermetically sealing the exit to the screw conveyor (Fig. 7).

Due to construction restrictions, the transfer belt conveyor and the loading chute to the tunnel belt are not covered so from this point the completely built tunnel is equipped with fully ex-proof equipment, as for conventional tunnelling. A



7 Belt conveyor configuration system



8a The Sparvo EPB TBM (named “Martina”)

ventilation system and carefully studied safety devices and emergency exit routes complete the measures designed to mitigate the risk from firedamp.

5 Conclusions

This paper describes the analyses conducted to establish the geotechnical dimensions of the EPB TBM employed to drive the “Sparvo Tunnel” as part of the works to modernise the A1 Milan – Naples highway in the section between La Quercia (Bologna) and Barberino di Mugello (Florence). The TBM, with an exceptional diameter of 15.62 m, must excavate 2600 m of tunnel through a variety of difficult geological conditions and in the presence of gas.

Construction of the TBM was completed in December 2010 and in February 2011 it was transported to the portal on the Florence side, where it was assembled (Figs. 8a + b). Tunnel excavation started in August from the portal on the Florence side and now, in mid-January 2012, approximately 380 m have been excavated with normal production of approximately 5 to 6 rings per day (i.e. 10 to 12 m per day). After an initial phase of fine tuning the TBM with production of 2 to 3 rings per day, and a period when tunnel advance was halted for maintenance of the TBM head, today tunnel advance is satisfactory at constant rates. In this first section of tunnel, with maximum overburdens of 30 m, excavation chamber pressures in the range of 1.5 to 2.5 bar have been employed, with thrust values of 80 to 90 MN and torques of 30 to 40 MNm; advance speeds were maintained within a range of 20 to 25 mm/min. The main problems encountered related to clogging in the excavation chamber due to clays sticking to it, which led to the use of more powerful systems to condition the material in the excavation chamber. Interference with gas has been managed to date by means of the monitoring system in place, which systematically measures the concentration of gas dissolved in the muck extracted and present in the excavation chamber, especially when the TBM is halted for head inspections. The muck is diluted if necessary using the ventilation system installed for that purpose.



8b Facilities for housing the EPB TBM at the portal on the Florence side

References

- [1] Lunardi, P. (2007), Cassani, G., Bindi, R. “From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialization”, International Symposium on “Tunnelling for urban development”, Pattaya City, Thailand
- [2] Lunardi, P. (2007), Cassani, G., Gatti, M., “Design aspects of the new Apennines crossing on the A1 Milan-Naples motorway: the Base Tunnel”, Proceeding of the AFTES Congrès International Monaco “Le souterrain: espace d’avenir”, Monaco, France
- [3] Lunardi, P., (2000), “Design & Constructing tunnels – ADECO-RS approach”, Tunnels and Tunnelling International, special supplement
- [4] Lunardi, P., (2008), “Design and Construction of Tunnels – Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS)”, Springer, Berlin
- [5] Maidl, B. (1996), Herrenknecht, M., Anheuser, L., “Mechanised Shield Tunneling”, Ernst & Sohn, Berlin
- [6] Lunardi, P. (2011), Gatti, M., Cassani, G., “The largest TBM-EPB machine in the world, designed for the Apennines. The experience of the Sparvo Tunnel”, Proceedings of the 1st Scientific Congress on Tunnels and Underground Structures in South-East Europe on “Using underground space”, Dubrovnik, 7–9 April 2011

Bai Yun, Prof., PhD, FICE CEng, Tongji University, Shanghai/China
Liu Qianwei, MICE CEng, Tongji University, Shanghai/China

Shanghai Yangtze River Tunnel

Key issues in planning, design and construction

The paper describes and discusses some key issues of the Shanghai Yangtze River Tunnel. These issues cover contents of planning, design, construction and operation feedback. At the time, the Shanghai Yangtze River Tunnel with a diameter of 15 m was the largest shield tunnel in the world. It was also the longest subaqueous shield tunnel in China. The total length is 8.95 km. The tunnel is embedded in muddy clay and silt formations. The highest water pressure reaches 5.2 bar. The tunnel size and geological condition led to many uncertainties for the tunnel builders. In order to achieve the best location, size and alignment, a series of studies were conducted. Theoretical analysis, laboratory tests and site instrumentation were the main tools of research, and the optimisation of tunnel lining, construction parameters and operation/maintenance installation were based on the results of extensive researches. This chapter describes how tunnel decision-makers, planners, designers and contractors tackled the key problems of the planning, design and construction of the tunnel with regard to safety, quality, schedule and economic aspects. Finally, feedback from its 2 years of operation is given.

1 General description of the Shanghai Yangtze River Linkage

1.1 Importance of the Shanghai Yangtze River Linkage

The coastal area is the most economically and industrially advanced region of mainland China. The Yangtze River separates China's coastal area into the northern and southern part. The Shanghai Yangtze River Linkage Project is located at the mouth of the Yangtze River and has provided another new traffic route to connect the northern and the southern coastal regions. From Fig. 1 it is obvious that the Shanghai Yangtze River Linkage not only links the city to 2 islands, but also provides a direct connection to northern Jiangsu. Although the 2 islands are geographically within Shanghai, there is no industry on them and the population is small. One of the islands, named Chongming, is the third largest island in China. The other island, named Changxing, is Shanghai's new base for a modern shipyard. For these reasons, China's State Council decided to build the Shanghai Yangtze River Linkage in 2004. The total investment was about 2.06 billion euros, of which 1.26 billion euros was used for the linkage between Shanghai and Chongming Island, 0.4 billion euros was spent on the 30 km road construction on Chongming Island and 0.4 billion euros on the bridge between Chongming Island and Jiangshu Province. Before the announcement was made to the public, the Secretary General of the Chinese Communist Party (CCP), Hu Jintao paid his first visit to Chongming Island.

1.2 Geology

The route for the linkage is located in the Yangtze River Delta. The maximum river depth is 20 m to the river bed at

high tide. The ground condition in Shanghai area is very uniform. Shanghai's soil has a history of about only 6000 years and the rock bed is below 300 to 400 m. The site investigation along the route of the linkage identified that the formation was alluvium consisting mainly of soft silty clay, clayey silt, sandy silt and fine sand.

The main geological layers (Fig. 2) are ①1 alluvial clay, ②3 sandy silt, ④1 grey muddy clay, ⑤1 grey muddy clay, ⑥2 grey clayey silt with thin silty clay, ⑥3 silty clay, ⑦1-1 grey clay silt, ⑦1-2 grey sandy silt, etc. One can see that unfavourable geological conditions exist along the route of the tunnels, such as liquefied sand and silt, ground gas (methane), lenses and confined aquifer.

1.3 Why choose a tunnel and bridge combination?

In China, like many other countries, almost every big water cross linkage project creates heated debates with different proposals being put forward, especially those in favour of either a tunnel or a bridge. In order to find the best proposal for key projects, national specifications also require that several proposals with the same level of in-depth study are provided. Tunnel proposals normally include mechanised tunnelling, conventional tunnelling and immersed tube tunnelling. The bridge proposals usually use either suspension bridges, cable stayed bridges or continuous span bridges.

The feasibility study of the Shanghai Yangtze River Linkage started in 1990 and was conducted by Shanghai Urban Construction Design Institute (SUCDI). After years of investigation and study, SUCDI proposed that the linkage section between the mainland and Changxing Island should adopt

Shanghai Yangtze River Tunnel

Kernpunkte bei Planung, Konstruktion und Bau

Es werden zentrale Punkte im Zusammenhang mit Planung, Konstruktion, Bau und Betrieb des Shanghai Yangtze-Tunnels behandelt. Zum Bauzeitpunkt war der Shanghai Yangtze River Tunnel mit einem Durchmesser von 15 m der grösste im Schildvortrieb errichtete Tunnel der Welt. Gleichzeitig war er mit einer Gesamtlänge von 8.95 km der längste mit diesem Verfahren erstellte Unterwassertunnel Chinas. Der Tunnel verläuft durch tonige Schluff-Formationen. Der Wasserdruck erreicht bis zu 5.2 bar. Die Tunnelgrösse und die geologischen Bedingungen stellten die Erbauer vor zahlreiche Unwägbarkeiten. Zur Ermittlung der optimalen Lage, Grösse und Ausrichtung wurden zahlreiche Studien durchgeführt, bei denen im Wesentlichen theoretische Analysen, Labortests und Messtechnik eingesetzt wurden. Auch zur Optimierung von Tunnelauskleidung, bautechnischen Parametern und Betriebs- und Wartungseinrichtungen wurden umfangreiche Untersuchungen vorgenommen. Es wird beschrieben, wie Entscheider, Planer, Konstrukteure und Partnerunternehmen zentrale Herausforderungen bei Planung, Konstruktion und Bau des Tunnels in Bezug auf Sicherheit, Qualität, Terminplanung und Wirtschaftlichkeit lösten. Abschliessend wird auf die Erfahrungen aus den ersten beiden Betriebsjahren eingegangen.

Shanghai Yangtze River Tunnel

Projet, conception et construction : les aspects essentiels

L'article traite les aspects essentiels en rapport avec l'étude, la conception, la construction et la mise en service du tunnel de Shanghai sous le Yangzi. Au moment du chantier, le Shanghai Yangtze River Tunnel, dont le diamètre atteint 15 m, était le plus large tunnel du monde creusé au bouclier. Simultanément, sa longueur totale de 8.95 km faisait de lui le plus long tunnel sous-marin de Chine construit selon cette méthode. Le tracé du tunnel traverse des formations d'argiles limoneuses. La pression de l'eau atteint jusqu'à 5.2 bars. Les dimensions du tunnel et les conditions géologiques ont placé les constructeurs devant de multiples impondérables. De nombreuses études ont été menées pour déterminer l'emplacement optimal, la taille et l'orientation du tunnel, faisant appel pour l'essentiel à des analyses théoriques, des essais en laboratoire et des techniques de mesure. De vastes investigations ont été réalisées pour optimiser le revêtement du tunnel, les paramètres techniques de construction et les installations d'exploitation et de maintenance. L'auteur décrit comment les décideurs, les architectes, les constructeurs et les entreprises partenaires ont maîtrisé les principaux défis posés par l'étude, la conception et la construction du tunnel en matière de sécurité, de qualité, de planning et de rentabilité. Pour finir, il revient sur les expériences faites au cours des 2 premières années de service.

Shanghai Yangtze River Tunnel

Punti focali della pianificazione, progettazione e costruzione

L'articolo tratta i punti focali legati alla pianificazione, progettazione e costruzione del tunnel sotto il Fiume Azzurro a Shanghai. Al momento della costruzione, lo Shanghai Yangtze River Tunnel, con il suo diametro di 15 m, risultava il più grande tunnel al mondo costruito con la tecnica a scudo e contemporaneamente, con la sua lunghezza complessiva di 8.95 km, il più lungo tunnel subacqueo della Cina. Il tunnel attraversa formazioni di limo argilloso e la pressione dell'acqua arriva fino a 5.2 bar. Le dimensioni del tunnel e le condizioni geologiche hanno posto i costruttori di fronte a numerose imponderabilità. Per rilevare posizione, dimensione e orientamento ideali, sono stati effettuati numerosi studi, impiegando essenzialmente analisi teoriche, test di laboratorio e tecniche di misurazione. Anche per ottimizzare il rivestimento del tunnel, i parametri tecnici costruttivi e le installazioni operative e di manutenzione, sono state condotte analisi approfondite. L'articolo illustra in che modo i responsabili per le decisioni prese, i pianificatori, i progettisti e le imprese partner hanno risolto le sfide riguardanti pianificazione, progettazione e costruzione del tunnel in termini di sicurezza, qualità, pianificazione dei tempi ed economicità. Infine parla delle esperienze dei primi due anni di esercizio.

a mechanised tunnel structure while the rest should use bridges. The main reasons are as follows:

1. The water channel between the mainland and Changxing Island is a busy deep water traffic route, unsuitable for either bridge or immersed tube tunnel.
2. The bed levels of the other water channels are relatively unstable, making them unsuitable for either an immersed tube tunnel or a bored tunnel, which would need to be embedded deeper and would therefore be too expensive.

2 Planning of the tunnel function

2.1 Debate on long-distance tunnels with or without middle ventilation shaft

As the total length of the tunnel is 8.95 km, a middle ventilation shaft together with a longitudinal ventilation system was proposed by SUCDI. According to their feasibility study, the middle ventilation shaft, together with the vehicle cross passage, should be built on a man-made island,



1 Plan of Shanghai Yangtze River Linkage

as in Fig. 3. However, governmental decision-makers omitted the middle shaft with the support of a number of independent tunnel specialists. The main reasons for omitting the middle shaft were:

- The unstable river bed could erode the man-made island.
- Ships could collide with the man-made island.
- About 26 million euros could be saved.

Other tunnel specialists were against this omission for the following reasons:

- Air quality inside the tunnels could be poor due to the long length of the tunnels.
- There would be no vehicle crossing passage in the middle of the tunnels for such long lengths.

2.2 Debate on road tunnel or road/metro multi-purpose tunnel

During the feasibility stage, the tunnels were only considered for road transportation, as shown in Fig. 4. Afterwards, government officials together with a number of engineers proposed that the lower deck should be used for a metro line, as shown in Fig. 5.

The main reasons for combining road and rail transportation into 1 tunnel is to save costs by not having to build 2 metro tunnels. Other tunnel specialists were against this combination for the following reasons:

- 6-lane road tunnels are sufficient for the 2 islands' transportation needs in the foreseeable future. There are plans

for Chongming to become an eco-island, and Changxing is to be a ship yard base. In future, other linkages will be built to connect the mainland with Chongming, as shown in Fig. 6.

- There is very little space for the metro train so only the smallest metro train from Japan can be used for these tunnels. The extremely low train area to tunnel area for train ratio may cause unexpected problems such as high resistance pressure and an unexpected temperature rise inside the long tunnel due to air flow and wheel friction.

3 Special design considerations

3.1 General description of the tunnel design

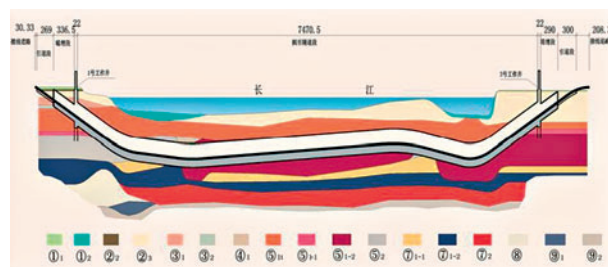
The Shanghai Yangtze River Tunnels have provided 2 x 3 lanes roadway on the upper deck and 2 x 1 MRT railway lanes on the lower deck, as shown in Fig. 5. The design service life is 100 years. The longitudinal profiles of the tunnels are shaped like a flat 'W' with a longitudinal slopes of 0.3 % and 0.87 %. The ramps have longitudinal profile of 2.9 %. The minimal curvature radius of horizontal alignment is 4000 m and the vertical alignment is 12,000 m.

The internal diameter of the tunnel is 13.7 m, allowing for tolerance of the lining at curved sections, construction tolerance and settlement. At the top of the tunnel, smoke discharge ducts are arranged with an area of 12.4 m². The road lanes have clear height of 5.2 m. The central part underneath the road deck is reserved for MRT railway in the future. Rescue evacuation stairs are provided on one side of the tunnel. The other side of the tunnel has space for 220 kV power cables. 8 cross passages are built at every 830 m and 54 emergency manholes are arranged at the roadway deck.

Tunnel segmental lining is shown in Fig. 7. The lining ring consists of 9 segments and 1 key. The rebar design of the segment is varied in accordance with depth. 38 × M30 longitudinal bolts are used to connect the rings and 2 × M39 circumferential bolts connect the segments. Longitudinal rubber dowels are added between lining rings at shallow areas for temporary function, and used for permanent function in the areas with rapidly changed geological conditions and cross passages so as to increase the shear strength and to reduce displacement between the rings. Every rubber dowel has a designed shear capacity of 3500 kN. All bolts and dowels are used permanently in this project and also in all other tunnels in Shanghai area.

The segment width is 2 m and the thickness is 650 mm. The concrete strength of the segment is C60 (cube compressive strength = 60 N/mm²) and the water seepage resistance class is P12 (1.2 Mpa), according to the applicable Chinese codes (GB50208-2002).

The overburden of the tunnels ranges from 6 m (at the launching shaft) to 18.6 m under the riverbed. The overburden is mainly soft clay, and the tunnel excavation face is pre-



2 Geological section along the longitudinal profile of the tunnels

dominately in silty clay formation. Below the invert of the tunnels is a layer of sandy silt and fine sand.

The underground water in the shallow stratum at the tunnel site has a close hydraulic connection to the river water, and is influenced by the ebb and flow of the Yangtze River. The average water level is at 2.8 m and 2.4 m respectively. A confined aquifer with a water level ranging from -4.15 to -6.76 m exists in strata ⑦ and ⑩ at the site area. Furthermore, a slightly confined aquifer distributes water in ⑤, which has a certain hydraulic connection to the confined aquifer in ⑦.

3.2 Horizontal ring test to check design and for optimisation

The practice of real-size ring tests to check design or for optimisation is not new to China. Since the 1960s, several real-size ring tests have been performed in Beijing, Shanghai, Chengdu, etc. The vertical ring test can reflect the self-weight of the ring and the result of different bolting forces, whereas horizontal ring tests are much easier to apply with a loading system and are hence cheaper. Thanks to tremendous developments in computer science and measurement and hydraulic control technologies, test modelling has become more and more precise for real tunnelling and can provide valuable results to check design and for optimisation.

The real-size horizontal ring test design for this tunnel project includes a load applying system, load capacity, loading points, data acquisition, etc. The detailed test aims to determine the deformation and stress distribution of segmental



3 Proposal of middle ventilation on the man-made island



4 Road tunnel design

lining occurring due to operation and construction loads. The test loads applied are equivalent to the loads of the tunnels with an embedded depth of 15 to 29.4 m. The coefficient of earth pressure at rest K_0 is set at 0.68, 0.70 and 0.72 respectively.

In order to simulate the water and earth pressures exerted on the tunnel lining accurately, 44 sets of jacks are installed. According to the thrust force of each jack, these 44 sets of jacks are further divided into 4 groups. The loading was divided into 10 grades. The same procedures applied for the unloading stage (Fig. 8).

In order to save the cost of the loading support wall, a self-balanced loading system was designed, as shown in

Fig. 8 (left). The ground roller support was designed to reduce friction force to allow the test ring to move freely.

The thrust forces of the shield are simulated by 44 sets of self balanced vertical jacks using the same test ring to maximise the benefit of the test investment. The thrust forces of vertical jacks were 1500 kN/point and 3000 kN/point respectively.

Fig. 9 shows the bending moment comparison between the design calculation and the test result.

After the vertical loading test, cracks occurred at the loading area, and steel meshes were then added to the segments.

3.3 Segmental joint test

Several sophisticated load-structure formulae for tunnel lining design require segmental joint parameters, especially the stiffness coefficient of joint rotation. Fig. 10 shows the segmental joint test of this project. After the test, the stiffness coefficient of joint rotation k [kNm/rad/ring] was obtained as follows in equation 1 [5].

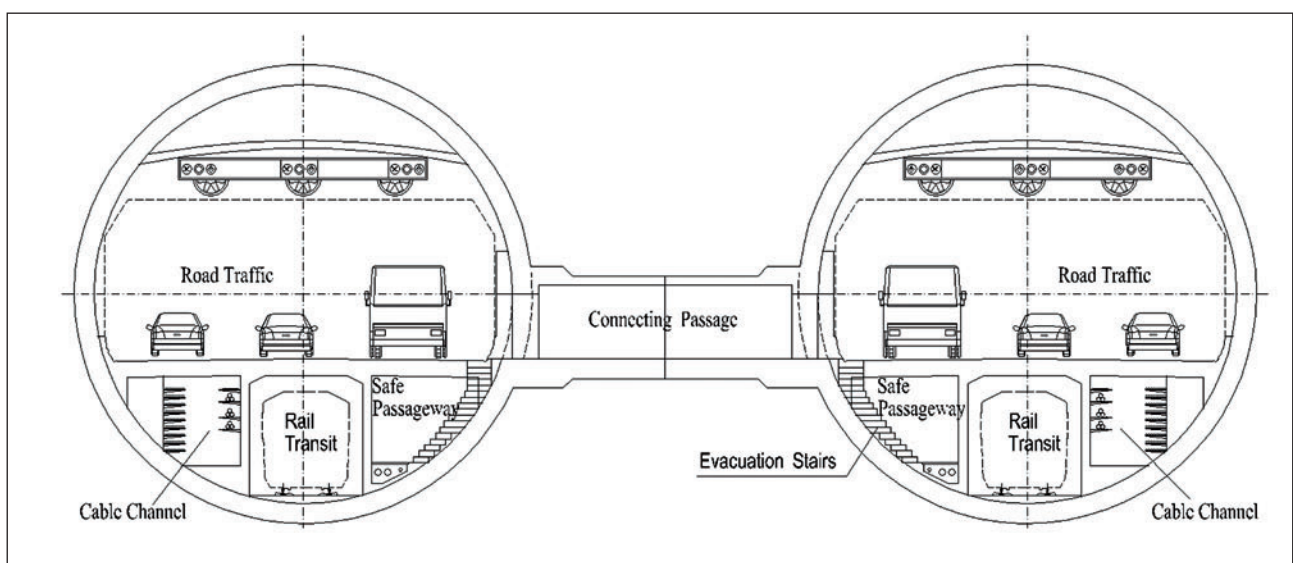
$$\begin{cases} k^- = \frac{M \cdot (40.15N + 636809)}{M + 0.008N + 65} & \text{when } M < 0 \\ k^+ = M \cdot e^{\frac{M - 0.308N + 251}{67 - 0.034N}} & \text{when } M > 0 \end{cases} \quad (1)$$

were

- M is the bending moment, kNm/ring
- N is the axial force, kN/ring

3.4 Freezing design for cross passages

Cross passage construction is one of the risky activities involved in soft ground tunnelling. The risk is normally due to insufficient soil strengthening. Although there are many soil improvement methods, such as jet grouting, dewatering and mix in-situ pile, the freezing method is most widely used in



5 Cross-section of the tunnels [1]

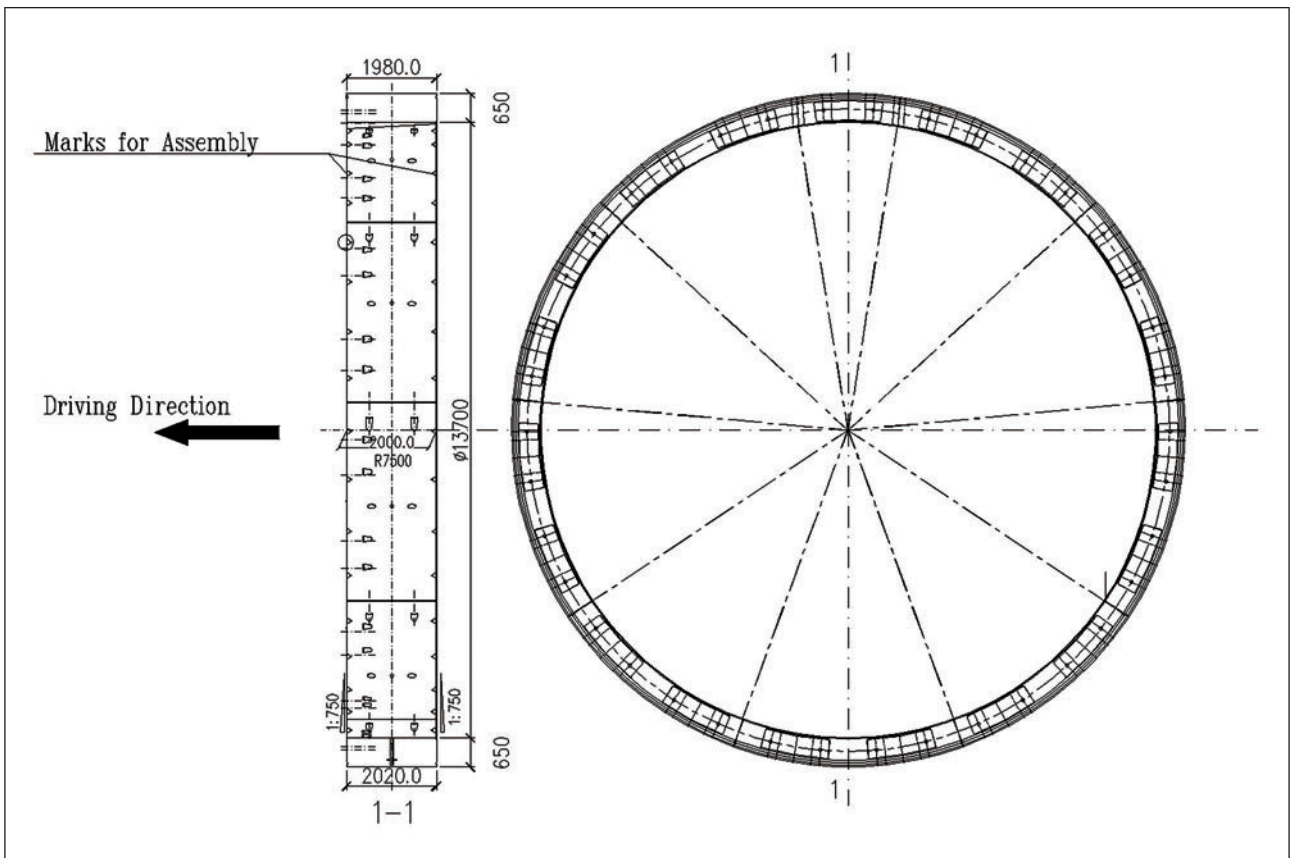


6 Blue line for the future

Shanghai area due to its measurable improvement result. After the collapse of Shanghai metro Line No. 4 in 2003 [3], a temporary emergency door with pressure test certificate had to be installed prior to cross passage excavation in Shanghai. Tunnel ventilation, concrete ring, water quality and other factors that may influence the result of freezing need to be carefully considered in the freezing design.

In this project, the circle section of the cross passage was designed. The construction procedures for the cross passages are:

- soil improvement by brine freezing
- full-face conventional excavation
- in-situ concreting serves as permanent lining



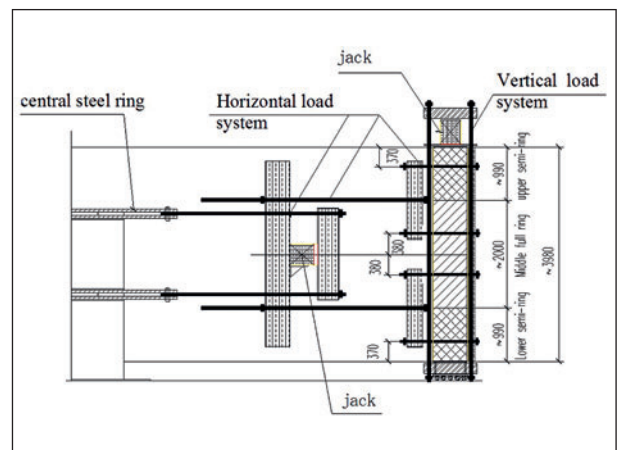
7 Segmental lining of the tunnel [1]

As the project is located near the sea, groundwater with salt was expected. It is known that salty groundwater needs lower brine temperatures than fresh groundwater. The remote measurements of the brine water temperature, tunnel lining deformation, etc. were performed so as to minimise the risk involved from freezing and excavation. The whole freezing zone was shown by a visualised temperature graph, so the “weak zone” can easily be detected. The temperature measurement showed that the lowest temperature was located at the middle of the cross passages and the highest

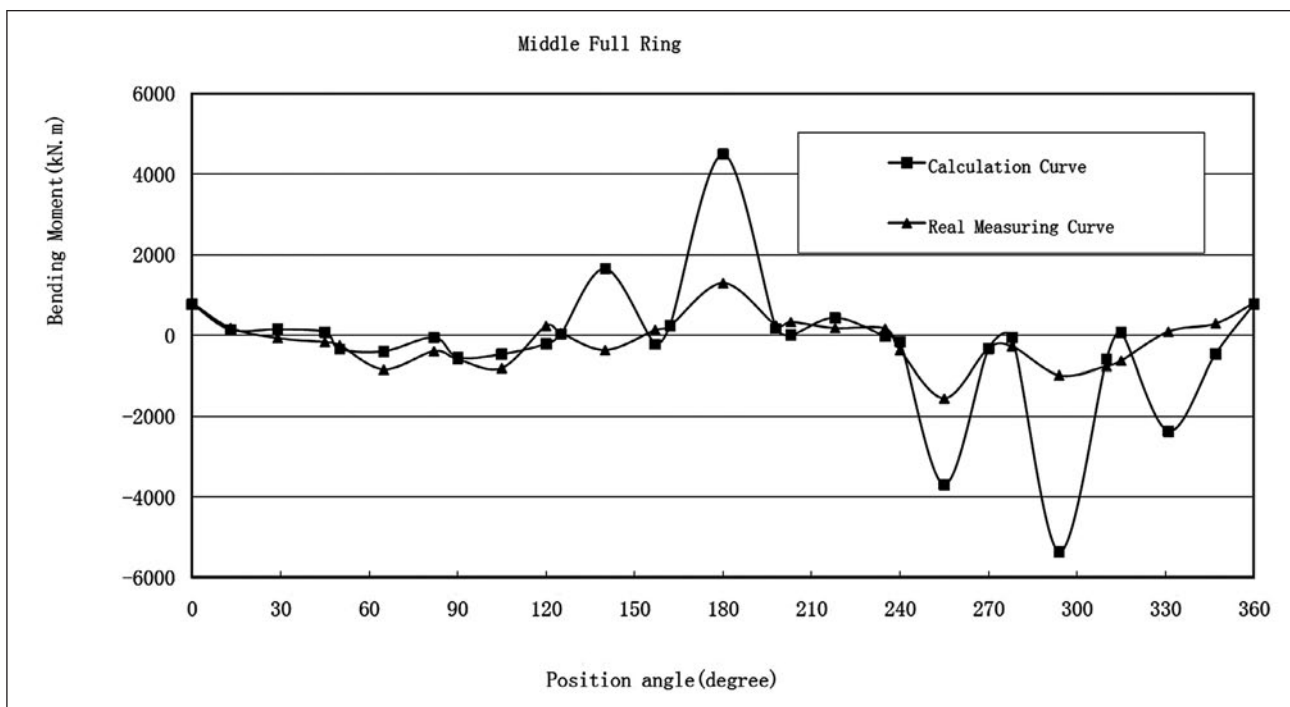
temperature at 2 ends of the cross passages, as the result of the heat dissipation of concrete tunnel lining [4].

3.5 Fire tests

Unlike rock tunnels under mountainous regions, any structural damage of soil tunnels under water may cause flood disasters over a wide area. Hazard prevention, especially fire risk, was considered extensively in this project. In order to check the system design of ventilation, equipment, etc., a test tunnel was specially built with 100 m in length, 10 m



8 Set-up of full-scale test and loading system: testing site (left) and side view of loading system (right)



9 Comparisons of calculated value and testing results of bending moment [1]

in height and 12.75 m in width. Four ventilators were installed with 3 for test and 1 for standby. Each ventilator has a power rate of 200 kW with the capacity of 125 m³/s and can provide 900 Pa of wind pressure. Test tunnel I has a wind velocity of over 4 m/s when 3 ventilators are in full operation. The test tunnel was located in the suburbs of Shanghai and, at the time, was the biggest test tunnel in mainland China. During the test, a variety of pool fires, wood crib fires and vehicle fires with different heat release rates were modelled (Fig. 11). The fire tests yielded the following results:

- in 20 MW tests, the highest temperature inside the test tunnel was observed at 626°C
- the foam-mist water system can extinguish 20 MW fire within 12 minutes
- the fire alarm system responds within 30 seconds
- fire confirmation from the central control room is given within 60 seconds
- the ventilator can start working steadily within 30 seconds
- the optimum starting time for the auto extinguisher should be within 2 minutes

3.6 Risk management

The client was fully aware of the uncertainty of this project. The following actions and requirements were undertaken by the project company:

- In order to better manage risk and integrate risk management into the project management, Tongji University was invited to set up a risk management procedure, identifying risks and tunnelling data archives during the construction period.
- All technical documents from the designer and the con-

tractors had to contain a chapter on risk evaluation or risk management.

- Aecom, an international consulting company, was invited by the project company to review the design together with local reviewers. Besides the design review, Aecom also provided the service of site inspection during the construction period.
- All technical proposals put forward by the contractors were to be jointly reviewed by the local review board and Aecom.

4 Special construction solutions

The slurry shield used for this project is described in detail in [2]. The contractors have long-term experience in using large diameter slurry shields to build subaqueous tunnels in Shanghai area. The specific challenges facing slurry shields in this project are:



10 Segmental joint test [5]

Type	Lime [kg]	Fly ash [kg]	Fine sand [kg]	Bentonite [kg]	SK-6 [kg]	Water [kg]	Slump [cm]		Yield strength [Pa]		Density [kg·m ⁻³]
							0H	20H	0H	20H	
1	80	300	1252		3	265	12	2.5	307	912	1.93
2	80	300	1180	50	3	365	13	4	701	888	1.99

Table 1 Grout mix in m³ [1]

1. How to control the up-heave of the segment ring after leaving the shield tunnel.
2. How to realise the high-speed tunnel construction.

According to our past experience and research, we find that the key point for reducing the tunnel up-heave is to inject proper simultaneous grouting. The speed of tunnel construction mainly depends on the speed of shield driving, the time for segment installation, proper machine maintenance, slurry supply capability, and the time for desk construction, etc. In this chapter we will therefore focus on simultaneous grouting and simultaneous desk construction.

4.1 Simultaneous grouting

For large diameter shield tunnels in soft ground with a high water level, the function of simultaneous grouting should not only be to fill the gap behind the shield tail, but also to prevent the up-heave of the tunnel ring. However, 80 to 100 mm heave of tunnel after simultaneous grouting normally occurs in China. The highest national record of tunnel heave is 170 mm.

There are 2 types of simultaneous grouting, namely 2-liquid grouting and single-liquid grouting. Both types are widely used in Shanghai. However, contractors normally prefer to use single-liquid grouting for easy injection. Based on past experience, the important issue is how to prevent the heave of the large diameter tunnel when using single-liquid grouting.

The successful application of single-liquid grouting on a slurry shield tunnel with a diameter of 14.87 m was once used for the Shangzhong Road Tunnel. The same grouting system was also used for this project to achieve lower heave of tunnels (Fig. 13). The grouts mix is shown in Table 1.



11 Experiments at the fire site of the full-scale tunnel

As visible in Fig. 13, the grout system includes 6 lines (2 in the crown, 2 at the horizontal axis and 2 in the invert) that connect the grout pumps to conduits inside the tail skin with outlets immediately behind the tail seals. The maximum grouting pressure was decided with due consideration of the face support pressure to prevent grout flowing into the working face. The lowest grouting pressure was always set at a minimum of 0.5 bar above the slurry pressure to prevent the face slurry flowing into the shield tail gap. The PLC programme was also synchronised for the grout pumping rate to suit the TBM advance speed.

In this project, ground-penetrating radar (GPR) was applied to measure the grouting result behind the tunnel lining segments. In order to obtain precise information, modelling tests were performed. Tests yielded the velocity of electromagnetic waves in the grout behind the lining of the tunnel. The results showed that the ideal GPR measurement time is after 3 days of grouting (Fig. 14). 3D visualisation of the tunnel grouting distribution was also developed for information purpose (Fig. 15).

In order to optimise grouting property, a test was conducted to quantify the relationship between grouting and the up-heave of tunnel over time (Fig.16). The model test scale was 1:40.

4.2 Simultaneous deck construction

The first simultaneous deck construction method was successfully used in the Shanghai Yan'an Road subaqueous tunnel in the 1990s. With simultaneous deck construction, the shield tunnel can install the deck while driving. The key point for simultaneous deck construction is that the location of the deck installation should be stable in terms of settlement, so the complete desk structure can only be built 200 to 300 m behind the tunnel working face, according to past experience.





12 Software for tunnelling data archives [1]

The details of simultaneous deck construction in this project include the erection of road elements, prefabrication of 2 sides of ballast, in-situ cast corbel and road deck on 2 sides. Based on the deformation of building tunnel rings measured inside the tunnel and tunnel construction progress of 12 m (6 rings) per day, the basic construction procedure is as follows (Fig. 17):

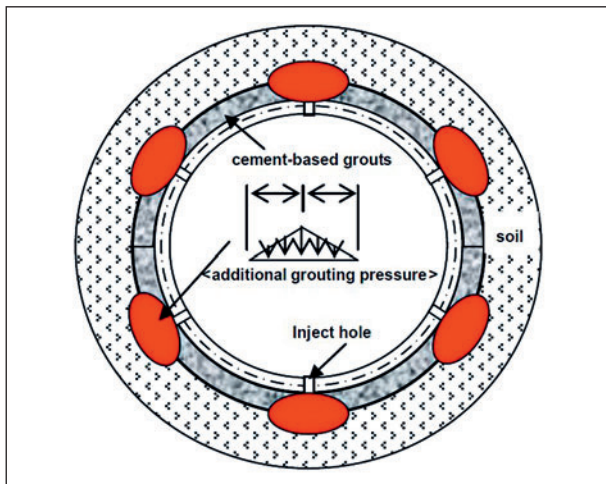
1. Road element installation, 25 rings behind the segment erection.
2. Reinforcement installation, formwork erection and concrete casting for ballast is carried out 15 m further behind the segment erection for corbel, and then another 15 m

for the road deck. The road deck concrete casting works are located 250 to 300 m from the segment erection area.

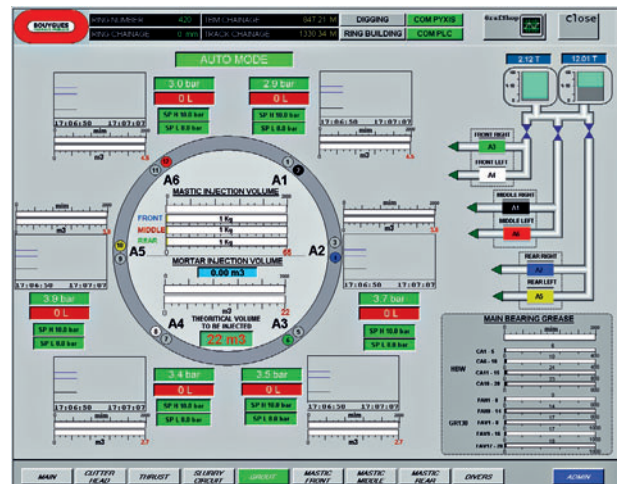
3. After 28 days of curing, the road deck, which is about 600 m behind the working face, can be accessible to construction traffic.

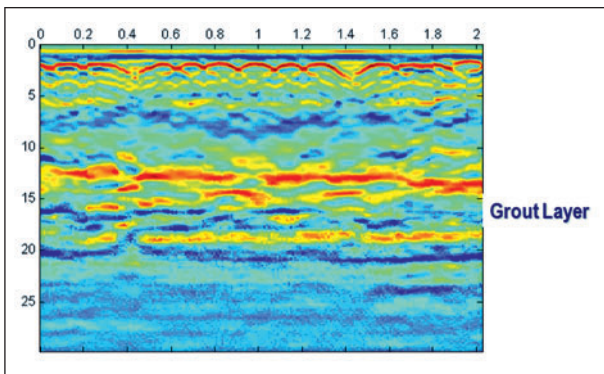
5 Operation feedback

In accordance with the principle of tunnel durability design, a series of site measurements, such as tunnel settlement, tunnel cross-section deformation, action of pressure on tunnel lining (Fig. 18), re-bar stress and tunnel leakage, were

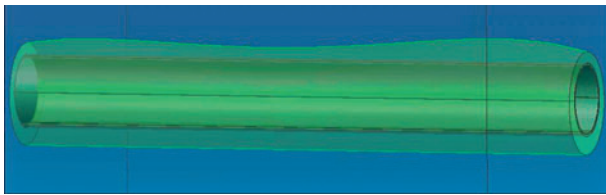


13 Location of grout ports





14 Typical grouting image by GPR [1]



15 3-D Visualization of tunnel grouting distribution [1]

conducted. After 2 years of operation, the following feedback was given:

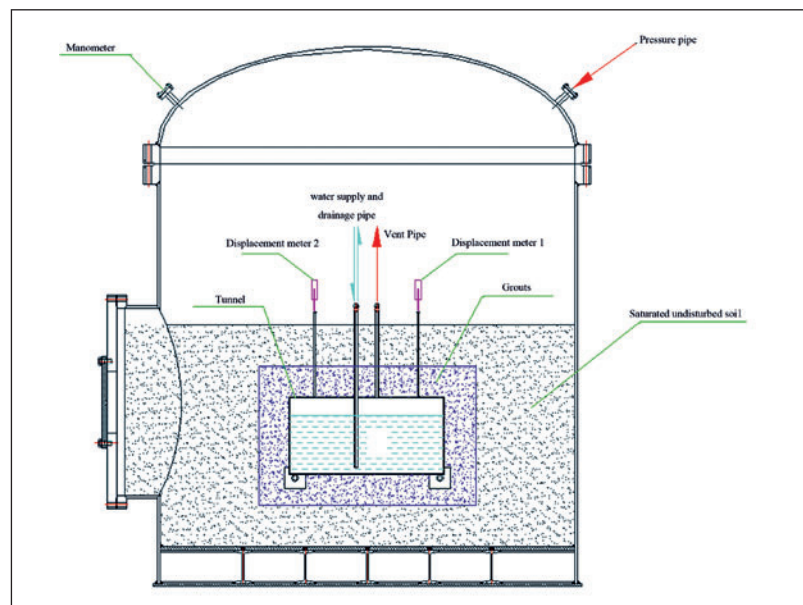
1. The displacement between the rings are within 8 mm.
2. The total up-heave of the tunnel is within 30 mm.
3. The total tunnel settlement is within 20 mm.
4. The tunnel leakage has remained stable with a value of 0.0293 to 0.0290 L/(m²d), which is much less than 0.05 L/(m²d) of the design value [5].
5. The maximum difference in tunnel load pressure between measurements and calculations is 31 % [5].
6. The maximum tunnel section deformation in terms of relative diameter deformation is only 0.45 % [5].

7. It was established from all re-bar stress measurements that the axial load force had become stable within 1 month of ring installation; these measurements are all larger than the design calculation.
8. The traffic flow rate is still about 50 % of the design capacity of 3055 pcu/(tube-hour).
9. No serious accidents occurred inside the tunnels.
10. The ventilation result is satisfactory at today's traffic flow rate.

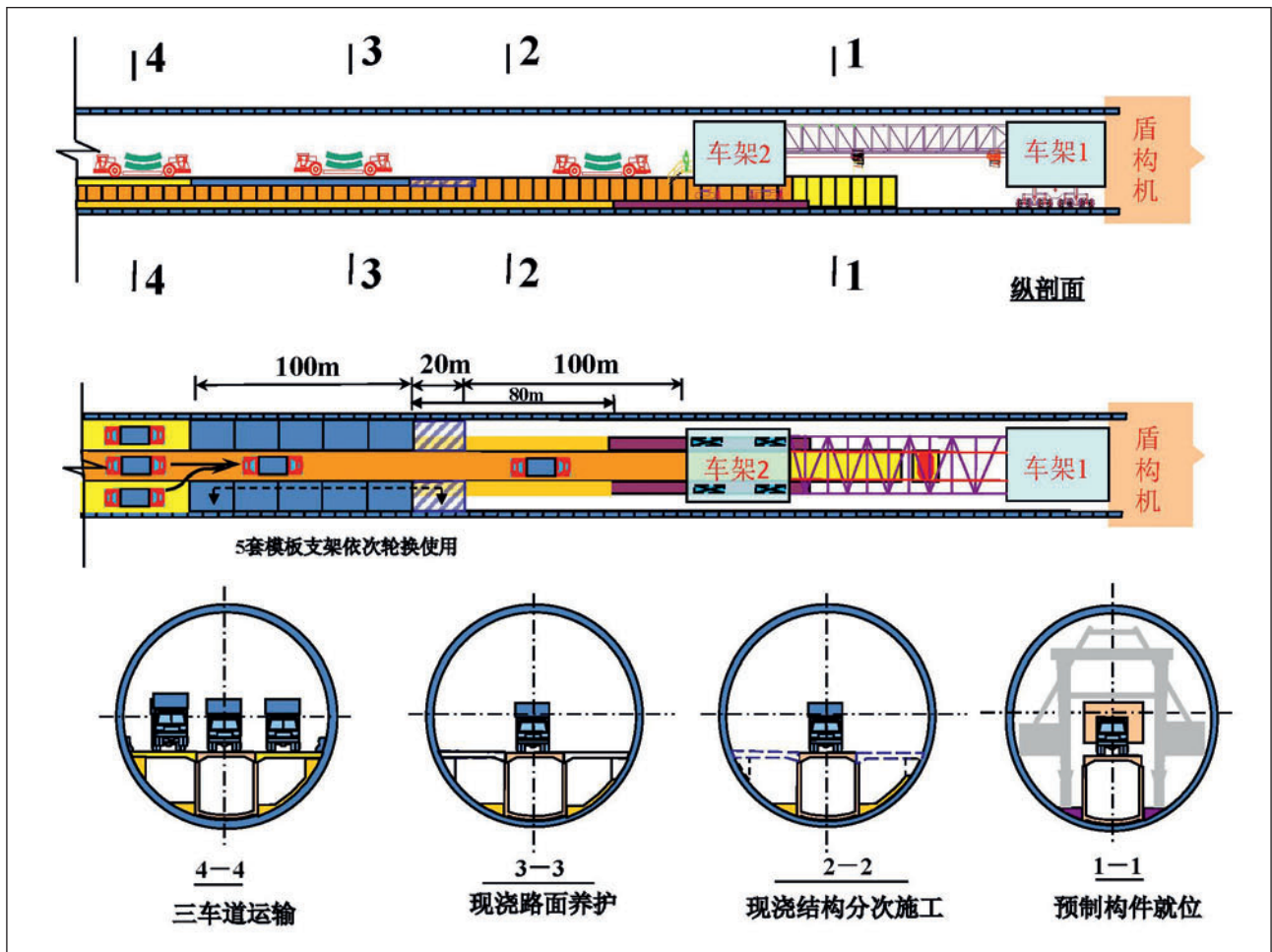
6 Conclusions

Some key issues prevailing in the Shanghai Yangtze River Tunnel were introduced in this chapter. The topics covered planning, design, construction and operation feedback. We can conclude as follows:

1. Few important decisions were agreed unanimously.
2. One important decision, e.g. the decision whether to combine the roadway and the railway, has yet to be assessed.
3. As the ventilation result is satisfactory at today's traffic flow rate, the decision to cancel the middle ventilation shaft seems to have been verified.
4. As most of the government officials in charge of infrastructure in China are civil engineers themselves, they tend to put forward their opinions on important technical proposals, and the proposal supported by them is most likely to be chosen. Therefore successful professionals should not only be excellent in terms of technical expertise, but must also be able to persuade officials to support their proposals.
5. Although many tunnels have been built in China, model testing is still used together with theoretical analysis and site instrumentation. In this project, different model tests, such as simultaneous grouting, geophysi-

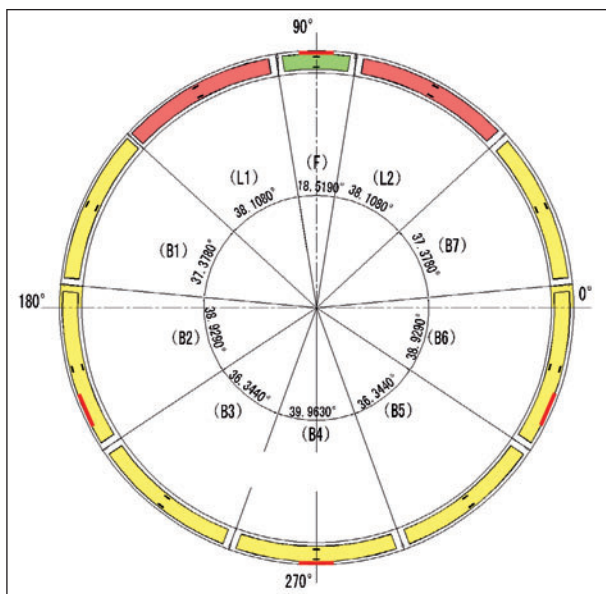


16 Experimental test of the relationship between the grouting and the up-heave of the tunnel: test equipment (left) and test design (right)



17 Construction flow chart

cal instrumentation, tunnel structural behaviour and fire tests, were performed to optimise design and construction.



18 Typical pressure measurements on tunnel lining

References

- [1] R. Huang: The Shanghai Yangtze River Tunnel – Theory, Design and Construction, Taylor & Francis, 2008
- [2] Martin Herrenknecht and Karin B ppler: The design of the world’s largest EPB and slurry shield TBMs, International Conference on Deep Excavations, 28–30 June 2006, Singapore
- [3] Wang Z.X. and Bai Yun. Urban soft ground tunneling in China–experiences from Shanghai and other cities. Tunneling and Underground Space Technology 19, 2004: 306
- [4] Ling Yufeng, Wang Jiyun, Artificial Ground Freezing at the Shanghai Yangtze River Tunnel, Chinese Journal of Underground Space and Engineering, Feb. 2010
- [5] Cao Wenhong, Shen Weiqiang: Engineering Design for Large Shield and Long Distance Tunnel – Design of Shanghai Yangtze River Tunnel, CABP, ISBN 978-7-112-12448-0, 2010

Renzo Simoni, Dr. sc. techn., Dipl. Bauing. ETH/SIA, Vorsitzender der Geschäftsleitung AlpTransit Gotthard AG, Luzern/CH

Die erste Flachbahn durch die Alpen

Aktuelle Herausforderungen auf der Gotthardachse

Die Bauarbeiten für die NEAT Achse Gotthard sind auf Kurs. In 2012 laufen nach dem Ende des Vortriebs im Gotthard-Basistunnel der Innenausbau und der Einbau der Bahntechnik auf Hochtouren. Am Ceneri-Basistunnel konzentriert sich der Vortrieb ab 2012 auf den Zwischenangriff Sigririno. Die Ausbrucharbeiten an den Portalen in Vigana und Vezia sind beendet. Anfang 2012 waren 42.4 % des Tunnelsystems ausgebrochen.

The First Flat Trajectory Railway Through the Alps

Current challenges on the Gotthard axis

The construction activities for the NLRA Gotthard Axis are forging ahead according to schedule. In 2012, after concluding the excavation work in the Gotthard Base Tunnel, the inner furnishings and the installation of the rail technology are in full swing. At the Ceneri Base Tunnel the drive is concentrating on the Sigririno intermediate point of attack as from 2012. The excavation operations at the Vigana and Vezia portals are finished. At the start of 2012, 42.4 % of the tunnel system had been excavated.

1 Einleitung

Im August 2011 gaben das Bundesamt für Verkehr, die AlpTransit Gotthard AG und die SBB AG bekannt, dass sie gemeinsam alles daran setzen, den Gotthard-Basistunnel im Dezember 2016 in Betrieb zu nehmen. Ein weiterer wichtiger Meilenstein im Jahr 2011 war die Genehmigung des Detailprojekts Bahntechnik durch das Bundesamt für Verkehr Ende Oktober. Damit ist der Weg frei für den Einbau der Bahntechnik im gesamten Gotthard-Basistunnel.

2 Stand der Arbeiten auf der Gotthard-Achse

2.1 Gotthard-Basistunnel

Nach dem zweiten Hauptdurchschlag im März 2011 und der Beendigung des Vortriebs im Gotthard-Basistunnel befindet sich das Bauprojekt in einer neuen Phase. Ab Januar 2012 wird von Erstfeld aus in den nächsten 4 Jahren ein grosser Teil der bahntechnischen Anlagen eingebaut. Dazu gehören die Fahrbahn, der Fahrdrabt, die Stromversorgung sowie die Telekommunikations- und Sicherungsanlagen.

2.1.1 Offene Strecke Altdorf–Rynächt

Entlang der offenen Zufahrtsstrecke zum Gotthard-Basistunnel entstehen diverse Kunstbauten. Die Arbeiten an Unterführungen, Brücken und Stützmauern werden laufend weitergeführt und Lärmschutzwände montiert.

1 Introduction

In August 2011, the Federal Office of Transport (FOT), AlpTransit Gotthard AG and SBB AG announced that they would jointly do everything in their power to ensure that the Gotthard Base Tunnel would open for traffic in December 2016. A further important milestone in 2011 was approval of the rail technology project in detail by the FOT at the end of October. This means that the path is open for the installation of the rail technology throughout the entire Gotthard Base Tunnel.

2 Stage reached by work on the Gotthard axis

2.1 Gotthard Base Tunnel

After the second main breakthrough in March 2011 and conclusion of driving in the Gotthard Base Tunnel, the construction project finds itself in a new phase. As from January 2012, a major portion of the rail technical facilities will be installed starting from Erstfeld during the next 4 years. These include the track, the overhead wire, the power supply as well as telecommunication and safety systems.

2.1.1 Altdorf–Rynächt open section

Various engineering structures are to be established along the open access route to the Gotthard Base Tunnel. These activities relating to underpasses, bridges and supporting walls are being continued and noise protection walls set up.

La première ligne de plaine à travers les Alpes

Les défis actuels de l'axe du Saint-Gothard

Les travaux sur l'axe du Saint-Gothard pour la NLFA maintiennent le cap. Après l'achèvement de l'excavation dans le tunnel de base du Saint-Gothard, l'aménagement intérieur et le montage de la technique ferroviaire tournent à plein régime en 2012. Au tunnel de base du Ceneri, l'excavation se concentre dès 2013 sur le point d'attaque intermédiaire de Sigirino. Les travaux d'excavation aux portails de Vigana et Vezia sont terminés. Début 2012, 42,4 % du système de tunnel étaient déjà excavés.

La prima linea ferroviaria piana attraverso le Alpi

Attuali sfide sull'asse del Gottardo

I lavori all'asse NFTA del Gottardo rispettano la tabella di marcia. Nel 2012, dopo la fine dell'avanzamento nella galleria di base del Gottardo, l'allestimento interno e la realizzazione della tecnologia ferroviaria sono in pieno svolgimento. Nella galleria di base del Ceneri, dal 2012, l'avanzamento si concentra sull'attacco intermedio di Sigirino. I lavori di scavo dei portali di Vigana e Vezia sono terminati. Il 42,4 % del sistema di gallerie era già stato scavato all'inizio del 2012.

Seit anfangs Dezember 2011 fahren alle Züge auf dem neu erstellten Gleis von Erstfeld nach Altdorf. Während eines Jahres wird der gesamte Eisenbahnverkehr am Gotthard auf der Strecke zwischen Altdorf und Erstfeld einspurig geführt. Die Einspurphase ist nötig, um die Arbeiten an Unterführungen und Brücken auf der westlichen Seite der Zufahrtsstrecke ausführen zu können. Die Gleise der SBB-Stammlinie werden

Since early December 2011, all trains travel over the newly completed track from Erstfeld to Altdorf. For 1 year, the entire rail traffic at the Gotthard is to run over a single track between Altdorf and Erstfeld. This single-track phase is essential so that work on underpasses and bridges on the western side of the access route can be completed. The tracks for the SBB mainline route are to be produced as access tracks for



1 Überschüttung Tagbautunnel Erstfeld
Erstfeld cut-and-cover tunnel covered



2 Bahntechnikgebäude Erstfeld
Erstfeld rail technology building

als Zufahrtsgleise für den Gotthard-Basistunnel von den SBB neu erstellt und für Hochgeschwindigkeitsfahrten bis zu 200 km/h ausgelegt.

Auf dem Bahntechnikinstallationsplatz Rynächt sind seit Juli 2011 das Besucherzentrum sowie das Bürogebäude des Bahntechnikunternehmers und der AlpTransit Gotthard AG in Betrieb. Auf ca. 70 000 m² ist hier die logistische Basis für den Bahntechnik-Einbau erstellt worden. Im September 2011 wurde der reguläre Einbau der Bahntechnik aufgenommen.

2.1.2 Teilabschnitt Erstfeld

Beide Röhren des Tagbautunnels Erstfeld sind ans bergmännische Portal angeschlossen. Der Tagbautunnel ist fertig hinterfüllt und die Oberfläche modelliert.

Die Innenausbauarbeiten wurden vorangetrieben. Ende 2011 wurden letzte Arbeiten erledigt. Beide Röhren sind komplett betoniert, die Bergwasserleitung und die Bankette sind eingebaut. Aufbruchstimmung macht sich hier breit. Die Demontage der Stollenbahngleise hat bereits begonnen und auf dem Installationsplatz wird die Betonanlage rückgebaut (Bild 1 + 2).

2.1.3 Teilabschnitt Amsteg

Die Arbeiten an den Kabelanlagen zwischen Bahntechnikgebäude und Kabelstollen sind abgeschlossen. Die Innenschalen der Weströhre Erstfeld und Amsteg sind zusammengeschlossen und die Bankette eingebaut. Nach den Spritzbetonarbeiten im Zugangsstollen wurde der Asphaltbelag eingebracht.

Auf dem Installationsplatz wurde im Sommer 2011 die Betonanlage demontiert und die Förderbänder der Materialbewirtschaftung wurden entfernt. Bei der Wasserbehandlungsanlage erfolgte der Rückbau der Rückhaltebecken (Bild 3).

2.1.4 Teilabschnitt Sedrun

Am 23. März 2011 erfolgte der Durchschlag in der Weströhre. Rund 5 Monate nach dem Hauptdurchschlag in der Oströhre sind damit beide Einspurtunnel des Gotthard-Basistunnels auf einer Länge von 57 km vollständig durchörtert.



3 Fusspunkt Amsteg
Amsteg bottom point

the Gotthard Base Tunnel by the SBB and designed for top speeds of up to 200 km/h.

Since July 2011, the visitors' centre and the office building for the rail technology contractor and AlpTransit Gotthard AG have been operational on the Rynächt rail technology installation yard. The logistic basis for rail technology installation has been established here over an area of some 70,000 m². Regular installation of the rail technology commenced in September 2011.

2.1.2 Erstfeld part-section

Both of the Erstfeld cut-and-cover tunnels have been connected to the portal driven by mining means. The cut-and-cover tunnel has been completely backfilled and the surface landscaped.

The inner lining operations have progressed. At the end of 2011, the final jobs were tackled. Both bores have been completely concreted; the groundwater collecting pipe and the shoulders have been installed. A wind of change is becoming discernible. Work on dismantling the tunnel railway has already begun and the concrete plant on the installation yard is being demolished (Figs. 1 + 2).

2.1.3 Amsteg part-section

Work on the cable systems between the rail technology building and the cable tunnel has been concluded. The inner shells for the Erstfeld and Amsteg western bores have been connected and the shoulder installed. After executing the shotcreting operations in the access tunnel, the asphalt surfacing was installed.

In summer 2011, the concrete plant was demolished at the installation yard and the belt conveyors for material management removed. The retention basin for the water treatment plant was dismantled (Fig. 3).

2.1.4 Sedrun part-section

On 23 March 2011, the breakthrough in the western bore took place. Some 5 months after the main breakthrough in



4 Innenausbau Sedrun
Sedrun inner lining

Nach Beendigung der Vortriebsaktivitäten in der Weströhre wurden das Hauptförderband und die Ladestelle demontiert. Die Betonarbeiten kommen zügig voran. Pro Tag werden bis zu 600 m³ Beton verarbeitet. Und seit September 2011 ist auch in Sedrun der Einbau der Bahntechnik im Gang. Nördlich der Multifunktionsstelle wurden Kabel eingezogen und die Personenerfassungsanlage installiert.

Auch ausserhalb des Tunnels ist die Baustelle immer weniger augenfällig. Die Förderbänder in die Deponie Val Bugnei wurden demontiert und die Förderbandbrücke im Transitlager Tgaglias abgebrochen. Die Rekultivierungsarbeiten der Deponie Claus Surrein sind abgeschlossen. Der Badesee auf der Deponie, ein Projekt der Gemeinde Tujetsch, wird im Frühling 2012 eröffnet. Auf dem Installationsplatz sind die Vorbereitungsarbeiten für die Erstellung des Bahntechnikgebäudes abgeschlossen (Bild 4).

2.1.5 Teilabschnitt Faido

Am 19. Mai 2011 sprengten die Mineure den letzten Meter eines Querschlages. Damit sind sämtliche Vortriebsarbeiten im Gotthard-Basistunnel abgeschlossen. Im Oktober 2011 wurden in der Oströhre und in der Weströhre die letzten Innengewölbe betoniert. Somit sind beide Gewölbe mit dem



6 Faido: Betonarbeiten Oströhre, Spurwechsel Süd
Faido: Concreting work, eastern bore, South crossover



5 Innenausbau Faido, Spurwechsel Nord
Faido inner lining, North crossover

the eastern bore, both single-track tunnels for the Gotthard Base Tunnel were completed over a length of 57 km.

After concluding the driving operations in the western bore the main belt conveyor and the loading point were demolished. The concreting work is forging swiftly ahead. Up to 600 m³ of concrete is processed on a daily basis. And since September 2011, the rail technology is also being installed at Sedrun. To the north of the multi-function station, cables have been placed in position and the person scanning unit installed.

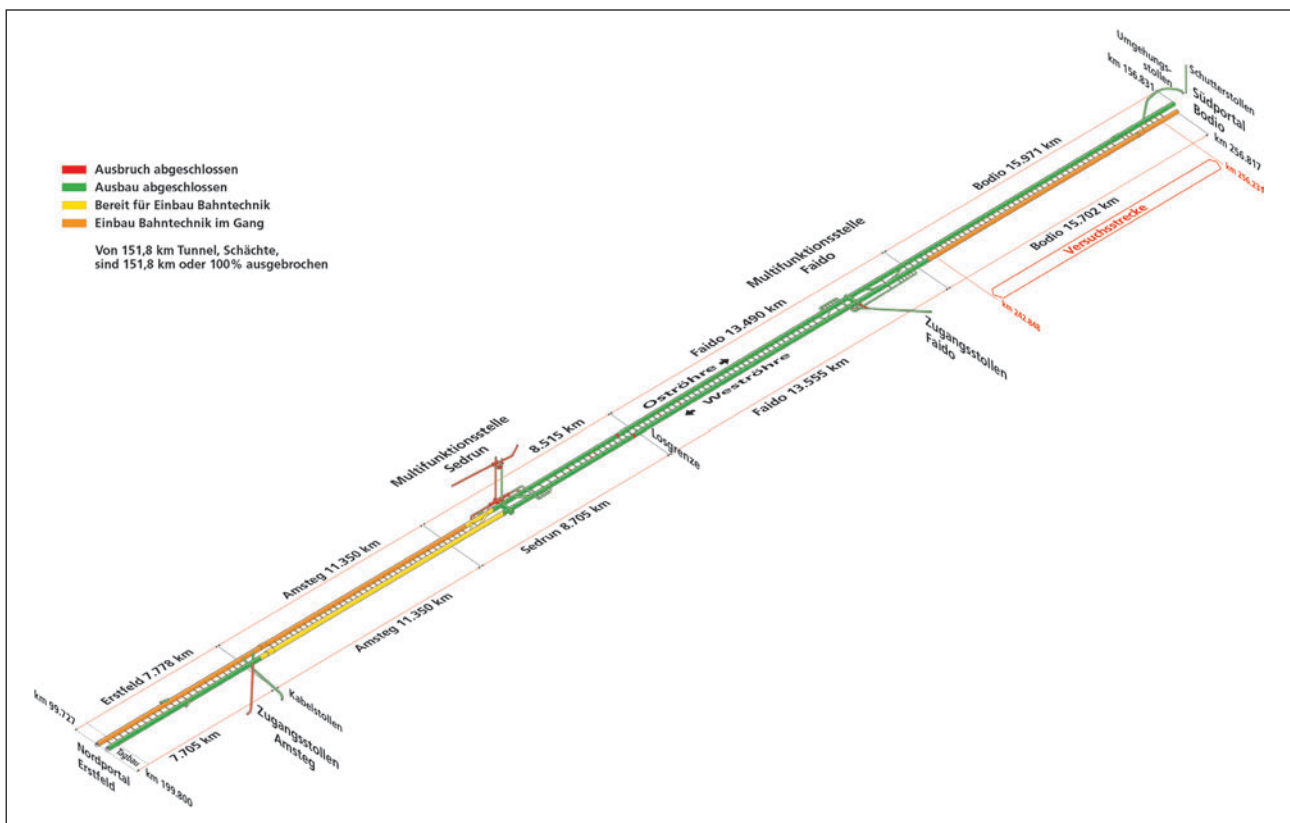
There's also a lot less visible on site outside the tunnel. The belt conveyors for the Val Bugnei dump have been dismantled and the belt conveyor bridge at the Tgaglias transit yard has been demolished. The recultivation work at the Claus Surrein dump has been completed. The bathing lake at the dump, a project by the municipality of Tujetsch, is being opened in spring 2012. The preparatory activities for producing the rail technology building have been concluded at the installation yard (Fig. 4).

2.1.5 Faido part-section

On 19 May 2011, the tunnellers blasted the final metres of a cross-passage. As a consequence, all driving operations have been completed in the Gotthard Base Tunnel. The last



7 Faido: Oströhre, Spurwechsel Nord
Faido: eastern bore, North crossover



8 Stand der Arbeiten Gotthard-Basistunnel 1. Januar 2012
 Stage reached by work on the Gotthard Base Tunnel – 1 January 2012

Teilabschnitt Sedrun verbunden. Im Teilabschnitt Faido wurden fast 22 km Innengewölbe betoniert.

Als Vorarbeit für den Bau des Portalgebäudes begannen die Installation von Steinschlagschutznetzen und die Umlegung von Versorgungsleitungen. Nach der Einhausung der Weströhre wurde in der Querkaverne mit den Arbeiten am zwei-stöckigen Bahntechnikgebäude begonnen (Bild 5 + 6 + 7).

2.1.6 Teilabschnitt Bodio

Der Einbau der Bahntechnik im 16 km langen Teilabschnitt Bodio West wurde planmässig weitergeführt. Sämtliche Netztransformatoren wurden im Bahntechnikgebäude eingebaut und angeschlossen. Die Inbetriebsetzung der Mittelspannungsanlage sowie die Anschlussarbeiten und Verkabelung der No-Break-Anlage dauern bis ins Jahr 2012.

In den Querschlägen wurden die Schränke für die Stromversorgung 50 Hz, das Datennetz, die Betriebskommunikation, das Tunnelfunksystem und die Sicherungseinlagen eingebracht. Ebenso wurde die Ringleitung für die Erdung, das strahlende Kabel, die Fahrstromschalter, die Kabelaufstiege und die Handläufe montiert.

In der Oströhre des Teilabschnittes sind die Arbeiten noch bis 2012 unterbrochen. Die Röhre dient dem Rohbau-Konsortium weiterhin als Versorgungsweg zur Baustelle im Teilabschnitt Faido.

sections of inner lining were concreted in the eastern and western bores in October 2011. Thus both vaults are joined up with the Sedrun part-section. Almost 22 km of inner vault was concreted in the Faido part-section.

Rock fall protection netting was installed and supply lines were laid in preparation for constructing the portal building. After encasing the western bore, work on the 2-storey rail technology building started in the cross-chamber (Figs. 5 + 6 + 7).

2.1.6 Bodio part-section

The installation of the rail technology in the 16 km long Bodio West part-section was continued according to schedule. All network transformers were installed in the rail technology building and connected. Commissioning the medium-voltage plant as well as connecting activities and cabling the no-break system will continue well into 2012.

In the cross-passages, the cabinets for the 50 Hz power supply, the data network, the operational communications, the tunnel radio system and the safety units were installed. Similarly, the ring cable for earthing, the radiating cable, the traction current switch, the cable assemblies and the handrails were mounted.

In the eastern bore of the part-section, work was discontinued until 2012. The bore still serves the roughwork con-

Auch in Bodio hat der Rückbau des Installationsplatzes begonnen. Die Rotationskippe und der Brecherturm wurden demontiert. Ebenso wurde die Bandanlage der Materialbewirtschaftung abgebaut. Laufend werden Teilflächen des Installationsplatzes rekultiviert.

2.1.7 Teilabschnitt Gotthard-Süd/Biasca

Im März 2011 unterzeichneten die AlpTransit Gotthard AG und die Arbeitsgemeinschaft Giustizia den Werkvertrag für die Realisierung des Anschlusses des Gotthard-Basistunnels an die SBB-Stammlinie südlich von Biasca. Zur Realisierung des Anschlusses „Nodo della Giustizia“ werden wichtige Bauwerke erstellt. Dazu zählen die Brücke über den Kanal der Froda, der Tagbautunnel Giustizia und das Rückhaltebecken des Baches Stabiello mit unterirdischem Abfluss in den Kanal der Froda.

Auf dem Bahntechnikinstallationsplatz Biasca wurden im April 2011 die Revisions- und Reinigungsarbeiten am Betonzug durchgeführt. Im Sommer wurde die gesamte Ausrüstung auf den Installationsplatz Rynächt überführt. Während des ganzen Jahres erfolgten Logistikleistungen für die Anlieferung und den Einbau von Komponenten der Stromversorgung, Fahrstromanlage, Telekommunikation und Sicherungsanlage (Bild 8).

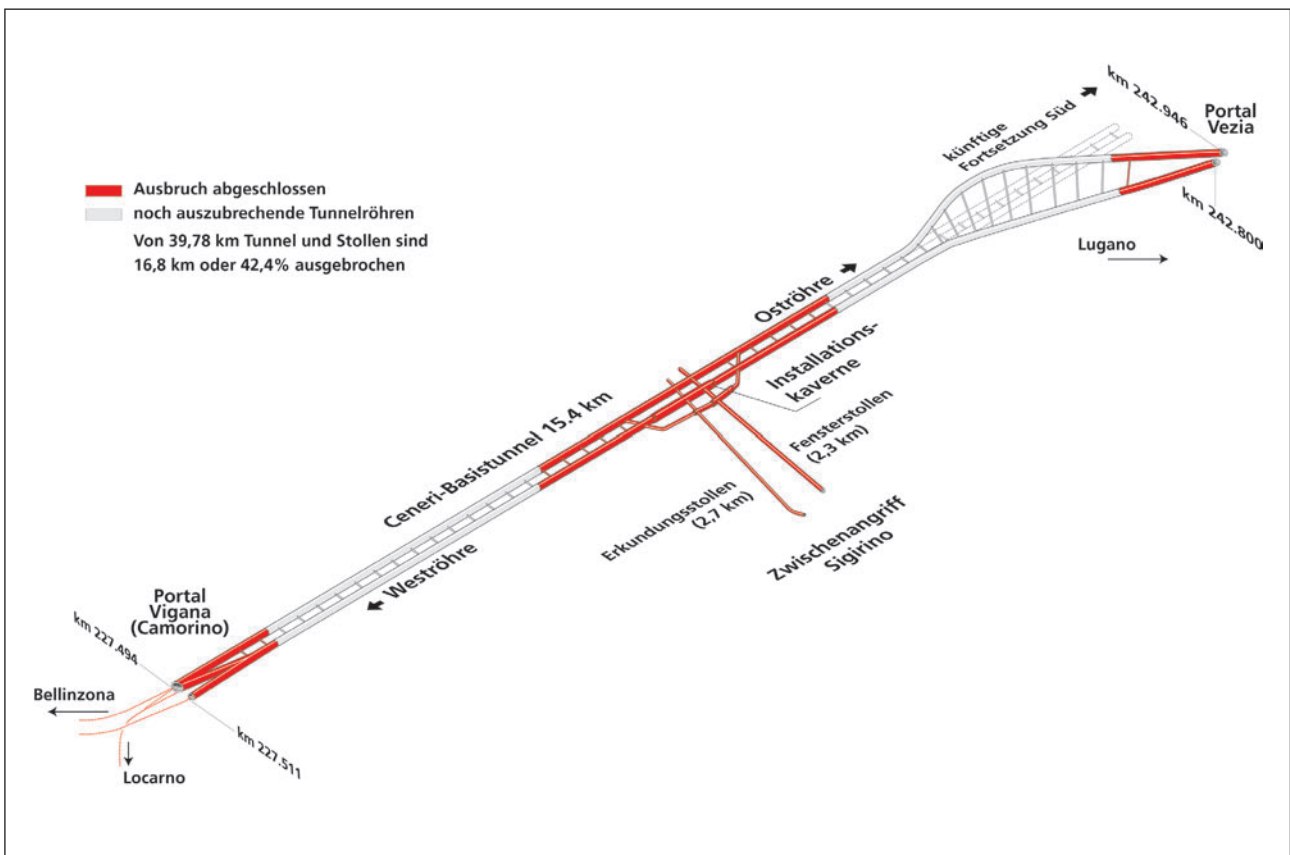
sortium as a supply route to the construction site in the Faido part-section.

Winding down the installation yard also occurred at Bodio. The rotation tip and the crusher tower were dismantled. Similarly, the belt conveyor for the material management was removed. Parts of the installation yard are being recultivated on a continuous basis.

2.1.7 Gotthard South/Biasca part-section

In March 2011, AlpTransit Gotthard AG and Giustizia JV signed the works contract for executing connecting the Gotthard Base Tunnel to the SBB main line to the south of Biasca. Important structures have to be produced to complete the “Nodo della Giustizia” hub. These include the bridge over the Froda canal, the Giustizia cut-and-cover tunnel and the retention basin for the Stabiello brook with an underground discharge leading to the Froda canal.

Inspection and cleaning operations were undertaken on the concrete train at the Biasca rail technology installation yard in April 2011. In summer the entire equipment was transferred to the Rynächt installation yard. Throughout the year there were ongoing logistics activities for supplying and installing components for power supply, the traction wire system, telecommunication and safety systems (Fig. 8).



9 Stand der Arbeiten Ceneri-Basistunnel 1. Januar 2012
Stage reached by work on the Ceneri Base Tunnel – 1 January 2012



10 Deponie Sigirino
Sigirino dump

2.2 Ceneri-Basistunnel

2.2.1 Camorino

Nördlich des Ceneri-Nordportals gingen die Arbeiten auf der offenen Strecke an den Teilprojekten und Kunstbauten programmgemäss weiter (Bild 9). Der erste Teil der neuen SBB-Brücke über die Morobbia ist bereits in Betrieb. Die alte Brücke sowie die Fussgängerpasserelle wurden abgebrochen. Die erste der beiden neuen Doppelspurbrücken der Cavalcavia über die A2 wurde im August 2011 betoniert. In der Nacht vom 5. auf den 6. November 2011 wurde sie um fast 2 m auf die Auflager abgesenkt. Während dieser Arbeiten wurde die A2 geschlossen und der Autoverkehr über eine Umfahrungsstrasse umgeleitet. Anfangs 2011 begannen die Arbeiten für das Viadukt Lugano–Bellinzona. Die Fundations-Arbeiten bei verschiedenen Pfeilern sind im Gange.

2.2.2 Vigana

Bis September 2011 lagen die Vortriebsarbeiten am Nordportal direkt im Einflussbereich der SBB-Linie. Sprengungen mussten in genau definierten Zeitfenstern ohne Zugverkehr ausgeführt werden. Die geologischen Verhältnisse haben sich im Laufe der Zeit wieder verbessert. Ende Dezember 2011 fand die letzte Sprengung statt. 767 m des 15.4 km langen Ceneri-Basistunnels wurden von Vigana her im Sprengvortrieb ausgebrochen. Anfang 2012 werden die Innenausbauarbeiten in Angriff genommen.

2.2 Ceneri Base Tunnel

2.2.1 Camorino

To the north of the Ceneri north portal, work progressed according to plan on the open route for the part-projects and engineering structures (Fig. 9). The first part of the new SBB bridge over the Morobbia is already operational. The old bridge and the pedestrian passage were excavated. The first of the 2 new Cavalcavia twin-track bridges over the A2 was concreted in August 2011. It was lowered by almost 2 m on to the abutments during the night from 5 to 6 November 2011. During these operations, the A2 was closed and motor



11 Sigirino: Vortrieb mit Bohrjumbo, Bohren der Löcher
Sigirino: Driving with drilling jumbo, drilling the holes



12 *Vezia: Erstellung der definitiven Sohle*
Vezia: Creating the definitive floor

2.2.3 Sigrino

Im Mai ist der Vortrieb in Richtung Süden in die geologische Störzone „Linea della Val Colla“ vorgedrungen. Die Arbeiten wurden hier mechanisch ausgeführt, das heißt ohne Benutzung von Sprengstoff. In beiden Einspurröhren sowohl Richtung Norden als auch Richtung Süden wird die Tunnelsohle laufend betoniert. Sämtliche Vortriebsbereiche werden logistisch via Hängebühnen versorgt. Das Ende der Vortriebsarbeiten ist für 2016 vorgesehen. Danach erfolgt der Einbau der Bahntechnik (Bild 10+11).

2.2.4 Vezia

Am 20. Mai 2011 wurde in Vezia die letzte Sprengung durchgeführt. Mit dieser Sprengung wurden die Gegenvortriebe vom Südportal her beendet. Im Oktober 2011 wurde der Ausbruch der 3 Nischen für die Strahlventilatoren abgeschlossen. Die Betonarbeiten der Sohle in der Weströhre dauern noch bis Mitte 2012 (Bild 12+13).



13 *Vezia: Portalbereich*
Vezia: portal area

traffic diverted. At the beginning of 2011, work on the Lugano – Bellinzona viaduct commenced. The foundation work on various pillars is underway.

2.2.2 Vigana

Until September 2011, the driving operations at the north portal lay in the direct sphere of influence of the SBB line. Blasting had to be carried out in an exactly defined time frame without train services running. The geological conditions have once again improved during the course of time. The final round of blasting took place at the end of December 2011. 767 m of the 15.4 km long Ceneri Base Tunnel was excavated via drill+blast from Vigana. In early 2012, the inner lining operations were tackled.

2.2.3 Sigrino

In May 2011, the drive towards the south encountered the “Linea della Val Colla” fault zone. Work here is carried out mechanically, that is to say, without using explosives. The tunnel floor in both single-track bores towards the north and south is being constantly concreted. All excavation sections are supplied logistically via suspended platforms. Driving operations are due to wind up in 2016. Subsequently, the rail technology will be installed (Figs. 10+11).

2.2.4 Vezia

On 20 May 2011, the final round of blasting was undertaken in Vezia. It signalled the end of the counter-drives from the south portal. In October 2011, the 3 niches for the jet fans were completed. The concreting operations for the floor in the western bore are due to last until mid-2012 (Figs. 12+13).

Nicola Grosso, PhD, Consorzio Condotte Cossi, Sigrino/CH

Aspects of Geological Risks in Advancing with High Overburden

Ceneri Base Tunnel

After a brief description of the geology and progress, the main aspects of the geological risks encountered so far during the tunnel excavation with high overburden in the weak rock mass of the central zone of the Ceneri Base Tunnel are presented.

1 Introduction

The Ceneri Base Tunnel (CBT) is the third largest tunnel in Switzerland after Gotthard and Lötschberg [1] and it is the southernmost one along the New Rail Link through the Alps (NRLA), creating a fast and efficient railway link from the north to the south of Switzerland (Figs. 1+2).

NRLA crosses the Alps with minimal gradients and wide curves at only 550 m above sea level, and caters for the efficient rail transport of goods as well as shorter travel times in national and international passenger traffic [2].

The CBT consists of 2 independent single-track rail tunnels, running parallel with a gradient of 0.65 % from north to south. The total length is about 15.4 km, from the northern portal at Vigana (Camorino) to the southern one located in Vezia (Fig. 3). The tubes are joined by cross-passages every 325 m. The overburden varies from approximately 800 m in the north to 100 m in the south [3].

The Consorzio Condotte Cossi (a consortium of companies formed by Società Italiana Condotte d'Acqua S.p.A., Cossi S.p.A. and LGV s.a.) is the contractor for the main contract section of the CBT (Lot 852), consisting of the excavation of 2 tunnels, each 12 km long, northwards and southwards from the intermediate heading at Sigrino. The Project and Construction Management is carried out by ITC-Itasca e Toscano; AlpTransit Gotthard AG is the Client.

After a brief description of the geology and progress, the main aspects of the geological risks encountered so far during the tunnel excavation with high overburden in the weak rock mass of the central zone of the CBT are presented.

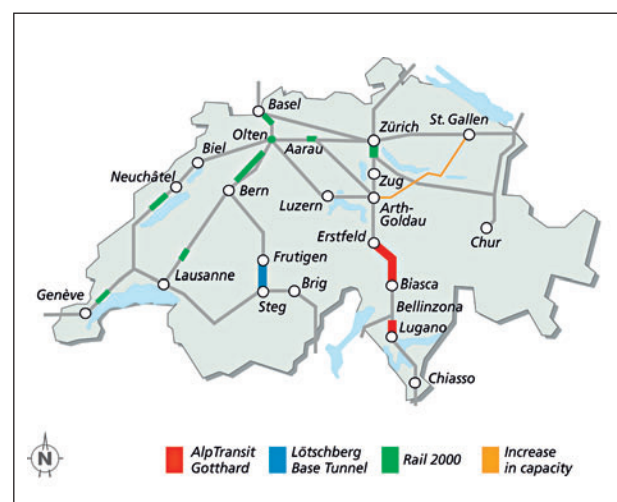
2 Geology

The CBT is located in the crystalline bedrock of the southern Alps, that dates back to 590 million years (Precambrian era). The rock mass formations have been prone to various tectonic movements, the last one being the formation of

the Alps [2]. Due to the orogeny of this geological area, the rock formations are heterogeneous with several fault zones. Moreover, many different lithological units with very different rock mass properties are situated along the tunnel axis [2].

The lithostratigraphic units crossed by the tunnel can be divided into 2 different areas: the Ceneri area in the north and the Val Colla area in the south. The Ceneri area is primarily formed of gneiss and basic and ultra-basic rocks (e.g. amphibolites, serpentinites). The whole area is also affected by complex tectonics; the main consequence, in addition to the presence of fault zones and discontinuities, is a high angle of dip in the planar structures (schistosity, lithological contacts, axial plane folds). The Val Colla area also includes a series of paragneiss and orthogneiss, combined with intermediary basic rocks.

From a construction point of view, the main difference between the 2 areas, in addition to the rock mass properties, is the different orientation of the structures: in the Ceneri area they are approximately parallel to the axis tunnel, while in the Val Colla area they are approximately perpendicular. In



1 The Ceneri Base Tunnel as part of the New Rail Link through the Alps (after [2]) (Source: ATG)

Geologische Risiken beim Vortrieb mit grosser Überdeckung

Ceneri-Basistunnel

Im Anschluss an eine kurze Beschreibung der Geologie und der bisherigen Fortschritte werden die wesentlichen Aspekte der bisher beim Tunnelvortrieb angetroffenen geologischen Risiken mit grosser Überdeckung in den instabilen Gesteinsformationen im zentralen Bereich des Ceneri-Basistunnels vorgestellt.

Risques géologiques dans l'avancement sous forte couverture

Tunnel de base du Ceneri

Après une courte description de la géologie et des progrès réalisés jusqu'ici, l'article aborde les aspects essentiels des risques géologiques rencontrés avec l'avancement du tunnel sous très forte couverture dans les formations rocheuses instables de la partie centrale du tunnel de base du Ceneri.

Rischi geologici degli avanzamenti con grandi coperture

Galleria di base del Ceneri

Dopo una breve descrizione della geologia e dei lavori eseguiti, si illustrano i principali rischi geologici finora affrontati durante l'avanzamento delle gallerie nelle formazioni rocciose della zona centrale della galleria di base del Ceneri, caratterizzata da elevate coperture e da scadenti caratteristiche geomeccaniche.

the first case, the rock instability is located along the tunnel side wall, while in the second case face instability is more critical. Obviously, due to the different overburden, rock mass stresses are very much higher in the Ceneri area than in the Val Colla area.

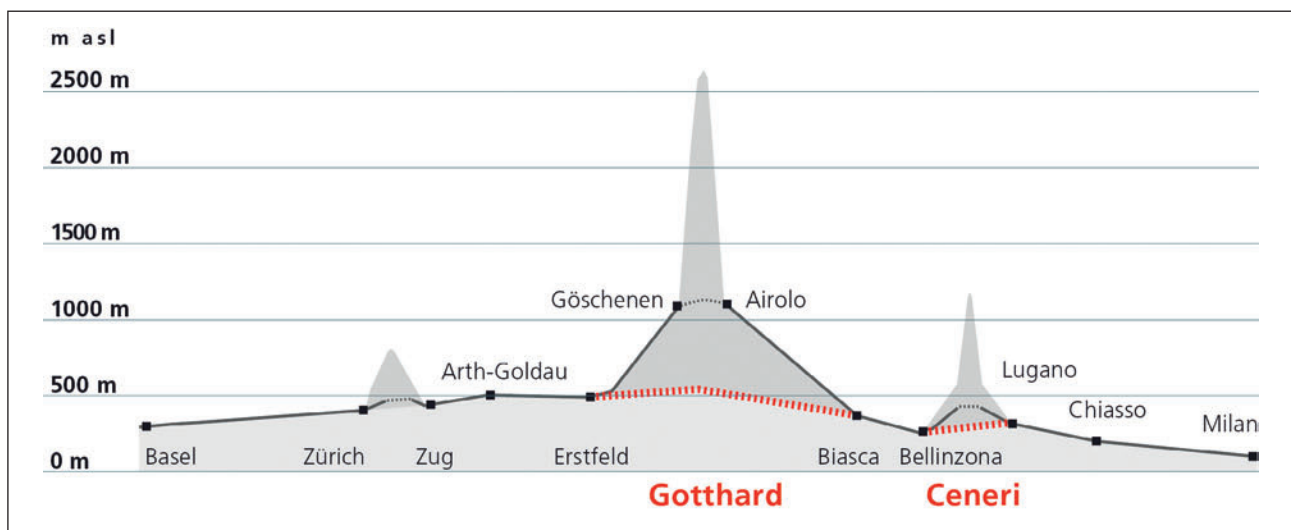
The interface between these 2 areas, 600 m thick, is formed by the "Val Colla Line" (VCL) composed mainly of mylonites (fine-grained schists, often with a high mica content) resulting from intense pre-Alpine ductile deformation, probably dating back between 290 and 240 million years [4].

The central zone of the CBT, where there have already been major geological risks during excavation, is characterised by the presence of the so-called Gneiss Giumello, a very schis-

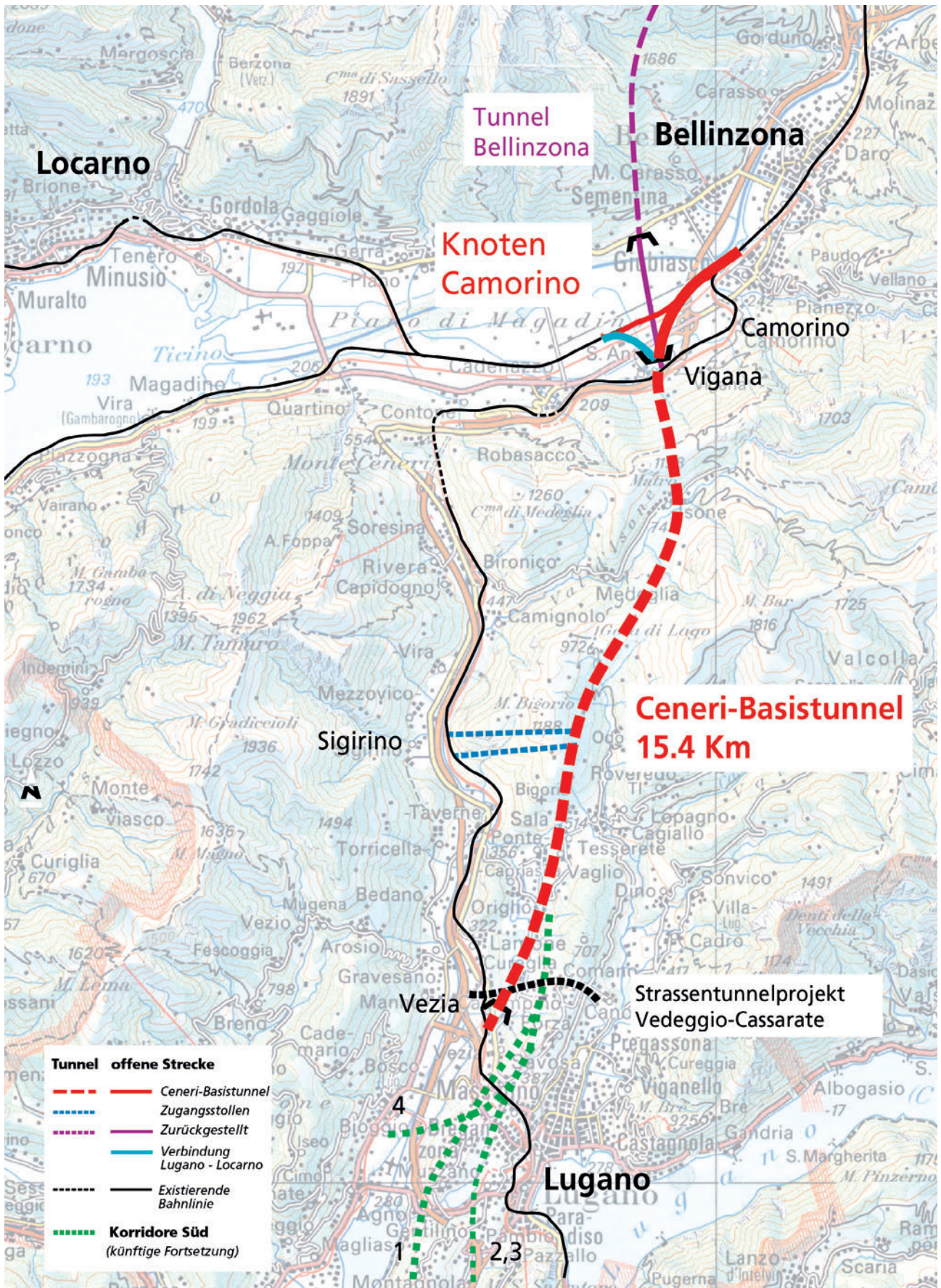
tose rock mass with poor mechanical properties. In Fig. 4 a geological section of the tunnel is shown.

3 State of construction

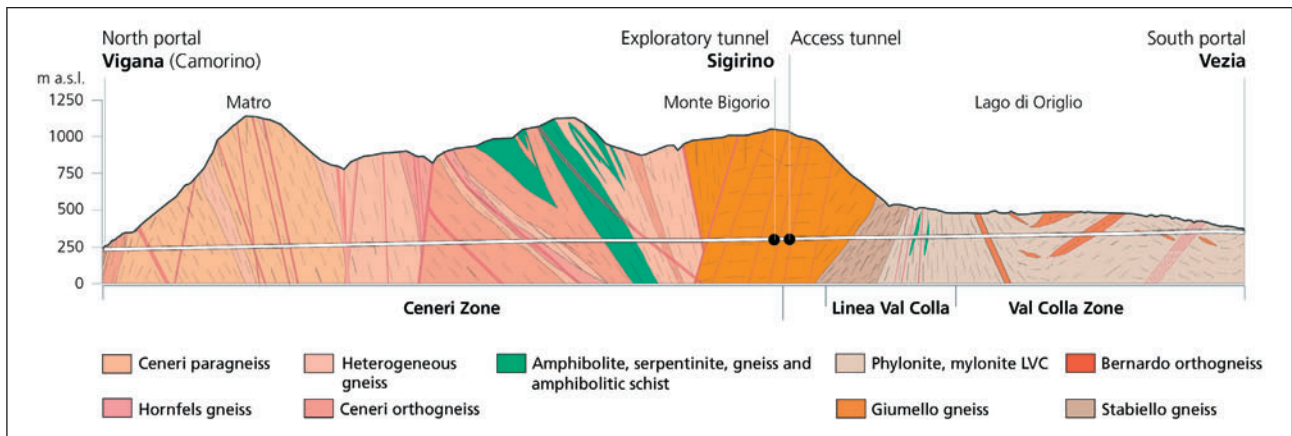
The excavation of the tunnel is performed by drill and blast technique from the intermediate conjunction area located at Sigirino, roughly in the middle of the Ceneri Base Tunnel. This conjunction area was built by other companies in recent years and consists of various external logistical areas, a 2.3 km long geological exploration tunnel (so-called CPS, now used for air supply underground), a parallel tunnel which is the main access to the tunnel (FIS) and an operational cavern (CAOP) which is the most important part of the base tunnel construction logistics (Fig. 5).



2 The New Rail Link crosses the Alps with minimal gradients (Source: ATG)



3 Planimetric layout of Ceneri Base Tunnel (after [3]) (Source: ATG)



4 Geological section along the Ceneri Base Tunnel (Source: ATG)

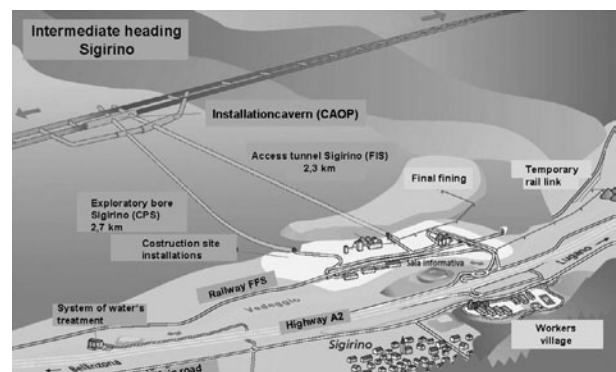
The excavation of Lot 852 is proceeding from the CAOP with 4 tubes, 2 towards the north (North-West and North-East tunnels) and 2 towards the south (South-West and South-East tunnels).

At the end of April 2010, excavation started in the South-East tube and then continued in the North-East and North-West tubes. At the end of October 2010, excavation started in the last tube the South-West tube.

Each of the 4 tubes is excavated using the following main equipment:

- 1 jumbo with 3 booms to drill the front face and the rock dowels of the base tunnel
- 1 jumbo with 2 booms to drill the front face, the rock dowels of the cross-passages and the suspended logistic platform
- 1 jaw crusher
- 1 Toro side-tipping loader
- 1 back hoe excavator with hydraulic hammer
- 1 suspended logistic platform

The excavated rock is removed by a conveyor system and the concrete used for the linings is produced in the plant located in the CAOP with a daily effective production capacity of more than 2000 m³. In Fig. 6 a planimetric layout illustrates the current state of work (January 2012). A total of 6875 m of the base tunnel has been excavated, specifically 3780 m towards the north and 3095 towards the south. Moreover, 6 cross-passages in each direction have been accomplished, accounting for a total length of 508 m, as well as 375 m of by-pass tunnels (Table 1).



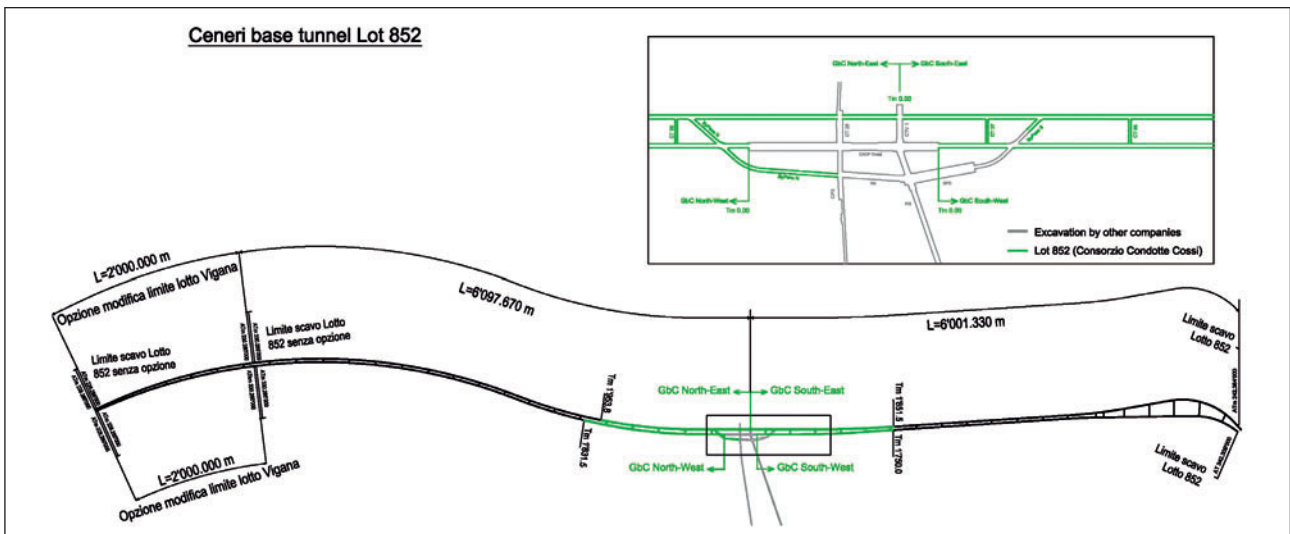
5 Intermediate conjunction area at Sigirino (after [5])

The project includes 10 different sections of excavation according to the geomechanical conditions of the rock. These vary from a light section (SPV1), requiring flat invert, a limited number of short rock dowels and thin shotcrete lining, to a heavy one (SPV 10), requiring circular invert, steel ribs in both the crown and the invert, a large number of long rock dowels and thick shotcrete lining. Intermediate sections (SPV 5 to 6) require curved invert, steel ribs only in the crown, rock dowels along the complete tunnel side wall and thick shotcrete lining (Fig. 7).

Until now, tunnels in the northern part have been excavated mainly through paragneiss (Gneiss Giumello and Gneiss Misti) and ultra-basic rocks (Anfiboliti), while in the southern part excavation was mainly through the Gneiss Giumello and the Val Colla Line.

Tunnel	Start	From Tm	To Tm	Length [m]	Total [m]		Cross Tunnel		Bypass
							No.	Length [m]	Length [m]
North-West	15.06.2010	0	1831.5	1831.5	3779.3	6874.8	6	249.0	331.1
North-East	01.05.2010	6	1953.8	1947.8					
South-West	21.10.2010	500	1750.0	1250.0	3095.5	6874.8	6	259.0	43.7
South-East	26.04.2010	6	1851.5	1845.5					

Table 1 Length of tunnels excavated (as of: January 31st, 2012)



6 Planimetric layout of the state of work (January 2012, the excavated tunnels are shown in green)

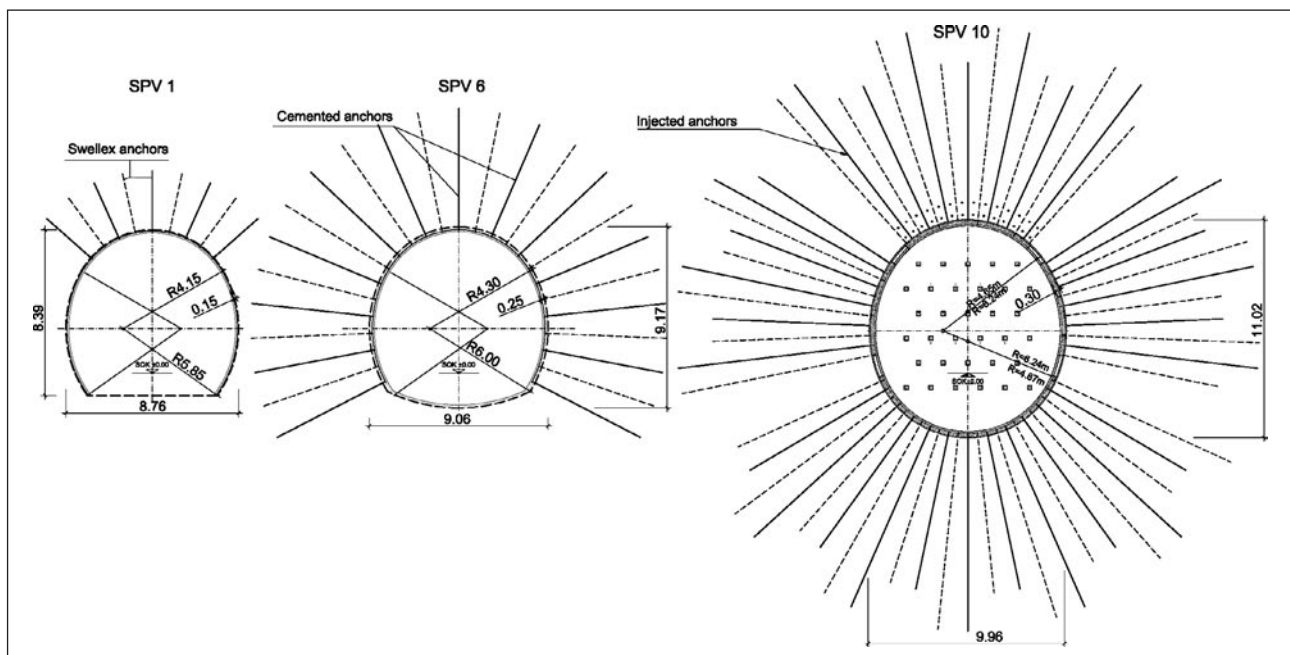
Due to the real mechanical behaviour of the rock mass, the tunnels were executed by applying sections of excavation heavier than those expected in the project, especially in the Northern tunnels (Figs. 8 + 9).

Towards the north, about 65 % of the total length was expected to be excavated with sections 1 and 2, whereas sections 3 and 4 were mainly applied. In the southern direction, sections ranging from 7 to 10 were expected to be applied along the entire Val Colla Line (about 600 m), but they were applied for just the first 250 m (i.e. from Tm 945 to Tm 1189 in the East tube and from Tm 995 to Tm 1250 in the West tube). Very difficult conditions have been encountered in this zone, due to the presence of a big fault with completely disjointed rock material. For this reason, about 40 m

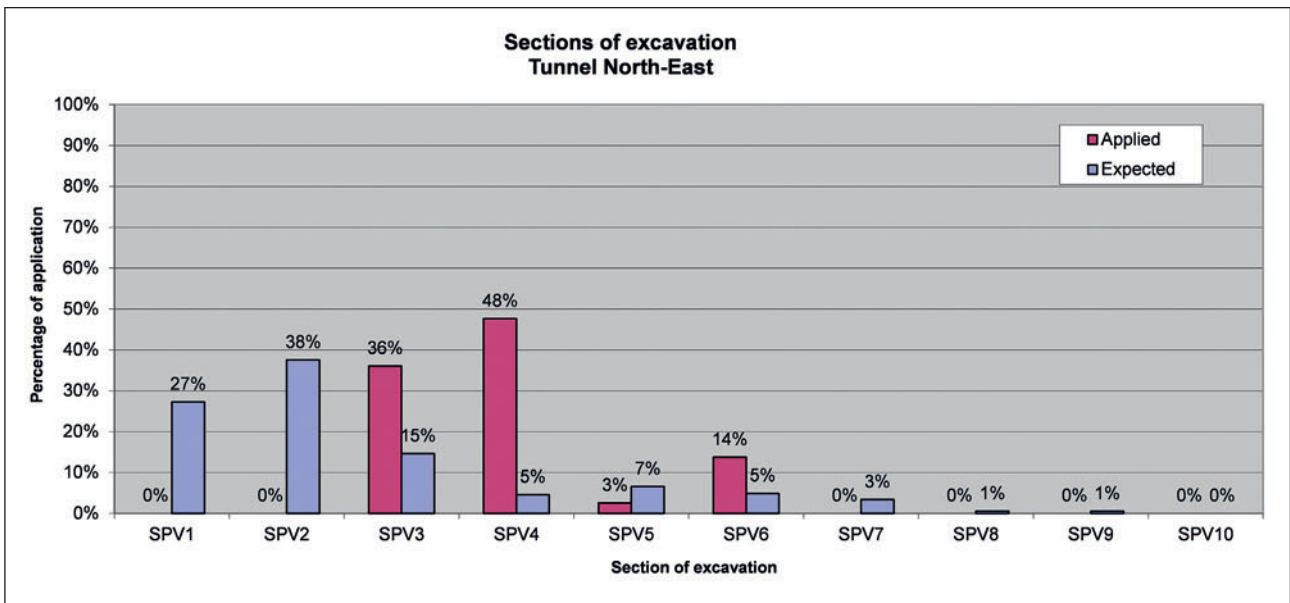
in the East tunnel and 75 m in the West tunnel were excavated with a number of anchor bolts and steel ribs over the limit expected for section 10. In the following portion of the Val Colla Line, the mechanical properties of the rock mass are better, meaning that sections 4 and 6 were applied.

4 Geological risks occurring during excavation

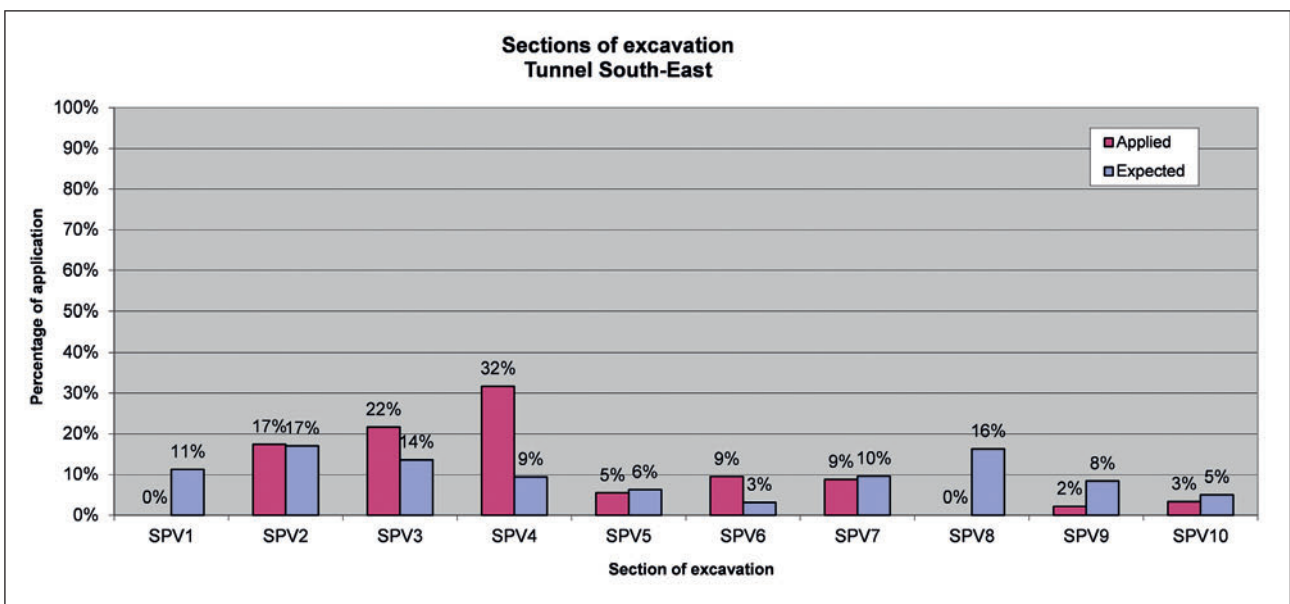
In the following paragraphs, 3 typical examples of the geological risks occurring during excavation of the CBT are presented. All 3 examples relate to excavation through the Gnesiss Giumello and the Val Colla Line formations, which until now have been the geological formations characterised by the poorest mechanical properties.



7 Examples of different sections of excavation



8 Comparison between applied and expected sections of excavation along the North-East tunnel (total length 1948 m)



9 Comparison between applied and expected sections of excavation along the South-East tunnel (total length 1845 m)

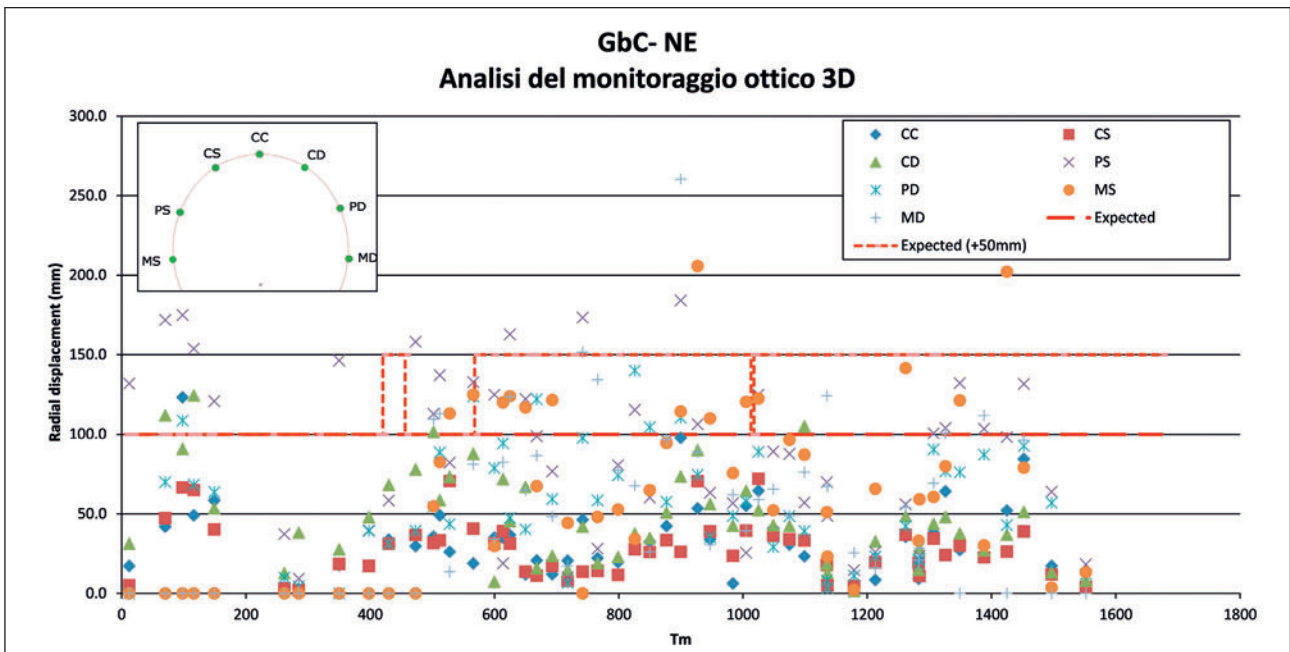
4.1 Large displacements along the tunnel side wall

The geomechanical properties of the Gneiss Giumello matrix are poor, both in terms of resistance ($UCS = 17 \pm 12$ MPa) and deformability ($E = 24 \pm 22$ GPa), and at least 2 very unfavourable oriented discontinuity systems are present in the rock mass at the tunnel scale. Also the schistosity of the rock is sub-parallel to the tunnel axis and tangent to the east side of the crown.

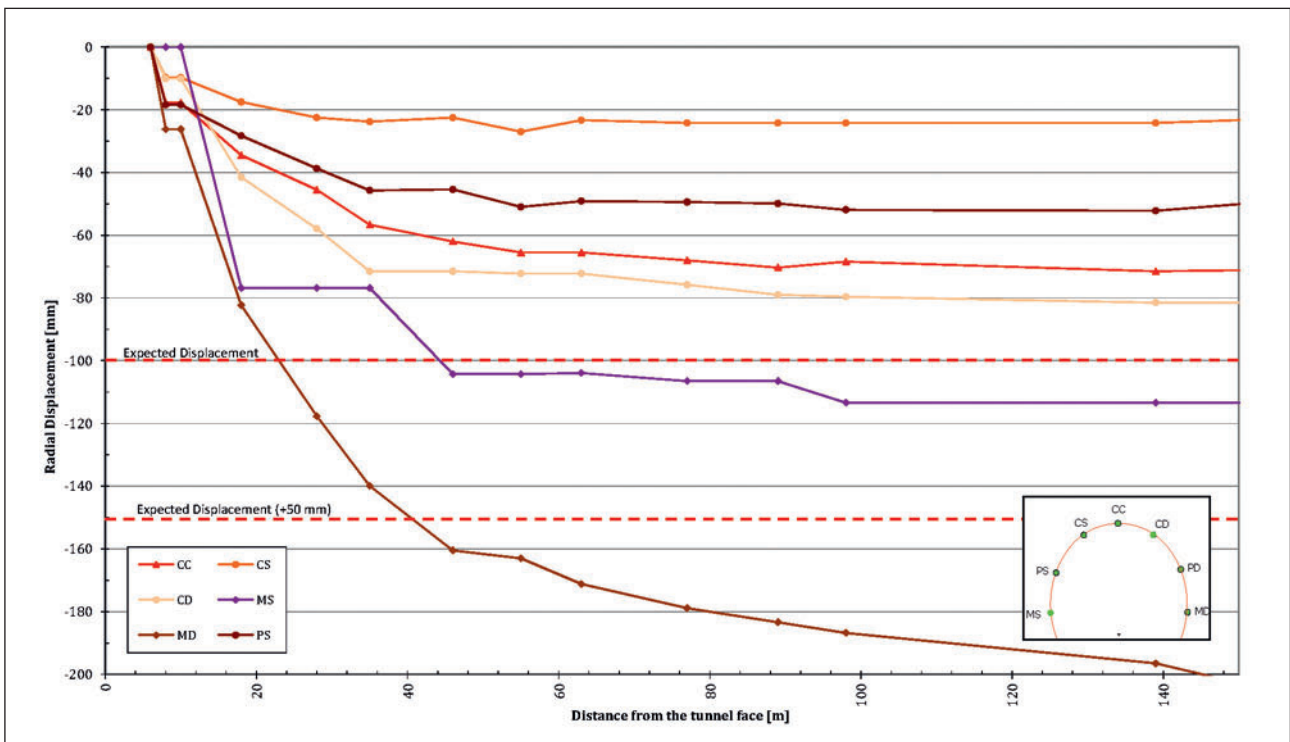
Due to its geomechanical properties, large convergences were experienced during excavation through the Gneiss Giumello, especially along the Northern tunnels. In Fig. 10, the displacements measured in the 3D monitoring stations along the North-East tunnel are presented.

All along the tunnel side walls, displacements were always somewhat larger than those expected for the section of excavation applied. Moreover, the distribution of the displacements along the tunnel profile was very anisotropic, with a minimum value less than 20 mm and a maximum greater than 150 mm. Maximum displacements are usually located in the wall of the tunnel, while the minimum ones are located in the crown (Fig. 11).

As a consequence, the shotcrete lining was fissured and the steel ribs, if present, were pulled inside the theoretical profile of the tunnel, meaning that in many cases the lining was restored (Fig. 12).



10 Maximum displacements observed along the North-East tunnel



11 Displacements observed along the North-East tunnel at Tm 900

In addition, the sections excavated with flat invert were re-excavated locally in order to realise a curve invert to contrast with the non-stabilised displacements.

4.2 Re-excavation of the tunnel section

The first 40 m of the North-West tunnel was tackled in a fault zone with a section of excavation SPV4. In this case, very large and instable displacements were experienced, as well

as pullout of the anchor bolts and steel ribs. Due to the large displacements, the geometry of the tunnel was in under-profile all along this zone, especially in the east side wall of the tunnel (Fig. 13).

In order to restore the inner theoretical profile and the efficiency of the lining, re-excavation of the section was executed and a section SPV 7 applied (Fig. 14). The cross-section

of the tunnel was therefore increased and the invert shape changed from flat to circular.

Similarly, the side walls of the CAOP along the 45 m adjacent to the North-West tunnel were fissured, and it was necessary to create a curved invert to contrast with the increasing displacements.

Work was completed in only 20 days and it was effective in order to restore the static efficiency of the lining and to stop the tunnel deformations.

4.3 Tunnel face collapse

So far, the Southern tunnels have been excavated in the Gneiss Giumello formation for roughly 1 km, as well as for about 660 m and 530 m, respectively, along the East tube and West tube in the Val Colla Line. The formation currently being excavated is the Gneiss Stabiello.

The beginning of the Val Colla Line is characterised by the presence of a very important fault zone with an apparent thickness of about 200 m. All along this zone, so-called kakirite rock is present, i.e. mainly a fault breccia rock with zero tensile resistance.

Due to the very poor geomechanical properties of the kakirite rock, along the South-East tube a chimney-like collapse occurred at Tm 1095 (3 May, 2011). A total of about 150 m³ of rock dropped into the tunnel from the front face and the crown; deformations all along the tunnel for about 30 m behind the face were induced (Fig. 15). Excavation was then stopped in order to consolidate the surrounding rock and to be able to restart.

The geometry of the chimney void above the tunnel roof was successfully determined by means of an accurate investigation performed with a total of 10 drilling boreholes (Fig. 16). Specifically, 3 boreholes drilled from the adjacent cross-passage and 7 from the tunnel face.

The void was refilled by cemented injections performed through large rock dowels made from hollow bars, and the rock was consolidated by overlapping forepole umbrellas. It was also necessary to reinforce the lining all along the 15 m behind the tunnel face by means of 12 m long rock dowels and the repositioning of steel ribs.

Excavation restarted only 6 days after the collapse, applying a circular section and reducing the area of the face using multiple drifts and ensuring that each face was stable before the next drift was excavated.

The number of rock dowels performed along the following 37 m was over the upper limit expected for section SPV 10: for example, in the first 10 m, more than 500 rock dowels were applied.



12 Fissured lining along North-East tunnel at Tm 800

The sections used to excavate the tunnel in the remaining fault zone were effective in contrasting the rock deformations and preventing face failure.

5 Conclusion

The geological formations excavated in each direction along the first kilometre of Lot 852 of the Ceneri Base Tunnel are characterised by poor geomechanical properties. In this



13 Fissured lining in the North-West tunnel and steel rib deformation (Tm 0-40)



14 Section re-excitation in the North-West tunnel (Tm 0-40)



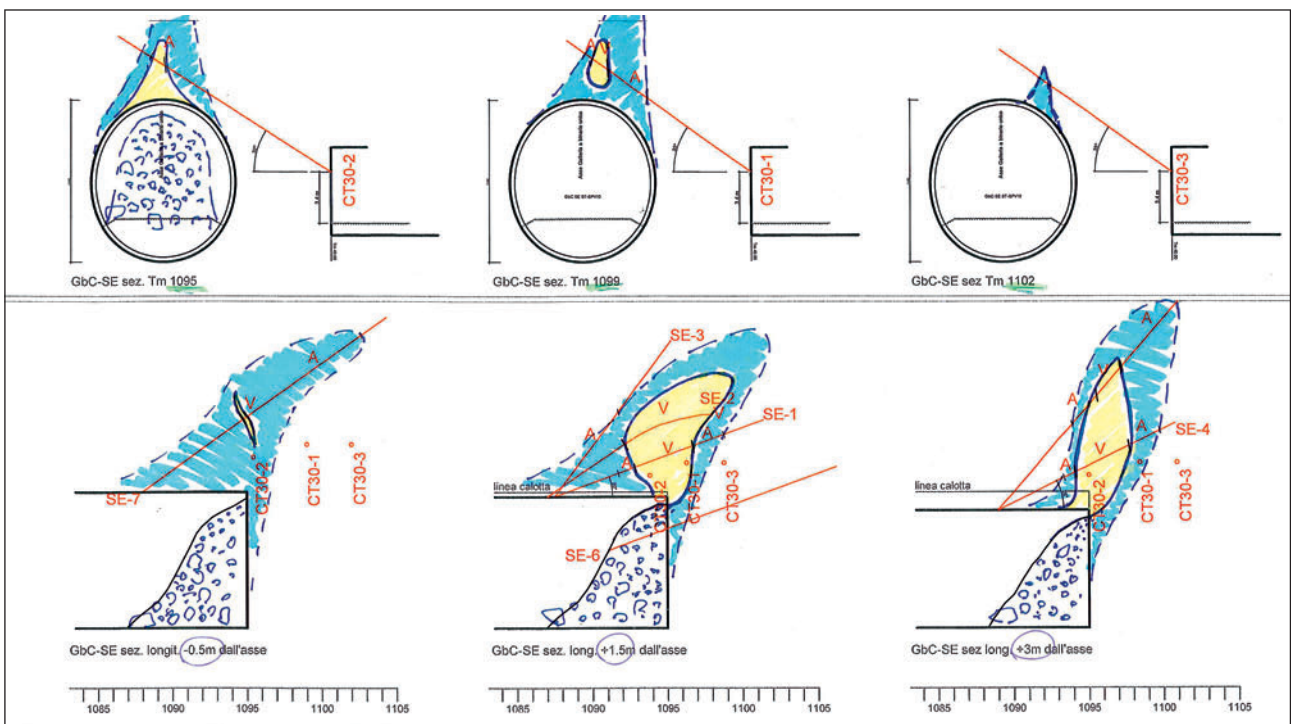
15 Full face failure occurred in the South-East tunnel at Tm 1095

paper, 3 typical examples of geological risks that occurred during excavation through these formations are described in terms of the rock tunnel interaction. Thanks to the effective collaboration with the Project and Construction Management, these risks were quickly and successfully resolved and their influence on the excavation speed minimised.

The tunnels are now under construction in a better quality rock and the progress of the 4 tubes complies with the time scheduled.

References

- [1] Rossi, D.: Ceneri Base Tunnel. Tunnel (4/2009), p. 49–51.
- [2] Merlini, D.: The Ceneri Base Tunnel: conceptual and construction aspects. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee n. 89 (marzo 2009), p. 8–14.
- [3] Pini, O. & Skaanes, S.: Ceneri Base Tunnel. Tunnel (4/2009), p. 44–47.
- [4] Pini, O.: The Ceneri Railway Base Tunnel (15.4 km) in the southern Swiss Alps (Gotthard AlpTransit). ITA-AITES World Tunnel Congress 2009.
- [5] Merlini, D.: Galleria di base del Ceneri. Quarry and Construction (3/2009), p. 57–69.
- [6] Morandi, S.: working communication.



16 Geometry of the chimney-like collapse that occurred in the South-East tunnel at Tm 1095, as determined by means of 10 drilling boreholes (yellow: void; blue: disjointed rock; after [6]).

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

Alex Sala, Dipl. Bauing. FH, IG GBTS, Amberg Engineering AG, Regensdorf/CH

Raphael Wick, Dipl. Bauing. ETH/SIA, IG GBTN, Gähler und Partner AG, Ennetbaden/CH

Vortriebe am Gotthard-Basistunnel – ein Rückblick

Erfahrungen und Lehren aus Sicht des Bauherrn

Am 23. März 2011 erfolgte zwischen Faido und Sedrun der letzte Durchschlag in der Weströhre des Gotthard-Basistunnels (GBT). Eine 15-jährige Geschichte des Einsatzes von verschiedensten Vortriebsmethoden ging damit zu Ende. Zu Recht stellt sich die Frage, ob die jeweilige Wahl der Vortriebsmethoden richtig war, wie sich die Methoden bewährt haben und welche Erfahrungen und Lehren sich aus den Vortrieben am GBT für künftige Grossprojekte mitnehmen lassen.

Drives in the Gotthard Base Tunnel – a Review

Findings and lessons learned from the client's viewpoint

On 23 March 2011 the final breakthrough took place in the western drive of the Gotthard Base Tunnel (GBT) between Faido and Sedrun. As a consequence, a 15-year long period involving the application of all kinds of tunnelling methods came to an end. Quite justifiably, the issue can be raised whether the selection of the particular tunnelling methods was correct, how the methods have proved themselves and which findings and lessons can be obtained from the drives in the GBT for future major projects.

1 Grundlagen

Für das Tunnelsystem des nominell 57 km langen Gotthard-Basistunnels (GBT) mussten insgesamt 151.8 km Tunnel, Stollen, Kavernen und Schächte ausgebrochen werden. Zwecks Optimierung der Gesamtbauphase wurde der Tunnel in die 5 Teilabschnitte Erstfeld, Amsteg, Sedrun, Faido und Bodio unterteilt (Bild 1).

Die Hohlräume des GBT befinden sich grösstenteils im Aar-massiv, im Tavetscher Zwischenmassiv, im Gotthardmassiv und in der penninischen Gneiszone und weisen unter dem Piz Vatgira Überlagerungshöhen bis 2350 m auf (Bild 2). Über 90 % der Gesteine in diesen tektonischen Einheiten waren von bautechnisch guter Qualität mit hohen Festigkeiten und geringem Verformungspotenzial. Weniger als 10 % der gesamten Tunnellänge kamen in bautechnisch ungünstigen Zonen zu liegen. Dabei ist primär der nördliche Teil des Tavetscher Zwischenmassivs zu erwähnen (TZM) mit einer rund 1.15 km langen Zone mit druckhaftem Gebirge. Aber auch in der Intschizone, in der Urseren-Garvera-Zone und in der Bergsturzmasse der Ganna di Bodio wurden bautechnisch schwierige Verhältnisse erwartet. Die in der Phase des Vorprojektes als bautechnisch äusserst schwierig beurteilte

1 Principles

Altogether 151.8 km of tunnels, headings, caverns and shafts had to be excavated for the tunnel system of the nominally 57 km long Gotthard Base Tunnel (GBT). The tunnel was split up into the 5 part-sections Erstfeld, Amsteg, Sedrun, Faido and Bodio to optimise the total construction time (Fig. 1).

The GBT's cavities are largely to be found in Aar massif, Tavetsch intermediate massif, Gotthard massif and in the Penninic gneiss zone, and possess overburden heights of up to 2350 m below the Piz Vatgira (Fig. 2). In excess of 90 % of these rocks in these tectonic units was of good quality in terms of the ground behaviour with high strengths and low deformation potential. Less than 10 % of the total tunnel length was located in zones unfavourable for tunnel construction. In this context, first and foremost the northern part of the Tavetsch intermediate massif (TZM) should be mentioned involving a roughly 1.15 km long zone with squeezing rock. However, tricky conditions in technical terms were also expected in the Intschi Zone, the Urseren Garvera Zone and in the Ganna di Bodio rockfall mass. The Piora Zone, which was assessed

Les travaux d'avancement du Tunnel de Base du Saint-Gothard: bilan

Expériences et leçons tirées par le maître d'ouvrage

Le dernier percement du Tunnel de Base du Saint-Gothard entre Faido et Sedrun a eu lieu le 23 mars 2011. Il met fin à 15 ans d'histoire pendant lesquels on a fait appel aux modes d'avancement les plus divers. On peut se demander à juste titre si le choix des méthodes d'avancement était chaque fois le bon, si les méthodes se sont montrées efficaces et quelles sont les expériences et leçons que l'on peut tirer des travaux d'avancement du tunnel du Saint-Gothard pour d'autres grands projets futurs.

Avanzamenti nella Galleria di Base del Gottardo – una retrospettiva

Esperienze e lezioni dal punto di vista dell'impresario

Il 23 marzo 2011 c'è stata l'ultima caduta di diaframma nel tunnel ovest della galleria di base del Gottardo (GBT), con la quale si è conclusa la storia quindicennale dei più svariati tipi di avanzamento. È lecito domandarsi se la scelta dei metodi di avanzamento sia stata corretta, quali siano i risultati e quali esperienze e lezioni si possano trarre dagli avanzamenti nella GBT per i futuri progetti di grandi dimensioni.

Piora-Zone erwies sich aufgrund der umfangreichen Voraussondierungen bis zum Bauprojekt 1999 schliesslich als bautechnisch günstig.

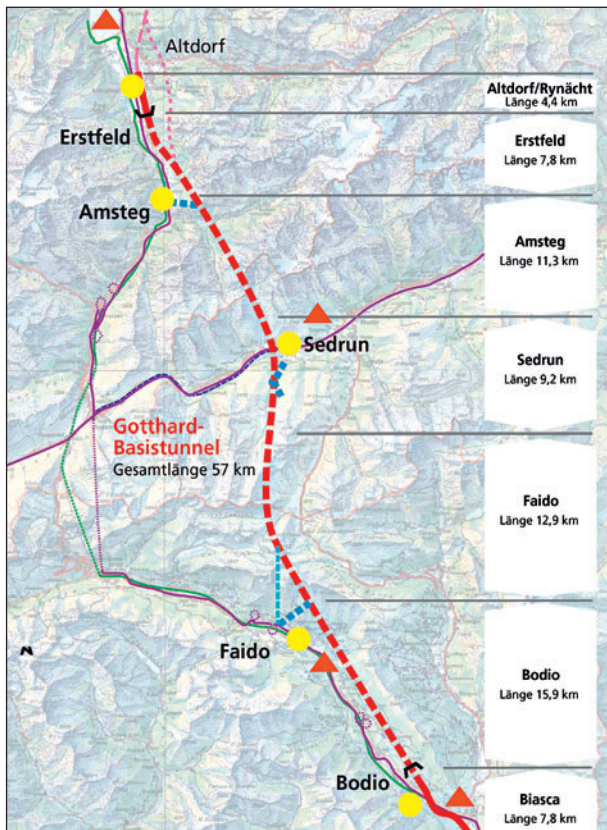
Das Baugrundmodell 1999 (Bild 2) ging für die Bereiche vom Nordportal bis zur Chièra-Synform von einer steilstehenden Lagerung aus, bei welcher die tektonischen Grenzen mit den

as being extremely tricky during the preliminary design phase, turned out to be technically favourable thanks to the extensive advance explorations undertaken before the tender design in 1999.

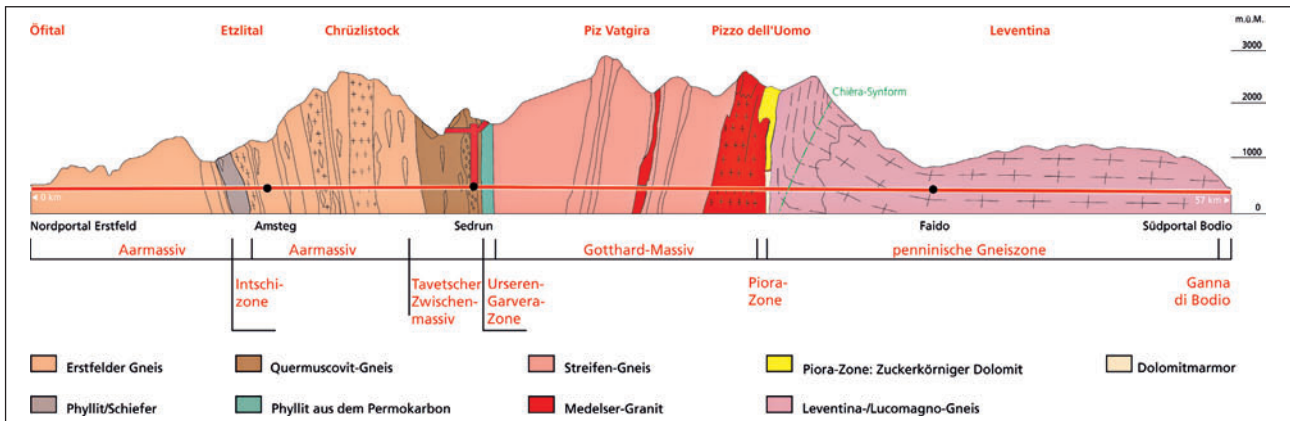
The 1999 ground model (Fig. 2) foresaw a perpendicularly standing formation for the areas from the north portal to the Chièra Synform, signifying that the drives would penetrate the tectonic limits practically at a right angle. To the south of the Chièra Synform flat-lying schistosity in the Lucomagno and Levantine gneisses were expected.

The rock's physical properties and its behaviour during excavation which, amongst others, greatly depends on the joint system, are determining the rock's workability and the required amount of support. The hazard scenarios presented in Fig. 3 were classified as dominant.

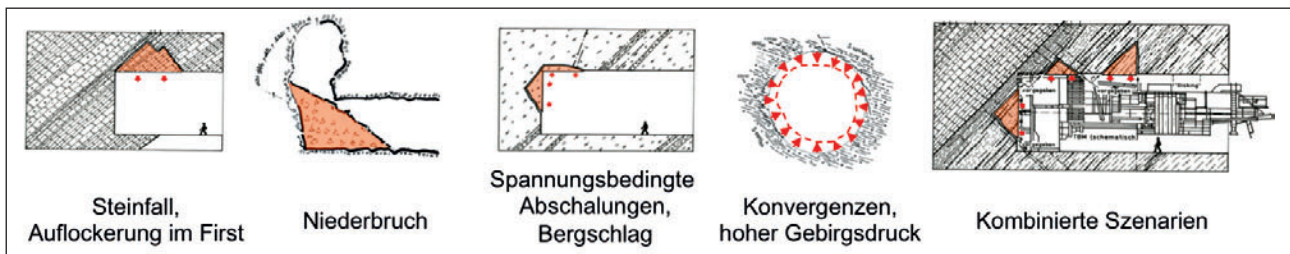
Furthermore, additional demands from the ground conditions had to be mastered, such as high original temperatures anticipated in the rock of up to 50°C. In addition, ingressing water with high initial pressures of up to 200 bar was anticipated (Figs. 4a + b).



1 Situation des GBT mit Lage der Installationsplätze und der Ausbruchdeponien
Lay-out of the GBT with position of the installation yards and the muck disposal sites



2 Geologisches Längensprofil des GBT gemäss Prognose 1999 (vereinfacht ATG)
GBT longitudinal profile in keeping with the 1999 prognosis (simplified ATG)



3 Wichtigste Gefährdungsbilder
Most important hazard scenarios

Vortrieben praktisch rechtwinklig durchörtert werden. Südlich der Chièra-Synform wurde von flachliegenden Schieferungen in den Lucomagno- und Leventina-Gneisen ausgegangen.

Die physikalischen Eigenschaften des Gebirges und dessen bautechnisches Verhalten, welches u.a. stark vom Trennflächengefüge abhängig ist, sind massgebend für die Lösbarkeit des Gebirges und den erforderlichen Sicherungsaufwand. Die in Bild 3 dargestellten Gefährdungsbilder wurden als dominant eingestuft.

Daneben waren weitere Anforderungen aus dem Baugrund zu beherrschen, wie die bis zu ca. 50°C erwarteten hohen Ursprungstemperaturen des Gebirges. Zudem war mit Wassereintritten mit hohen initialen Drücken bis zu 200 bar zu rechnen (Bild 4a + b).

2 Wahl der Vortriebsmethoden

Die Randbedingungen des Baugrundes liessen über weite Strecken sowohl einen TBM-Vortrieb als auch einen konventionellen Vortrieb (Sprengvortrieb, in speziellen Fällen mechanischer Abbau) zu. Sowohl bei der Ausschreibung der Hauptlose als auch beim abschliessenden Vergabeentscheid waren die folgenden Projektanforderungen bei der Wahl der Vortriebsmethoden zu berücksichtigen [1]:

- der Baugrund in seiner Gesamtheit, gemäss den Erkenntnissen aus den geologischen Erkundungen (Gebirgseigenschaften und Tragverhalten, Wasser, Störzonen)

2 Selecting the driving methods

In general the ground conditions allowed for both a TBM drive as well as a conventional drive (drill and blast, mechanised extraction in some cases) over long distances. The following project requirements had to be taken into account for selecting the driving methods during the tendering and award phase of the main construction contracts [1]:

- the ground, in keeping with the findings from geological investigations (rock properties and bearing behaviour, water, fault zones)
- the excavation geometry
- the development and logistics of each individual driving point
- demands applying to occupational safety
- environmental demands (including no impermissible influencing of third parties)
- project-specific demands relating to costs/deadlines/quality
- legal marginal conditions
- risk considerations on the part of the client and contractor

The following risk policy was established by the client to select finally the driving methods contained in the tender:

1. Only driving methods which are based on known technology can be applied, i.e. no experiments are undertaken on the world's longest tunnel.
2. The client only dictates the driving methods, where compelling boundary conditions preclude the one or other method.

- die Ausbruchgeometrie
- die Erschliessung bzw. die Logistik jeder einzelnen Vortriebsstelle
- Anforderungen bezüglich der Arbeitssicherheit
- Umweltauflagen (u.a. keine unzulässige Beeinflussung Dritter)
- projektspezifische Anforderungen bezüglich Kosten/Terminen/Qualität
- rechtliche Randbedingungen
- Risikoüberlegungen des Bauherrn und des Unternehmers

Zur Festlegung der auszuschreibenden Vortriebsmethoden wurde bauherrnseitig die folgende Risikopolitik festgelegt:

1. Es kommen nur Baumethoden zum Einsatz, welche auf bereits bekannter Technik beruhen, d.h. es werden keine Experimente am längsten Tunnel der Welt gemacht.
2. Der Bauherr gibt die Vortriebsmethode nur in jenen Fällen vor, wo zwingende Randbedingungen die eine oder die andere Methode ausschliessen.
3. In allen übrigen Fällen soll der Unternehmer in Kenntnis des umfassenden Beschreibs des Baugrundes die für ihn optimale Methode festlegen.
4. Wo der Bauherr mehrere Methoden als gleichwertig betrachtet, schreibt er diese gleichwertig aus, um direkt vergleichbare Angebote zu bekommen.

Die folgenden Restriktionen galt es zu berücksichtigen:

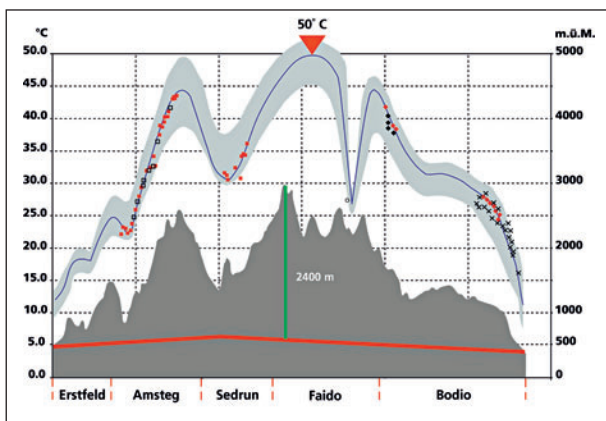
- a) Die Plangenehmigungsverfügung für den Teilabschnitt Erstfeld schloss einen Sprengvortrieb (SPV) wegen der zu erwartenden Immissionen auf die naheliegenden Wohnsiedlungen aus.
- b) Die stark variablen Querschnitte im Bereich der Multifunktionsstellen (MFS) Faido und Sedrun schlossen hier einen TBM-Vortrieb aus.
- c) Im Teilabschnitt Sedrun schlossen die Erschliessung der Vortriebsstellen über zwei 800 m tiefe Schächte und die sowohl im Nord- wie im Südvortrieb erwarteten stark druckhaften Gebirgsverhältnisse einen TBM-Vortrieb zur Gänze aus.
- d) Im Bereich der Leventina war es aus Platzgründen unmöglich, das notwendige Deponievolumen für die Ablagerung

3. In all other cases the contractor is to determine the method he finds optimal based on a comprehensive description of the ground conditions.
4. Where the client regards several methods as being equal, he tenders them on an equal level in order to obtain directly comparable offers.

The following restrictions had to be taken into consideration:

- a) The construction permit for the Erstfeld part-section precluded a drill and blast drive on account of the anticipated immissions affecting the nearby residential districts.
- b) The extremely varying cross-sections at the Faido and Sedrun multi-function stations (MFS) precluded a TBM drive.
- c) In the Sedrun part-section the development of the excavation points via two 800 m deep shafts and the pronouncedly squeezing rock conditions expected completely precluded a TBM drive.
- d) For space reasons in the Leventine Valley it was impossible to find the necessary volume to dump the entire excavated material from the Faido part-section. The excavated material from the drive for the Faido single-track tunnels had to be stored together with the material from the Bodio part-section at the Buzza di Biasca dump on the southern fringe of the project perimeter. This signified that for the first bore of the Bodio part-section the breakthrough to Faido had to be executed as quickly as possible to ensure the removal of the excavated material from the Faido part-section as alternative transportation by road was not feasible for ecological reasons. As a result, a transport tunnel from the Faido MFS and the application of a double-shield TBM with segment lining was intended to assure the quick breakthrough to Faido in the advancing eastern bore.

Table 1 displays the restrictions to the driving methods as seen by the client based on these general conditions. There were no additional restrictions with regard to costs, deadlines and quality. The demanded quality was to be guaran-



4a+b Prognostizierte Gebirgstemperaturen und Wasserzutritte mit hohem Druck
Prognosed rock temperatures and water inflows under high pressure



	Erstfeld EST	Amsteg EST	EST N	Sedrun MFS	EST S	Faido EST	MFS	Bodio EST
Baugrund			keine TBM					
Ausbruchgeometrie				keine TBM			keine TBM	
Erschliessung/Logistik/ Arbeitssicherheit			keine TBM	keine TBM	keine TBM			
Umweltanforderungen	kein SPV							
Kosten/Termine/Qualität								
Rechtliche Randbedingungen	kein SPV							
Risikoüberlegungen			keine TBM	keine TBM	keine TBM			

Table 1 Einschränkungen der Vortriebsmethoden aus Sicht des Bauherrn (EST = Einspurtunnel)

	Erstfeld EST	Amsteg EST	EST N	Sedrun MFS	EST S	Faido EST	MFS	Bodio EST
Ground			no TBM					
Excavation geometry				no TBM			no TBM	
Development/logistics/ industrial safety			no TBM	no TBM	no TBM			
Environmental demands	no D&B							
Costs/deadlines/quality								
Legal basic conditions	no D&B							
Risk considerations			no TBM	no TBM	no TBM			

Table 1 Restrictions of the driving methods seen from the client's viewpoint (EST = Single Track Tunnel)

des gesamten Ausbruchmaterials aus dem Teilabschnitt Faido zu finden. Das Ausbruchmaterial aus dem Streckenvortrieb der Einspurtunnel Faido musste zusammen mit dem Ausbruchmaterial aus dem Teilabschnitt Bodio in der Deponie Buzza di Biasca am Südrand des Projektperimeters abgelagert werden. Dies bedeutete, dass bei der ersten Röhre des Teilabschnitts Bodio möglichst rasch der Durchschlag nach Faido erfolgen musste, um den Abtransport des Ausbruchmaterials aus dem Teilabschnitt Faido zu gewährleisten, da entsprechende Strassentransporte aus Gründen des Umweltschutzes nicht infrage kamen. Ein Transportstollen ab der MFS Faido und der Einsatz einer Doppelschild-TBM mit Tübbingausbau sollte deshalb in der vorausseilenden Oströhre den raschen Durchschlag nach Faido gewährleisten.

Aus diesen Randbedingungen ergaben sich die in **Tab. 1** dargestellten Einschränkungen der Vortriebsmethoden aus Sicht des Bauherrn. Bezüglich der Anforderungen „Kosten, Termine und Qualität“ gab es keine Einschränkungen, da die geforderte Qualität ungeachtet der Vortriebsmethode zu garantieren war, die terminlichen Randbedingungen klar formuliert waren und bei den Kosten auf die regulierende Wirkung des Marktes gesetzt wurde.

Der Bauherr beurteilte einen Sprengvortrieb für die langen Vortriebe im Teilabschnitt Bodio als unwirtschaftlich. Deshalb wurde auf die Ausschreibung eines solchen als Amts-

teed regardless of the driving method. The boundary conditions for scheduling were clearly formulated and the costs were subjected to the market's regulating influence.

The client felt that a drill and blast drive would be uneconomical for the long drives in the Bodio part-section. As a result, no official variant of this kind was submitted to tender. However, corresponding contractor variants were permitted. For the Amsteg and Faido part-sections the TBM solution was entered as an official proposal and the conventional drive as an official variant on an equal basis (**Tab. 2**).

It was mandatory to offer the official solution. The provision of one or several offers for the variants was optional. The bidder reacted with corresponding offers to the tendering concept. **Fig. 5** shows the amount of offers received per part-section in percentage of the most favourable offer per part-section prior to technical adjustment. It is clearly visible that in the Faido part-section at least drill and blast was thoroughly accepted as an economically competitive solution.

The offer that the client found most economical was awarded in each case. The official solution was approved in each case for the part-sections Amsteg (TBM drive) and Sedrun (conventional drive). Contractor variants were chosen in each case for Erstfeld, Faido and Bodio. A larger TBM diameter was applied in Erstfeld (reutilisation of the Amsteg TBM) within the scope of a lump sum offer. For the Faido and

	Erstfeld	Amsteg	Sedrun	Faido	Bodio
Amtslösung	Gripper-TBM	Gripper-TBM	Konv. Vortrieb	Gripper-TBM	Ost: Doppelschild-TBM West: Gripper-TBM
Amtsvariante	keine	Sprengvortrieb	keine	Sprengvortrieb Felsicherungskonzept TBM: Anker/Stahleinbau	keine
Zugelassene Unternehmervarianten	nur auf Basis TBM-Vortrieb	„langsamer“ TBM-Vortrieb (gleiche Bauzeit wie SPV)	Kalottenvortrieb	Loskombination Bodio/Faido unter Berücksichtigung der längeren Gesamtbauteit des SPV	
					Sprengvortrieb Ost: Gripper-TBM

Table 2 Ausschreibungskonzept

	Erstfeld	Amsteg	Sedrun	Faido	Bodio
Official solution	Gripper-TBM	Gripper-TBM	Conv. drive	Gripper-TBM	East: Double shield TBM West: Gripper-TBM
Amtsvariante Official variant	none	Drill and Blast	none	Drill and Blast Rock support concept TBM: anchors/steel ribs	none
Allowed contractors variant	only on TBM drive basis	“slower” TBM drive (same construction time as D & B)	Top heading/ Bench method	Combined Bodio/Faido section taking the longer overall time for constructing the D & B into account	
					Drill and Blast East: Gripper-TBM

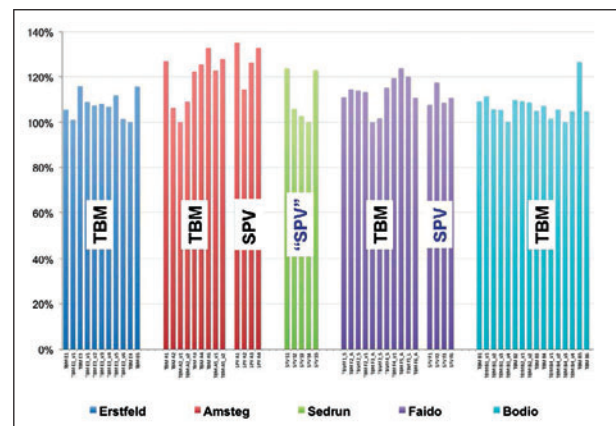
Table 2 Tendering concept

variante verzichtet. Entsprechende Unternehmervarianten wurden jedoch zugelassen. In den Teilabschnitten Amsteg und Faido wurde die TBM-Lösung als Amtsvorschlag und der konventionelle Vortrieb als Amtsvariante gleichwertig ausgeschrieben (Tab. 2).

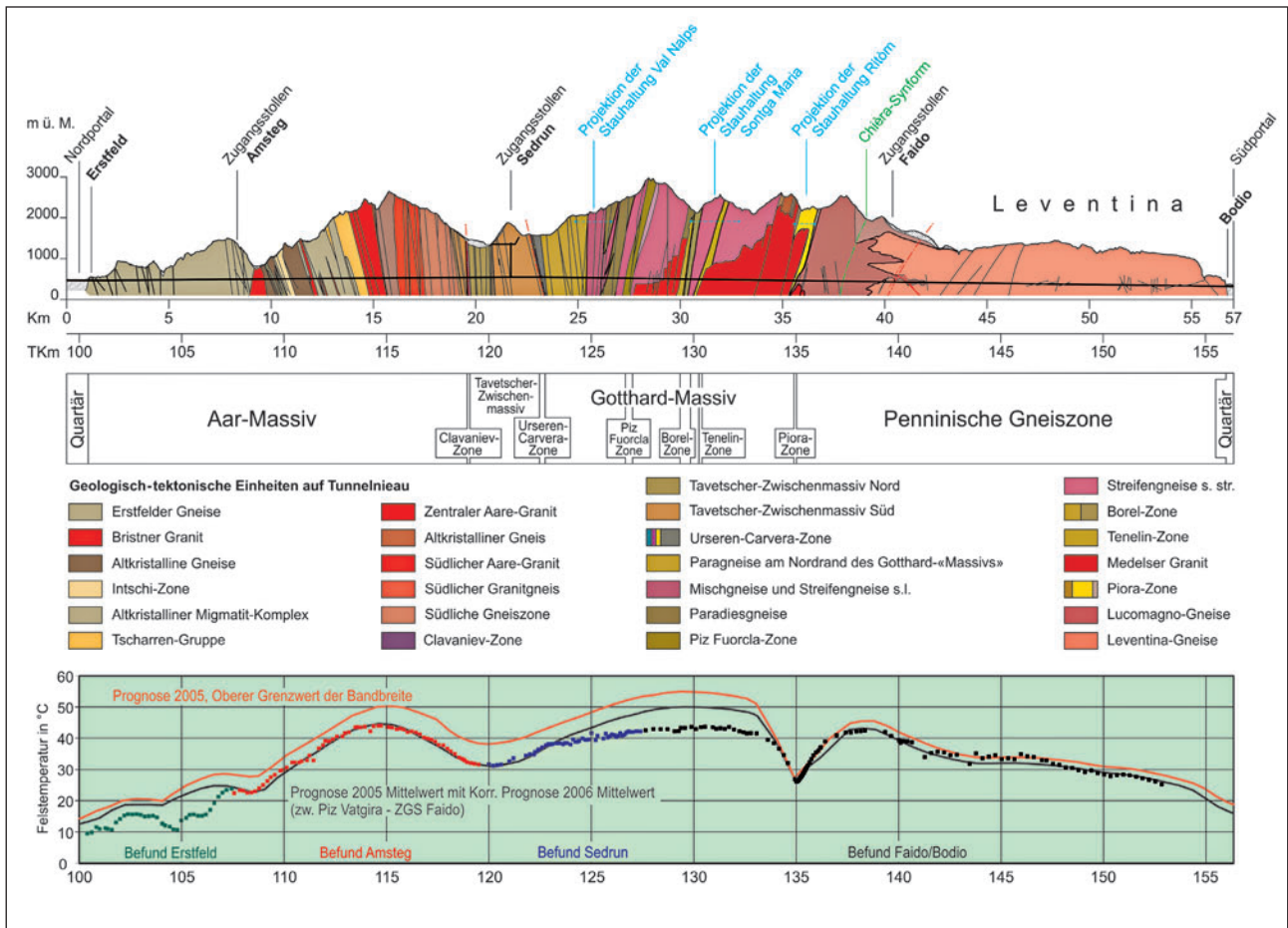
Die Amtslösung musste zwingend angeboten werden. Die Abgabe eines oder mehrerer Angebote zu Varianten war fakultativ. Die Bewerber reagierten mit entsprechenden Angeboten auf das Ausschreibungskonzept. Bild 5 zeigt die pro Teilabschnitt eingegangenen Angebote jeweils in Prozent des günstigsten Angebotes pro Teilabschnitt vor der technischen Bereinigung. Daraus ist erkennbar, dass zumindest im Teilabschnitt Faido der Sprengvortrieb durchaus als wirtschaftlich konkurrenzfähig zu bezeichnen war.

Zur Vergabe kam jeweils das für den Bauherrn wirtschaftlichste Angebot. Für die Teilabschnitte Amsteg (TBM-Vortrieb) und Sedrun (konventioneller Vortrieb) erhielt jeweils die Amtslösung den Zuschlag. Für Erstfeld, Faido und Bodio kamen jeweils Unternehmervarianten zum Zug. In Erstfeld kam ein grösserer TBM-Durchmesser (Wiederverwendung der TBM von Amsteg) im Rahmen eines Globalangebotes zum Einsatz. Für die Teilabschnitte Faido und Bodio wurde eine Loskombination mit nur 2 Gripper-TBM anstelle einer 3-Maschinenlösung (1 x Doppelschild Bodio, 1 x Gripper Bodio, 1 x Gripper Bodio/Faido) oder 4-Maschinenlösung gewählt (1 x Doppelschild Bodio, 1 x Gripper Bodio, 2 x Gripper Faido). Eine Loskombination wurde nur deshalb möglich, weil für den Vortrieb im Teilabschnitt Faido für Unternehmer-

Bodio part-sections a combination of only 2 Gripper TBMs instead of a 3-machine solution (1 x double-shield Bodio, 1 x Gripper Bodio, 1 x Gripper Bodio/Faido) or a 4-machine solution (1 x double shield Bodio, 1 x Gripper machine Bodio, 2 x Gripper Faido) was chosen. This type of combination was only possible because the construction period for driving the Faido part-section was extended by a year also for the contractor variant using a TBM drive corresponding to the extended time schedule of the drill and blast drive. Unit price contracts were applied everywhere except for the Erstfeld part-section.



5 Eingegangene Angebote jeweils in Prozent des günstigsten Angebotes pro Teilabschnitt vor Bereinigung
Offers received in each case as a percentage of the most favourable offer per part-section prior to adjustment



6 Geologisches Befundprofil mit Temperaturprofil (Dr. H. J. Ziegler)
 Geological report with temperature profile (Dr. H. J. Ziegler)

varianten mit TBM-Vortrieb eine um 1 Jahr längere Bauzeit entsprechend dem Sprengvortrieb zugestanden wurde. Abgesehen vom Teilabschnitt Erstfeld wurde überall das Modell des Einheitspreisvertrags gewählt.

3 Erfahrungen aus den Vortrieben

Zwischen Oktober 2001 und April 2002 wurden die Werkverträge für die Teilabschnitte Faido/Bodio, Amsteg und Sedrun unterschrieben. Im Teilabschnitt Erstfeld erfolgte dieser Schritt im März 2007.

Die Risikoabgrenzung zwischen Bauherrn und Unternehmer erfolgte dabei nach den Regelungen der Norm SIA 198 (1993). Diese Abgrenzung hält u. a. fest, dass der Bauherr für die Risiken des Baugrundes einstehen muss, sofern sich diese ausserhalb der vertraglich vereinbarten Grenzen befinden. Der Unternehmer seinerseits trägt das Baugrundrisiko innerhalb der vertraglich vereinbarten Grenzen und dabei insbesondere das Risiko für die eingesetzten Mittel (Geräte) und Methoden.

Nach den Vorbereitungsarbeiten starteten die Vortriebe ab dem Frühjahr 2002. Wenn nun die gewählten Vortriebsver-

3 Findings from the drives

Between October 2001 and April 2002 the works contracts for the Faido/Bodio, Amsteg and Sedrun part-sections were signed. This stage was reached for the Erstfeld part-section in March 2007.

In this context the defining of risks between the client and contractor took place in keeping with the regulations contained in the code SIA 198 (1993). According to this code, the client is responsible for ground risks outside the contractually agreed limits. The contractor bears the ground risk within the contractually agreed limits and particularly the risk for his means (equipment) and methods applied.

After completion of the access work the main drives began as from spring 2002. If the selected driving methods are now assessed regarding their suitability, the following 2 questions have to be answered:

1. Did the ground conditions correspond to the contractually agreed on ground model or rather which discrepancies were evident?
2. Did the means and methods applied fulfil the expectations set in them?

fahren bezüglich ihrer Eignung beurteilt werden sollen, gilt es folgende 2 Fragen zu beantworten:

1. Entsprach der Baugrund dem vertraglich vereinbarten Baugrundmodell bzw. welche Abweichungen gab es?
2. Haben die eingesetzten Mittel und Methoden die in sie gesteckten Erwartungen erfüllt?

3.1 Änderungen des Baugrundes und deren Auswirkungen

Das Baugrundmodell hat sich während der Vortriebsarbeiten grundsätzlich als richtig erwiesen. Trotzdem gibt es im geologischen Befundprofil (Bild 6) einige wesentliche Abweichungen gegenüber dem Prognoseprofil 1999 (Bild 2) zu vermerken.

Die wohl markantesten Änderungen sind das wesentlich längere Auftreten der Medelser Granite und das flachere Einfallen der Urseren-Garvera-Zone. In jedem Teilabschnitt ist über weitere Abweichungen zu berichten, welche nicht direkt aus dem Längensprofil erkennbar sind. Tabelle 3 gibt einen generellen Überblick über die angetroffenen Phänomene und deren Auswirkungen.

Die grössten Auswirkungen sind im Bereich der Multifunktionsstelle Faido entstanden. 27 Monate Bauzeitverlängerung und Mehraufwendungen von über 500 Mio. CHF waren nötig, um den dort unerwartet schwierigen Baugrund zu beherrschen [7].

Alle übrigen Abweichungen sind im Bereich der Prognosegenauigkeit angesiedelt. Positive und negative Kostenentwicklungen kompensieren sich dabei zum Teil. Bezogen auf die ursprüngliche Bestellsumme der Hauptlose im Betrag von 3675.5 Mio. CHF machen die baugrundbedingten Mehraufwendungen (unter Einschluss des Sonderereignisses MFS Faido) rund 20 % aus.

Die Verzögerungen bei den Vortrieben Bodio und Faido und die zu Beginn sehr günstige Entwicklung der Vortriebe von

3.1 Changes in the ground and their effects

The final ground model turned out to be essentially correct during the driving activities. Nonetheless, there are a number of basic discrepancies as opposed to the prognosis profile (Fig. 2) in the geological report assessment (Fig. 6).

The most significant changes are the considerably longer presence of the Medelser granites and the manner in which the Urseren Garvera Zone dips more flatly. There are further discrepancies to be reported on in each part-section, which are not directly discernible from the longitudinal profile. Table 3 provides a general survey of the phenomena encountered and their effects.

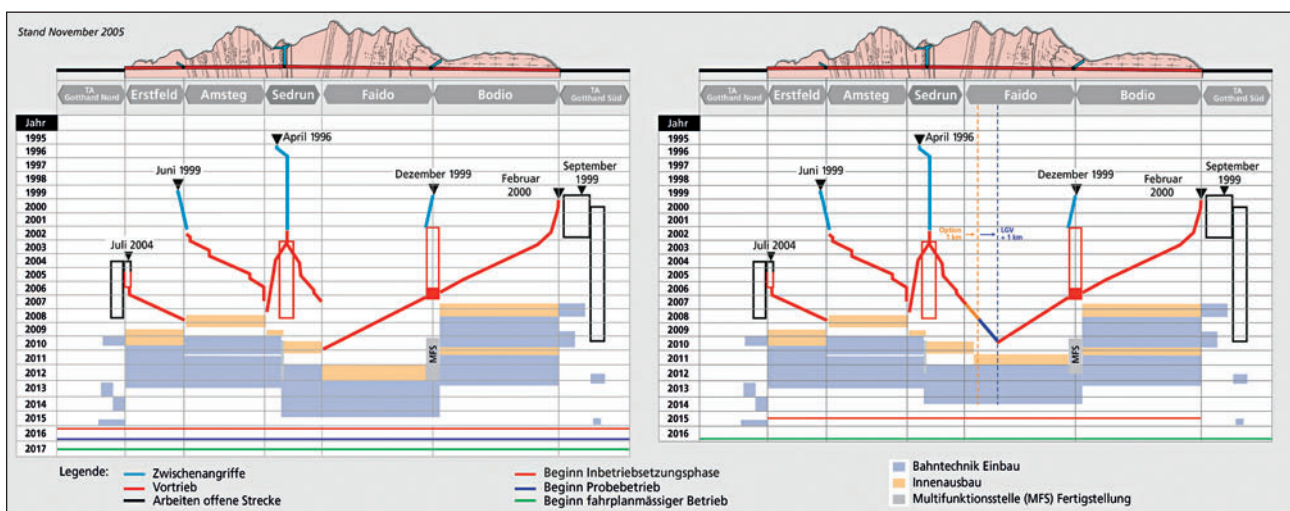
The greatest effects occurred at the Faido multi-function station. The construction period extended by 27 months and additional costs in excess of CHF 500 million were necessary to master the unexpectedly tricky subsoil there [7].

All other discrepancies are within the bounds of prognosis accuracy. Positive and negative cost developments partially compensate one another in the process. Related to the original invoice sum of CHF 3675.5 million, the added expenditure caused by the subsoil (including the Faido MFS special incident) accounts for some 20 %.

The delays in the Bodio and Faido drives and the extremely favourable initial development of the southbound drives in Sedrun resulted in the section boundary Sedrun/Faido being shifted southwards in 2 steps by 1763 m (eastern bore) and 2282 m (western bore). This deadline-securing measure was one of the key elements which will enable the entire system to be commissioned towards the end of 2016 [12] (Fig. 7).

3.2 TBM Drives

The contractors decided independent of each other to excavate their sections with practically identical, open Gripper TBMs manufactured by Herrenknecht Ltd. (Tab. 4). The



7 Terminprognosen 2005, links ohne Verschiebung der Losgrenze Sedrun/Faido und rechts mit Verschiebung der Losgrenze
Scheduling prognoses 2005, on the left without relocating the Sedrun/Faido boundary limit and on the right after relocating the boundary

Teilabschnitt	Beschreibung der Abweichung	Objekt	km	Auswirkungen			Ref.
				generell	auf Bauzeit	auf Kosten [CHF]	
Erstfeld	erhöhte Wasserzutritte	EST Ost EST West	ab km 104 500 ab km 204 500	zweischaliger Ausbau der Verzweigungsbawerke UBLA	keine	+38 Mio	[6]
	Intschizone, geringere bautechnische Relevanz	EST Ost EST West	110 250 210 250	kein Stillstand, geringe Vortriebsbehinderung	-3 Monate	-15 Mio	
Amsteg	hydrothermal zersetztes Gebirge nach Störzone A13	EST West	215 114	Stillstand, Injektionskampagne, Gegenvortrieb	+5.5 Monate	+10 Mio	[3]
	Clavianev-Zone bautechnisch günstiger	EST Ost Nord EST West Nord	118 868 – 118 988 218 875 – 218 995	geringere Vortriebsbehinderung	-9 Monate	-5 Mio	
Sedrun	Urseren-Garvera-Zone (UGZ) kürzer (305 m statt 510 m) und bautechnisch günstiger	MFS EST Ost Süd EST West Süd	122 360 – 122 680 222 390 – 222 690	kein Antreffen Urseren-Garvera-Zone in MFS geringere Vortriebsbehinderung in EST	-12 Monate	-25 Mio	
	Wasserzutritt bei Störzone 44 im Bereich Staumauer Nalps	EST West	223 713	Stillstand mit Injektionskampagne	+3.5 Monate	+15 Mio	[4]
Faido	Störzone 50/51 stärker ausgeprägt (150 m lang, druckhaft) extreme plastische Deformationen, bis 1.30 m Sohlhebung	EST Ost Süd EST West Süd	125 421 225 420	starke Vortriebsbehinderungen Nachprofilierung auf ca. 70 m Länge pro Röhre	+7.5 Monate +3 Monate	+50 Mio	[5], [6]
	unerwartetes Auftreten von spitzwinklig schneidenden Störzonen mit hoher bautechnischer Relevanz: – druckhafte Erscheinungen – Bergschlag/Mikrobeben	MFS	239 500 139 300	extreme Vortriebsbehinderungen während Jahren – Nachprofilierungen auf total ca. 200 m Länge nötig – Nachsicherungen infolge Bergschlagereignissen auf mehrere 100 m	+27 Monate	> +500 Mio	[7], [8]
Faido	Chiera-Symform weiter nördlich druckhaftes Verhalten der Lucomagno-Gneise	EST Ost EST West	138 500 238 480	starke Vortriebsbehinderungen, jedoch nie ein Stillstand! Nachprofilierungen nötig (227 m Ostrohre, 323 m Westrohre)	+3 Monate	+49 Mio	[9]
	(harter) Medeliser Granit tritt viel länger auf als prognostiziert Störzone in Tenelinzone von hoher bautechnischer Relevanz	EST Ost EST West EST West	130 765 – 130 351 230 342 – 232 779 230 311	erhöhter Aufwand für Unterhalt und Reparaturen zusätzliche TBM-Revisionen nötig Stillstand, Injektionskampagne, Gegenvortrieb	+3 Monate +4.5 Monate	+9 Mio +13 Mio	
Bodio	unerwartetes Auftreten der langen horizontalen Störzone ab Tm 2705	EST Ost EST West	154 125 254 280	Vortriebsbehinderung	+4 Monate +1 Monat	+7 Mio	[10]
	druckhaftes Verhalten der Leventinagneise gegen Losgrenze hin	EST Ost EST West	143 370 243 240	Vortriebsbehinderung, Nachprofilieren auf 635 m Länge Vortriebsbehinderung, Nachprofilieren auf 319 m Länge	+2 Monate	+25 Mio	

Tabelle 3 Abweichungen des Baugrundes von der Prognose 1999 und deren generellen Auswirkungen (EST = Einspurttunnel, MFS = Multifunktionsstelle)

Part-section	Description of discrepancy	Object	km	Effects			Ref.
				in general	on construction time	on costs [CHF]	
Eristfeld	increased water ingresses	EST East EST West	from km 104,500 from km 204,500	2-shell support for forks UBLA	none	+38 Mio	[6]
	Intschi Zone, less construction technical relevance	EST East EST West	110,250 210,250	no standstill, driving slightly hampered	-3 months	-15 Mio	
	hydrothermal decomposed rock after fault zone A13	EST West	215,114	standstill, grouting campaign counter-drive	+5.5 months	+10 Mio	[3]
Amsteg	Clavaniev Zone better in construction technical terms	EST East North EST West North	118,868 – 118,988 218,875 – 218,995	geringere Vortriebsbehinderung	-9 months	-5 Mio	
	Urseren-Garvera Zone (UGZ) (305 m instead of 550 m) and better in construction technical terms	MFS EST East South EST West South	122,360 – 122,680 222,390 – 222,690	no Urseren-Garvera Zone encountered in MFS driving very slightly hampered	-12 months	-25 Mio	
	ingressing water at fault zone 44 at Nalps dam	EST West	223,713	standstill with grouting campaign	+3.5 months	+15 Mio	[4]
	fault zone 50/51 more pronounced (160 m long, squeezing) extreme plastic deformations up to 1.30 m heave in floor	EST East South EST West South	125,421 225,420	driving seriously hampered reworking over ca. 70 m per bore	+7.5 months +3 months	+50 Mio	[5], [6]
Faido	acute-angled fault zones encountered unexpectedly with high relevance on the excavation process – squeezing phenomena – rockfall, micro seismic activity	MFS	239,500 139,300	driving extremely hampered for years – had to be reworked over a total of ca. 200 m – resecured after rockfall incidents over several 100 m	+27 months	> +500 Mio	[7], [8]
	Chièra Synform further north squeezing behaviour of the Lucomagno gneisses	EST East EST West	138,500 238,480	driving seriously hampered but no standstill reworking needed (227 m in east and 323 m in west bore)	+3 months	+49 Mio	[9]
	(hard) Medelser granite occurred longer than forecast fault zone in Tenelin Zone with high construction technical relevance	EST East EST West EST West	130,765 – 130,351 230,342 – 232,779 230,311	increased need for maintenance and repair extra TBM inspections needed standstill, grouting campaign, counter-drive	+3 months +4.5 months	+9 Mio +13 Mio	
	unexpected appearance of long horizontal fault zone at Tm 2705	EST East EST West	154,125 254,280	driving hampered	+4 months +1 month	+7 Mio	[10]
Bodio	squeezing behaviour of Levantine gneisses towards section boundary	EST East EST West	143,370 243,240	driving hampered, reworked over 635 m driving hampered, reworked over 319 m	+2 months	+25 Mio	

Table 3 Discrepancies of the ground from the 1999 prognosis and their general effects (EST = single-track tunnel, MFS = Multi-Function Station)

	Bodio	Faido	Amsteg/Erstfeld
Bohrdurchmesser	8.83–8.89 m	9.43–9.53 m	9.48–9.58 m
Anzahl Meissel/Typ	57 Stk./17"	66 Stk./17"	62 Stk./17"
Bohrkopfantriebsleistung	3500 kW (10 Motoren)	3500 kW (10 Motoren)	3500 kW (10 Motoren)
Drehmoment	8517 kNm	8517 kNm	8526 kNm
Bohrkopfdrehzahl	variabel 0–6 U/min	variabel 0–6 U/min	variabel 0–6 U/min
Total installierte Leistung	7800 kVA	7800 kVA	7800 kVA
Vorschubkraft	max. 27 500 kN	max. 27 500 kN	max. 25 000 kN
Gesamtgewicht Anlage	ca. 2500 t (TBM 1300 t)	ca. 3000 t (TBM 1300 t)	3200 t (TBM 1300 t)
Gesamtlänge Anlage	402 m	450 m	433 m
Hersteller TBM	Herrenknecht AG (D)	Herrenknecht AG (D)	Herrenknecht AG (D)
Hersteller Nachläufer	Herrenknecht AG (D)	Herrenknecht AG (D)	ROWA Engineering AG (CH)

Tabelle 4 Maschinendaten TBM

	Bodio	Faido	Amsteg/Erstfeld
Bore diameter	8.83–8.89 m	9.43–9.53 m	9.48–9.58 m
No. cutter discs/type	57 Stk./17"	66 Stk./17"	62 Stk./17"
Cutterhead power	3500 kW (10 motors)	3500 kW (10 motors)	3500 kW (10 motors)
Torque	8517 kNm	8517 kNm	8526 kNm
Number of revolutions	variable 0–6 rpm	variable 0–6 rpm	variable 0–6 rpm
Total installed capacity	7800 kVA	7800 kVA	7800 kVA
Thrusting force	max. 27,500 kN	max. 27,500 kN	max. 25,000 kN
Total weight of installation	approx. 2500 t (TBM 1300 t)	approx. 3000 t (TBM 1300 t)	3200 t (TBM 1300 t)
Total length of installation	402 m	450 m	433 m
TBM manufacturer	Herrenknecht AG (D)	Herrenknecht AG (D)	Herrenknecht AG (D)
Back-up manufacturer	Herrenknecht AG (D)	Herrenknecht AG (D)	ROWA Engineering AG (CH)

Table 4 TBM machine data

Sedrun in Richtung Süden führten schliesslich dazu, dass die Losgrenze Sedrun/Faido in 2 Schritten um 1763 m (Oströhre) und 2282 m (Weströhre) nach Süden verschoben wurde. Diese terminsichernde Massnahme war eines der Schlüsselemente, welches die Inbetriebsetzung des Gesamtsystems per Ende 2016 ermöglicht [12] (Bild 7).

3.2 TBM-Vortriebe

Die Unternehmer entschieden sich unabhängig voneinander dazu, ihre Teilabschnitte mit nahezu baugleichen, offenen Gripper-TBM der Firma Herrenknecht AG aufzufahren (Tab. 4). Die Nachläuferkonstruktion für Amsteg/Erstfeld wurde von ROWA Engineering AG entwickelt, während die Konstruktion für Bodio/Faido von der Firma Herrenknecht AG stammte.

Tabelle 5 zeigt einige generelle Daten bezüglich der einzelnen TBM-Vortriebe. Dabei gilt es anzumerken, dass die ausgewiesenen Stillstandstage mehrheitlich auf die Folgen des geänderten Baugrundverhaltens zurückzuführen sind, sei es wegen Störzonen oder aber wegen erhöhtem Unterhalt wie zum Beispiel als Folge des wesentlich längeren Auftretens des Medelser-Granits im Teilabschnitt Faido. Es gab keine Stillstän-

back-up system for Amsteg/Erstfeld was designed by ROWA Engineering AG whereas the system for Bodio/Faido originated from Herrenknecht Ltd.

Table 5 displays a number of general data relating to the individual TBM drives. It should be observed in this context that the number of standstill days mainly resulted from the consequences of the changed ground conditions either owing to fault zones or to increased maintenance on account of the longer than expected presence of Medelser granite in the Faido part-section. No standstills did result on account of faulty TBM elements in this section. However, the floor shoe was damaged owing to squeezing conditions in the Bodio part-section, which resulted in a TBM standstill. Furthermore, in some cases there were flaws in the mucking system (belt conveyor cracks), which caused standstills in the range of hours.

Figure 8 presents a survey of the chronological development of the average daily rate attained per month. Here it should be taken into account that calculating the average rate since starting up involves the start of the TBM-drive with

de wegen eines Versagens von Elementen der TBM. Allerdings kam es im Teilabschnitt Bodio wegen druckhafter Verhältnisse zu einer Beschädigung des Sohlschuhs und schliesslich zu einem TBM-Stillstand. Zudem kam es fallweise zu Störungen im Abraumsystem (Förderbandrisse), welche Stillstände im Bereich von Stunden verursachten.

Bild 8 gibt eine Übersicht über die zeitliche Entwicklung der mittleren Tagesleistung pro Monat. Dabei ist zu berücksichtigen, dass auf der Nordseite die mittlere Leistung ab Drehbeginn mit der Rumpfmachine gerechnet wird, d.h. der Stillstand wegen des Einbaus des Nachläufers wirkt sich negativ auf die rechnerische Vortriebsleistung aus.

Als Gesamtbilanz darf gefolgert werden, dass die eingesetzte TBM-Technik bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen direkt vergleichbare Vortriebsleistungen ergab. Meistens waren die Bohrgeschwindigkeit und der Zeitbedarf für den Einbau der Felssicherung leistungsbestimmend. Beide Konsortien, die AGN (auf der Nordseite) und die Arge TAT (auf der Südseite) haben ihre enormen logistischen Herausforderungen zur Ver- und Entsorgung der Hochleistungsvortriebe bei teilweise sehr langen Transportdistanzen (TA Amsteg: bis 13 km Förderbandschutterung, TA Faido: bis 28 km Schienentransport) sehr gut gemeistert.

the incomplete machine on the north side, i.e. the standstill on account of installing the back-up system exerts a negative effect on the calculated rate of advance.

All in all it can be assumed that the applied TBM technology resulted in directly comparable driving rates for comparable ground conditions. In most cases, the boring speed and the time needed to install the rock support governed performance. Both joint ventures, the AGN (on the north side) and the TAT JV (on the south side), mastered their enormous logistical challenges relating to supply and disposal of the high-performance drives given in some cases extremely lengthy transport distances (Amsteg part-section: up to 13 km belt conveyor mucking, Faido part-section: up to 28 km rail transport) extremely well.

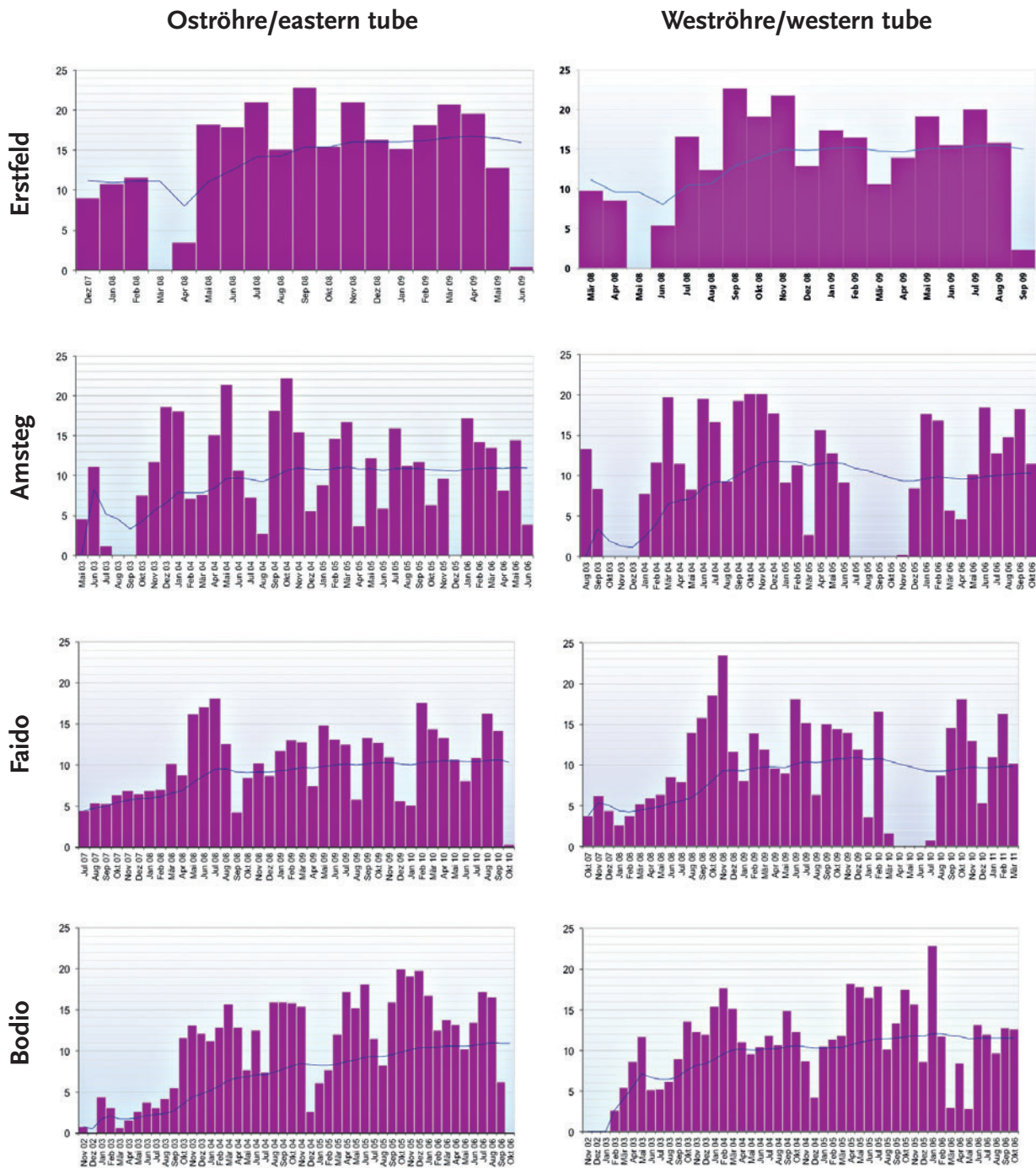
The installations and the operation of the driving sites absolutely justified the high expectations set in them by the client and the project compilers during the tender design phase. The high availability of the applied machines represented a positive experience for all those involved in the project. Considering the significant residual risks arising from the tender design phase, this statement is to be weighted accordingly high.

Teilabschnitt	Röhre	Länge [m]	Vortrieb				Mittlere Leistung		
			Beginn	Ende	Vortriebs-tage	Stillstands-tage	nur Vortrieb [m/AT]	Total [m/AT]	Δ [%]
Erstfeld	Ost	7150	04.12.2007	16.06.2009	392	168	18.24	12.77	70.0 %
	West	7116	16.03.2008	16.09.2009	400	149	17.79	12.96	72.9 %
Amsteg	Ost	10 723	22.05.2003	05.06.2006	749	361	14.32	9.66	67.5 %
	West	10 703	08.08.2003	09.10.2006	676	482	15.83	9.24	58.4 %
Faido	Ost	11 134	07.07.2007	15.10.2010	910	286	12.24	9.31	76.1 %
	West	11 088	15.10.2007	23.03.2011	894	361	12.40	8.83	71.2 %
Bodio	Ost	13 450	01.11.2002	06.09.2006	1149	256	11.71	9.57	81.8 %
	West	14 113	01.02.2003	26.10.2006	1114	249	12.67	10.35	81.7 %

Table 5 Charakteristische Daten TBM-Vortriebe

Part-section	Tube	Length [m]	Drive				Average rate		
			Start	Finish	Driving days	Standstill days	Only drive [m/WD]	Total [m/WD]	Δ [%]
Erstfeld	Ost	7150	04.12.2007	16.06.2009	392	168	18.24	12.77	70.0 %
	West	7116	16.03.2008	16.09.2009	400	149	17.79	12.96	72.9 %
Amsteg	Ost	10 723	22.05.2003	05.06.2006	749	361	14.32	9.66	67.5 %
	West	10 703	08.08.2003	09.10.2006	676	482	15.83	9.24	58.4 %
Faido	Ost	11 134	07.07.2007	15.10.2010	910	286	12.24	9.31	76.1 %
	West	11 088	15.10.2007	23.03.2011	894	361	12.40	8.83	71.2 %
Bodio	Ost	13 450	01.11.2002	06.09.2006	1149	256	11.71	9.57	81.8 %
	West	14 113	01.02.2003	26.10.2006	1114	249	12.67	10.35	81.7 %

Table 5 Characteristic data for TBM drives



8 Vergleich der mittleren Tagesleistungen pro Monat (m/AT) für die TBM-Vortriebe (blaue Linie: gleitendes Mittel)
 Comparison of the average rates of advance per month (m/working day) for the TBM drives (blue line: moving average)

Die Installationen und der Betrieb der Vortriebsbaustellen wurden den hohen Erwartungen des Bauherrn und der Projektverfasser aus der Phase des Bauprojektes absolut gerecht. Die hohe Verfügbarkeit der eingesetzten Maschinen war für alle am Projekt Beteiligten eine positive Erfahrung. In Anbetracht der nicht unerheblichen Restrisiken aus der Bauprojektphase ist diese Aussage entsprechend hoch zu gewichten.

3.3 Conventional drives

The conventional drives were applied particularly for the access tunnels, within the entire Sedrun part-section (including MFS), in the portal zones and in the Faido MFS.

3.3.1 Sedrun and Faido multi-function stations

The 2 multi-function stations in Sedrun and Faido show a largely similar layout – with a centrally arranged cross cavern

3.3 Konventionelle Vortriebe

Die konventionellen Vortriebe kamen vor allem im Bereich der Zugangsstollen, im gesamten Teilabschnitt Sedrun (inkl. MFS), in den Portalbereichen und in der MFS Faido zum Einsatz.

3.3.1 Multifunktionsstellen Sedrun und Faido

Die beiden Multifunktionsstellen in Sedrun und in Faido weisen ein weitgehend ähnliches Layout auf, mit einer zentral angeordneten Querkaverne zur Aufnahme der bahntechnischen Installationen. Nördlich und südlich dieser Querkavernen sind die Verbindungstunnel zur Überleitung von der West- in die Oströhre und umgekehrt angeordnet (Spurwechsel genannt). Im Bereich der Abzweigung der Verbindungstunnel waren die grössten Querschnitte mit über 320 m² (MFS Faido) aufzufahren.

Das System der Multifunktionsstelle enthält je 1 Nothaltestelle pro Einspurtrunnelröhre, bestehend aus je 6 Verbindungsstollen und dem Seitenstollen als Fluchtweg. Ergänzt wird das System mit einem Brandabluftsystem, bestehend aus Abluftstollen und 7 Brandabluftschächten pro Nothaltestelle.

Die MFS Sedrun mit einer Systemlänge von 8460 m und einem Ausbruchvolumen von 393 000 m³ (fest) wurde problemlos zwischen November 2002 und Januar 2007 aufgeföhren. Mit teilweise bis zu 9 parallel betriebenen Arbeitsstellen wurden von der Arbeitsgemeinschaft Transco Sedrun im Jahr 2004 regelmässig Monatsleistungen von 500 bis 700 m Ausbruch erreicht.

Ganz anders präsentierte sich die Situation in der MFS Faido mit einer ursprünglich bestellten Systemlänge von 5700 m. Praktisch vom ersten bis zum letzten Vortriebstag mussten erhebliche und unerwartete Schwierigkeiten gemeistert werden. Der vorgängig schon dreimal problemlos durchhörtere Übergang von den Leventinagneisen zu den Lucomagnagneisen erwies sich im Fall der MFS Faido als äusserst schwierig und war geprägt von 2 den Grundriss der MFS spitzwinklig schneidenden ausgedehnten Störzonen. Das Gebirge erwies sich nicht wie erwartet als standfest, sondern als äusserst druckhaft. In einzelnen Zonen war ein hohes Geföhrdungspotenzial für Bergschlag vorhanden. Vereinzelt traten auch Mikrobeben auf [8].

Das Layout der MFS Faido musste bei laufendem Baubetrieb angepasst werden. Die Spurwechsel und die südliche Nothaltestelle wurden 610 m in Richtung Süden verschoben, was zu einer Vergrösserung des Ausbruchvolumens auf ca. 500 000 m³ (fest) führte.

Mit dieser Umdisposition wurde verhindert, dass die grössten Querschnitte in den Störzonenbereich zu liegen kommen. Die Projektanpassungen mussten parallel zu den bereits laufenden Vortriebsarbeiten vorgenommen werden und konnten zeitgerecht abgeschlossen werden [7] (Bild 9).

Auf einer Gesamtlänge von ca. 200 m musste der ausgebrochene Querschnitt wegen der starken Druckhaftigkeit

to accommodate the railway infrastructure. To the north and south of these cross caverns there are the connecting tunnels to pass from the western to the eastern bore, and vice versa (crossovers). The biggest cross-sections in excess of 320 m² (Faido MFS) had to be driven where the connecting tunnels forked.

The MFS system consists of an emergency station per single-track bore, each comprising 6 connecting tunnels and the side tunnel as an escapeway. The system is completed by a fire exhaust system, comprising exhaust tunnels and 7 exhaust air shafts per emergency halt.

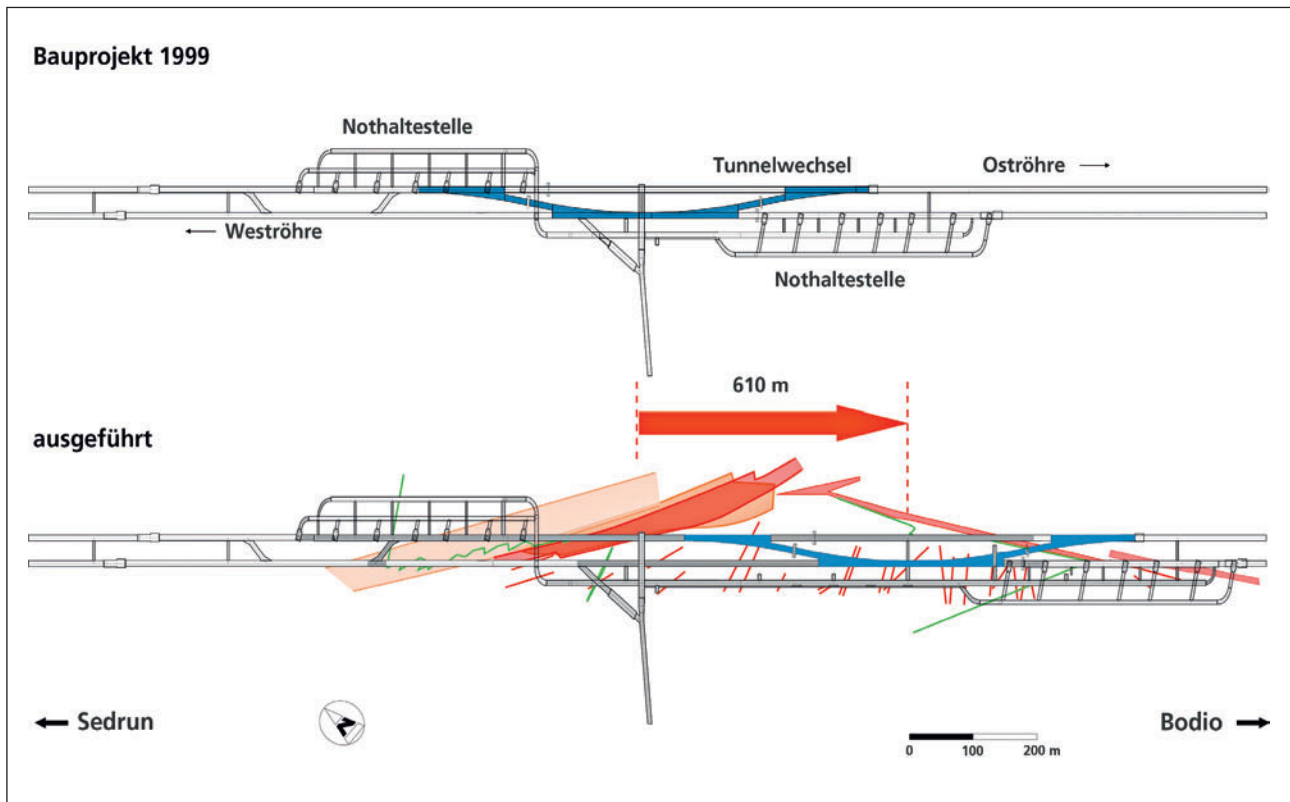
The Sedrun MFS with a system length of 8460 m and an excavated volume of 393,000 m³ (solid) was driven without any problem between November 2002 and January 2007. With in some cases up to 9 parallel operational working points, regular monthly rates of 500 to 700 m were excavated in 2004 by the Transco Sedrun JV.

The situation in the Faido MFS with an originally projected system length of 5700 m turned out to be a quite different one. Practically from the first to the last day of driving, substantial and unexpected difficulties had to be mastered. The transition from the Leventina gneisses to the Lucomagno gneisses, which had been achieved without any problem 3 times before, turned out to be extremely tricky in the case of the Faido MFS and was characterised by 2 extensive fault zones cutting the layout of the MFS at an acute angle. Unlike the prediction, the rock did not emerge to be stable but extremely squeezing. In certain zones there was a high potential of rockfall. Sporadic micro seismic activity also occurred [8].

The Faido MFS layout had to be adapted during ongoing construction activities. The crossover and the southern emergency station were relocated 610 m towards the south, resulting in increasing the excavated volume to approximately 500,000 m³ (solid).

This change of plan meant that the biggest cross-sections were prevented from being located in the fault zone area. These design changes had to be carried out by the engineer parallel to the ongoing driving activities and were finally completed on time [7] (Fig. 9).

Over a total length of roughly 200 m the excavated cross-section had to be reworked on account of the pronounced degree of squeezing rock. In addition, the damage caused by rockfall phenomena over several hundred metres had to be repaired. As a result, instead of 3 driving points 7 were called for in order to ensure that the start of the Faido TBM drives were not delayed. All these difficulties resulted in a 27-month-long delay in construction time and additional financial outlay of more than CHF 500 million (Tab. 6).



9 MFS Faido, angepasstes Layout und Lage der Störzonen
Faido MFS, adapted lay-out and location of the fault zones

nachprofiliert werden. Zudem mussten die Schäden aus den Bergschlagerscheinungen über mehrere 100 m behoben werden. Anstelle von geplanten 3 Vortriebsstellen waren deren 7 erforderlich, um die TBM-Vortriebe Faido terminlich nicht zu verzögern. Alle diese Schwierigkeiten hatten eine Bauzeitverlängerung von 27 Monaten und einen zusätzlichen finanziellen Aufwand von mehr als 500 Mio. CHF zur Folge (Tab. 6).

3.3.2 Sedrun North heading

Penetrating the 1.15 km long Tavetsch Intermediate Massif (TZM) North emerged to be a special challenge for the overall scheme. Given overburdens of up to 900 m, highly squeezing rock had to be penetrated, a task for which no directly comparable experiences could be made use of.

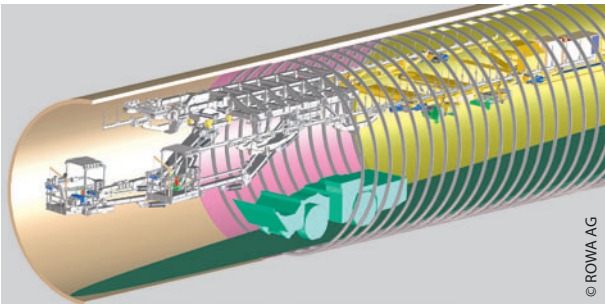
A promising, novel solution was developed based on the full excavation method with face anchoring devised in Italy

Multifunktionsstelle		Gesamtlänge [m]	Beginn	Ende	Vortriebsmonate		
					effektiv	geplant	Abweichung
Sedrun	Werkvertrag effektiv	7700	01.10.2002	30.06.2006		45	
		8460	14.10.2002	28.02.2007	52		+ 7
Faido	Werkvertrag effektiv	5700	04.03.2002	25.11.2004		33	
		9500	04.03.2002	29.03.2007	61		+ 27

Tabelle 6 Vortriebsdaten Multifunktionsstellen

Multi-function station		Total length [m]	Start	Finish	Driving months		
					effective	planned	deviation
Sedrun	works contract effective	7700	01.10.2002	30.06.2006		45	
		8460	14.10.2002	28.02.2007	52		+ 7
Faido	works contract effective	5700	04.03.2002	25.11.2004		33	
		9500	04.03.2002	29.03.2007	61		+ 27

Table 6 Driving data for the multi-function stations



10a+b Installationskonzept/Vortrieb Sedrun Nord [10]
Installation concept/Sedrun North drive [10]

3.3.2 Streckenvortrieb Sedrun Nord

Eine spezielle Herausforderung für das Gesamtprojekt stellte die Durchörterung des 1.15 km langen Tavetscher Zwischenmassivs Nord dar. Bei Überlagerungen bis 900 m musste stark druckhaftes Gebirge durchfahren werden, eine Aufgabenstellung, bei welcher auf keine direkt vergleichbaren Erfahrungen zurückgegriffen werden konnte.

Ausgehend von der in Italien entwickelten Vorgehensweise des Vollausschlags mit Ortbrustankerung in Kombination mit dem Einsatz von Mitteln des Bergbaus (deformierbare TH-Stahlbogenelemente) wurde eine vielversprechende, neuartige Lösung entwickelt [10]. Für den Vortrieb im TZM Nord wurde keine vollständig ausgearbeitete Unternehmensvariante eingereicht. Während mehr als 3 Jahren wurde das im Zuge der Ausschreibung vom Unternehmer übernommene Konzept im täglichen Vortrieb mit Erfolg eingesetzt. Dabei wurde die vertraglich vereinbarte Vortriebsleistung von 1.1 m/AT mit hoher Regelmässigkeit erreicht. Die Erfüllung der Termin-, Kosten- und Qualitätsziele bestätigen die in der Planung getroffenen Annahmen und es kann dazu folgende Bilanz gezogen werden:

- Das Terminziel wurde mit einem um 9 Monate früheren Durchschlag übertroffen.
- Das Kostenziel wurde erreicht.
- Die Vortriebsleistungen wiesen nur geringe Schwankungen auf.
- Nachprofilierungen wurden auf den insgesamt 2 km langen Tunnelvortrieben nirgends notwendig. Dies ist als starkes

combined with applying tools used in mining (deformable TH steel arch elements) [10]. No complete contractor's variant was presented for driving in the TZM North. For over 3 years the concept taken over by the contractor within the course of the tendering process was applied successfully on a daily basis. In this context the contractually agreed rate of advance amounting to 1.1 m/WD was achieved regularly. The fulfilment of the scheduling, cost and quality goals confirm the assumptions made at the planning stage thus enabling the following balance to be drawn:

- The deadline target was more than met with the breakthrough taking place 9 months earlier than scheduled.
- The cost target was attained.
- The rates of advance revealed only slight deviations.
- Reworking operations were unnecessary along the altogether 2 km long tunnel drives. This can be evaluated as a strong indication of the conceptual soundness of the technical approach to tunnelling (Figs. 10a + b).

3.3.3 Sedrun South heading

For the Sedrun South heading it was believed that the steeply inclined Urseren Garvera Zone (UGZ) known from the Gotthard Road Tunnel would be encountered with a thickness of 600 m. In actual fact, the UGZ possesses a smaller incline and tapers out the deeper it becomes. This meant that the UGZ was encountered later and over a shorter distance. Furthermore, the expected squeezing behaviour did not occur so that the special driving installation made available here in similar fashion to the northern drive was never applied. The zone was penetrated at a rate of 3 to 4 m per working day instead of 1 m – something resulting in an advantage of several months. This time advantage was subsequently largely to disappear, however, when the fault zones 44 (western bore) and 50/50b were penetrated. Fault zone 44 was a water-bearing fissured zone, in the case of which the ingressing water in the influence zone of the nearby Nalps dam had to be reduced to a predefined amount by means of extensive grouting measures (Tab. 7).

Fault zone 50/50b emerged to be extremely sophisticated, with the prognosed sequence of 3 to 5 m thick fault zones revealing itself at tunnel level over a 120 m long route with rock behaviour resembling the TZM North, albeit with twice the overburden height [6]. Major profile deformations and floor heaves resulted so that this zone had to be reworked, emerging as the only part of the Sedrun part-section that had to be subjected to this treatment (Fig. 11).

3.4 Fault zones

Over the entire length of the GBT more than 160 fault zones from surface investigations and other underground structures were identified and accordingly also suspected of being at tunnel level. Roughly 30 % of the identified fault zones were seen as relevant for the excavation, i.e. either causing a considerable reduction in the rates of advance or standstills. In all part-sections the works contract foresaw at least one standstill period lasting several weeks to overcome

Teilabschnitt	Amsteg	Sedrun	Faido
Beschrieb der Störzone	hydrothermal zersetztes Gebirge bei Tkm 215.114	Störzone 44, ca. 15 m dicke wasserführende Klufthzone bei Tkm 223 713	Niederbruch Tenelinzone bei Tkm 230.311, 6 m dicke steilstehende Störzone aus Kakeriten und Kataklastiten
Generelle Bauhilfsmassnahme	– gebirgsverbessernde Injektionen – Gegenvortrieb ab Oströhre	– Kontaktinjektionen – abdichtende Injektionen	– gebirgsverbessernde Injektionen – Gegenvortrieb ab Oströhre
Erkundungsbohrungen – Schlagbohrungen – Kernbohrungen	545 m 365 m	keine 174 m	1495 m 198 m
Injektionsbohrungen	2844 m	– Kontaktinjektionen 3900 m – abdichtende Injektionen 8900 m	3820 m
Gel-Injektionen	73 100 kg	keine	113 000 kg
Zement-Injektionen	93 500 kg	– Kontaktinjektionen 70 700 kg – abdichtende Injektionen 103 600 kg	72 000 kg
Vortriebsstillstand	160 AT	105 AT	141 AT
geschätzte Kostenfolgen	10 Mio. CHF	15 Mio. CHF	13 Mio. CHF

Table 7 Ausgeführte Bauhilfsmassnahmen in Störzonen

Part-section	Amsteg	Sedrun	Faido
Description of fault zone	hydrothermal decomposed rock at Tkm 215,114	fault zone 44 , approx. 15 m thick zone of decomposed waterbearing jointed rock at Tkm 223,713	down break in Tenelin Zone at Tkm 230,311, 6 m thick steep-standing fault zone of kakarites and cataclasites
General construction measure	– ground-improving grouting – counter-drive from east bore	– contact grouting – sealing grouting	– ground-improving grouting – counter-drive from east bore
Exploratory drilling – percussion drilling – core drilling	545 m 365 m	none 174 m	1495 m 198 m
grout drill holes	2844 m	– contact grouting 3900 m – sealing grouting 8900 m	3820 m
Gel injections	73,100 kg	none	113,000 kg
Cement injections	93,500 kg	– contact grouting 70 700 kg – sealing grouting 103 600 kg	72,000 kg
Driving standstill (WD)	160 WD	105 WD	141 WD
approx. resultant costs	10 Mio. CHF	15 Mio. CHF	13 Mio. CHF

Table 7 Ancillary construction measures undertaken in fault zones

Zeichen der konzeptionellen Geschlossenheit des tunnelbautechnischen Konzepts zu werten (Bild 10a + b).

3.3.3 Streckenvortrieb Sedrun Süd

Für den Südvortrieb Sedrun wurde damit gerechnet, dass die vom Gotthard-Strassentunnel her bekannte Urseren-Garvera-Zone (UGZ) mit einer Mächtigkeit von 600 m steilstehend auftreten werde. Tatsächlich fällt die UGZ flacher ein und keilt gegen die Tiefe aus. Dies hatte zur Folge, dass die UGZ später und auf einer kürzeren Strecke angetroffen wurde. Zudem blieb das erwartete druckhafte Verhalten aus, sodass die für diesen Bereich analog zum Nordvortrieb vorgesehene und auf dem Platz vorhandene Spezial-Vortriebsinstallation nie zum Einsatz kam. Anstelle von 1 m Vortrieb pro Tag wurde die Zone mit 3 bis 4 m/AT durchfahren, was rasch einen mehrmonatigen Vorsprung brachte. Für die Durchörterung der

fault zones. Altogether the fault zones actually prevailed to a higher degree in all part-sections regarding both their awaited extent and effective route length (Fig. 12).

The expected standstills in fault zones actually occurred on 3 occasions. It is remarkable that in all 3 cases (2005: Amsteg, 2006: Sedrun, 2010: Faido) the follow-up western tube was affected. In each case, in fact, the eastern tube penetrated the affected zone without major difficulties in a horizontal distance of 40 m in advance.

In Amsteg the TBM was held up 10 m after the fault zone A13 in so-called hydrothermal decomposed rock. In Faido the problem was a steep kakarite/cataclastic fault zone, causing the standstill. In Sedrun in autumn 2006 the drive in the western bore had to be held up owing to water flowing into

später auftretenden Störzonen 44 (Weströhre) und 50/50b wurde der Vorsprung zum grossen Teil wieder aufgebraucht. Bei der Störzone 44 handelte es sich um eine wasserführende Kluftzone, bei welcher die Wasserzutritte wegen der Nähe zur Staumauer Nalps durch umfangreiche Injektionsmassnahmen (Tab. 7) auf ein vordefiniertes Mass reduziert werden mussten.

Als äusserst anspruchsvoll erwies sich die Störzone 50/50b, wo sich die prognostizierte Abfolge von 3 bis zu 5 m mächtigen Störzonen auf Tunnelniveau als eine 120 m lange Störzone präsentierte, mit einem Gebirgstagverhalten ähnlich dem TZM Nord, jedoch mit doppelter Überlagerungshöhe [6]. Es kam zu grossen Profildeformationen und Sohlhebungen, sodass schliesslich in dieser Zone als einzigem Ort im Teilabschnitt Sedrun nachprofiliert werden musste (Bild 11).

3.4 Störzonen

Über die gesamte Länge waren am GBT über 160 Störzonen aus den Oberflächenaufschlüssen und anderen Untertagbauwerken erkannt und dementsprechend auch auf Tunnelniveau vermutet worden. Als bautechnisch relevant, d.h. es ist mit einer erheblichen Reduktion der Vortriebsleistungen oder gar Stillständen zu rechnen, wurden anzahlmässig rund 30 % der erkannten Störzonen klassifiziert. In allen Teilabschnitten

the tunnel from a jointed rock mass in the zone of influence of the Nalps dam. Sealing injections had to be executed to reduce the ingressing water.

Figure 13 displays the applied ancillary construction measures for penetrating the fault zone in the Faido part-section's Tenelin Zone. Prior to this, a similar procedure was applied to tackle the hydrothermal decomposed rock at fault zone A13 in Amsteg.

4 Overall balance

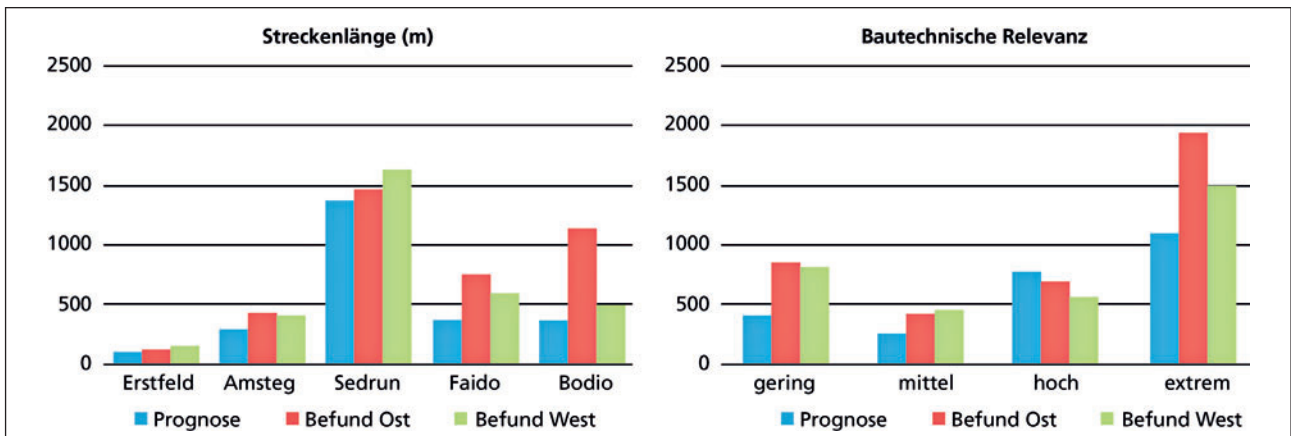
The circumstances described in the previous chapters influenced the drives. Fig. 14 contains the scheduling programme for 2002 (contract signed) and as of late 2010 (main breakthrough).

The cumulative curves in Fig. 15 present the comparison between the client's intention according to the 1999 construction programme, tender design and the effective production of the tunnel system.

The roughly 1-year delay in construction in all part-sections results from the course of events and lay within the client's



11 Nachprofilierungsarbeiten Störzone 50/50b im Vortrieb Sedrun Süd bei km 125.475
Reworking operations for fault zone 50/50b in the Sedrun South drive at km 125.475



12 Soll-Ist-Vergleich der angetroffenen Störzonen
Target-actual comparison for the encountered fault zones

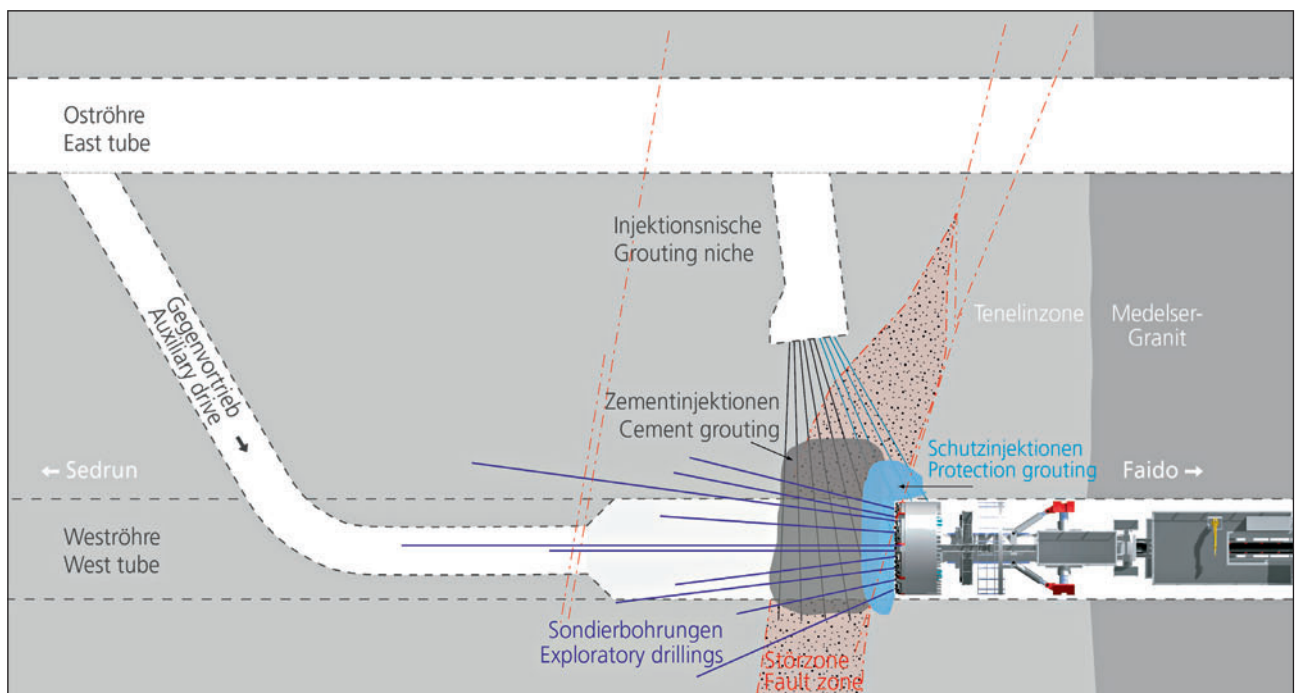
wurde im Werkvertrag mindestens ein einmaliger mehrwöchiger Stillstand zur Überwindung von Störzonen vertraglich geregelt. Insgesamt sind die Störzonen in allen Teilabschnitten bezüglich Anzahl im erwarteten Mass und bezüglich effektiver Streckenlänge sogar etwas stärker aufgetreten (Bild 12).

Die als möglich betrachteten Stillstände in Störzonen traten dann auch dreimal auf. Bemerkenswert ist, dass in allen 3 Fällen (2005: Amsteg, 2006: Sedrun, 2010: Faido) jeweils die nachlaufende Weströhre betroffen war. In jedem der Ereignisse hatte die Oströhre die betroffene Zone in 40 m Distanz jeweils ohne grössere Schwierigkeiten vorgängig passiert.

In Amsteg wurde die TBM 10 m nach der Störzone A13 in sogenannt hydrothermal zersetztem Gebirge blockiert. In Faido

sphere of risk. Further major discrepancies are registered for the Erstfeld, Sedrun and Faido part-sections. The greatest difference between the scheduled and effective start of execution in Erstfeld can be attributed to difficulties with planning permission and the awarding procedure. The speedy start and the effect of relocating the section boundary to Faido show their effect in the Sedrun part-section.

In Faido the long delay owing to difficulties with the MFS drive is discernible whereas production in Bodio roughly corresponded to the expectations for the tender design in spite of the described difficulties. The cause for delays in scheduling can, as the example of Faido shows, be attributable to the ground. But construction permission and



13 TA Faido: Durchquerung der Störzone bei km 230.311
Faido part-section: penetrating the fault zone at km 230.311

handelte es sich um eine steilstehende, kakiritisch/kataklastische Störzone, welche den Stillstand verursachte. In Sedrun musste im Herbst 2006 der Vortrieb in der Weströhre wegen Wasserzutritten zum Tunnel aus einer Kluffzone im direkten Einflussbereich der Staumauer Nalps gestoppt werden. Zur Reduktion des Wasserzutritts mussten Abdichtungsinjektionen ausgeführt werden.

Die ausgeführten Bauhilfsmassnahmen sind in **Tabelle 7** dargestellt.

Bild 13 zeigt die angewendeten Bauhilfsmassnahmen zur Durchörterung der Störzone in der Tenelinzone des Teilabschnitts Faido. Ein analoges Vorgehen wurde zuvor zur Bewältigung des hydrothermal zersetzten Gebirges im Bereich der Störzone A13 in Amsteg gewählt.

4 Gesamtbilanz

Die in den vorherigen Kapiteln beschriebenen Umstände hatten Einflüsse auf die Vortriebe. In **Bild 14** sind die Terminprogramme per 2002 (Vertragsunterzeichnung) und per Ende 2010 (Hauptdurchschlag) dargestellt.

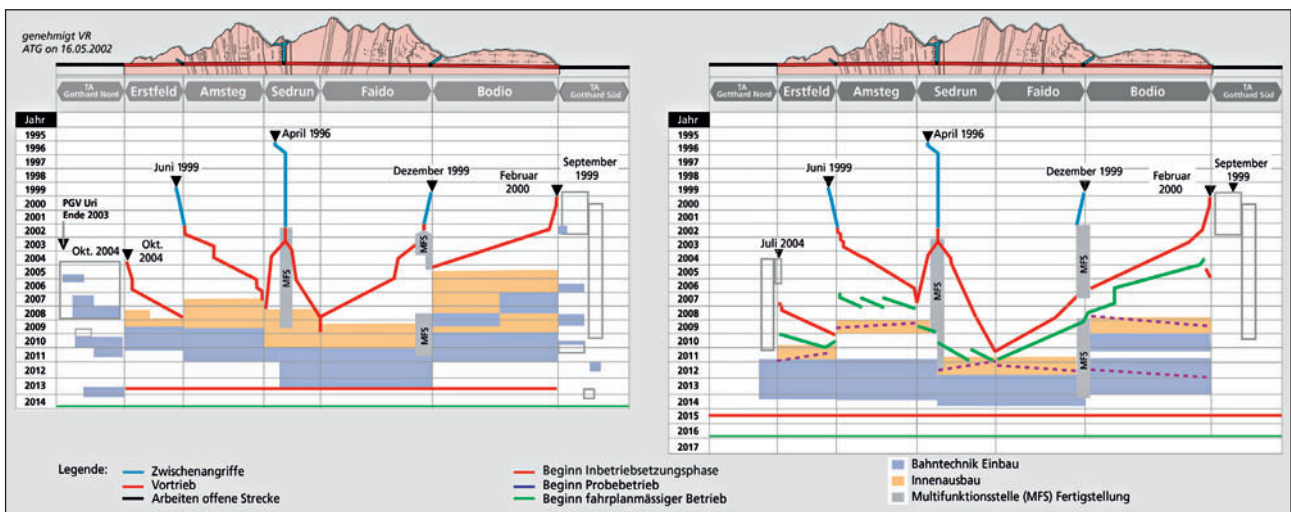
awarding proceedings can also lead to delays, as was the case in Erstfeld, for example.

In the case of the Gotthard Base Tunnel, both causes for delays resulted in deadlines being postponed for several years. Clients of future schemes must take notice of this. Delays in planning processes must be countered with the same resolve as surprises brought on by changes of the ground. Regarding the increase in costs, the consequences are after all similar regardless of the causes.

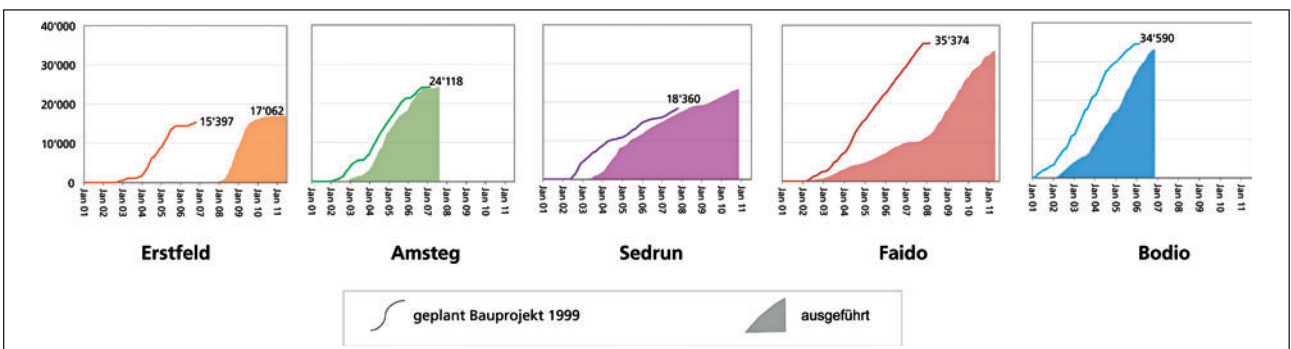
5 Conclusions

The following final balance can be drawn from the client's viewpoint:

- The applied method to select the driving method turned out to be correct. The proper method was applied in every part-section.
- The decision not to apply a double-shield machine in the Bodio part-section was correct in view of the combined section and the ground conditions encountered in Faido. If the conditions in Faido had been more favourable, this decision would have had a delaying effect.



14 Vergleich Terminprogramm 2002 und Terminprogramm Ende 2010
Comparing the 2002 time schedule and the late-2010 one



15 Soll-Ist-Vergleich Summenkurve Vortriebe (Soll = Linie (Bauprojekt 1999), Ist = Fläche)
Target-actual comparison cumulative curve for drives (target = line (1999 construction project), actual = area)

Der Vergleich zwischen der Absicht des Bauherrn gemäss Bauprojekt 1999 und der effektiven Produktion des Tunnel-systems ist in den Summenkurven von Bild 15 dargestellt.

Die Verspätung im Baubeginn von ca. 1 Jahr in allen Teilabschnitten ist durch den Projektablauf bedingt und lag im Risikobereich des Bauherrn. Weitere grössere Abweichungen sind in den Teilabschnitten Erstfeld, Sedrun und Faido zu vermerken. Die grosse Differenz zwischen geplantem und effektivem Ausführungsbeginn ist in Erstfeld auf Schwierigkeiten im Plangenehmigungs- und Vergabeverfahren zurückzuführen. Im Teilabschnitt Sedrun sind der rasche Start und der Effekt der Losgrenzenverschiebung erkennbar.

In Faido ist die grosse Verzögerung als Folge der Schwierigkeiten im MFS Vortrieb erkennbar, während die Produktion in Bodio trotz der beschriebenen Schwierigkeiten etwa den Erwartungen aus dem Bauprojekt entsprachen. Die Ursache von Terminverzögerungen kann, wie im Beispiel Faido gezeigt, baugrundbedingt sein. Aber auch die Plangenehmigungs- und Beschaffungsverfahren können zu Verzögerungen führen, wie dies z.B. in Erstfeld der Fall war.

Im Fall des Gotthard-Basistunnels hatten beide Ursachen für Verzögerungen Terminverschiebungen im Bereich von Jahren zur Folge. Dessen müssen sich die Bauherren künftiger Projekte bewusst sein. Verzögerungen bei den Verfahren müssen mit der gleichen Entschiedenheit angegangen werden wie die Überraschungen infolge Baugrundänderungen. In Bezug auf die Erhöhung der zeitabhängigen Kosten sind die Folgen unabhängig von den Ursachen nämlich ähnlich.

5 Schlussfolgerungen

Aus der Sicht des Bauherrn kann die folgende übergeordnete Schlussbilanz gezogen werden:

- Das eingesetzte Verfahren zur Auswahl der Vortriebsmethode hat sich als richtig erwiesen. In jedem Teilabschnitt kam die richtige Vortriebsmethode zum Einsatz.
- Der Verzicht auf den Einsatz einer Doppelschildmaschine im Teilabschnitt Bodio war angesichts der Loskombination und der angetroffenen Baugrundverhältnisse in Faido richtig. Bei günstigeren Verhältnissen in Faido hätte dieser Entscheid verzögernd gewirkt.
- Die generelle Risikoabgrenzung zwischen dem Bauherrn und dem Unternehmer war von Anfang an klar. Im Tagesgeschäft der einzelnen Baustellen kam es trotzdem, bedingt durch unterschiedliche kommerzielle Interessen, zu unterschiedlichen Interpretationen und teilweise langdauernden Diskussionen.
- Die gewählten Einheitspreisverträge ermöglichten es, auch bei ausserordentlich schwierigen Verhältnissen Lösungen auf der Basis der Werkvertragsgrundlage zu finden.
- Das sachliche, lösungsorientierte und vertrauensvolle Gespräch blieb bei Problemen unterschiedlichster Art auf allen Stufen immer erhalten. Von der ersten Stunde der Projektentwicklung bis zum Durchschlag wurde von allen Projekt-

- The general break-down of risks between the client and the contractor was clear from the very outset. Nonetheless, there were varying interpretations, and in part lengthy discussions ensued in everyday business at the individual construction sites owing to different commercial interests.
- The selected unit price contracts made it possible to find solutions on the basis of the works contract even given extremely tricky conditions.
- It was always possible to conduct objective, solution-oriented and trustful talks to solve all kinds of problems at all stages. From the very beginning when developing the project right up to the breakthrough, all those involved in the scheme displayed a great deal of responsibility in placing its completion first. Accordingly, everyone involved was keen to come up with acceptable solutions.
- The huge success with the drives at the Gotthard Base Tunnel would not have been possible without this solution-oriented approach among the partners to the contract.
- This manner of dealing with each other makes underground construction so special, particularly in Switzerland. Something that should not readily be abandoned!

Literatur/References

- [1] Ehrbar, H., Sala, A., Wick, R. (2011): Wahl der Vortriebsmethoden am Gotthard-Basistunnel, Geomechanics and Tunneling, Volume 4, Oktober 2010, S. 517–526
- [2] Ziegler, H.J. (2011), 150 km Vortrieb durch die Alpen, Ingenieurgeologische Erfahrungen, Tagungsband Swisstunnel Congress 2011, S. 29–37
- [3] Wildbolz, A. (2006): Amsteg – TBM Stillstand in der Weströhre, Kleiner geologischer Unterschied – grosse Wirkung, Tagungsband Swisstunnel Congress 2006, S. 43–48
- [4] Theiler, A. (2007): Gotthard-Basistunnel – Injektion einer wasserführenden Störzone – Konzept und Ausführung, Tagungsband Swisstunnel Congress 2007, S. 51–60
- [5] Meier, R. (2009): Südvortrieb Sedrun – Durchörterung einer unerwartet angefahrenen, ausgedehnten Störzone – Herausforderungen bleiben, Tagungsband Swisstunnel Congress 2009, S. 39–50
- [6] Keller, F., Ziegler, H.J. (2009): Geologie Gotthard-Basistunnel, aktueller Befund und Rückblicke, Tagungsband Swisstunnel Congress 2009, S. 23–30
- [7] Röthlisberger, B., Sala, A. (2005): Faido, Bewältigung schwieriger Gebirgsverhältnisse, Rückblick und Ausblick, Tagungsband Swisstunnel Congress 2005, S. 89–96
- [8] Kissling, E. (2007): Gotthard-Basistunnel – Bergschläge und Microbeben in der MFS Faido, Tagungsband Swisstunnel Congress 2007, S. 45–50
- [9] Sala, A. (2010): Erfahrungen mit Nachprofilierungen in der druckhaften Strecke des TBM-Vortriebs Faido, Tagungsband Swisstunnel Congress 2010, S. 106–119
- [10] Neuenschwander, M. (2004): Baulos Bodio, Erfahrungen mit den mechanischen Vortrieben im Leventinagneis, Tagungsband Swisstunnel Congress 2004, S. 39–45

beteiligten mit einem hohen Mass an Verantwortung die Vollendung des Werks in den Vordergrund gestellt. Dementsprechend wurde stets nach allseits tragbaren Lösungen gesucht.

- Ohne den lösungsorientierten Umgang unter den Vertragspartnern wäre der grosse Erfolg mit den Vortrieben am Gotthard-Basistunnel nicht möglich gewesen.
- Diese Umgangsformen machen den Untertagbau insbesondere in der Schweiz so speziell. Ein Gut, das nicht leichtfertig aufgegeben werden sollte!

[11] Kovári, K., Ehrbar, H. (2008): Gotthard-Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun, Die druckhaften Strecken im TZM Nord, Projektierung und Realisierung, Tagungsband Swisstunnel Congress 2008, S. 39–47

[12] Ehrbar, H., Beeler, P., Neuenschwander, M., Bianchi, M. (2010): Tough decisions for mega-projects, A methodology for decision making on time-relevant measures at the Gotthard Base Tunnel, Proceedings World Tunnel Congress 2010, Vancouver

*Davide Fabbri, Dipl. Bauing. ETH/SIA, Lombardi AG, Minusio/CH
Oliver Scherer, Dipl. Ing. (FH) Maschinenbau, Pöyry Infra AG, Zürich/CH*

Rohbau-Ausrüstung am Gotthard-Basistunnel

Tunnelausrüstung im Grenzbereich

Neben den grossen Bereichen „Rohbau“ und „Bahntechnik“ gibt es noch den Bereich „Rohbau-Ausrüstung“ (RBA) am Gotthard-Basistunnel (GBT). Die RBA macht ca. 3 % der Gesamtkosten des GBT aus. Unter dem Begriff RBA werden am GBT alle elektrischen, elektromechanischen und gebäudetechnischen Anlagen sowie ausgewählte Elemente des Innenausbaus zusammengefasst, welche nicht zur bahntechnischen Ausrüstung gehören. Zur RBA gehören z. B. die Betriebslüftung und die haustechnischen Anlagen (Elektroinstallationen, Lüftungsanlagen etc.). Die technischen Anforderungen an die RBA-Einbauten sind hoch, so müssen einige der Anlagen bei Temperaturen von bis zu ca. 35°C und zugbedingten Druckschwankungen von bis zu ± 10 kPa zuverlässig funktionieren. Aufgrund der Grösse der Baustelle und den eingeschränkten Zugangsmöglichkeiten zur Baustelle ergeben sich insbesondere im Hinblick auf logistische und terminliche Aspekte hohe Anforderungen an die Projektbeteiligten.

Technical Equipment at the Gotthard Base Tunnel

Stretching the limits in equipping the tunnel

In addition to the major sectors “Civil Works” and “Rail Technology”, there is also the sector for “Technical Equipment” (RBA) at the Gotthard Base Tunnel (GBT). The RBA accounts for roughly 3 % of the GBT’s total costs. Under the term RBA, all electrical, electro-mechanical and structural technical installations as well as selected elements for the interior equipment at the GBT are lumped together, which do not belong to the rail infrastructure. The RBA embraces, e.g. the tunnel ventilation and the in-house technical facilities (electrical installations, ventilation systems, etc.). The technical requirements on the RBA installations are high so that, for example, some of these systems must function reliably at temperatures of up to roughly 35°C and given pressure fluctuations caused by trains of up to ± 10 kPa. On account of the size of the construction site and the restricted access possibilities to the site, high demands are posed on those involved in the project regarding logistical and scheduling aspects.

1 Einleitung

Unter dem Begriff „Rohbauausrüstung“ (RBA) werden am Gotthard-Basistunnel (GBT) alle elektrischen, elektromechanischen und gebäudetechnischen Anlagen sowie ausgewählte Elemente des Innenausbaus zusammengefasst, welche nicht zur bahntechnischen Ausrüstung gehören. Hierzu zählen zum Beispiel die Betriebslüftung, haustechnische Anlagen wie Lüftung-, Klima- und Kälteanlagen, Elektroinstallationen, elektromechanische Anlagen wie die Hebeeinrichtungen in den Schächten I und II der Multifunktionsstelle Sedrun, die Krananlagen, alle Türen, Tore und Schleusen sowie rein mechanische Anlagen wie Metallkonstruktionen und Schachtabdeckungen. Ihr Einbau erfolgt vor

1 Introduction

Under the term “Technical Equipment” (RBA) all electrical, electro-mechanical and structural technical installations as well as selected elements for the interior equipment at the GBT are merged, which do not belong to the rail infrastructure. The RBA embraces, e.g. the tunnel ventilation and the in-house technical facilities such as hoisting installations in the shafts I and II at the Sedrun multi-function station, the cranes, all doors, gates and locks as well as purely mechanical installations such as metal structures and manhole covers. They are primarily installed in the secondary structures¹ in the sections Sedrun, Faido and Amsteg. Various installations are also foreseen in the tunnel tubes, cross-passages and in

Equipement du gros œuvre au tunnel de base du Saint-Gothard

Equipement du tunnel dans la zone frontalière

Outre les grands domaines « gros œuvre » et « technique ferroviaire », le tunnel de base du Saint-Gothard (GBG) comprend également le domaine « équipement du gros œuvre » (EGO). L'EGO représente env. 3 % du total des coûts du GBG. Le terme EGO recouvre toutes les installations électriques, électromécaniques et domotiques du GBG, ainsi que certains éléments de l'aménagement intérieur qui ne font pas partie de l'équipement ferroviaire. L'EGO comprend p. ex. la ventilation et les installations domotiques (installations électriques, systèmes de ventilation, etc.). Les défis techniques posés aux installations de l'EGO sont élevés. Certaines d'entre elles doivent, par exemple, fonctionner fiablement à des températures pouvant atteindre jusqu'à 35°C et avec des variations de pression (dus au passage de trains) allant jusqu'à ± 10 kPa. La taille du chantier et ses possibilités d'accès limitées représentent un grand défi pour les participants au projet, notamment en termes de délais et de logistique.

Equipaggiamento della costruzione grezza nella galleria di base del San Gottardo

Equipaggiamento della galleria, attività al limite della fattibilità

Accanto ai grandi settori "costruzione grezza" e "tecnica ferroviaria", nella galleria di base del Gottardo (GBG) è presente anche il settore "equipaggiamento della costruzione grezza" (dal tedesco Rohbau-Ausrüstung, RBA). RBA rappresenta circa il 3 % dei costi totali della GBG. Nel progetto GBG rientrano sotto il termine RBA tutti gli impianti elettrici, elettromeccanici e la domotica, come pure determinati elementi dell'arredo interno, che non fanno parte dell'equipaggiamento ferroviario. Ad esempio fanno parte di RBA la ventilazione della galleria per il caso d'esercizio e per le emergenze e l'impiantistica degli edifici (installazioni elettriche, impianti RCVS ecc.). I requisiti tecnici assegnati agli impianti RBA sono elevati, ad esempio alcuni di questi impianti devono funzionare in modo affidabile anche con temperature fino a 35°C e con onde di pressione nell'ordine di ± 10 kPa, provocate dal movimento dei treni. In considerazione delle dimensioni del cantiere e delle possibilità limitate d'accesso allo stesso, soprattutto gli aspetti logistici e quelli legati alla tempistica rappresentano una vera sfida per gli addetti al progetto.

allein in den Nebenbauwerken¹ der Teilabschnitte Sedrun, Faudo und Amsteg. Diverse Installationen sind zudem in den Tunnelröhren, Querschlägen und in den mit diesen verbundenen Stollen und Schächten des GBT vorgesehen. Die Bau-summe für Herstellung, Lieferung und Einbau der RBA liegt bei rund 250 Mio. CHF.

Die RBA weist im Quervergleich zum Rohbau und zur bahntechnischen Ausrüstung ein wesentlich geringeres Auftragsvolumen auf. Wie ein Uhrwerk nur dann funktioniert, wenn alle Zahnräder sauber ineinandergreifen, so funktioniert das Gesamtsystem Eisenbahntunnel auch nur dann einwandfrei, wenn auch die RBA uneingeschränkt zur Verfügung steht. Dieser Tatsache ist sich die Öffentlichkeit nicht immer bewusst. Im vorliegenden Beitrag werden ausgewählte Aspekte kurz erläutert, welche sowohl einzeln betrachtet als auch unter Berücksichtigung ihrer Kombination und Gleichzeitigkeit zu einer Tunnelausrüstung mit Anforderungen im Grenzbereich des bisher Realisierten führen.

¹ Mit dem Sammelbegriff „Nebenbauwerke“ werden technische Räume und Gebäude über und unter Tag sowie Stollensysteme im Bereich der Multifunktionsstellen bezeichnet. Die Tunnelröhren, Querschläge und Spurwechsel gehören nicht zu den „Nebenbauwerken“.

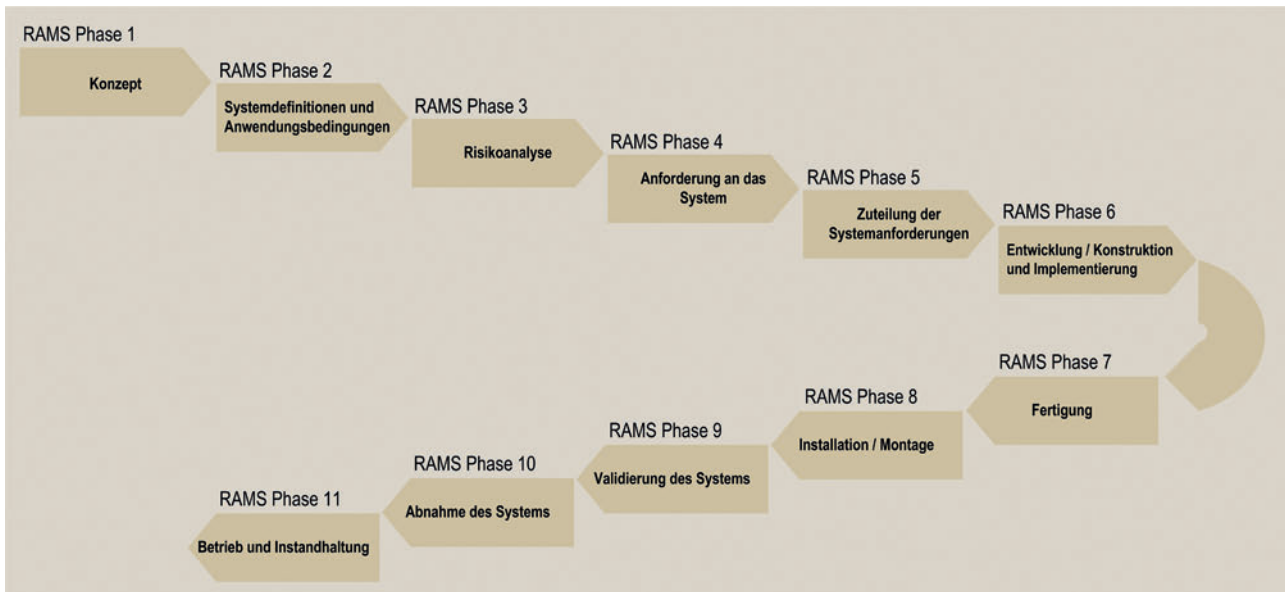
the headings and shafts of the GBT connected with them. The total sum for producing, supplying and installing the RBA amounts to some 250 million CHF.

The RBA's contract volume accounts for substantially less than the sums spent on the civil works and the rail infrastructure. Just as a watch can only function when all its cogs intermesh, the rail tunnel overall system only functions well when the RBA is unrestrictedly available. This fact is something the general public is not always aware of. In this report selected aspects are touched on briefly which, both when looked at individually as well as when contemplated jointly and concurrently, lead to tunnel equipment involving demands stretching the limits of what has previously been attained.

2 RAMS proof – a challenge

The demands posed on the GBT project call for high availability and a high safety level for its operation. In order to ensure that the state grants approval for its operation, the corresponding verifications for reliability, availability, main-

¹ The collective term "secondary structures" refers to technical rooms and buildings above or below ground as well as gallery systems at the multi-function stations. The tunnel tubes, cross-passages and crossovers do not belong to the "secondary structures".



1 Schematische Darstellung des Validierungsprozesses
Schematic presentation of the validation process

2 RAMS-Nachweis – eine Herausforderung

Die Anforderungen an das Projekt GBT verlangen eine hohe Verfügbarkeit und ein hohes Sicherheitsniveau für den Betrieb. Damit die Betriebsbewilligung des Bundes erteilt werden kann, müssen die entsprechenden Nachweise zur Zuverlässigkeit, Verfügbarkeit, Instandhaltbarkeit und Sicherheit (RAMS-Analysen) für das Gesamtbauwerk nach der Norm SN EN 50126 vorliegen. Die Nachweise werden sowohl auf Basis von theoretischen Analysen (z. B. Berechnungen) als auch mit verschiedenen Tests im Herstellerwerk oder im Tunnel erbracht. Der RAMS-Prozess begleitet die gesamte Projektierung der RBA von der Konzeptphase bis zur Realisierung, Inbetriebsetzung und Abnahme und stellt die Erfüllung der vorgegebenen RAMS-Anforderungen sicher (Bild 1).

Die Sicherheitsanforderungen wurden von der Firma Emch + Berger AG im Auftrag des Bauherrn² mittels übergeordneter Risikoanalysen definiert und von der Ingenieurgesellschaft Gotthard-Basistunnel Süd³ in die Planung integriert, anhand von systembezogenen Risikoanalysen abgeleitet und den verschiedenen RBA-Anlagen zugeordnet.

Die in den übergeordneten RAMS-Dokumenten des Bauherrn vorgegebene Verfügbarkeit des GBT hängt nicht nur von der Zuverlässigkeit der Bahntechnikinstallationen ab, sondern auch von der Zuverlässigkeit der RBA-Installationen und dem für ihre Instandhaltung erforderlichen Aufwand. Auf dieser Basis wurden die Systeme der RBA geplant, wobei in einem iterativen Prozess zwischen Planern und RAMS-

tenance and safety (RAMS analyses) for the entire structure according to Norm SN EN 50126 must be available. The documentations of proof are provided on the basis of theoretical analyses (e.g. calculations) as well as through various tests at the manufacturing plant or in the tunnel. The RAMS process accompanies the entire projecting of the RBA from the concept phase until its accomplishment, becoming operational and being approved, and ensures that the predetermined RAMS requirements are properly fulfilled (Fig. 1).

The safety requirements were defined by the company Emch + Berger AG on behalf of the client² by means of superordinated risk analyses integrated in the planning process by means of the Engineering-Jointventure Gotthard Base Tunnel South³, derived on the basis of system-related risk analyses and allotted to the different RBA installations.

The availability of the GBT laid down in the superordinated RAMS documentation not only depends on the reliability of the rail technological installations but also on the reliability of the RBA installations as well as the outlay on maintenance. The RBA systems were planned on this basis, with the planning concepts, choice of systems and redundancies defined in an iterative process among planners and RAMS specialists. In order to be able to prove that the specifications were fulfilled, the RBA installation systems were simulated by complex RAMS models and checked regularly phase-by-phase as the projection process progressed and adjusted accordingly if need be.

The next major challenges were the compilation of the required technical verifications in conjunction with the execu-

² Bauherr ist die AlpTransit Gotthard AG

³ Die Ingenieurgesellschaft Gotthard-Basistunnel Süd besteht aus den Firmen Lombardi AG, Pöyry Infra AG und Amberg Engineering AG

² Client is AlpTransit Gotthard AG

³ The Engineering-Jointventure Gotthard Base Tunnel South comprises the companies Lombardi AG, Pöyry Infra AG and Amberg Engineering AG

Spezialisten die Planungskonzepte, die Systemwahl und Redundanzen definiert wurden. Um die Erfüllung der Vorgaben nachweisen zu können, wurden die Systeme der RBA-Anlagen mit komplexen RAMS-Modellen nachgebildet und mit fortschreitender Projektierung regelmässig und phasengerecht überprüft und gegebenenfalls angepasst.

Als nächste grosse Herausforderungen folgen die Erstellung der erforderlichen technischen Nachweise in Zusammenhang mit der Ausführung, die Validierung der realisierten RBA-Anlagen auf Basis eines detaillierten, ständig nachgeführten Anforderungsmanagements sowie die Zusammenführung aller einzelnen RAMS-Analysen in eine Gesamtdokumentation.

3 Tunnelausrüstung mit hohen Anforderungen

In den folgenden Unterkapiteln werden am Beispiel ausgewählter Komponenten/Anlagen die hohen Anforderungen, die an die RBA gestellt werden, detaillierter erläutert.

3.1 Die Tunnel-Betriebslüftung

Mit einer gesamten installierten Anschlussleistung von ca. 14.0 MW wird am GBT eine der leistungsstärksten Tunnel-Betriebslüftungen realisiert. In allen Abschnitten des GBT werden Komponenten der Betriebslüftung eingebaut. Die Hauptkomponenten befinden sich in den Lüftungszentralen am Schachtkopf Sedrun und im Portalgebäude Faido (Bild 2a + b). Die hohen Schutzziele des GBT schreiben für die Betriebslüftung ein 100 % redundantes System vor, das in der Lage ist, im Ereignisfall auch bei Totalausfall einzelner Anlagenteile mindestens 250 m³/s Rauchgase während 90 Minuten aus einer Tunnelröhre abzusaugen. Auf Basis von Simulationsergebnissen wurden die Abluftventilatoren für einen sicheren Betrieb bei 400°C während 90 Minuten ausgelegt. Gleichzeitig muss die Betriebslüftung „geschützte Bereiche“ in den Multifunktionsstellen/Nothaltestellen und in der Gegenröhre zur Verfügung stellen. Der im Ereignisfall dazu notwendige Überdruck wird über Zuluftventilatoren (Fördermenge bis zu 200 m³/s pro Ventilator) aufgebaut. Im Erhaltungsbetrieb wird die Betriebslüftung für die Lüftung und Kühlung der Erhaltungsschnitte eingesetzt.

Für den Normalbetrieb ist vorgesehen, dass die Betriebslüftung im sogenannten „Lufttaucher-Modus“ betrieben werden kann. Der Lufttaucherbetrieb wird dann erforderlich, wenn sich die Temperaturen im Tunnel ungünstig entwickeln. Ab 35°C Tunnellufttemperatur wird mit der Betriebslüftung warme Luft aus dem Tunnel abgesaugt und kühlere Aussenluft eingeblasen.

Da der Lufttaucherbetrieb unter Betriebsbedingungen stattfindet, d.h. Zugfahrten im Tunnel sind mit einer Geschwindigkeit von bis zu 250 km/h möglich, müssen die Ventilatoren bei stark schwankenden Drücken einsetzbar sein. In den Tunnelröhren werden Druckabweichungen vom Normaldruck zwischen -10 bis +10 kPa erwartet. Diese

tion, validation of the RBA installations that were realised on the basis of a detailed, constantly updated request management, as well as the compilation of all individual RAMS analyses in a complete documentation.

3 Tunnel equipment with high demands

In the following sub-chapters the high demands posed on the RBA are explained in detail on the basis of selected components/facilities.

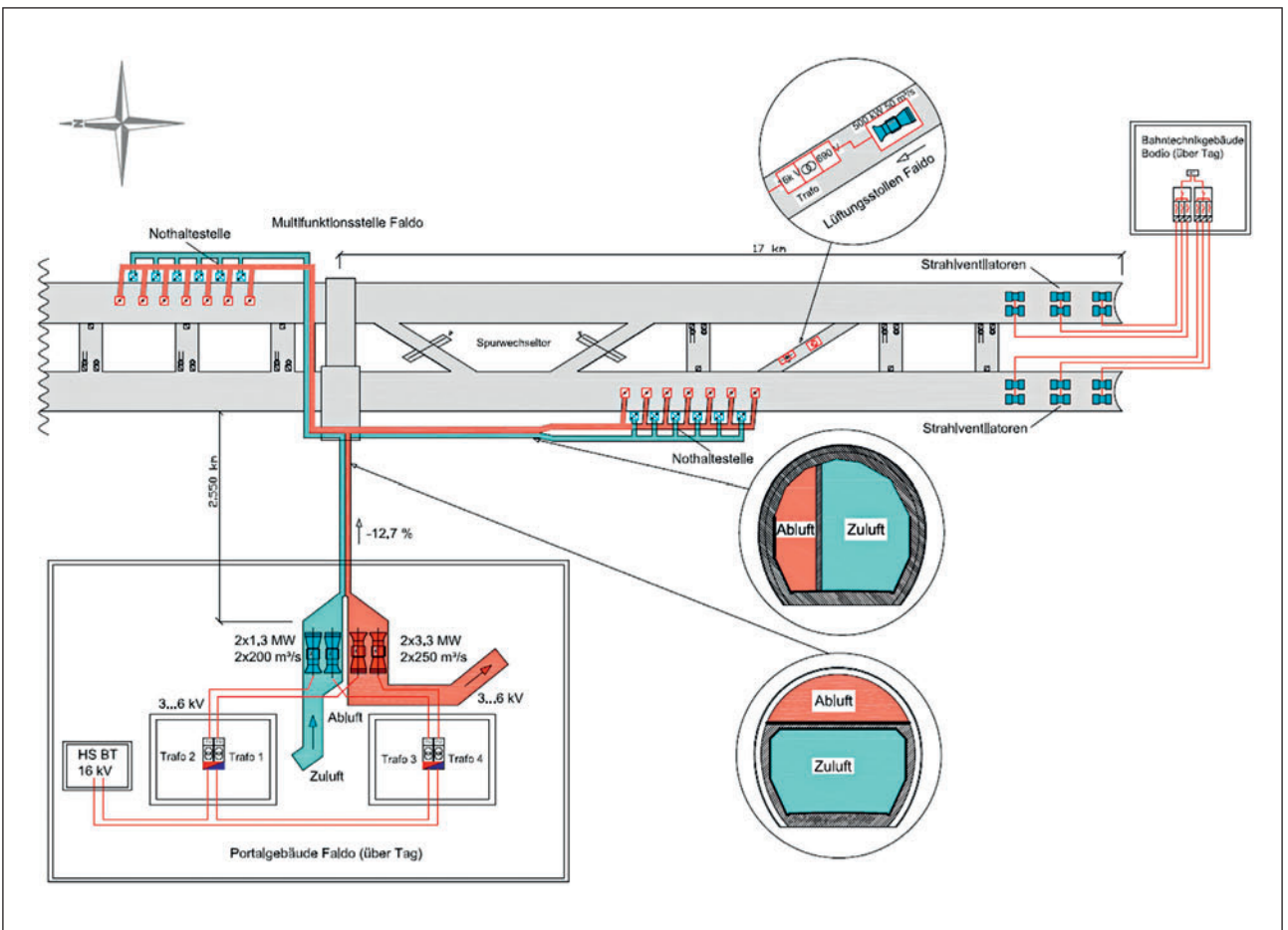
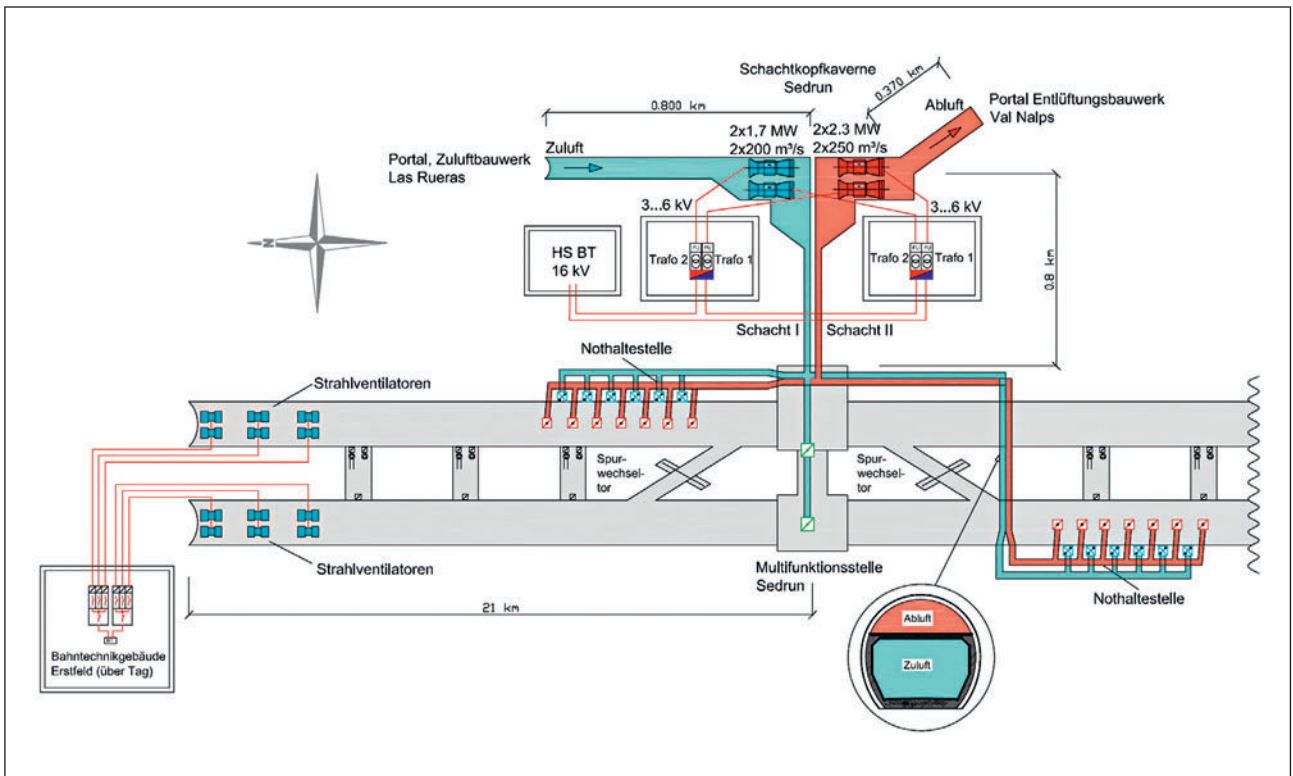
3.1 The tunnel ventilation

One of the most powerful tunnel ventilation is being accomplished at the GBT with a total power rating of roughly 14.0 MW. Components of the tunnel ventilation are to be installed in all GBT sections. The main components are located in the ventilation centres at the Sedrun shaft head and the Faido portal building (Figs. 2a + b). The high protective aims of the GBT call for a 100 % redundant system for the tunnel ventilation, which is capable of extracting at least 250 m³/s of smoke gases from a tunnel tube in the event of an incident, even given the total failure of individual system components. On the basis of simulation results, the exhaust air fans were designed for safe operation at 400°C over a 90-minute period. At the same time, the tunnel ventilation must make “protected areas” available in the multi-function stations/emergency stations and in the unaffected single track tube. The overpressure needed for this purpose in the event of an incident is provided by intake fans (capacity up to 200 m³/s per fan). The tunnel ventilation will be used for ventilating and cooling the maintenance sections in maintenance mode.

During normal operation, the tunnel ventilation can be operated in “air-exchange mode”. This mode becomes necessary should the temperatures in the tunnel develop unfavourably. As from a 35°C tunnel temperature, hot air is extracted from the tunnel by the tunnel ventilation and cooler air blown in from the outside.

As the air-exchange mode is executed under operational conditions, i.e. trains can pass through the tunnel at speeds of up to 250 km/h, the fans must be able to function given strongly fluctuating pressures. Pressure fluctuations deviating from normal pressure of between -10 to +10 kPa are anticipated. These fluctuating pressures have to be taken into consideration for dimensioning all components for the tunnel ventilation and RBA installations, which are located in the air passages.

The connected rating per fan amounts to roughly 1.3 to 2.3 MW. In order to be in a position to cover the large number of operational modes, each of the 8 fan units (1 pair for intake and exhaust air per ventilation centre) is fitted with an oil hydraulic blade adjustment and a frequency converter.



2a+b Funktionales Schema Betriebslüftung GBT
Functional scheme for the GBT tunnel ventilation

schwankenden Drücke sind bei der Dimensionierung aller Komponenten der Betriebslüftung und RBA-Anlagen, die sich in den Luftwegen befinden, zu berücksichtigen.

Die Anschlussleistung beträgt je Ventilator ca. 1.3 bis 2.3 MW. Um die Vielzahl unterschiedlicher Betriebszustände abdecken zu können, ist jede der 8 Ventilatoreinheiten (je Lüftungszentrale ein Paar für Zuluft und Abluft) mit einer ölhdraulischen Laufschaufelverstellung und einem Frequenzumformer ausgerüstet.

3.2 Querschlaglüftung

Innerhalb der Tunnelröhren kommt es durch den Zugverkehr, die Abwärmen der bahntechnischen Installationen und andere Randbedingungen (z.B. Felsursprungstemperaturen bis 46°C) zu verhältnismässig hohen Lufttemperaturen, die in längeren Abschnitten über 30°C liegen können. Da diese Luft zur Kühlung der Querschläge verwendet und die Temperatur im Querschlag auf max. 35°C beschränkt werden muss, sind relativ hohe Luftmengen zur Kühlung der Querschläge erforderlich. Unter Berücksichtigung der engen Platzverhältnisse innerhalb der Querschläge, der intern anfallenden Wärmelasten und der eigenen Abwärme wurde die max. erforderliche Fördermenge mit ca. 2.2 m³/s festgelegt.

Da die Querschlaginnentemperatur eine entscheidende Rolle für die Lebensdauer der in den Querschlägen installierten Bahntechnikanlagen und somit für die Verfügbarkeit des Tunnels spielt, mussten die Ventilatoren der Querschlaglüftung redundant geplant werden. Zudem werden die Ventilatoren unter extremen Einsatzbedingungen betrieben. Die Querschlaglüftung muss unter hohen Temperaturen und auch bei feuchter und staubbelasteter Luft zuverlässig funktionieren. Aufgrund der hohen Druckschwankungen in den Tunnelröhren (± 10 kPa) wurden die Ventilatoren vor der Produktionsfreigabe einem Dauerlastbetrieb in einem eigens für den GBT erstellten Prüfstand unterzogen (Bild 3). Im Dauerlastbetrieb hat sich gezeigt, dass die ursprünglich gewählte Beschaukelung des Ventilators und die Schwingungsdämpfer nicht den Anforderungen des GBT genügen. Die Beschaukelung wurde von einem 10- auf ein 5-schaukeliges Laufrad angepasst, die Schwingungsdämpfer wurden verstärkt.

3.3 Technische Gebäudeausrüstung für eine hohe Verfügbarkeit des GBT

In den technischen Räumen der Nebenbauwerke/Gebäude des GBT werden wichtige und sensible elektrische Komponenten der RBA und der Bahntechnik installiert, insbesondere Schalt- und Steuerschränke, sowie Prozessoren (Einzelsteuer- und Kopfrechner). Diese sicherheits- und betriebsrelevanten Komponenten müssen die aus den RAMS-Analysen hergeleitete sehr hohe Verfügbarkeit und Zuverlässigkeit sicherstellen sowie eine möglichst hohe Lebensdauer aufweisen. Um dies zu gewährleisten, sind Anforderungen an das Raumklima (Lufttemperatur zwischen 18 und 35°C, Luftfeuchtigkeit zwischen 10 % und 80 % r.F.) für alle Betriebsarten, d.h. auch im Erhaltungs- und Ereignisfall, gestellt

3.2 Cross-passage ventilation

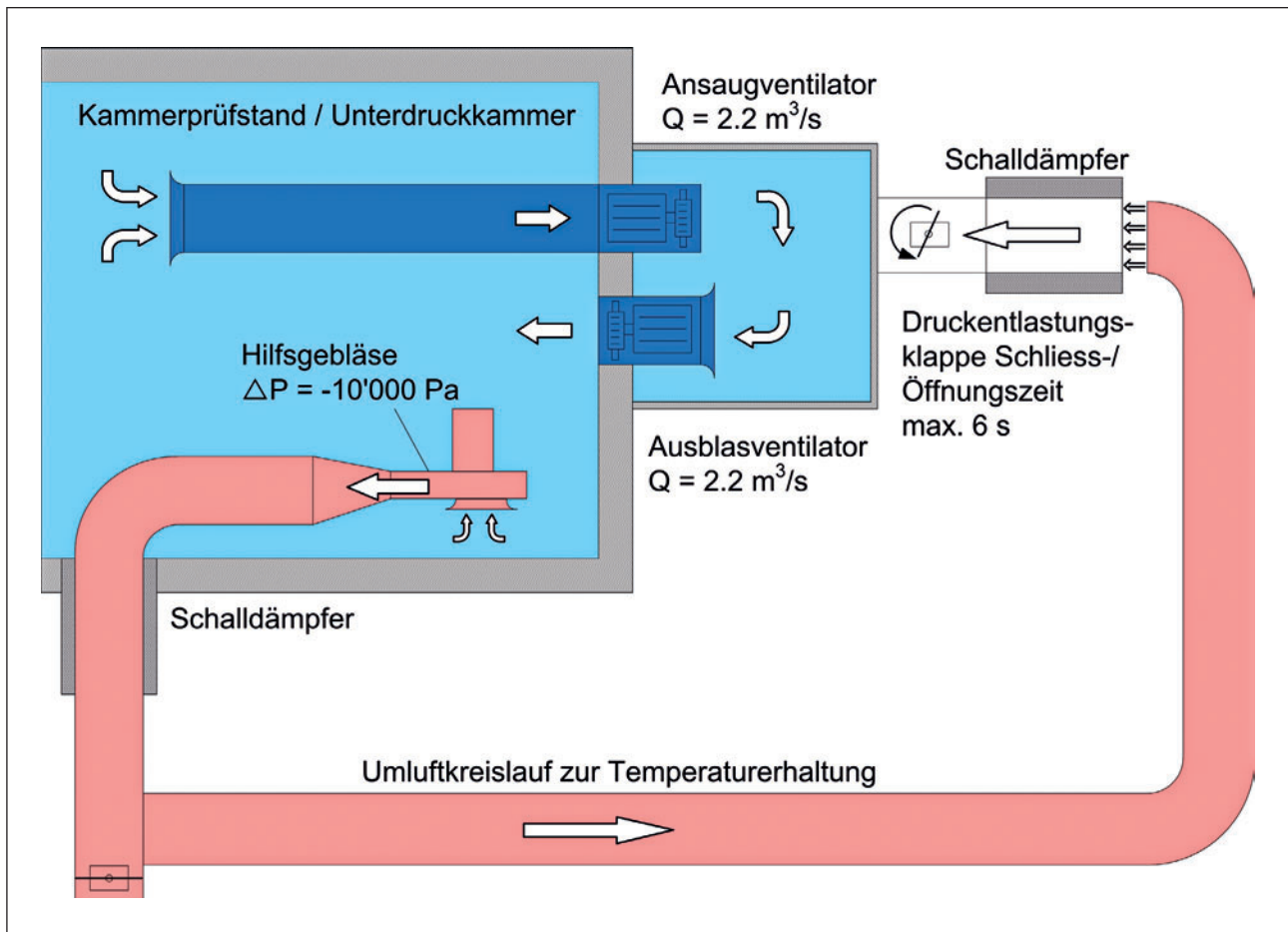
Train services running in the tunnel, lost heat of rail technological installations and other basic conditions (e.g. original rock temperatures of up to 46°C) cause relatively high air temperatures which can be in excess of 30°C within long sections. As this air has to be used to cool the cross-passages and the temperature in the cross-passages must be restricted to a maximum of 35°C, relatively large air quantities are needed to cool them. Taking the constricted space conditions within the cross-passages, the thermal loads incurred internally and the intrinsic heat loss into consideration, the maximum necessary discharge amount was determined at approximately 2.2 m³/s.

As the internal temperature of the cross-passages plays a decisive role for the life cycle of the rail infrastructure installed in the cross-passages and in turn for the availability of the tunnel, the fans for the cross-passage ventilation had to be planned redundantly. Furthermore, the fans are operated under extreme service conditions. The cross-passage ventilation has to function under high temperatures as well as in the presence of moist and dust-ridden air. Owing to the high fluctuations in pressure in the single track tubes (± 10 kPa), the fans were subjected to a constant load test on a stand especially devised for the GBT before their approval (Fig. 3). In constant load mode it was revealed that the blade system originally selected for the fans and the oscillation suppressors did not satisfy GBT requirements. The blade wheel was reduced from 10 to 5 blades and the oscillation dampers were strengthened accordingly.

3.3 Technical buildings equipment for high GBT availability

In the technical rooms of the GBT's secondary structures/buildings, important and sensitive electrical components are installed for the RBA and the rail infrastructure, particularly switch and control cabinets as well as processors (individual control and main computers). These components, which are relevant in terms of safety and operability, must safeguard the extremely high availability and reliability derived from the RAMS analyses, quite apart from possessing a life cycle that is as high as possible. In order to facilitate this, requirements are placed on the room climate (air temperature between 18 and 35°C, air humidity between 10 % and 80 % rel. humidity) for all operational modes, i.e. also in maintenance and incident mode. The technical rooms are also regarded as separate fire sectors, i.e. in the event of fire, fire and smoke must be prevented from being transferred from one room to another for 90 minutes (Fig. 4). During such an incident, the climate in the other rooms must be assured.

Extremely high requirements governing the execution are posed on the technical equipment of structures (the cooling in a technical room is allowed to fail once every 20 years) relating to the demands on the room climate. The components that are used are standard. 100 % redundancies are to be applied where needed.



3 Prüfstands Aufbau
 Test stand set-up
 (Quelle/Source: TLT Turbo GmbH)

worden. Die technischen Räume gelten unter anderem auch als separate Brandabschnitte, d. h. im Brandfall ist eine Übertragung von Feuer und Rauch von einem Raum zu einem weiteren Raum während 90 Minuten zu verhindern (Bild 4). Während eines solchen Ereignisses muss in den restlichen Räumen das Klima weiterhin garantiert werden.

Aus den Anforderungen an das Raumklima und der aus den RAMS-Analysen hergeleiteten Verfügbarkeit resultieren sehr hohe Ausführungsbestimmungen an die technische Gebäudeausrüstung (Ausfall der Kühlung eines technischen Raumes einmal alle 20 Jahre). Bei den eingesetzten Komponenten handelt es sich um Standardkomponenten. Wo nötig, sind 100 % Redundanzen umzusetzen.

Während des Lufttauscherbetriebs besteht eine aerodynamische Koppelung zwischen den Nebenbauwerken und den Tunnelröhren. Die zugbedingten Druckschwankungen breiten sich dann auch in die Nebenbauwerke aus. Eine grosse technische Herausforderung bestand darin, Massnahmen aufseiten der Gebäudeausrüstung umzusetzen, damit eine uneingeschränkte sichere Zugänglichkeit der technischen Räume und ihre ausreichende Kühlung sichergestellt werden kann. Hierfür

During the air-exchange mode there is an aerodynamic coupling between the secondary structures and the single track tubes. The fluctuations in pressure caused by the trains also spread to the secondary buildings. It was a major technical challenge to apply measures to furnish the buildings so that unrestricted safe access can be secured for the technical rooms as well as being able to cool them. Because of this, lock concepts and special control concepts for the climate and cooling facilities and their re-cooling had to be devised.

3.4 Crossover gates in the GBT – massive closures under extreme operational conditions

The GBT tunnel tubes are separated aerodynamically by the crossover gates. If a crossover is being instigated, the gate in question opens and the train can switch tracks via the connecting tunnel. The gate leaves are designed in the form of symmetric 2-leaf high-alloyed stainless steel elements (Figs. 5a + b). The opening and closing process is remote-controlled automatically by a superordinated control system. The crossover gate is monitored and secured in both positions (open/closed). In case of an emergency, the crossover gate can be opened on the spot automatically or manually with relatively little effort. The crossover gate is designed to

mussten Schleusenkonzepte und spezielle, auf diesen Aspekt ausgerichtete Steuer- und Regelkonzepte für die Klima- und Kälteanlagen und ihre Rückkühlung entwickelt werden.

3.4 Spurwechsell Tore im GBT – massive Abschlüsse unter extremen Einsatzbedingungen

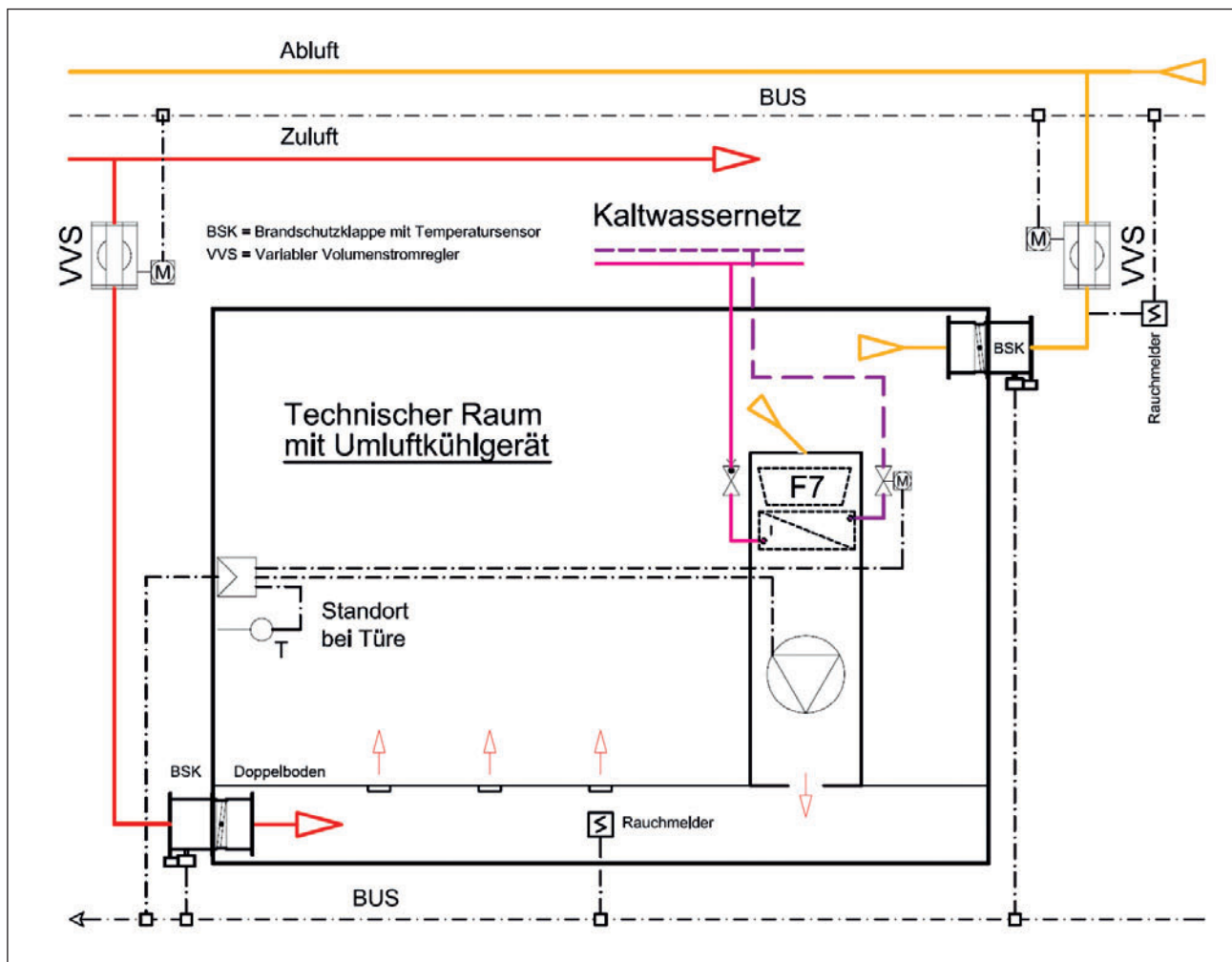
Durch die Spurwechsell Tore werden die Tunnelröhren des GBT aerodynamisch getrennt. Wird ein Spurwechsel vorbereitet, öffnet sich das angesteuerte Tor und der Zug kann über die Verbindungsröhre die Spur wechseln. Die Torflügel sind als symmetrische zweiflügelige hochlegierte Edelstahlkonstruktionen ausgeführt (Bild 5a+b). Der Öffnungs- und Schliessvorgang wird automatisch durch ein übergeordnetes Leitsystem ferngesteuert. Das Spurwechsell Tor ist in beiden Positionen (offen/zu) überwacht und gesichert. In einer Not-situation kann das Spurwechsell Tor vor Ort automatisch oder von Hand mit einem geringen Kraftaufwand geöffnet werden. Das Spurwechsell Tor ist auf eine dynamische maximale Druck-/Sogwechselbelastung von 20 kPa (max. Differenzdruck, aus den maximalen Druckschwankungen von ± 10 kPa in den beiden Tunnelröhren) ausgelegt. Bei einer thermischen Belastung von 160°C während 90 Minuten bleibt das Spur-

wechsell Tor mit einer dynamischen Druck-/Sauglast von 20 kPa (max. Differenzdruck, aus den maximalen Druckschwankungen von ± 10 kPa in beiden Einzelfahrböhrern) aus. Bei einer thermischen Belastung von 160°C während einer 90-minütigen Periode bleibt das Überkreuztor unverformt und bis zu 60°C einsetzbar. Um sicherzustellen, dass die Schutzanforderungen für die Tunnelventilation erfüllt werden können, muss das Überkreuztor nur eine maximale Leckfläche von 0,5 m² aufweisen. Ein Torblatt wiegt ca. 7,7 t.

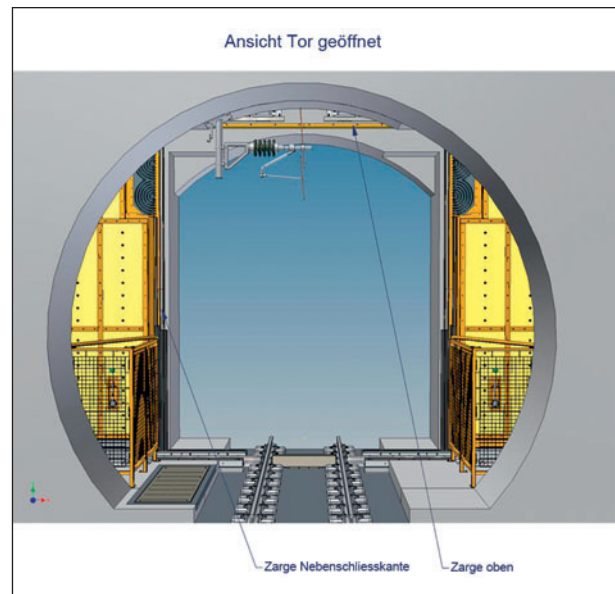
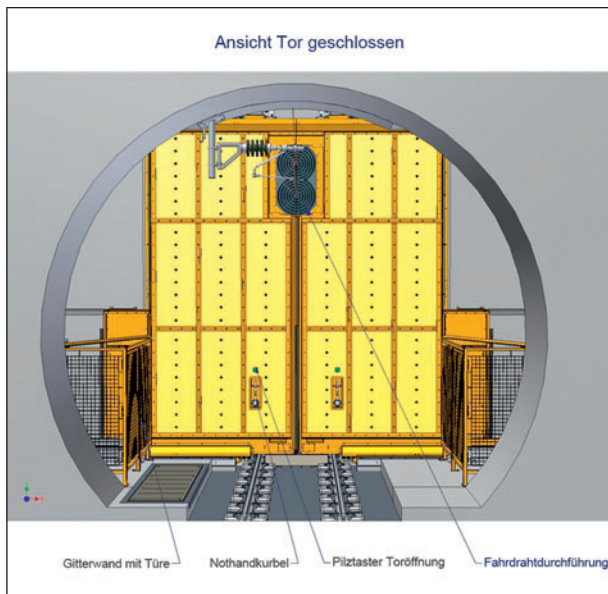
Das erste Überkreuztor wurde in Einzelteilen von Elkuch Bator AG im Dezember 2011 geliefert, nach erfolgreicher Testung in der Fabrik und dem Transport über Flachbettanhänger durch den Tunnel zum Einbaupunkt in der Sedrun Multifunktionsstation vom Erstfeld Portal. Es wurde im Januar/Februar 2012 installiert.

3.5 Cross-passage doors in the GBT – evacuation doors with unique demands

Es gibt 178 Überkreuztüren zwischen den 2 Einzelfahrböhrern im GBT. Allgemein haben diese eine innere Länge von 30 m und sind an beiden Seiten vom Tunnel durch Überkreuztüren getrennt. Im Falle eines Unfalls dienen sie



4 Technische Räume der Nebenbauwerke: RLT-Anlagen und Brandschutzkonzept
 Technical rooms of the secondary structures: Air conditioning installations and fire protection concept



5a+b Spurwechsellortore geschlossen und offen
Crossover gates closed and open
(Quelle/Source: Elkuch Bator AG)

wechsellortore verzugsfrei und ist bis 60°C bedienbar. Damit die Schutzziele mit der Betriebslüftung erreicht werden können, darf ein Spurwechsellortore eine max. Leckagefläche von 0.5 m² aufweisen. Ein Torflügel wiegt rund 7.7 t.

Das erste Spurwechsellortore wurde im Dezember 2011 nach erfolgreicher Werkprüfung von der Elkuch Bator AG in Stücken geliefert und ab Portal Erstfeld per Tiefklader durch den Tunnel bis zum Einbauort in der Multifunktionsstelle Sedrun transportiert. Es wurde im Januar/Februar 2012 eingebaut.

3.5 Querschlagtüren im GBT – Fluchttüren mit einmaligen Anforderungen

Im GBT sind zwischen den beiden Einspurunnelröhren 178 Querschläge vorhanden. Diese haben in der Regel eine Innenlänge von 30 m und sind beidseitig mit einer Querschlagtür vom Bahntunnel getrennt. Im Ereignisfall dienen sie als Fluchttüren von der Ereignisröhre in den „geschützten Bereich“ der Gegenröhre. Die Türen öffnen sich bei Betätigung des Öffnungsmechanismus. Sie sind so konzipiert, dass sie bei Ausfall des Öffnungsantriebs mit max. 100 N Öffnungskraft geöffnet werden können.

Zudem dienen sie dem Schutz der in den Querschlägen installierten Bahntechnik und sichern somit eine hohe Verfügbarkeit des GBT, insbesondere im Ereignisfall. Um den Wärmeeintrag in den Querschlag zu minimieren, dürfen die Querschlagtüren bei einem Brand mit 1000°C Brandtemperatur nach 90 Minuten nur eine max. Wandinnentemperatur von 200°C aufweisen. Ein Versagen des Abschlusses muss konstruktiv ausgeschlossen werden.

Die Querschlagtüren sind auf eine dynamische maximale Druck-/Sogwechselbelastung von 20 kPa (max. Differenz-

as evacuation doors from the bore in which the incident has occurred into the “protected area” – the other tube. The doors open when the opening mechanism is operated. They are designed in such a manner that they can be opened by a force of max. 100 N, should the opening mechanism fail.

Furthermore, they serve to protect the rail infrastructure installed in the cross-passages and thus ensure high availability of the GBT, especially in the event of an incident. In order to minimise the presence of heat in the cross-passages, the cross-passage doors are only permitted to possess a max. inner wall temperature of 200°C after 90 minutes given a 1000°C fire. Structural measures ensure that closure does not fail.

The cross-passage doors are designed for a dynamic maximum pressure/suction change load of 20 kPa (max. differential pressure from the max. pressure fluctuations of ±10 kPa in the 2 tunnel tubes). As the cross-passage doors also represent safety-relevant components, tenders were invited in a selective process, which initially saw the building of a prototype. In order to provide proof that, among other things, the previously mentioned demands were complied with, the prototypes provided by the candidates were subjected to a rigorous test programme. The bulk of the cross-passage doors have been installed and commissioned on a local basis.

3.6 Multi-functional hoisting installation for shafts I and II in the Sedrun part-section

The shafts in Sedrun are fitted with hoisting installation for flexible and operationally-safe inspection and maintenance activities in the roughly 800 m deep shafts I and II and assure that the GBT operates without disturbances. The fixed

druck, aus den maximalen Druckschwankungen von ± 10 kPa in den beiden Tunnelröhren) ausgelegt. Da es sich bei den Querschlagtüren ebenfalls um sicherheitsrelevante Bauteile handelt, wurden sie anhand eines selektiven Verfahrens ausgeschrieben, das in einer ersten Stufe den Bau eines Prototyps vorsah. Um den Nachweis zu erbringen, dass u.a. die zuvor genannten Anforderungen eingehalten werden können, wurden die Prototypen der Bewerber einem aufwendigen Prüfprogramm unterzogen. Der grösste Teil der Querschlagtüren wurde bereits installiert und lokal in Betrieb genommen.

3.6 Multifunktionale Hebeeinrichtungen für die Schächte I und II im Teilabschnitt Sedrun

Die Schächte in Sedrun werden mit Hebeanlagen ausgerüstet, die flexible und betriebssichere Inspektions- und Wartungsarbeiten in den ca. 800 m tiefen Schächten I und II gewährleisten und einen störungsfreien Betrieb des GBT sicherstellen. Die fixe Hebeanlage im Zuluftschacht (Bild 6) ist darüber hinaus bereits in der Einbauphase für Erstmontagen nutzbar und kann im späteren Betrieb des GBT auch als Arbeitsplattform für Erhaltungs- und Ersatzmontagen zum Einsatz kommen, insbesondere für den Kabeleinbau/-austausch im gesamten Schachtbereich. Im Abluftschacht kommt eine mobile Hebeeinrichtung zur Anwendung. Diese dient primär für periodische Inspektionen im Schacht II, ist aber auch als mobile Rettungseinrichtung konzipiert, um bei einer allfälligen Havarie der Hebeeinrichtung im Schacht I das Erhaltungspersonal evakuieren zu können.

Die konstruktive Gestaltung der Hebeeinrichtung im Schacht I trägt den besonderen Randbedingungen im GBT Rechnung. Da der Schacht I als Zuluftweg der Betriebslüftung Richtung Tunnel dient, wird die Hebeanlage ausserhalb ihrer Nutzungszeiten in der Schachtglocke „geparkt“ und kann dort durch ein dichtes Abschlussstor vom luftführenden Schachtabschnitt abgeschirmt werden. Die Plattform ist so konzipiert, dass sie auch Kräfte aus Extremsituationen (z.B. Fehlbedienung der Betriebslüftung mit max. Strömungsgeschwindigkeiten im Schacht I) gefahrlos ertragen kann.



6 Hebeeinrichtung bei Einfahrt in Schacht I, 3D-Darstellung
Hoisting installation when entering shaft I, 3D presentation

hoisting installation in the intake air shaft (Fig. 6) is additionally useful for initial assemblies during the installation phase and can also act as a working platform for service assembly operations when the GBT subsequently opens, especially for installing or replacing cables throughout the shaft zone. A mobile hoisting installation is used in the exhaust shaft. It primarily serves for periodic inspections in shaft II; however, it is also devised as a mobile evacuation device so that the service crew can be evacuated in the event of possible unavailability of the hoisting installation in shaft I.

The structural design of the hoisting installation in shaft I takes the special basic conditions prevailing in the GBT into consideration. As shaft I serves as an intake for the tunnel ventilation towards the tunnel, the hoisting installation is “parked” in the shaft porch when not in use and can be shielded there by a sealed door from the shaft section carrying air. The platform is devised in such a manner that even forces resulting from extreme situations (e.g. faulty operation of the tunnel ventilation with max. flow speeds in shaft I) can be borne without danger.

The payload of the inspection platform (IPF) amounts to 5 t, its net weight is 10 t. Its drive motors have a capacity of approximately 2×750 kW. The IPF's max. travelling speed amounts to 4 m/s; under normal conditions 1 to 3 m/s is foreseen, which can be reduced to as little as 0.1 m/s for revision and inspection purposes.

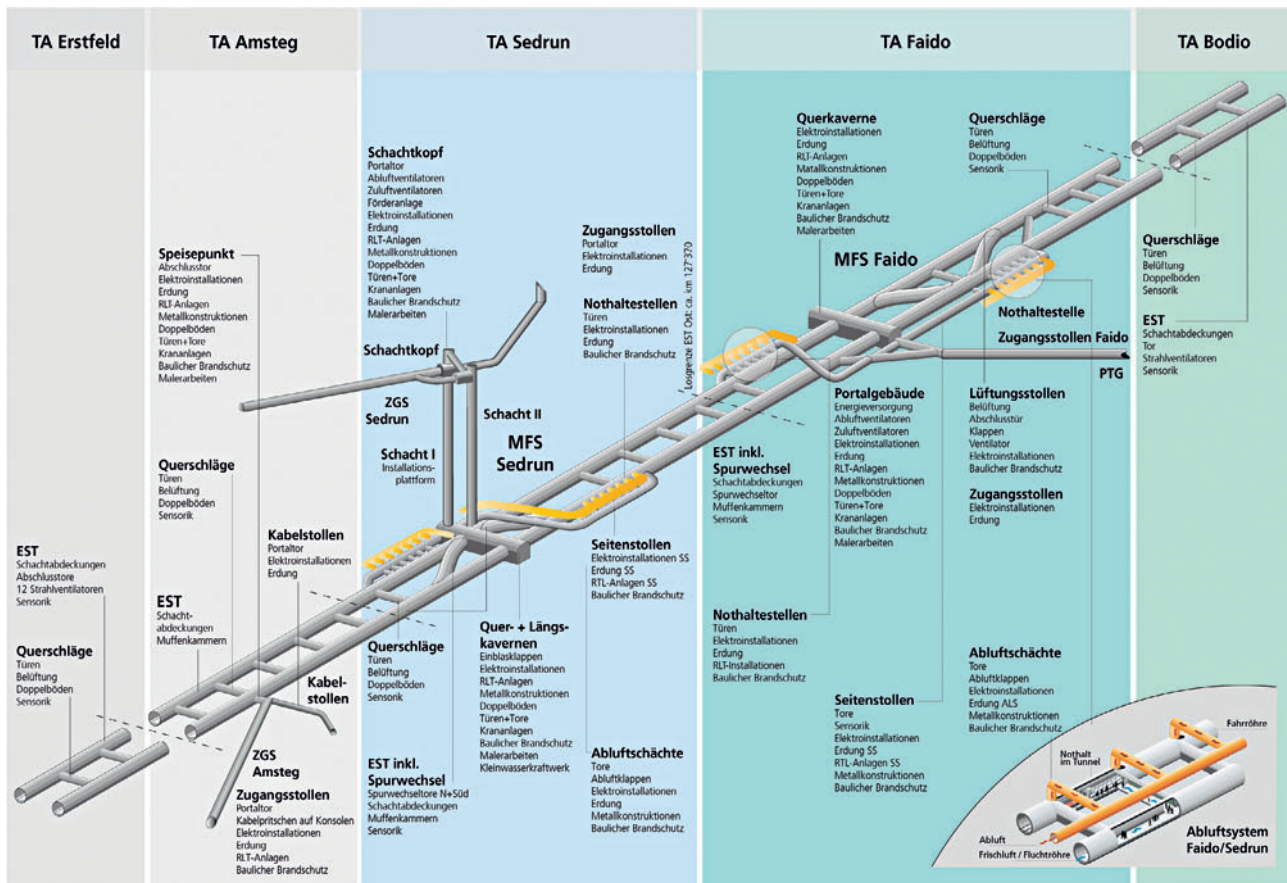
4 Projecting, scheduling, installation and logistics under tricky basic conditions

The GBT as an overall project represents a complex scheme with extremely restricted access possibilities, which possesses out-of-the-ordinary basic conditions both technically as well as on account of its protracted construction history and, of course, the chronological and spatial sequence of the execution phases. Fig. 7 provides an overview of the RBA performances in the GBT.

4.1 Equipment of the cross-passages

During the RBA tendering phase, optimised installation cycles per part-section and cross-passage were planned in order to localise and maintain control of the diversity of basic conditions for equipping the cross-passages and the resultant logistical interdependencies, quite apart from reducing the need for coordination during execution. This planning targeted installing 2 cross-passages per week and RBA section. This corresponded to the sequential installation of 4 cross-passage doors, 2 ventilation units and roughly 200 m² of raised floor per week, something which was effectively achieved – putting necessary modifications into practice.

The packed RBA elements had to be transported into the tunnel prior to installation by the main contractor civil



7 Einbauorte RBA im GBT
RBA installation points in the GBT
(Quelle/Source: AlpTransit Gotthard AG)

Die Nutzlast der Inspektionsplattform (IPF) im Schacht I beträgt 5 t, ihr Eigengewicht 10 t. Ihre Antriebsmotoren haben eine Leistung von ca. 2 x 750 kW. Die max. Fahrgeschwindigkeit der IPF liegt bei 4 m/s; unter normalen Fahrbedingungen sind 1 bis 3 m/s vorgesehen, für Revisions- und Inspektionsfahrten kann sie auf bis zu 0.1 m/s reduziert werden.

4 Projektierung, Terminplanung, Einbau und Logistik unter schwierigen Randbedingungen

Der GBT als Gesamtprojekt stellt ein komplexes Objekt mit sehr beschränkten Zugangsmöglichkeiten dar, welches sowohl technisch als auch infolge seiner langen Realisierungszeit und wegen der zeitlichen und räumlichen Abfolge der Ausführungsphasen aussergewöhnliche Randbedingungen aufweist. Bild 7 gibt einen Überblick über die RBA-Leistungen im GBT.

4.1 Ausbau der Querschläge

Um die Vielfalt der Randbedingungen für den Ausbau der Querschläge und die sich daraus ergebenden logistischen Abhängigkeiten zu lokalisieren und im Griff zu halten und um den Koordinationsbedarf während der Ausführung zu reduzieren, wurden in der RBA-Ausschreibungsphase optimierte Einbauabläufe je Teilabschnitt und Querschlag ge-

works involved on the spot with the tunnel railway (maximum packed dimensions/weight of element: L x W x H = 5.8 x 1.6 x 2.0 m, $G_{max} = 19.2$ t) and temporarily stored in the proximity of the point of installation. This for its part required a packing concept geared to transportation and temporary storage. The RBA elements had to be optimised for the extremely constricted space conditions in the cross-passage in order to safely provide the rail infrastructure contractor with the maximum possible installation area as well as conforming to specifications relating to escapeways. This optimisation process took place in conjunction with the relevant RBA contractors, and led to time-consuming development of detailed coordination and cable plans for all standard and special cross-passages. Fig. 8 displays a cross-passage completely equipped with RBA.

4.2 Equipment of the secondary structures

Whereas the tunnel equipment in the cross-passages was characterised by "line construction sites" and installation began after completion of the technical equipment and was thus reasonably manageable, equipping the secondary structures turned out to be more complicated. Each installation point is a case in itself with varying basic conditions and obstacles which has to be tackled individually.

plant. Diese Richteinbauplanung ging von einer Einbauleistung von 2 Querschlägen pro Woche und RBA-Los aus. Dies entsprach dem sequentiellen Einbau von 4 Querschlagtüren, 2 Lüftungsanlagen und ca. 200 m² Doppelbodenfläche pro Woche, was in der Ausführung – unter Umsetzung von nötigen Optimierungen – auch effektiv erreicht wurde.

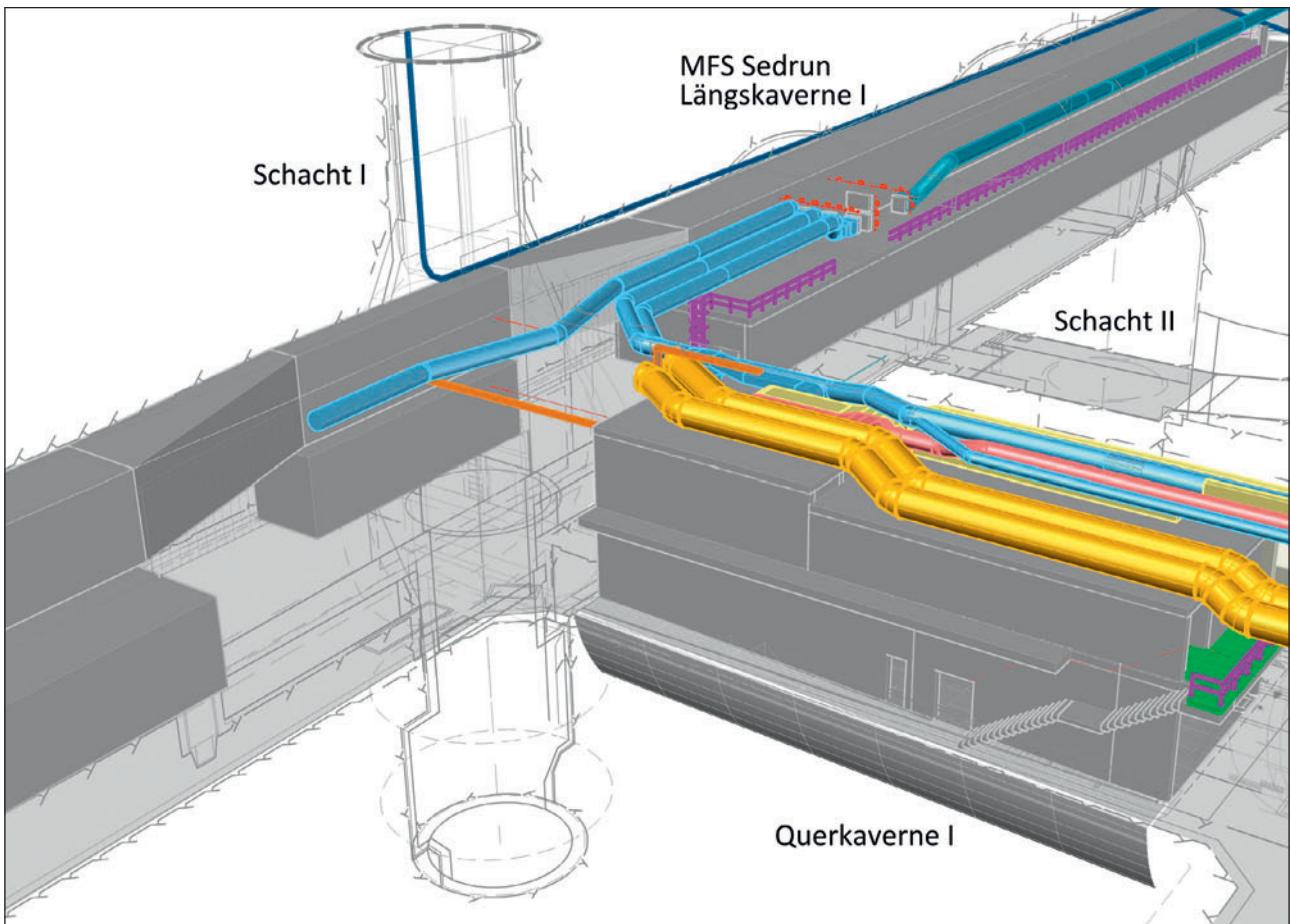
Die verpackten RBA-Elemente mussten vor dem Einbau durch den vor Ort tätigen Hauptunternehmer Rohbau mit der Stollenbahn (maximal verpackte Elementabmessungen/Gewicht: LxBxH = 5.8 x 1.6 x 2.0 m, G_{max} = 19.2 t) in den Tunnel transportiert werden und nahe zum Einbauort zwischengelagert werden. Dieses wiederum erforderte ein auf das Transport- und Zwischenlagerkonzept abgestimmtes Verpackungskonzept. Um dem Unternehmer Bahntechnik die maximal mögliche Installationsfläche gewährleisten und die Anforderungen an Fluchtwege sicher einhalten zu können, mussten die RBA-Anlagen auf die sehr eingeschränkten Platzverhältnisse im Querschlag optimiert werden. Dieser Optimierungsprozess erfolgte in Zusammenarbeit mit den betroffenen RBA-Unternehmern und führte zur zeitintensiven Entwicklung von detaillierten Koordinations- und Kabelplänen für sämtliche Standard- und Sonderquerschläge. Bild 8 zeigt einen mit RBA fertig ausgerüsteten Querschlag.

Extremely restricted, sophisticated deadlines that simply had to be adhered to emerged for the technical equipment, the RBA and the rail infrastructure taking the superordinated overall scheduling and the superordinated aim of commissioning the GBT in December 2016 into consideration. The principle applies that the follow-up contractor for rail infrastructure takes over tunnel sections through the client, in which both the technical equipment and the RBA facilities were completed.

This is based on the premise that at the point of handing over the installation points to the contractor for rail infrastructure, the RBA facilities and installations have been completely assembled and commissioned locally so that the RBA – such as the room air technology and the room lighting system – is available ready for use for the contractor for rail infrastructure. As a consequence, extremely short installation time frames were available for the RBA in certain sections. In order to be in a position to adhere to deadlines, in some sections (e.g. in the Sedrun multi-function station) the RBA will be installed parallel to the operations for completing the civil works. Owing to the very constricted space conditions and the extremely limited access and transport opportunities underground, these basic conditions represent a really great challenge and lead to a situation making it extremely difficult to complete the equipment of the tunnel within the allotted time.



8 Mit RBA fertig ausgerüsteter Querschlag
Cross-passage completely equipped with RBA
(Quelle/Source: AlpTransit Gotthard AG)



9 MFS Sedrun, 3D-Modell mit ersichtlichen RLT- und Wasserleitungen (Koordination der Leitungsführung)
 Sedrun MFS, 3D model with air conditioning ducts and water supply pipelines (coordination of the lines)

4.2 Ausbau der Nebenbauwerke

Während die Tunnelausrüstung in den Querschlügen durch „Linienbaustellen“ charakterisiert war und der Einbau nach fertiggestelltem Rohbau startete und somit einigermaßen überschaubar war, gestaltet sich die Ausrüstung in den Nebenbauwerken um einiges komplizierter. Jeder Einbauort stellt einen Einzelfall mit unterschiedlichen Randbedingungen und Erschwernissen dar, welcher gesondert betrachtet werden muss.

Unter Berücksichtigung der übergeordneten Gesamtterminplanung und des übergeordneten Ziels der Betriebsaufnahme des GBT im Dezember 2016 ergeben sich für den Rohbau, für die RBA und für die Bahntechnik sehr enge, anspruchsvolle und strikt einzuhaltende Terminvorgaben. Es gilt der Grundsatz, dass der Folgeunternehmer Bahntechnik Tunnelabschnitte durch den Bauherrn übernimmt, in welchen sowohl der Rohbau als auch die RBA-Anlagen fertiggestellt wurden.

Dieses setzt voraus, dass zum Zeitpunkt der Übergabe der Einbauorte an den Unternehmer Bahntechnik die RBA-Anlagen und -Installationen komplett eingebaut und lokal in Betrieb genommen wurden, sodass die RBA – wie z.B. die Raumlufttechnik und die Raumbelichtung – für den Unternehmer

Different transport routes and conditions for the material and the installation crews as well as harmonised shift models for the installation process for every point of installation are the outcome.

Detailed guiding concepts for installation were drafted by the planners for the tendering documents for the affected RBA sections, which were checked by the RBA contractors at the tendering phase and then confirmed with only a few adjustments made to them. During the work preparation phase, the installation frequencies for every room to be equipped as well as every facility to be installed are now being individually coordinated and accurately scheduled.

The project planning for the execution phase for the RBA contractors began in most cases in the second half of 2011 or in early 2012. During the tendering phases for the largest RBA sections, the spatial dispositions for various secondary structures/buildings were substantially revised on account of inevitable project developments and alterations to orders and adjusted to match different requirements. As a result of the extremely short deadlines for the project planning for the RBA contractors, updated coordination plans and co-

Bahn Technik betriebsbereit zur Verfügung steht. In diversen Abschnitten ergeben sich aufgrund dessen sehr kurze Einbaufenster für die RBA. Um die Termine einhalten zu können, erfolgt der Einbau der RBA in einigen Bereichen (z. B. in der Multifunktionsstelle Sedrun) parallel zu den Abschlussarbeiten des Rohbaus. Durch die engen Platzverhältnisse und die sehr eingeschränkten Zugangs- und Transportmöglichkeiten unter Tag stellen diese Randbedingungen eine sehr hohe Herausforderung dar und führen zu einer Tunnelausrüstung im Grenzbereich des terminlich Umsetzbaren.

Für jeden Einbauort ergeben sich unterschiedliche Transportwege und Transportbedingungen für das Material und für die Einbauequipen, sowie abgestimmte Schichtmodelle für den Einbau.

Für die Ausschreibungen der betroffenen RBA-Lose wurden von den Planern detaillierte Richteinbaukonzepte entwickelt, welche in der Angebotsphase durch die Unternehmer RBA überprüft und mit wenigen Anpassungen bestätigt wurden. In der Arbeitsvorbereitung werden nun die Einbausequenzen für jeden auszurüstenden Raum respektive für jede zu installierende Anlage einzeln koordiniert und tages-scharf terminiert.

Die Ausführungsprojektierung der Unternehmer RBA startete in den meisten Fällen in der 2. Hälfte 2011 oder Anfang 2012. Während der Ausschreibungsphasen der grössten Lose RBA wurden die Raumdispositionen diverser Nebenbauwerke/Gebäude aufgrund von unvermeidbaren Projektentwicklungen und Bestellungenänderungen wesentlich überarbeitet und diverse Anforderungen angepasst. Durch die sehr engen Fristen für die Ausführungsprojektierung der Unternehmer RBA wurden in Analogie zu den Querschlügen, aber anhand von 3D-Modellen aktualisierte Koordinationspläne und aktualisierte Koordinationsausparungspläne durch den Planer erstellt (Bild 9). Die Koordinationspläne stellen den Endzustand des Bauwerks mit den Anlagen dar.

5 Schlusswort

Aufgrund der bisherigen Erfahrungen und Ergebnisse kann mit Stolz festgestellt werden, dass die erste Herausforderung, die Ausrüstung der Querschlüge in guter Qualität und unter Einhaltung der Terminvorgaben und des vereinbarten Kostenrahmens auszuführen, bestanden wurde. In den Jahren 2012 und 2014 werden die Nebenbauwerke/Gebäude des GBT folgen und für alle Beteiligten eine echte Bewährungsprobe darstellen.

ordination recess plans were compiled by the planners in similar fashion to the cross-passages but based on 3D models (Fig. 9). The coordination plans represent the final state of the structure including the facilities.

5 Conclusion

Based on the findings and results obtained so far it can be maintained with pride that the first challenge – the equipment of the cross-passages in good quality and in accordance with the deadlines and agreed cost frame – was overcome. During 2012 and 2014 the secondary structures/buildings for the GBT will follow, presenting an enormous test for all those involved.

Literatur/References

- [1] Fabbri D., Strassl Ch., Peggs S.: Safety doors in the world's longest tunnel under the Gotthard: Outstanding requirements and performance. Feed-back from the bidding phase and results from the testing phase on selected prototypes. *Underground Space, the 4th Dimension of Metropolises*, Volume 3, S. 1671 ff. (proceedings of WTC-ITA 2007).
- [2] Sertori L., Bettelini M.: Ventilation and Cooling of the Underground Technical Rooms of the World's Longest Tunnel, WTC-ITA 2009.
- [3] Pochop F., Peggs S.: Die Betriebslüftung des Gotthard Basistunnels, *Swiss Tunnel Congress*, S. 50–60, Luzern 2011.
- [4] Pochop F.: Gotthard Basistunnel, *Die Rohbau-Ausrüstung*, *Swiss Tunnel Congress* 2007.

Detlef Obieray, Dipl. Ing. (univ.), Balfour Beatty Rail Schweiz GmbH, Stans/CH

Der Einbau der schotterlosen Fahrbahn im Gotthard-Basistunnel

Eine Produktion wie am laufenden Band

Die im GBT-Jahrhundertprojekt sehr strengen werkvertraglichen Anforderungen an die schotterlose Fahrbahn sowie die besonderen logistischen Randbedingungen stellen für die Ausführenden eine grosse Herausforderung dar. Nur mit einem standardisierten, hoch mechanisierten Fertigungsprozess, vergleichbar mit einer industriellen Fließbandproduktion, lässt sich das Werk unter Berücksichtigung der geforderten Qualität und der notwendigen Arbeitssicherheit herstellen.

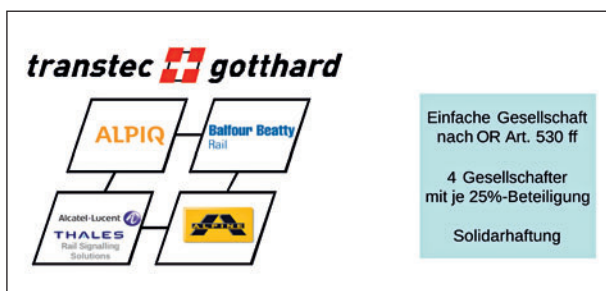
Laying the Ballastless Track in the Gotthard Base Tunnel

Forging ahead with production similar to an assembly line

The extremely strict contractual demands on the ballastless track for the project of the century Gotthard Base Tunnel (GBT) as well as the special logistical general conditions represent a major challenge for those responsible for its execution. It is only possible to complete the project given the required quality and the necessary industrial safety with a standardised, highly mechanised production process, comparable with an industrial assembly belt procedure.

1 Ausgangslage

Die Arbeitsgemeinschaft Transtec Gotthard wurde von der AlpTransit Gotthard AG, Bauherr der NEAT Achse Gotthard, mit der Planung, dem Einbau und der Inbetriebnahme der Bahntechnik im Gotthard-Basistunnel (GBT) beauftragt. Im Unterschied zur Herstellung des Rohbaus übertrug der Bauherr dem Auftragnehmer eine Generalunternehmeraufgabe. Die globale Vertragssumme beträgt ca. 1.7 Mrd. CHF und umfasst die Gesamtausstattung des Tunnels mit der Bahntechnik, die sich in folgende Teilgewerke aufteilt: Erstellung



1 Der Generalunternehmer Bahntechnik Gotthard
The general contractor Rail Technology Gotthard
(Quelle/Source: TTG)

1 Starting Position

The Transtec Gotthard JV was commissioned by the AlpTransit Gotthard AG, the client for the Gotthard NRLA (New Railway Link through the Alps = NRLA) axis, with the planning, installation and operation of the rail infrastructure in the Gotthard Base Tunnel (GBT). In contrast to the production of the civil works the client awarded the contractor a general contractor's assignment. The global contractual sum amounts to around 1.7 billion CHF and embraces the furnishing of the entire tunnel with the rail infrastructure, which is divided into the following sub-sections: laying the track, installing the 50 Hz power supply, the cable equipment, the 16.7 Hz traction power supply, the telecommunications for landline and radio as well as the signalling and safety equipment. To fulfil this task, companies leading in their respective fields within the Transtec Gotthard JV – Alpiq, Alcatel-Lucent/Thales, Alpine Bau and Balfour Beatty Rail – came together to form an ordinary partnership in accordance with Art. 530 FF OR (Swiss Law) in order to jointly master the opportunities and risks of this project of the century as equal partners, each with 25 % participation (Fig. 1).

L'installation de la voie sans ballast dans le tunnel de base du Saint-Gothard

Un processus de production à la chaîne

Dans le projet historique du tunnel du Saint-Gothard, les exigences très strictes posées à la voie sans ballast par le cahier des charges, ainsi que les conditions limites particulières pour la logistique de chantier constituent un grand défi pour les exécutants. Seul un processus de production standardisé, hautement mécanisé, comparable à une production industrielle à la chaîne, peut permettre de réaliser cet ouvrage dans la qualité exigée et avec la sécurité de travail nécessaire.

Costruzione del binario senza massicciata nella galleria di base del Gottardo

Un lavoro analogo alla catena di montaggio

I severissimi requisiti in termini di contratto d'opera per il binario senza massicciata, nonché le condizioni logistiche particolari nel progetto secolare del GBT, rappresentano una grande sfida per le parti che lo eseguono. Soltanto con una procedura di produzione standardizzata e altamente meccanizzata, paragonabile a una catena di montaggio industriale, è possibile realizzare l'opera tenendo conto della qualità e della sicurezza sul lavoro richiesti.

der Fahrbahn, Einbau der Stromversorgung mit 50 Hz, der Kabelanlagen, der Fahrstromversorgung mit 16.7 Hz, der Telekommunikation für Festnetz und Funk sowie die Signalisierungs- und Sicherungsanlagen. Zur Erfüllung der Aufgabe sind die in ihren Fachbereichen führenden Unternehmen der Arge Transtec Gotthard – die Firmen Alpiq, Alcatel-Lucent/Thales, Alpine Bau und Balfour Beatty Rail – in einer einfachen Gesellschaft i.S. von Art. 530 ff. OR zusammengeschlossen, um als gleichberechtigte Partner mit jeweils 25 % Beteiligung Chancen und Risiken dieses Jahrhundertprojektes gemeinsam zu teilen (Bild 1).

Die Transtec Gotthard führt, koordiniert und integriert als Projektgesellschaft die heterogenen Fachkompetenzen der Teilgewerke, die zur Realisierung des Gesamtauftrages notwendig sind und erbringt dabei übergeordnete Leistungen wie die Gesamtprojektleitung, Logistik und temporäre Installationen. Die einzelnen Gewerke werden im Innenverhältnis als Subunternehmerleistungen auf der Grundlage von Werkverträgen ausgeführt.

Der folgende Beitrag konzentriert sich ausschliesslich auf das Teilgewerk Fahrbahn und wird die besonderen Anforderungen an die Planung und Realisierung der Fahrbahn in diesem Projekt beleuchten. Umfassendere Informationen zur Gesamtprojektorganisation wurden bereits beim Swiss Tunnel Congress 2010 vorgestellt.

2 Die Arge Fahrbahn Transtec Gotthard

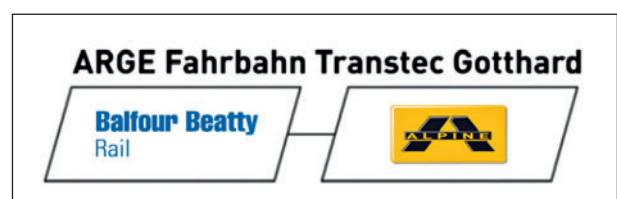
Die Arge Fahrbahn Transtec Gotthard ist im Zuge eines sogenannten Back-to-back-Vertrages für die Umsetzung des Teilgewerkes Fahrbahn verantwortlich. Wie die Dach-Arge Transtec Gotthard ist auch sie eine einfache Gesellschaft nach Art. 530 ff. OR und wird gleichberechtigt zu je 50 % von den beiden Firmen Balfour Beatty Rail und Alpine Bau gebildet (Bild 2).

The Transtec Gotthard, as project company, manages, coordinates and integrates the heterogeneous specialised competences of the sub-contractors, which are required to accomplish the total contract and in this connection fulfils superordinated tasks such as overall project management, logistics and temporary installations. The individual services are executed as sub-contractor performances on the basis of works contracts.

The following report concentrates solely on the sub-section track and will explain the special demands posed in planning and accomplishing the track for this scheme. More comprehensive details relating to the overall project organisation were already presented at the 2010 Swiss Tunnel Congress.

2 The Transtec Gotthard Track JV

The Transtec Gotthard Track JV is responsible for laying the track within the context of what is known as a back-to-back contract. Just like the umbrella Transtec Gotthard JV, it is also an ordinary partnership in accordance with Art. 530 ff OR and is owned equally by the 2 firms Balfour Beatty Rail and Alpine Bau (Fig. 2).



2 Der Subunternehmer für den Einbau der schotterlosen Fahrbahn im GBT
The sub-contractor for installing the ballastless track in the GBT
(Quelle/Source: TTG)

Der Auftrag zur Herstellung des Fahrweges umfasst die Planung, Lieferung, Herstellung und Inbetriebsetzung folgender Fahrbahnkomponenten:

- 115 km schotterlose Fahrbahn im GBT (inkl. Übergänge Multifunktionsstellen) in den beiden jeweils 57 km langen Tunnelröhren
- 2 Stück 12000er „perspektivische“ Weichen für eine mögliche Erweiterung des GBT im Nordabschnitt zur Umfahrung von Altdorf; es werden die Schwellensätze für je eine Weiche bereits als schotterlose Fahrbahn eingebaut
- 8 Stück 1600er Weichen mit beweglichem Herzstück als schotterlose Fahrbahn in den beiden Multifunktionsstellen
- 4 Übergangskonstruktionen schotterlose Fahrbahn – Schotterfahrbahn in den Tunnelportalzonen
- 31 km Schotterfahrbahn für den Stammlinienanschluss
- 22 Stück 1600er Klothoidenweichen in der Schotterfahrbahn, davon 15 mit beweglichem Herzstück

Für die Herstellung der schotterlosen Fahrbahn im Tunnel werden insgesamt 131 000 m³ Beton, 380 000 LVT-Schwellenblöcke (Low-Vibration-Track) und 230 km Schienen benötigt.

3 Anforderungen an die schotterlose Fahrbahn

Der Anforderungskatalog an die schotterlose Fahrbahn im GBT ist äusserst streng und gegenüber vergleichbaren Projekten in Deutschland oder z. B. dem Lötschbergtunnel nochmals deutlich verschärft worden. Die Herausforderungen an den Gleisbau bewegen sich in Toleranzmassen, die beinahe mit einem Schweizer Uhrwerk verglichen werden können. Als zulässige Abweichung vom Sollwert bezogen auf eine gleitende Streckenbasis von 5000 m, bei Messpunktabständen von 0.5 m, ist z. B. für die Spurweite eine Mittelwertabweichung von -0.5 bis +1.5 mm mit einer Standardabweichung vom Mittelwert von ≤ 0.5 mm vorgegeben. Die zulässige Abweichung der absoluten Lage und Höhe vom Mittelwert ist mit ± 0.5 mm mit einer erlaubten Standardabweichung vom Mittelwert von 1.0 mm gefordert. Noch strenger sind die Toleranzvorgaben für die Überhöhung der schotterlosen Fahrbahn, hier liegt die erlaubte Mindestwertabweichung bei ± 0.3 mm mit einer Standardabweichung vom Mittelwert von 0.3 mm. Für die innere Genauigkeit des Gleises muss der Unterschied zweier benachbarter Pfeilhöhen, gemessen in Abständen von 5 m in der Mitte der Sehne, < 2 mm sein. Insgesamt darf die Fahrbahn eine Verwindung von $N_{\max} = 0.05$ % (Messbasis 1 m) nicht überschreiten. Die Schienenneigung des mit UIC 60 E1 Schienen hergestellten Gleisrostes muss in den Toleranzgrenzen von 1:45 bis 1:35 liegen. Mit einer geplanten Gleissteifigkeit von $CG = 80.6$ kN/mm muss sich die gemessene vertikale Einfederung des Gleises, bei einer Achslast von 200 kN und einer Testgeschwindigkeit ≤ 15 km/h, im Toleranzbereich von 1 bis 1.5 mm bewegen (Bild 3).

Ähnlich stringent verhält es sich mit den projektspezifischen Anforderungen an den Betonbau. Der Vergussbeton für die schotterlose Fahrbahn muss folgende Mindestanforderungen erfüllen:

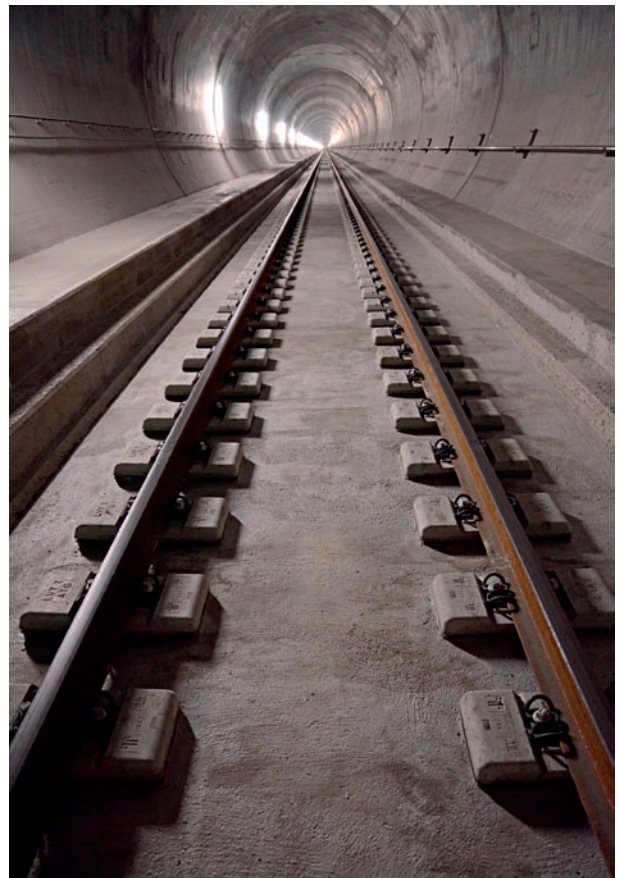
The contract for producing the track comprises the planning, supply, production and setting into operation of the following track components:

- 115 km of ballastless track in the GBT (including the MFS crossovers) in the 2 each 57 km long tunnel bores
- two 12,000 “perspective” switch points for a possible extension of the GBT in the northern section to bypass Altdorf; the sets of sleepers for points in each case have already been laid as ballastless track
- eight 1600 points with a moveable core as ballastless track in the 2 multi-function stations
- 4 crossover structures as ballastless track – ballast track in the tunnel portal zones
- 31 km of ballast track for the mainline connection
- twenty two 1600 clothoid points in the ballast track, 15 of which are with a moveable core

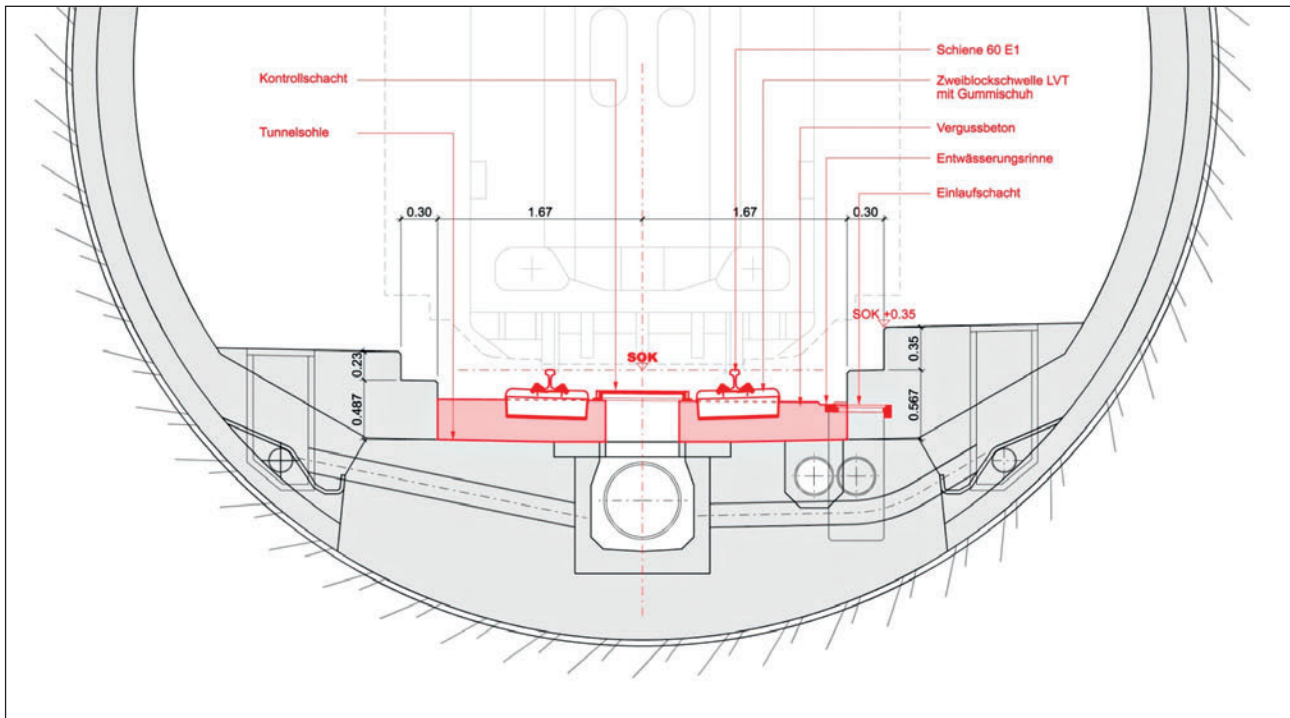
Altogether 131,000 m³ of concrete, 380,000 LVT sleeper blocks and 230 km of rails are needed for producing the ballastless track in the tunnel.

3 Demands on the ballastless track

The catalogue of requirements for the ballastless track in the GBT is extremely strict and has also been stepped up a notch



3 Fertiggestellte schotterlose Fahrbahn in Tunnelabschnitt Faido – Bodio West
Completed ballastless track in the Faido – Bodio West tunnel section
(Foto/Photo: TTG)



4 Tunnelquerschnitt mit schotterloser Fahrbahn
 Tunnel cross-section with ballastless track
 (Quelle/Source: TTG)

- Mindestdruckfestigkeit $\geq C25/30$
- Biegezugfestigkeit $f_{cbz,m} \geq 5.5 \text{ N/mm}^2$
- Expositionsclassen: XC3, XF3, XD3 (gem. CH-Norm)
- Nennwertgrösse Grösstkorn 16 mm
- Klasse Chloridgehalt Cl 0.20
- Nachbehandlung nach SN 505 262
- Kerbfugen zur gesteuerten Rissbildung im Abstand von 4.20 m
- Zement und Baustahl nach SN 505 262 bzw. 505 262/1

Hinsichtlich der vorgegebenen Betonsorte C25/30 für die Expositionsclassen XC3/XD3 ergeben sich folgende Randbedingungen aus den Schweizer Normen für die Betonrezeptur:

- max. $W/Z_{equ} = 0.45$ (Toleranz +0.02)
- min. $Z_{equ} = 344 \text{ kg/m}^3$
- wirksamer Wassergehalt von 168 l/m^3 bei einer ermittelten Wasseraufnahme der Gesteinskörnung von 13.2 l/m^3

Für den Bauunternehmer spielen aber neben den rein betontechnologischen Anforderungen auch die besonderen logistischen Bedingungen des GBT für den Einbau der schotterlosen Fahrbahn eine ausschlaggebende Rolle (Bild 4). Der Vergussbeton muss eine gute Verarbeitbarkeit (Konsistenz bzw. Ausbreitmass) zur Erreichung der vertraglich geschuldeten Einbaugeschwindigkeit besitzen. Dies vor allem unter Berücksichtigung der relativ grossen Vergusshöhe unter dem Schwellenschuh von 18 cm, bei Vermeidung von Entmischungen der Zuschlagstoffe beim fliessenden Einbau mit hoher Einbauleistung. Dabei ist ganz besonders darauf

or 2 in comparison with comparable schemes in Germany or, say, the Lötschberg Base Tunnel. The demands on track construction are in fact almost comparable with what is required of a Swiss chronometer. Relating to the permissible deviation from the target value over a 5000 m sliding route basis, given measurement point gaps of 0.5 m, an average value deviation of -0.5 to 1.5 mm with a tolerated standard deviation from the average value of $\leq 0.5 \text{ mm}$ is prescribed. The permissible deviation of the absolute position and height from the average value of $\pm 0.5 \text{ mm}$ with a permitted standard deviation from the average value of 1.00 mm is called for. The tolerance specifications for the banking of the ballastless track are even stricter. Here the permitted minimum deviation amounts to ± 0.3 with a standard deviation from the average value of 0.3 mm . For the internal accuracy of the track the difference between 2 neighbouring cambers, measured at 5 m gaps in the middle of the axis, has to be $< 2 \text{ mm}$. Altogether the track must not exceed a distortion of $N_{max} = 0.05 \%$ (measurement basis 1 m). The rail cant of the track grid produced by UIC 60 E1 rails must lie within the tolerances limits of 1:45 to 1:35. With a planned track rigidity of $CG = 80.6 \text{ kN/mm}$, the measured vertical deflexion of the track, given an axle load of 200 kN and a test speed of $\leq 15 \text{ km/h}$, must lie within a tolerance range of 1 to 1.5 mm (Fig. 3).

The project-specific demands posed on concrete construction are similarly stringent. The cast concrete for the ballastless track must fulfil the following minimum requirements:

- minimum compressive strength $\geq C25/30$
- bending strength $f_{cbz,m} \geq 5.5 \text{ N/mm}^2$



5 Vorbereitetes Gleisrost vor Betoneinbau
Prepared track grid prior to concrete being placed
(Foto/Photo: TTG)

zu achten, dass der Unterguss des Betons unter die Schwellensole des aus synthetischem Kautschuk bestehenden Gummischuhs (SBR) möglichst blasenfrei erfolgt, um eine gute Auflagefläche des Schwellenblocks im Beton zu gewährleisten.

Aufgrund der Komplexität der Anforderungen an die Betontechnologie und des hohen Qualitätsstandards für die Langlebigkeit des Gesamtsystems der schotterlosen Fahrbahn wurde von der Arge Fahrbahn ein eigenes betontechnologisches Projekt implementiert, welches die komplette Entwicklung des Fahrbahnbetons abbildet und begleitet. Unterstützt wird dieses Projekt durch das akkreditierte Betonlabor VersuchsStollen Hagerbach (VSH); es umfasst alle Phasen der Projektentwicklung vom Engineering und Design der Betonrezeptur über die Auswahl der Zuschlagstoffe, des Zements etc. bis hin zu unzähligen Versuchsreihen zur Verarbeitbarkeit des Betons unter den projektspezifischen Gegebenheiten. Dabei wurde sowohl die Entwicklung des Vergussbetons unterstützt, begutachtet und begleitet, als auch im Einbauprozess selbst die Zusammenarbeit mit der Qualitätskontrolle und der vertraglich geforderten kontinuierlichen Nachweisführung der eingebauten Betonqualität. Die Etablierung eines dauerhaften projektbegleitenden betontechnologischen Projektes und die Begleitung durch ein unabhängiges Labor ist in dieser Form ein Novum zum Bau von Festen Fahrbahnen und unterstreicht die besondere Bedeutung und den hohen Qualitätsanspruch dieses Gleisbauprojektes im Vergleich zu anderen Feste-Fahrbahn-Projekten (Bild 5).

Für den zukünftigen Betrieb der Strecke als Europäische Eisenbahntransversale orientieren sich die werkvertraglichen Anforderungen bereits vollumfänglich an der Europäischen Norm für Hochgeschwindigkeitseisenbahnsysteme (TSI-HGV). Die Auslegungsgeschwindigkeiten der Strecke sind für Güterzüge auf 120–160 km/h festgelegt, für Reisezüge auf 200 km/h und für den HGV auf 230–250 km/h. Weiterhin wird auch bereits die Grundlage für zukünftigen Eisenbahnverkehr der Streckenklasse E4 gemäss UIC 700 V mit Achslasten von bis zu 250 kN geschaffen. Pro Fahrtrichtung wird

- exposure classes: XC3, XF3, XD3 (according to CH Norm)
- nominal size maximum grain 16 mm
- chloride content class Cl 0.20
- curing according to SN 505 262
- kerb joints for controlled crack formation at 4.20 m gaps
- cement and structural steel according to SN 505 262 and 505 262/1

Regarding the predetermined type of cement C25/30 for exposure classes XC3/XD3, the following basic conditions result from the Swiss norms for the concrete recipe:

- max. $W/C_{\text{equ}} = 0.45$ (tolerance +0.02)
- min. $C_{\text{equ}} = 344 \text{ kg/m}^3$
- effective water content of 168 l/m^3 given an established water absorption of the rock granulation of 13.2 l/m^3

As far as the building contractor is concerned apart from the pure concrete engineering requirements the special logistical conditions of the GBT also play a decisive role for the laying of the ballastless track (Fig. 4). The cast concrete must possess good workability (consistency and slump) to attain the installation speed as laid down in the contract. This above all taking the relatively large casting height of 18 cm below the sleeper shoe, while avoiding any demixing of the aggregate materials given continuous installation at a high rate of performance. Towards this end, particular care must be taken to ensure that the concrete is cast below the sleeper shoe consisting of a shoe made of synthetic rubber (SBR) as far as possible without voids so that a good contact face for the sleeper block is created in the concrete.

On account of the complexity of the demands on the concrete technology and the high quality standard posed on the long service life for the overall system of the ballastless track, the Track JV devised its own concrete technological project which identifies and accompanies the complete development of the track concrete. This project was supported by the accredited concrete lab VSH Hagerbach, from the engineering and design of the concrete recipe by way of the selection of the aggregates, the cement etc. right up to countless test series on the workability of the concrete under project-specific conditions. In the process, both the development of the cast concrete was supported, observed and accompanied as well as collaboration with quality control and the contractually demanded continuous procedure of furnishing proof of the installed concrete quality in the placing process. Establishing a constant concrete technology project accompanying the project and back-up from an independent lab represent a first in this form for constructing slab tracks and underlines the particular significance and the high claim to quality of this track-building project compared to other slab track projects (Fig. 5).

For the future operation of the route as a European rail artery, the contractual demands are already completely geared to the European Norm for High-Speed Rail Systems (TSI-HGV). The design speeds for the route are devised for

eine Belastung von 480 000 BRT täglich (100 % Auslastung) zugrunde gelegt, gleichzeitig soll die schotterlose Fahrbahn eine Lebensdauer von > 50 Jahren garantieren.

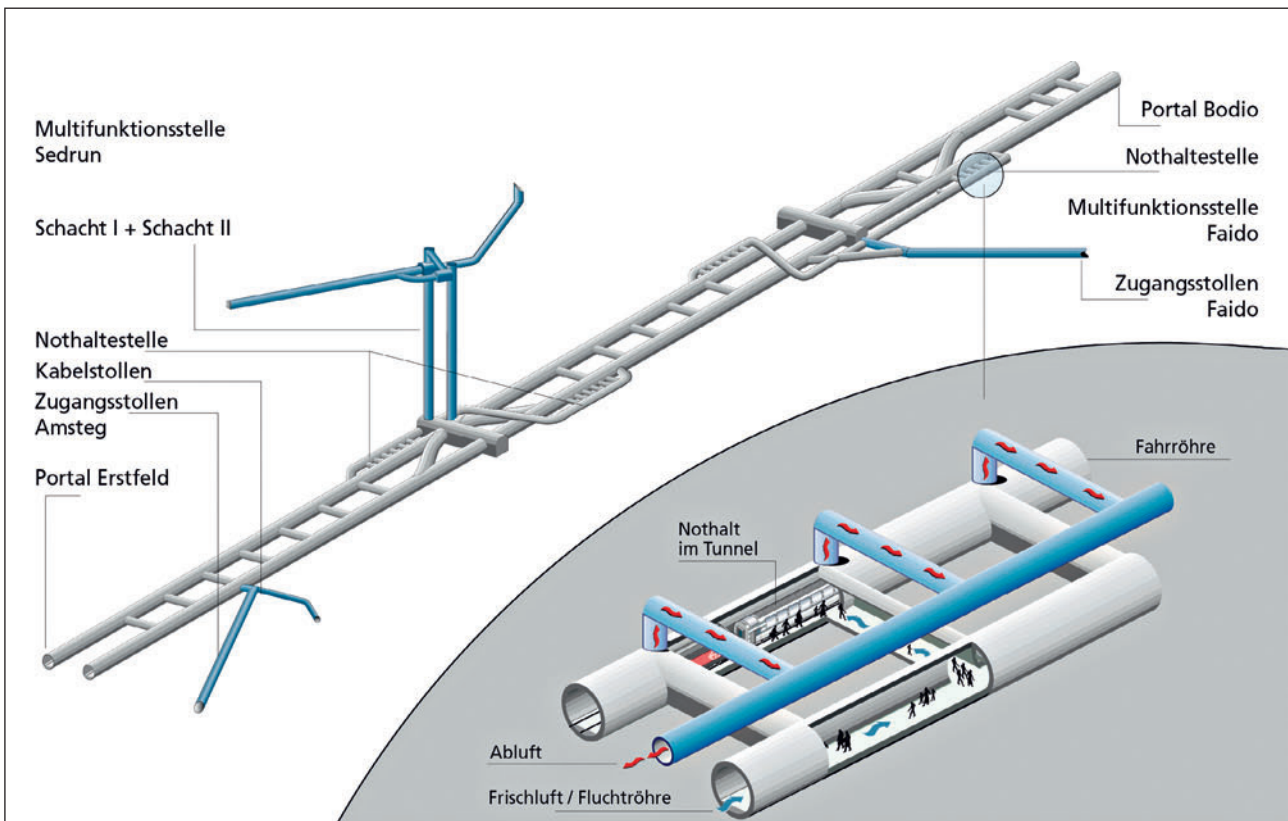
4 Logistische Randbedingungen

Eine besondere Herausforderung für den Einbau der schotterlosen Fahrbahn sind die logistischen Randbedingungen, die in diesem Bahnbauprojekt den Handlungsspielraum massgeblich bestimmen. Für den Gleisbau steht jeweils immer nur eine Tunnelröhre zur Verfügung, in der sowohl gearbeitet als auch die gesamte Logistik abgewickelt werden muss. Es sind grosse Wegstrecken für Material- und Personaltransporte zurückzulegen, die Zugangsfähigkeit zum Einbauort ist sehr eingeschränkt und kann immer nur einseitig von einem Portal aus erfolgen. Sämtliche Gleisbauarbeiten können deshalb nur über Kopf ausgeführt werden, d. h. der jeweils definitiv fertiggestellte Gleisabschnitt ist gleichzeitig auch der logistische Pfad für alle nachfolgenden Bau- und Transportarbeiten. Eine seitlich parallel geführte Bauroute steht nicht zur Verfügung. Um den Zeitplan für den Einbau der Bahntechnik überhaupt einhalten zu können, müssen deshalb, sobald die Gleistrasse verfügbar ist, mehrere Gewerke hintereinander geschaltet und in einem synchronen seriellen Baubetrieb eingesteuert werden. Materialtransporte zu und von dem Einbauort sind deshalb nur zu Schichtwechselzeiten möglich (Bild 6).

120–160 km/h for goods trains, 200 km/h for passenger trains and 230–250 km/h for high-speed trains. Furthermore, the basis for future rail traffic of class E4 in accordance with UIC 700 V with axle loads of up to 250 kN has also already been created. Per direction of travel, a load of 480,000 BRT (gross registered tonnes) daily is laid down; at the same time, the ballastless track is assured of a service life of > 50 years.

4 Logistical basic conditions

The logistical basic conditions represent a special challenge for installing the ballastless track. In this rail construction project they greatly determine the room for manoeuvre. For laying the track there is always only one tunnel bore available in which work proceeds as well as the logistics having to be dealt with. Lengthy distances for transporting material and manpower have to be covered; the accessibility to the point of installation is extremely restricted and is always only possible from one particular portal. All track construction activities can thus only be carried out up front, i.e. the track section that has been definitively completed is at the same time the logistical path for all subsequent construction and transport activities. There is no parallel running construction route at its side. Thus in order to be able to adhere to the timetable for the rail infrastructure in the first place, it is essential to tackle a number of jobs one after the other as soon as the track section becomes available, incorporated in



6 Schema Tunnelsystem mit Nothaltestelle und Lüftung
Tunnel system set-up with emergency halt and ventilation
(Quelle/Source: TTG)



7 Logistische Vorbereitungen zum Gleisbau
Logistical preparations for track laying
(Foto/Photo: TTG)

Die klimatischen Bedingungen mit Umgebungstemperaturen von bis zu 40°C im Berginneren erfordern ausserdem zusätzliche Lüftungs- und Kühlmassnahmen, damit an den Arbeits- und Einbaustellen ein verträgliches Arbeitsklima von maximal 28°C Trockentemperatur herrscht. Notwendige Einbaumaschinen dürfen deshalb nur wenig zusätzliche Wärmeenergie und vor allem keine unnötige Luftverschmutzung erzeugen. Dies kann nur durch Einsatz von überwiegend elektrisch betriebenen Geräten erreicht werden. Sind dennoch Dieselantriebe notwendig, sind entsprechende Schutzmassnahmen gegen Luftverschmutzung (Partikelfilter) zu treffen.

5 Der Einbauprozess zur schotterlosen Fahrbahn

Unter Berücksichtigung der zuvor erwähnten besonderen logistischen Bedingungen und der hohen Anforderungen an die Qualität des Produktes „schotterlose Fahrbahn im GBT“, zusammen mit der werkvertraglich geforderten „lückenlosen Rückverfolgbarkeit“ von jeder Einzelkomponente zu jedem Zeitpunkt und an jedem beliebigen Einbauort, wurde ein standardisierter, im hohen Grade mechanisierter Einbauprozess entwickelt. In seinen Abläufen gleicht der Einbauprozess einer industriellen Fertigung mit immer wiederkehrenden Tätigkeiten, eindeutig definiertem Materialeinsatz und festgelegtem Leistungs- und Personalansatz. Für die besonderen Einbaubedingungen wurden deshalb Maschinen entwickelt, die dem Standard von Industrierobotern hinsichtlich Funktionalität und Präzision, ähnlich wie in der Autoproduktion, vergleichbar sind. Mit standardisierten Abläufen wird eine Fließbandproduktion erreicht, allerdings mit dem Unterschied, dass sich bei der industriellen Fertigung das zu fertigende Produkt an der Arbeitsstation und dem Produktionsmitarbeiter vorbei bewegt. In unserem Falle bewegen sich die Mitarbeiter entlang des Fertigungsbandes und führen die Herstellung bzw. Produktion der schotterlosen Fahrbahn am „laufenden Band“ aus (Bild 7).

Der Einbau der schotterlosen Fahrbahn ist in 21 mehr oder weniger sequentiell auszuführende Arbeitsschritte zerlegt,

a synchronous serial construction operation. Materials transported to and from the point of installation can thus only be handled in between shifts (Fig. 6).

The climatic conditions with surrounding temperatures of up to 40°C within the mountains also call for additional ventilation and air-cooling measures so that an acceptable working climate of a maximum of 28°C dry temperature prevails at the working and installation points. The applied machines must therefore only produce a limited amount of additional thermal energy and, above all, not be the cause of unnecessary air pollution. This can only be accomplished by mainly using electrically operated equipment. Nonetheless, if diesel-driven machinery is required, corresponding protective measures against air contamination (particle filters) must be taken.

5 The installation process for the ballastless track

Taking the previously mentioned special logistical conditions and the high requirements on the quality of the product “ballastless track in the GBT” into consideration, together with the contractually demanded “complete traceability” of each individual component at every point in time and at any random installation point, a standardised, highly mechanised installation process was developed. As far as its sequences are concerned, the installation process resembles industrial production with ever-recurring activities, clearly defined material deployment and established approaches to both performance and personnel. As a result, machines were developed for the particular installation conditions, which are comparable to the standard of industrial robots in terms of functionality and precision – in similar fashion to motor car production. Assembly belt production is arrived at thanks to standardised cycles. With the difference, however, that in the case of industrial assembly the product being made moves past the work station and the production worker. In our case, the workers move along the assembly belt “churning out” the ballastless track (Fig. 7).

The installation of the ballastless track is divided into 21 working steps that have to be executed more or less sequentially in keeping with the “bottom-up principle”, carried out as follows:

- bringing in the 120 m long pairs of long rails, butt welding of the rails, producing an ancillary track
- bringing in and laying down the LVT sleeper blocks, bringing in and laying down the other material as well as the ancillary equipment to set up the ballastless track at previously determined positions accurate to the metre (e.g. shaft frames, covers, reinforcement baskets, support systems, crack inducer, etc.)
- production, assembly and setting up the track grid
- rough alignment of the track grid
- assembly of the shaft formwork including frames, reinforcement in shaft area, installing the crack inducer, drainage gutter formwork etc.
- fine adjustment of the track grid
- placing the concrete

nach dem „Bottom-up-Prinzip“ gegliedert und wird in folgender Reihenfolge ausgeführt:

- Einbringen der Langschienenpaare von je 120 m Länge, Abbrenn-Stumpfschweißen der Schienen, Erstellen eines Hilfsgleises
- Einbringen und Ablegen der LVT-Schwellenblöcke, Einbringen und Ablegen des übrigen Materials sowie der Hilfsgerätschaften zum Aufbau der schotterlosen Fahrbahn an vorher metergenau festgelegten Lagerpositionen (z. B. Schachtrahmen, Deckel, Bewehrungskörbe, Stützsysteme, Risschwerter etc.)
- Herstellen, Montage und Aufständigung des Gleisrostes
- Grobrichten des Gleisrostes
- Montage Schachtschalungen inkl. Rahmen, Bewehrung im Schachtbereich, Einbringen der Risschwerter, Entwässerungsrinnenschalung etc.
- Feinrichten des Gleisrostes
- Betoneinbau
- Nachbehandlung
- Fertigstellung (Montage Retentionsschwellen, Schachtdeckel etc.)

Für jeden der insgesamt 21 festgelegten Arbeitsschritte gibt es eine detaillierte Arbeitsanweisung, die eindeutige Angaben über die auszuführenden Tätigkeiten, den Einsatz von Material, Hilfsmitteln und Maschinen beschreibt, die Qualitätsanforderungen definiert und Hinweise zur Arbeitssicherheit und Schutzmassnahmen beinhaltet. Um die notwendige Arbeitsleistung pro Arbeitsschritt einzuhalten, gibt es klare Leistungsvorgaben, die so abgestimmt sind, dass jederzeit ein getakteter Arbeitsablauf ermöglicht wird. Ziel ist es, in einem 20-Tage-Zyklus 2160 m schotterlose Fahrbahn von der nackten Tunnelsohle bis zum endgereinigten und befahrbaren Gleis zu produzieren. Die Länge eines derart fertig gestellten Einbauintervalls ergibt sich aufgrund der Transportleistung von 120 m Langschienen, denn maximal 36 Stück können mit der zulässigen Tonnageleistung einer Eisenbahnwagengarnitur transportiert werden. Daraus ergibt sich die Gesamtgleislänge des fertiggestellten Gleises $[(36 \times 120 \text{ m})/2] = 2160 \text{ m}$.



8 *Feinvermessung und Schlussausrichten des Gleisrostes – letzter Arbeitsschritt vor dem Betoneinbau*
Fine surveying and final aligning of the track grid – last working step prior to placing the concrete
 (Foto/Photo: TTG)

- curing
- completion (assembling the retention sleepers, shaft covers etc.)

There is a detailed working instruction for each of the altogether 21 working steps, which describes clearly the activities to be carried out, the application of material, ancillary agents and machines, defines the quality demands and contains instructions relating to industrial safety and protective measures. In order to adhere to the necessary work rate per working step, there are specifications for performance which are geared in such a way that a working cycle in tact is possible at all times. The goal is to produce 2160 m of ballastless track in a 20-day cycle, from the bare tunnel floor right up to the completely cleaned and drivable track. The duration of an installation phase completed in this manner results from the transport capacity of the 120 m long rails, of which a maximum of 36 are permitted to be carried on a railway wagon: this provides the total track length of the completed track $[(36 \times 120 \text{ m})/2] = 2160 \text{ m}$.

6 Track laying

Both the long rails as well as the LVT sleeper blocks are carried per rail “just in time” from the given supplier’s location directly to the point of installation in the tunnel, a factor resulting in major advantages regarding quality, environmental protection and industrial safety.

For assembling the track grid and in order to attain the required positional accuracy, a 3-part group of machines (track-laying robots) was developed which lifts the rails from the ancillary track, holding them precisely at gauge width. The next step entails the mechanical installation of the sleeper blocks and, finally, the rail-sleeper section is brought into the required 1:40 pitch and held stable. Through assembling a highly precise support system, the predetermined gauge width and the rail pitch are assured and the final position of the track grid attained with an accuracy down to the millimetre.



9 *Pumpwagen am Kopfende des Betonzuges im Tunnel*
Pump wagon at the head end of the concrete train in the tunnel
 (Foto/Photo: TTG)



10 Das Herz des Betonzuges – Betonmischer mit Mischzentrale
 The heart of the concrete train – concrete mixer with central mixing unit
 (Foto/Photo: TTG)

6 Der Gleisbau

Sowohl die Langschienen als auch die LVT-Schwellenblöcke werden per Bahntransport „just in time“ vom jeweiligen Lieferantenstandort bis direkt an den Einbauort im Tunnel antransportiert, was grosse Vorteile hinsichtlich Qualität, Umweltschutz und Arbeitssicherheit mit sich bringt.

Now the structural elements for the placing of concrete are installed, such as the structures for the drainage shafts, the surface drainage, etc. and at 4.20 m gaps the installation of the crack inducer to cater for targeted crack formation (kerb joints) in the cast concrete. The track grid is only then finely adjusted in the required position tolerance down to tenths of a millimetre using a laser-controlled surveying method (target panel) after the completion of all preparatory activities for the track. Then the track grid is ready for the concrete to be placed (Fig. 8).

7 Placing the concrete

The concrete train represents the core of the concrete placing process. This trackbound mobile mixing plant transports the ready premixed aggregates with 1–16 mm grain size for a daily production of approximately 220 running metres of ballastless track into the tunnel in 15 wagons. Furthermore, there are 3 cement wagons and 1 water wagon with additional capacity for additives (plasticiser) to produce the predetermined concrete recipe. For operating the mixing plant, which is set up on its own flatbed wagon, there is also a workshop wagon for possible repair and maintenance work on the spot, a 16 kV power transformer wagon, so that the train can be connected to the medium-voltage network in the tunnel, a wagon with approximately 650 kVA emergency



11 Das Betonshuttle fährt auf dem Tunnelbankett
 The concrete shuttle runs along the side of the tunnel
 (Foto/Photo: TTG)

Für die Montage des Gleisrostes und zur Erreichung der geforderten Lagegenauigkeit wurde eine 3-gliedrige Maschinengruppe (Gleisbauroboter) entwickelt, die die Schienen vom Hilfsgleis hebt, präzise auf Spurweite hält, danach den mechanisierten Einbau der Schwellenblöcke durchführt und zum Schluss den Schienen-Schwellen-Strang hochpräzise in die geforderte Neigung von 1:40 bringt und stabil hält. Durch die Montage eines hochpräzisen Stützsystems wird die eingestellte Spurweite und Schienenneigung gewährleistet und die endgültige Lage des Gleisrostes bereits millimetergenau erreicht.

Jetzt erfolgt der Einbau der konstruktiven Elemente für den Betoneinbau, wie z. B. die Konstruktion für die Entwässerungsschächte, die Oberflächenentwässerung etc. und im Abstand von jeweils 4.20 m der Einbau der Risschwerter zur gezielten Rissbildung (Kerbfugen) im Vergussbeton. Erst wenn alle vorbereitenden Arbeiten im Gleis abgeschlossen sind, erfolgt die Feinjustierung des Gleisrostes in die geforderte zehntelmillimetergenaue Lagetoleranz mittels laser-gesteuertem Vermessungsverfahren (Zieltafel). Danach ist der Gleisrost fertig für den Betoneinbau (Bild 8).

7 Der Betoneinbau

Das Kernstück des Betoneinbaus ist der Betonzug. Als ein auf Schienen fahrbares Mischwerk transportiert er in 15 Waggons die fertig vorgemischten Zuschlagstoffe in der Körnung 1–16 mm für eine Tagesproduktion von ca. 220 Laufmeter schotterlose Fahrbahn mit in den Tunnel. Hinzu kommen 3 Zementwaggons und 1 Wasserwagon mit zusätzlicher Kapazität für Additive (Fließmittel) zur Herstellung der festgelegten Betonrezeptur. Zum Betrieb des Mischwerkes, das auf einem eigenen Flachwagon aufgebaut ist, gehört weiterhin ein eigener Werkstattwagen für allfällige Wartungs- und Reparaturarbeiten vor Ort, ein 16 kV Strom-Transformator-Wagen, damit der Zug an das Mittelspannungsnetz des Tunnels angeschaltet werden kann, ein Wagen mit ca. 650 kVA Notstromaggregatleistung für den Fall eines Stromunterbruchs, 1 Betonabfallwagon, damit im Falle von Ereignissen nicht verarbeitbarer Beton wieder mit aus dem Tunnel genommen werden kann, sowie ein Pumpwagon, mit dem der Beton auf das Betonshuttle verladen werden kann (Bild 9).

Die Betonproduktion vor Ort im Tunnel hat grosse Vorteile. So wird „just in time“ immer nur so viel Beton produziert, wie auch aktuell verarbeitet werden kann. Auf Unterbrüche beim Einbau kann beinahe verzuglos reagiert werden. Weiterhin wird immer frischer Beton produziert, der auch in seiner natürlichen „Lebenszeit“ verbaut werden kann. Besondere Massnahmen zur Steuerung der Lebensdauer des Betons (Verzögerer, Beschleuniger etc.) werden dadurch nicht notwendig, der Einsatz von Chemie wird auf ein Mindestmass (Einsatz eines Fließmittels) beschränkt. Für die gesamte Dauer des Betoneinbaus bleibt das hinter dem Betonzug liegende fertiggestellte Gleis frei und ist verfügbar für andere Gewerke und deren Ausbaurbeiten. Nur zum Schicht-



12 Der Betoneinbau – Handarbeit zur Herstellung der geforderten Fahrbahnoberfläche
Placing the concrete – manual work to create the necessary track surface
(Foto/Photo: TTG)

power aggregate capacity, should there be a power failure, 1 concrete waste wagon, so that unprocessed concrete can be removed from the tunnel as well as a pump wagon, which can load the concrete on to the concrete shuttle (Fig. 9).

Producing concrete on the spot in the tunnel is highly advantageous. As a result, only as much concrete is produced “just in time” as can actually be processed. Any interruptions to installation can be reacted to practically without difficulty. Furthermore, fresh concrete is always being produced, which can also be placed during its natural “lifetime”. Special measures to control the lifetime of the concrete (retarder, accelerator, etc.) are thus not required; the application of chemistry is restricted to a minimum (use of a plasticiser). The completed track behind the concrete train remains free for the entire duration of the concrete placing process and can be made use of for other jobs and any support operations. However, manpower has to be transported when there is a change of shift for the concreting crew, although the concrete train itself remain on site in the tunnel and can continue to operate without any delay (Fig. 10).

As the concrete train is only allowed to travel over the completed track once the freshly concreted section has reached its minimal strength (approximately 48 h after placing the concrete), the concrete must be transported from the mixing plant to the point of installation. In order to protect the positional stability of the track as well as on account of the required installation capacity, the application of concrete pump lines does not make sense. As a consequence, a special concrete shuttle was developed which is driven electrohydraulically, travelling on rubber wheels at the side of the tunnel (Fig. 11).

At the point of installation, the cast concrete is placed using a concrete distributor, which is charged from the concrete transporter, and an installation platform. The distributor’s capacity is designed in such a fashion that the shuttle always has sufficient time for a transport cycle even given the great-

wechsel der Betonmannschaft muss ein Personentransport durchgeführt werden, der Betonzug selbst bleibt jedoch vor Ort im Tunnel und kann verzuglos weiterbetrieben werden (Bild 10).

Da der Betonzug das fertiggestellte Gleis erst nach Erreichen der Mindesthärte des frisch betonierten Abschnitts befahren darf (ca. 48 Stunden nach Betoneinbau), muss der Beton vom Mischwerk zum Einbauort transportiert werden. Zum Schutz der Gleislagestabilität, aber auch wegen der geforderten Einbauleistung ist der Einsatz von Betonpumpleitungen nicht sinnvoll. Deshalb wurde ein spezielles Betonshuttle entwickelt, das elektro-hydraulisch angetrieben ist und mit Gummirädern auf dem seitlichen Tunnelbankett fährt (Bild 11).

Am Einbauort wird der Vergussbeton mittels einer Betonverteilstation, die vom Betontransporter beschickt wird, und einer Einbauplattform eingebaut. Die Kapazität der Verteilstation ist so ausgelegt, dass das Shuttle immer genügend Zeit für einen Transportumlauf auch bei grösstmöglicher Entfernung zwischen Betonzug und Einbauort, maximal ca. 800 m, hat.

Die Betoneinbaumannschaft ist für einen kontinuierlichen, möglichst blasenfreien Einbau des Vergussbetons verantwortlich. Für die Oberflächenentwässerung ist ein Quergefälle der Fahrbahn von 0.7 Grad Neigung herzustellen.

est possible distance between the concrete train and the point of installation, max. approximately 800 m.

The concrete placing crew is responsible for continuous installation of the cast concrete as void-free as possible. A lateral gradient with an incline of 0.7° for the track has to be created for the surface drainage. This measurement accuracy and the necessary surface treatment of the concrete between the sleeper bays and beneath the rails call for the application of skilled manual labour by the finishing crew (Fig. 12).

8 Maintenance and technology

The application of such complex technologies requires the machines and equipment to be constantly maintained and kept running, something which is only possible during the night shift on account of the continuous production process. Whereas the track construction robots and the concrete placing machines are cleaned, serviced and repaired in the tunnel, the concrete train leaves the tunnel once the late shift is over and is cleaned and filled again in the rail vehicle hall on the installation yard (Fig. 13).

In addition, all aggregates for roughly 4 days of production are temporarily stored in the rail vehicle hall so that supplies are secured in the event of interruptions of a logistical nature. All mass materials are delivered via rail logistics.



13 Die Fahrbahnhalle – Materialumschlagplatz und Wartungs- und Instandhaltungswerkstatt
The rail vehicle hall – material handling yard and repair and maintenance workshop
(Foto/Photo: TTG)

Diese Massgenauigkeit und die notwendige Oberflächenbehandlung des Betons zwischen den Schwellenfächern und unter den Schienen erfordern den Einsatz von reiner fachmännischer Handarbeit durch die Taloschiergruppe (Bild 12).

8 Wartung und Technik

Der Einsatz derart komplexer Technologien erfordert eine stetige Wartung und Instandhaltung der Maschinen und Geräte, was aufgrund des kontinuierlichen Produktionsprozesses immer nur in der Nachtschicht erfolgen kann. Während im Tunnel die Gleisbauroboter und die Betoneinbaumaschinen gereinigt, gewartet und instandgesetzt werden, verlässt der Betonzug nach Ende der Spätschicht den Tunnel und wird in der Fahrbahnhalle auf dem Installationsplatz gereinigt und wieder beladen (Bild 13).

In der Fahrbahnhalle werden ausserdem sämtliche Zuschlagstoffe für ca. 4 Produktionstage zwischengelagert, um bei logistischen Unterbrüchen Versorgungssicherheit zu gewährleisten. Sämtliche Massengüter werden mittels Bahnlogistik antransportiert.

9 Fazit

Die Arge Fahrbahn konnte im Einbauabschnitt Faido-Bodio West die Leistungsfähigkeit des speziell für das GBT-Projekt entwickelten Einbauprozesses mit Erfolg unter Beweis stellen. Der erste Einbauabschnitt von 15 040 m schotterloser Fahrbahn (Faido–Bodio West) ist planmässig – auf den Tag genau – erfolgt. Die letzten Meter wurden zeitgleich mit dem letzten Hauptdurchstich der Weströhre des GBT zwischen Faido und Sedrun am 23. März 2011 fertiggestellt (Bild 14). Aus der Planung wurde Realität:

- Der Einbauprozess hat sich bewährt, der hohe Technisierungsgrad trägt massgeblich zur Herstellung der geforderten Produktqualität und der Arbeitssicherheit und Gesundheit der Mitarbeiter bei.
- Die Einsatzfähigkeit und Belastbarkeit der komplett neu entwickelten Maschinen hat sich bewährt und konnte unter Dauerlast nachgewiesen werden.
- Das Zusammenspiel Mensch und Maschine hat sich gefestigt, eine Linienbaustelle mit industriellem Fertigungscharakter wurde entwickelt.
- Die geforderte Qualität des Produktes Feste Fahrbahn Typ LVT im GBT mit den extrem engen Toleranzvorgaben des Werkvertrages konnte durchgängig und nachhaltig hergestellt werden.
- Die Gebrauchstauglichkeit und Langlebigkeit des Systems Feste Fahrbahn GBT konnte auf dem fertiggestellten Abschnitt Faido–Bodio West durchgängig nachgewiesen werden.



14 23. März 2011: Einbaumannschaft der letzten Meter schotterloser Fahrbahn im Abschnitt Faido–Bodio West
23 March 2011: crew installing the last few metres of ballastless track in the Faido–Bodio West section
(Foto/Photo: TTG)

9 Summary

The Track JV was able to successfully prove the capability of the installation process especially developed for the GBT project in the Faido–Bodio West placing section. The first installation section of 15,040 m of ballastless track (Faido–Bodio West) was completed according to schedule – to the very day. The final metres were completed simultaneously with the last main breakthrough of the GBT’s western bore between Faido and Sedrun on 23 March 2011 (Fig. 14). Planning became reality:

- The installation process proved itself with the high degree of engineering, essentially contributing to creating the desired product quality as well as industrial safety and health of the workforce.
- The availability and durability of the completely newly developed machines proved itself and was verified under constant load.
- Interaction between man and machine was consolidated; a line construction site with industrial production character was developed.
- The required quality of the product slab track Type LVT in the GBT with the extremely narrow tolerances contained in the works contract was created continuously and sustainably.
- The suitability for use and longevity of the GBT slab track system was proved continuously on the completed Faido–Bodio West section.

Benno Müller, Dipl. Ing., Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG, München/D

Wehrhahn-Linie Düsseldorf/D: Unterfahrung Kaufhof an der Kö

Baugrundvereisung als Sicherung für den bergmännischen Vortrieb

Im Zuge des U-Bahnbaus der Wehrhahn-Linie in Düsseldorf erfolgt unmittelbar unterhalb der Fundamente des Kaufhauses „Kaufhof an der Kö“ der Neubau des Bahnhofs Heinrich-Heine-Allee in bergmännischer Bauweise. Dabei wird eine ca. 75 m lange Vortriebsstrecke im Schutze einer Solevereisung aufgeföhren. Für das Einbringen der notwendigen Gefrierrohre zur Herstellung des Frostkörpers wurden gesteuerte horizontale Bohrungen aus einer Schlitzwandbaugrube ausgeführt. Da Setzungen und Stützenneigungen der denkmalgeschützten Fassade nur in sehr engen Grenzen toleriert werden, sind unmittelbar unter der Kaufhofgründung und oberhalb der oberen Gefrierrohrbohrungen 72 m lange Injektionsrohre angeordnet. Erwartete Setzung und Stützenneigungen, die durch den Tunnelvortrieb auftreten, werden durch gezielte Vorhebungen im Vorfeld kompensiert.

Düsseldorf/D Wehrhahn Line: Underpassing the Kaufhof on the Kö

Tunnelling with the ground freezing method

As part of building the Wehrhahn Line for the Düsseldorf Metro, the Heinrich-Heine-Allee station is being produced by trenchless means beneath the foundations of the “Kaufhof an der Kö” department store. Towards this end, a roughly 75 m long driving section protected by brine freezing is being excavated. Horizontal holes were drilled from a diaphragm wall excavation pit to install the necessary freezing pipes to create the frozen zone. As settlements and any sloping proclivities of the historically protected facade can only be tolerated within extremely narrow limits, 72 m long grouting pipes are installed directly below the Kaufhof foundations and above the upper freezing pipes. Any settlements and sloping proclivities that are expected resulting from the tunnel drive are to be compensated by targeted lifting in advance.

1 Projektvorstellung

Mit Beginn der Bauarbeiten für die Wehrhahn-Linie im Jahre 2008 wurde für die Landeshauptstadt Düsseldorf ein wichtiger Baustein für die Weiterentwicklung in der innerstädtischen Infrastruktur gelegt. Das U-Bahnnetz erföhrt dadurch eine wesentliche Erweiterung und erschliesst den südlichen und den östlichen Teil der Stadt mit einem modernen und leistungsfähigen Verkehrssystem. Auf einer Strecke von 3.3 km wurden 2.3 km mit einem Hydroschildvortrieb aufgeföhren. Die restlichen Streckenteile beinhalten die Rampenbauwerke in offener Bauweise und 5 U-Bahnhöfe erstellt in Deckelbauweise (Bild 1). Der sechste Bahnhof, der U-Bahnhof Heinrich-Heine-Allee, ist in Lage und Bauweise eine Besonderheit. Das Bauwerk befindet sich im Kreuzungsbereich zu den bestehenden U-Bahnlinien und ist in unmittelbarer Nähe zur Altstadt sowie der Einkaufsstrasse Königsallee als zentrale Umsteige-

1 Presenting the project

An important element for further developing the urban infrastructure was established by commencing the building activities on the Wehrhahn Line in 2008. As a result, the Metro network will be greatly extended, opening up the southern and eastern parts of the city with a modern and efficient transportation system. 2.3 of a 3.3 km long route is being driven by means of a hydro-shield. The remaining parts of the route consist of the ramp structures produced by cut-and-cover and 5 Metro stations created using the top cover method (Fig. 1). The 6th station, the Heinrich-Heine-Allee underground station, is something special in terms of its location and method of construction. The structure is located in an intersection for the existing Metro lines and is foreseen as a central transfer station in immediate proximity to the Altstadt and the Königsallee shopping precinct. Furthermore,

La ligne Wehrhahn à Düsseldorf: reprise en sous-œuvre du magasin Kaufhof dans la Königsallee

Congélation du sol pour sécuriser l'avancement en souterrain

Parallèlement à la construction du métro de la ligne Wehrhahn à Düsseldorf, la nouvelle gare Heinrich-Heine-Allee est réalisée par avancement en souterrain, directement sous les fondations du grand magasin « Kaufhof » dans la Königsallee. Un segment de 75 m de longueur y est creusé sous la protection d'un procédé de congélation à la saumure. Pour l'installation des tubes réfrigérants nécessaires à la fabrication du bloc de terrain gelé, on a réalisé des forages horizontaux dirigés à partir d'une fouille à parois moulées. Étant donné la tolérance très sévère admise pour les tassements et l'éventuelle inclinaison des appuis de la façade classée monument historique, des tubes à injection de 72 m de long ont été disposés directement sous les fondations du magasin et au-dessus des forages de congélation supérieurs. Le tassement attendu et l'inclinaison des appuis que pourrait générer l'avancement du tunnel sont compensés au préalable par des relèvements ciblés.

La linea Wehrhahn a Düsseldorf/D con passaggio sotto il grande magazzino Kaufhof sulla Königsallee

Congelamento del terreno per mettere in sicurezza l'avanzamento

Nell'ambito della costruzione della metropolitana della linea Wehrhahn a Düsseldorf, viene realizzata la nuova stazione Heinrich-Heine-Allee immediatamente al di sotto delle fondamenta del centro commerciale "Kaufhof an der Kö", creando una tratta di avanzamento di 75 m protetta tramite congelamento del terreno circostante. Per inserire i tubi refrigeranti e creare il corpo congelato, sono stati praticati dei fori orizzontali da una fossa con paratia. Dato che gli assestamenti e l'inclinazione dei pilastri della facciata, sottoposta a tutela dei monumenti, sono tollerati solo in misura molto limitata, subito sotto le fondamenta del centro commerciale e al di sopra dei fori superiori per il congelamento, sono stati disposti dei tubi di iniezione lunghi 72 m. Gli assestamenti e le inclinazioni dei pilastri previsti, dovuti all'avanzamento della galleria, verranno compensati da sopraelevamenti mirati a monte.

möglichkeit vorgesehen. Zudem befindet sich der überwiegende Teil des neuen Bahnhofs unmittelbar unterhalb der Gründung des Kaufhauses „Kaufhof an der Kö“ – ein Gebäude mit denkmalgeschützter Jugendstilfassade von 1907. Die Ausschreibung für den U-Bahnhof sah als Baumethode technisch sehr anspruchsvolle ineinander verzahnte unterschiedliche Bauverfahren mit Rohrschirmunterfangungen, Hebungsinjektionen und grossflächigen Grundwasserabsenkungen innerhalb einer Schmalwandumschliessung vor. Der Bahnhof sollte im Schutze der Rohrschirmkonstruktion, gelagert auf DSV-Wänden (Düsenstrahlverfahren), in kleingliedrigen Aushubschritten erstellt werden. Start- und Zielbaugruben waren in Schlitzwanddeckelbauweise geplant.

Von dem Auftraggeber, der Landeshauptstadt Düsseldorf, wurde der Bahnhof Heinrich-Heine-Allee als separates Bau-los 2 innerhalb des Projekts Wehrhahn-Linie ausgeschrieben. Das Bau-los 1 wurde entsprechend dem Amtsentwurf als maschineller Vortrieb einschliesslich der dazugehörigen Bahnhöfe und Rampen vergeben. Schliesslich erfolgte für das Bau-los 2 die Beauftragung für einen Sondervorschlag mit einer Bodenvereisung im Bereich der Unterfahrung des „Kaufhofs an der Kö“, der von Max Bögl, Zentralbereich Tunnelbau erarbeitet wurde. Die Vorteile des geänderten Bauverfahrens lagen vor allen Dingen in der geringeren Beeinträchtigung des Kaufhofs – immerhin eines der umsatzstärksten Kaufhäuser Deutschlands – sowie dem Entfall der grossflächigen Grundwasserentnahme. Die Arbeiten werden

the main part of the new station is to be found directly beneath the foundations of the "Kaufhof an der Kö" department store – a building with a historically protected Jugendstil facade dating back to 1907. The construction method fore-



1 Lageplan Wehrhahn-Linie
General plan of the Wehrhahn Line

in einer Arbeitsgemeinschaft durch die Firmen Max Bögl (technische Geschäftsführung) und Wayss & Freytag (kaufmännische Geschäftsführung) ausgeführt. Die Inbetriebnahme der Strecke ist für 2015 vorgesehen.

Die maschinellen Vortriebe im Baulos 1 sind abgeschlossen. Die vorliegenden Ausführungen beschreiben im Wesentlichen die momentan laufenden Arbeiten unterhalb des „Kaufhofs an der Kö“.

2 Sondervorschlag

Das Baulos 2 umfasst eine Streckenlänge von etwa 120 m. Davon befinden sich 75 m unter den Fundamenten des denkmalgeschützten Kaufhauses. Die restliche Strecke wird komplettiert durch die östlich und westlich des Vortriebsbereichs gelegenen Baugruben, die in herkömmlicher Schlitzwanddeckelbauweise erstellt wurden.

Die grundlegende Idee des Sondervorschlags beruht auf einer umhüllenden Baugrundvereisung im Bereich der dreigliedrigen Vortriebsstrecke. Dabei übernimmt der Vereisungskörper zum einen die abdichtende Funktion gegenüber dem anstehenden Grundwasser und zum anderen die abstützende und tragende Funktion gegenüber dem Erd- und Wasserdruck sowie den anstehenden Gebäudelasten.

Die Start- und Zielbaugruben der Vortriebsstrecke bilden mit ihren Schlitzwänden die wasserdichtenden „Deckel“ zu den gefrorenen horizontalen Röhren.

Wie aus dem Lageplan ersichtlich (Bild 2), befindet sich ausgehend von der Startbaugrube der Bahnhofsquerschnitt im südöstlichen Teil komplett unterhalb des Gebäudes. Die Überdeckung vom Tunnelausbruch bis zu den Fundamentunterkanten des Kaufhofs beträgt lediglich 2.7 m. Der Tunnel schwenkt mit einem sehr flachen Bogen an der südwestlichen Gebäudeecke in die Zielbaugrube im Strassenbereich der Theodor-Körner-Strasse ein. Die Baugrube bildet hier das Verbindungsglied zwischen der kurzen ca. 75 m langen Tunnelstrecke und dem Bestands- bzw. Kreuzungsbauwerk. Da die Breite der Baugrube innerhalb des Strassenbereichs für die Bahnhofsabmessungen nicht ausreicht, erstreckt sich ein kleiner Teil der Zielbaugrube unter die Südwestecke des Kaufhofs. Die Erweiterung der Zielbaugrube wird durch einen massiven mit dem Düsenstrahlverfahren hergestellten Block als ein Unterfangungselement in Kombination mit wasserdichtenden vertikalen Vereisungswänden realisiert.

Die Gründung des Kaufhofs wurde nach Kriegsschäden in der Nachkriegszeit ertüchtigt und in Folge von Umbauarbeiten mehrmals verändert. Daraus resultieren sehr unterschiedliche Gründungssituationen mit Randfundamenten, Bodenplatten und teilweise hoch belasteten Einzelfundamenten. Zusammen mit dem schrägen Verlauf der Tunneltrasse und der Gründung mit Einzelfundamenten ergeben

seen at the tendering stage called for various interlinking processes involving pipe umbrella underpinning, lifting injections and large-scale groundwater lowering within a narrow wall enclosure. The station was to be produced in small steps protected by the pipe umbrella structure, set in jet-grouted walls. The start and target shafts were planned in the diaphragm wall/top cover construction method.

The Heinrich-Heine-Allee station was commissioned as a separate contract section within the Wehrhahn Line project by the client, the regional capital of Düsseldorf. Contract section 1 was awarded according to the official draft as a mechanised drive including the corresponding stations and ramps. Subsequently, a special proposal resulted for contract section 2 involving ground freezing at the “Kaufhof an der Kö” underpass, which was tackled by Max Bögl, Central Division for Tunnelling. The advantages of this revised proposal lay in the fact that there was less interference to the Kaufhof – one of Germany’s busiest department stores – and furthermore there was no longer any need for large-scale groundwater drainage. The operations are being executed by a joint venture involving the companies Max Bögl (technical management) and Wayss & Freytag (commercial management). The line is due to be opened in 2015.

The mechanised drive in contract section 1 has been concluded. This report largely concerns the ongoing activities beneath the “Kaufhof an der Kö”.

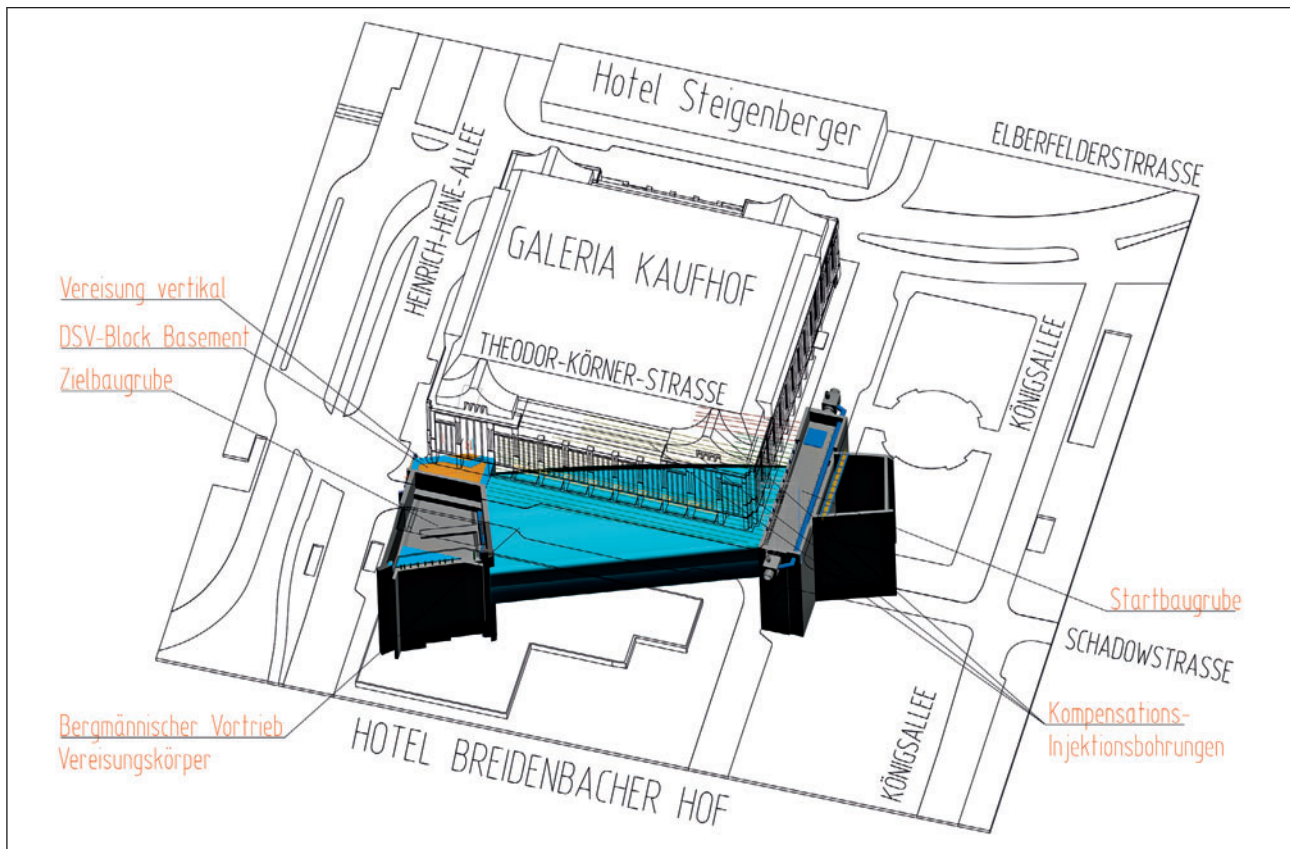
2 Special proposal

Contract section 2 comprises a section length of roughly 120 m. 75 m of this total is located beneath the foundations of the historically protected department store. The remainder of the section is rounded off by the construction pits located to the east and west of the driving section, which were produced by the conventional diaphragm wall/top cover construction method.

The basic idea for the special proposal relates to ground freezing enveloping the 3-part driving section. Towards this end, the freezing zone first of all takes over the sealing function vis-à-vis the prevailing groundwater and secondly serves to support and bear the earth and water pressure as well as the prevailing loads imposed by the building.

The starting and target shafts for the driving section form with their diaphragm walls the water-sealing “cover” for the frozen horizontal pipes.

As can be seen from the general plan (Fig. 2), the station cross-section in the south-eastern part is located completely below the building, as seen from the starting shaft. The overburden from the tunnel excavation to the edges of the Kaufhof foundations amounts to merely 2.7 m. The tunnel swings in a very flat arc at the south-western edge of the building into the target shaft at the Theodor Körner Strasse.



2 Lageplan Kaufhof an der Kö
General plan of Kaufhof an der Kö

sich für das statische System der Vortriebe äusserst ungünstige unsymmetrische Lasteinleitungen.

Der Bauherr legte in der Ausschreibung resultierend aus diesen geometrischen und statischen Randbedingungen für das Kaufhaus strenge Vorgaben in Bezug auf die maximalen Dauer-setzungen bzw. Hebungen sowie die zulässigen Grenzneigungen zwischen Stützenpunkten fest, welche selbstverständlich auch für den Sondervorschlag zwingend einzuhalten sind.

Der Sondervorschlag sieht aus diesen Gründen als Ergänzung zu der Bodenvereisung auch die Möglichkeit von Kompensationsmassnahmen vor, um Verformungen resultierend aus den für die Vereisung notwendigen Bohrarbeiten und den Vortrieben begegnen und die strengen Vorgaben der Ausschreibung erfüllen zu können.

Realisiert und umgesetzt ist dies durch 2 horizontale Kompensationsebenen, die in einer oberen Ebene unmittelbar unterhalb der Fundamentplatte und einer 2. Ebene unterhalb der Einzelfundamente angeordnet sind (Bild 3).

3 Geologie und Baugrunduntersuchungen

Dem geologischen Gutachten gemäss befindet sich die Baumassnahme im Wesentlichen in den pleistozänen Fluss-

Here the construction pit forms the link between the short roughly 75 m long tunnel section and the existing interlinking structure. As the width of the construction pit does not suffice to accommodate the station dimensions within the road zone, a small portion of the target shaft extends below the south-west corner of the Kaufhof. The target shaft's extension is produced as a massive block created by the jet grouting method in the form of an underpinning element combined with waterproofing vertical freezing walls.

The Kaufhof foundations were repaired in the post-war period following war damage and altered several times as a result of restoration work. This resulted in extremely different situations affecting the foundations with edge foundations, base plates and in some cases highly loaded individual foundations. Extremely asymmetric load applications for the static system for the drives in conjunction with the sloping course of the tunnel route and the set-up of the individual foundations are the outcome.

As a result, the client laid down strict specifications for the Kaufhof owing to these geometrical and static marginal conditions with regard to the maximum continuous settlements and uplifts as well as the permissible cross slopes between 2 points of support, which of course also had to be religiously observed for the special proposal.

aufschüttungen der Niederterrasse des Rheins. Die dem Quartär zuzuordnenden Schichten mit Sanden und Kiesen weisen mit zunehmender Tiefe vermehrt grobkörnigeres Sediment auf. Eingelagerte Steine und Blöcke sind nicht auszuschließen. Unterlagert werden die quartären Schichten von schwach schluffigen und schwach mittelsandigen bis schluffigen Feinsanden des Tertiärs (Bild 4).

Unmittelbar unterhalb der Fundamente des Kaufhofs sind Auffüllungen beeinflusst durch frühere Baumassnahmen zu erwarten. Im geologischen Gutachten beschriebene Basaltblöcke des ehemaligen Festungsgürtels der Stadt Düsseldorf oder Reste von Ziegelmauerwerk wurden unterhalb des Kaufhofs nicht angetroffen.

Die Grundwasserverhältnisse sind sehr stark von dem Pegelstand des Rheins beeinflusst. Im Bereich des Bauloses 2 wurde der höchste zu erwartende Grundwasserspiegel mit 32.5 m NN und damit etwa 3.5 m unter Geländeoberkante vorgegeben. Der Bemessungswasserstand für die Bauzustände wurde vom Auftraggeber mit 31 m NN festgelegt. Für den mittleren Grundwasserstand muss mit 27.85 m NN gerechnet werden. Bei einer Höhenkote von ca. 26.5 m NN für die Firste des Ausbruchquerschnitts erstreckt sich damit der komplette Vortrieb im Grundwasser. Der umhüllende Frostkörper liegt mit seiner Firste im Schwankungsbereich des Grundwassers.

Im Vorfeld der Baumassnahme wurden ergänzende Bodenuntersuchungen im Hinblick auf die geplante Bodenverei-

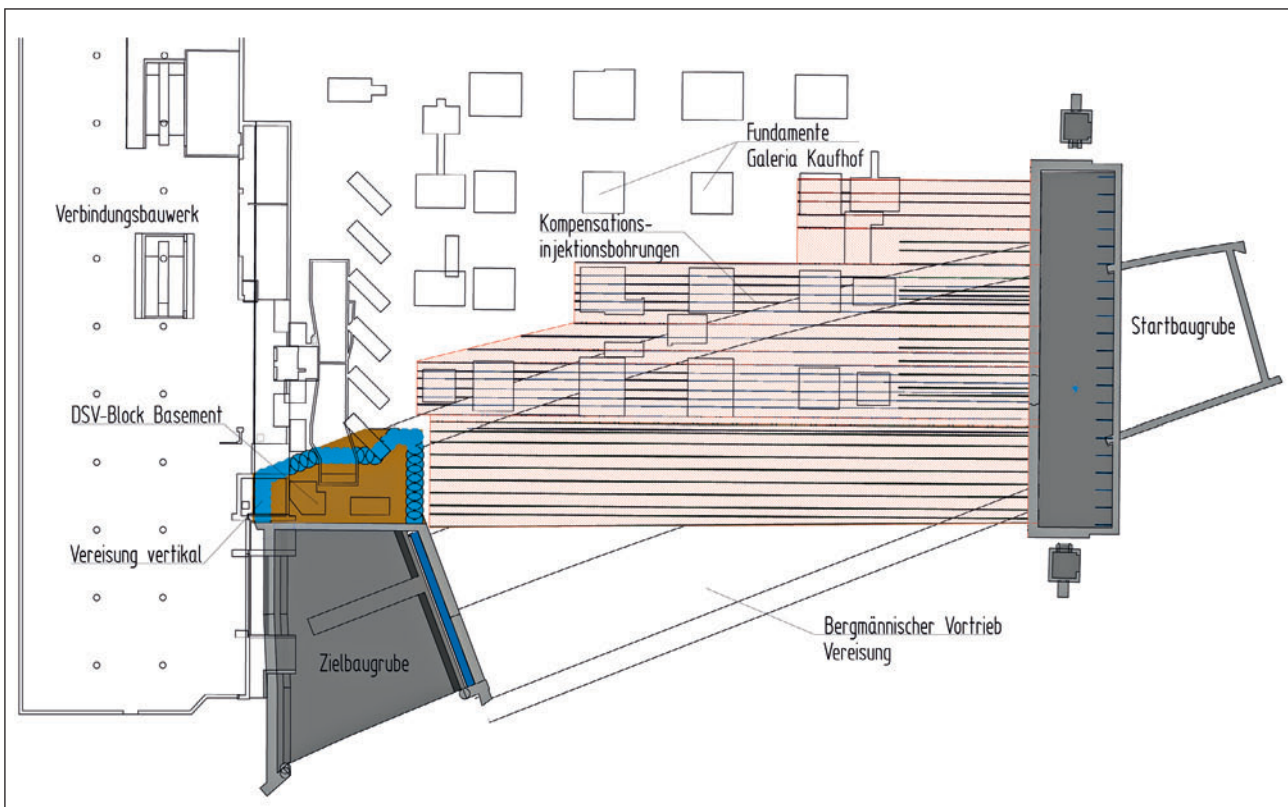
The special proposal thus for these reasons also foresees the possibility of compensation measures in addition to ground freezing in order to counter deformations resulting from the drilling work required for the freezing process and the drives so that the strict specifications contained in the tender can be fulfilled.

This is accomplished and put into practice by 2 horizontal compensation levels, which are split into an upper level immediately below the foundation plate and a second level beneath the individual foundations (Fig. 3).

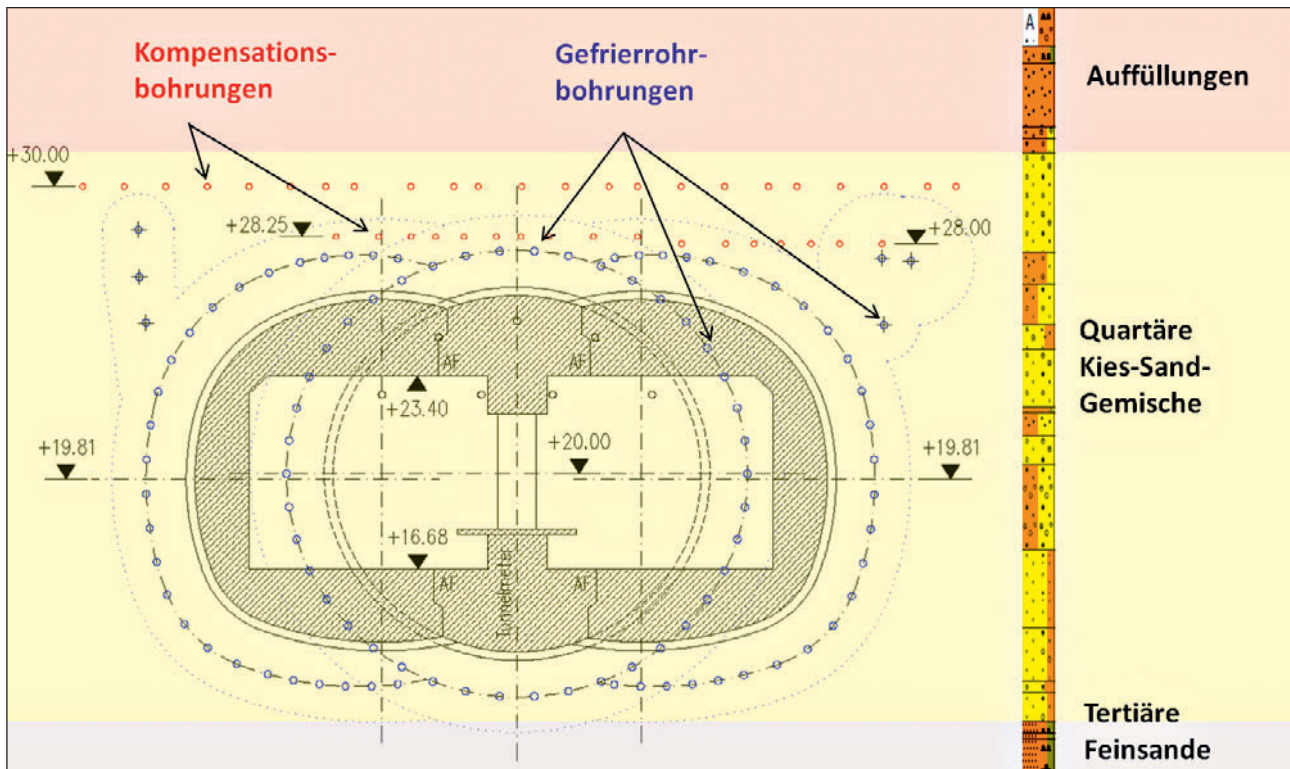
3 Geology and subsoil investigations

According to the geological report the construction scheme is largely located in Pleistocene riverine fills of the Rhine's Lower Terrace. The layers with sands and gravels belonging to the quaternary reveal coarse grained sediments with increasing depth. Imbedded stones and blocks are to be found. Underneath the quaternary layers, weak silty and weak medium-sandy to silty fine sands belonging to the Tertiary are to be found (Fig. 4).

Fills influenced by earlier construction measures are to be expected directly beneath the Kaufhof foundations. Basalt blocks from the city's former fortification belt or residues of masonry walls were not encountered below the Kaufhof.



3 Lage der Kompensationsebenen
Position of the compensation levels



4 Tunnelquerschnitt mit Bodenprofil
Tunnel cross-section with soil profile

sungsmassnahme durchgeführt, um die Annahmen aus der Angebotsphase zu konkretisieren. Als wichtige zusätzliche Parameter wurden Wassergehalte, Sättigungsgrade, Strömungsgeschwindigkeiten, Wärmeleitfähigkeiten und spezifische Wärmekapazitäten als Grundlagen für die thermischen Berechnungen ermittelt. Für die erdstatische Berechnung des Frostkörpers erfolgten weggesteuerte Laborversuche mit gefrorenem Boden zur Bestimmung der Festigkeit sowie einaxiale Kriechversuche bei unterschiedlichen Temperaturen und Spannungen.

4 Planung des Vereisungsbereichs und des bergmännischen Vortriebsbereichs

Bei den Planungen und der Umsetzung des Sondervorschlags waren vor allen Dingen die besonderen geometrischen Verhältnisse bedingt durch die Lage des Bahnhofs unmittelbar unterhalb des Kaufhofs zu berücksichtigen.

- Hebungsinjektionen unterhalb der Fassadenfundamente der Bodenplatte und den Einzelfundamenten des Kaufhofs müssen möglich sein.
- Zwischen Tunnelfirste und Unterkante Bodenplatte/Fundamente müssen Injektions- und Gefrierrohre angeordnet werden.
- Die Injektionsbohrungen müssen orthogonal aus der Baugrube unterhalb der Bodenplatte und den Einzelfundamenten ausgeführt werden.
- Die Gefrierrohre müssen der Trasse folgend schiefwinklig aus der Startbaugrube heraus gebohrt werden.

The groundwater conditions are influenced very greatly by the level of the Rhine. At contract section 2, the highest anticipated groundwater level was given as 32.5 m asl, indicating some 3.5 m below ground surface. The water level measured for the construction scheme was established at 31 m asl. The average underground water level is estimated to be 27.85 m asl. Given a height level of some 26.5 m asl for the roof of the excavated cross-section, the complete drive thus extends in the groundwater. The surrounding frozen zone with its roof is located in the fluctuating area of the groundwater.

Supplementary soil investigations were carried out in conjunction with the planned soil freezing measure prior to the construction scheme in order to back up the assumptions taken at the tendering stage. Water contents, degrees of saturation, flow speeds, heat conductivities and specific thermal capacities were determined as important additional parameters as the basis for the thermal calculations. Path-controlled lab tests using frozen soil to establish the strength as well as uni-axial creeping tests given different temperatures and stresses were undertaken in order to determine the geotechnical analysis of the frozen zone.

4 Planning of the frozen zone and the trenchless driving sections

For planning and applying the special proposal first and foremost the geometrical conditions resulting from the location



5a+b Horizontalbohrarbeiten
Horizontal drilling work



- Der schwankende Grundwasserspiegel oberhalb der Tunnelfirste im Bereich des Frostkörpers muss berücksichtigt werden.
- In den Frostkörper werden unsymmetrisch Einzellasten eingeleitet.
- Die Setzungskriterien und Stützenneigungen während der unterschiedlichen Bauphasen wie Bohrarbeiten, Gefrieren, Vortrieb der Hauptröhre, Vortriebe der Seitenstollen und Abtauen sind einzuhalten.
- Die messtechnische Überwachung der Oberflächen- und Gebäudebewegungen ist zwingend erforderlich.
- Mit Hindernissen bei den Kompensations- und den Gefrierrohrbohrungen muss gerechnet werden.

5 Bohrverfahren

Im Vorfeld der Ausführungsplanung wurden für die exakten Erkundungen der Fundamentunterkanten vertikale Bohrungen aus dem Verkaufsraum im Kellergeschoss des Kaufhofes abgeteuft. Mit diesen Daten konnten für Hebungsinjektionen 2 Injektionsebenen geplant und ausgeführt werden, die zum einen unmittelbar unter der Bodenplatte und zum anderen ca. 0.7 m unter den Einzelfundamenten liegen. In 47 horizontalen Bohrungen mit bis zu 72 m Länge wurden die Manschettenrohre für die Hebungsinjektionen lagegenau eingebracht.

Bei dem Bohrverfahren kam eine Kombination aus High-Directional-Drilling (HDD) und dem Vorpresseverfahren zum Einsatz. Durch die Kombination eines steuerbaren Bohrkopfs und dem setzungsarmen Vorpresseverfahren ist ein ideales Verfahren zum Einsatz gekommen, um der Geometrie und den strengen Vorgaben zu Setzungen und Stützenneigungen gerecht zu werden.

Die Bohrungen wurden als Sacklochbohrungen ausgeführt. D.h. nach Erreichen der Endteufe muss der Bohrkopf abgestossen, das Manschettenrohr eingebaut und das Bohrrohr bei gleichzeitigem Verpressen gezogen werden. Die gerad-

of the station immediately beneath the Kaufhof had to be taken into consideration.

- Lifting injections for the ground plate and the individual foundations of the Kaufhof must be possible.
- Injection and freezing pipes must be set up between the tunnel roof and the lower edge of the ground plate/foundations.
- The grouting holes must be executed orthogonally from the construction pit below the ground plate and the individual foundations.
- The freezing pipes must be drilled at an oblique angle from the starting pit along the route.
- The fluctuating groundwater level above the tunnel roof at the frozen zone must be considered.
- Asymmetric individual loads are passed into the frozen zone.
- The settlement criteria and sloping proclivities during the individual construction phases such as drilling operations, freezing, driving the main bore, driving the side headings and thawing have to be adhered to.
- The measurement technical monitoring of the surface and structural movements is most imperative.
- Obstacles can be reckoned with while drilling the compensation and freezing pipes.

5 Drilling method

In the early stages leading up to the planning of the scheme, vertical drilling was carried out from the sales area in the basement of the Kaufhof in order to determine the exact location of the lower edges of the foundations. Thanks to these data, 2 grouting levels could be planned for the lifting injections, the one directly below the ground plate and the other approximately 0.7 m below the individual foundations. By drilling 47 horizontal holes up to 72 m in length, the sleeve pipes for the lifting injections were installed exactly as required.

The drilling method employed was based on a combination of high directional drilling (HDD) and the grouting

linigen Bohrungen wurden mit einem optischen System gesteuert und vermessen.

Für die Gefrierrohrbohrungen kommt ein modifiziertes Mess- und Steuerungsverfahren zum Einsatz. Die 107 Gefrierrohr- und 13 Temperaturmessrohrbohrungen müssen der Tunneltrasse folgend in einem flachen Radius ausgeführt werden. Hierfür wird die Steuerung und Vermessung mit einem hochgenauen Kreiselkompass realisiert, um bei Bohrlängen von bis zu 75 m mit den Bohrungen an keiner Stelle mehr als 20 cm von der Solltrasse abzuweichen (Bild 5a + b). Die hohen Anforderungen an die Bohrgenauigkeit waren notwendig, um Konflikte zwischen der Injektionsebene und den Gefrier- und Temperaturmessrohren zu vermeiden und um einen massgeschneiderten Frostkörper herstellen zu können (Bild 6).

Der grobe Ablauf der gesteuerten Horizontalbohrung für die Gefrier- und Temperaturmessrohre lässt sich wie folgt beschreiben:

- Kernbohrung für den Preventereinbau in der Schlitzwand der Startbaugrube
- Einrichten des Bohrgerätes
- Bohren und Steuern anhand der Sollvorgaben
- Erreichen der Endteufe in der Zielschlitzwand
- Zurückziehen des Kreiselkompasses, das Bohrrohr verbleibt im Boden
- Nachvermessen der Bohrung
- Einbau des Gefrierrohres
- Druckprüfung des Gefrierrohres
- Verfüllen des Ringraums
- Ausrüsten des Gefrierrohres mit Speiserohr und Gefrierkopf

Mit Stand Januar 2012 sind ca. 60 % der Bohrungen abgeteuft. Die Gefrierinstallation erfolgt zeitversetzt im Nachgang zu den Bohrungen. Durch die eingesetzte Bohrtechnik traten bisher nur geringfügige und in keiner Weise schädliche Setzungen und Stützenneigungen auf. Bohrhindernisse in-

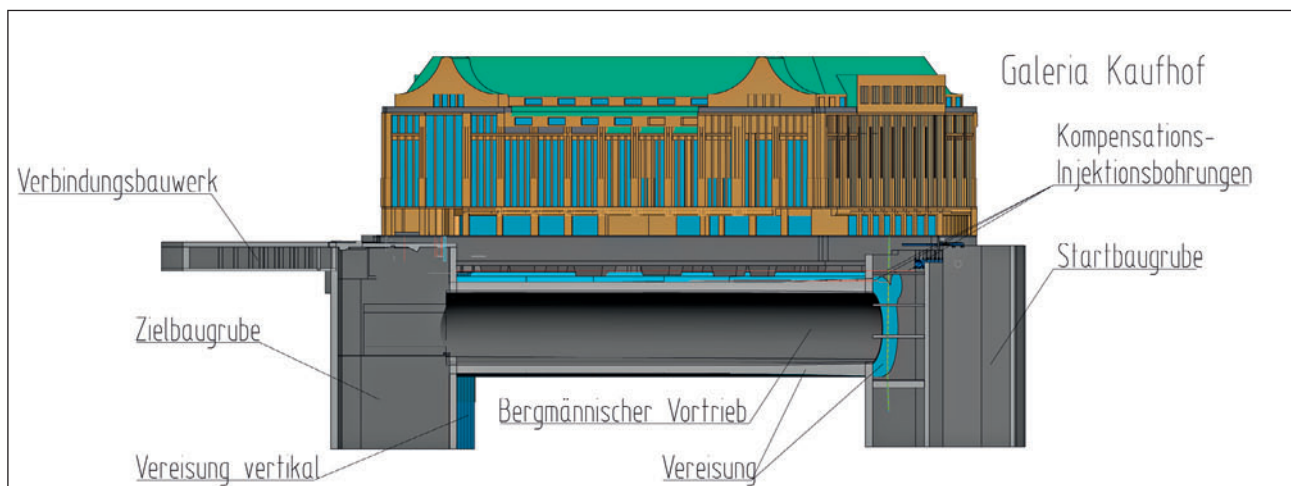
method. Thanks to combining a controllable cutterhead and subsidence-low grouting, an ideal method was applied so that the geometry and the strict specifications regarding settlements and sloping proclivities were taken into account.

The holes were drilled in the form of blind holes. In other words, once the final depth was reached the cutterhead had to be discarded, the sleeve pipe installed and the drilling pipe retracted while grouting took place simultaneously. The holes were drilled in a straight line, controlled and measured by an optic system.

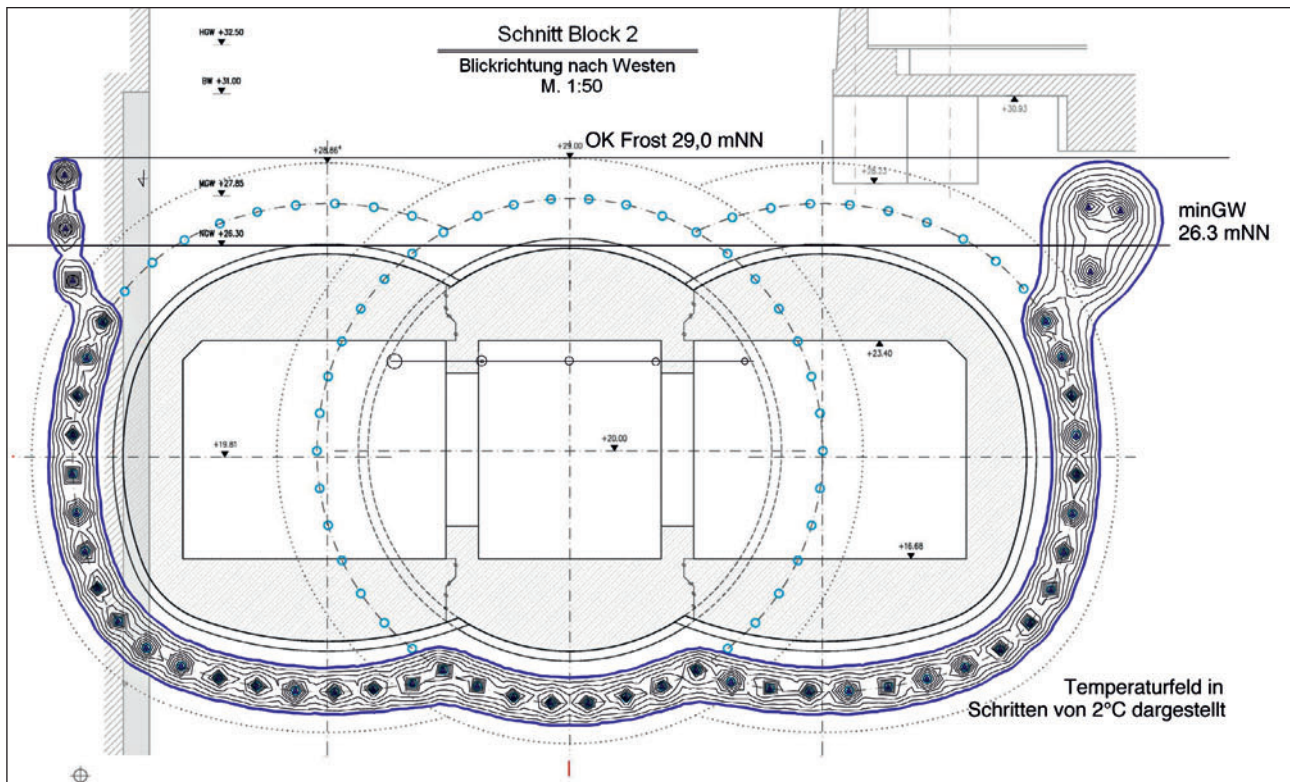
A modified measurement and control method is applied for drilling the freezing pipes. The 107 freezing pipe and 13 temperature measurement pipes must be drilled in a flat radius on account of the tunnel route. Towards this end, control and measurement are undertaken by means of a highly precise gyrocompass to ensure that there is no more than a 20 cm discrepancy from the intended route, given drilling lengths of up to 75 m (Figs. 5a + b). Such high demands on the drilling accuracy were necessary to avoid conflicts between the grouting level and the freezing and temperature pipes and to be able to create a custom-built frozen zone (Fig. 6).

The rough cycle of the controlled horizontal drilling pattern for the freezing and temperature measurement pipes can be described as follows:

- core drilling for preventer installation in the starting pit's diaphragm wall
- aligning the drilling unit
- drilling and controlling based on required values
- attaining the final depth in the target diaphragm wall
- retracting the gyrocompass, the drill pipe remains in the ground
- remeasuring the drilled hole
- installing the freezing pipe
- testing the drilled hole pressure



6 Längsschnitt
Longitudinal section



7 Thermische Berechnung Vereisungskörper „Wanne“
 Thermal analysis for the “trough” frozen zone
 (Quelle/Source: Ing. Büro Dr. Orth, Karlsruhe/D)

nerhalb der Bohrtrasse konnten umfahren und die benachbarten Bohrungen der geänderten Linienführung angepasst werden. Die Bohrabweichungen lagen bis auf wenige Ausnahmen innerhalb der Sollvorgaben.

6 Sole-Vereisung

Als Gefriermethode zum künstlichen Gefrieren des Bodens kommt das Solegefrierverfahren zum Einsatz. Mit einer auf -35°C abgekühlten 30%igen wässrigen Salzlösung – der sogenannten Sole – werden die Gefrierrohre durchströmt und entziehen damit dem Boden die Wärme.

Die Auslegung der Gefrieranlage basiert auf der thermischen Berechnung. In einem Finite-Elemente-Programm werden die Frostausbreitungen und die Wärmeströme ermittelt. Die Berechnungen basieren im Wesentlichen auf den ermittelten thermischen Kennwerten des Bodens aus den Laboruntersuchungen, den Bodentemperaturen, den geometrischen und thermischen Gegebenheiten der angrenzenden Bauteile und den Positionen der Gefrierrohre.

Für die Gefrieraufgabe wurde eine Kälteleistung von insgesamt 1100 kW projektiert. Vier Gefrieranlagen erbringen die erforderliche Leistung, wobei die maximale Leistung nur in einem relativ kurzen Zeitraum mit dem Aufgefrieren des Mittelstollens notwendig sein wird.

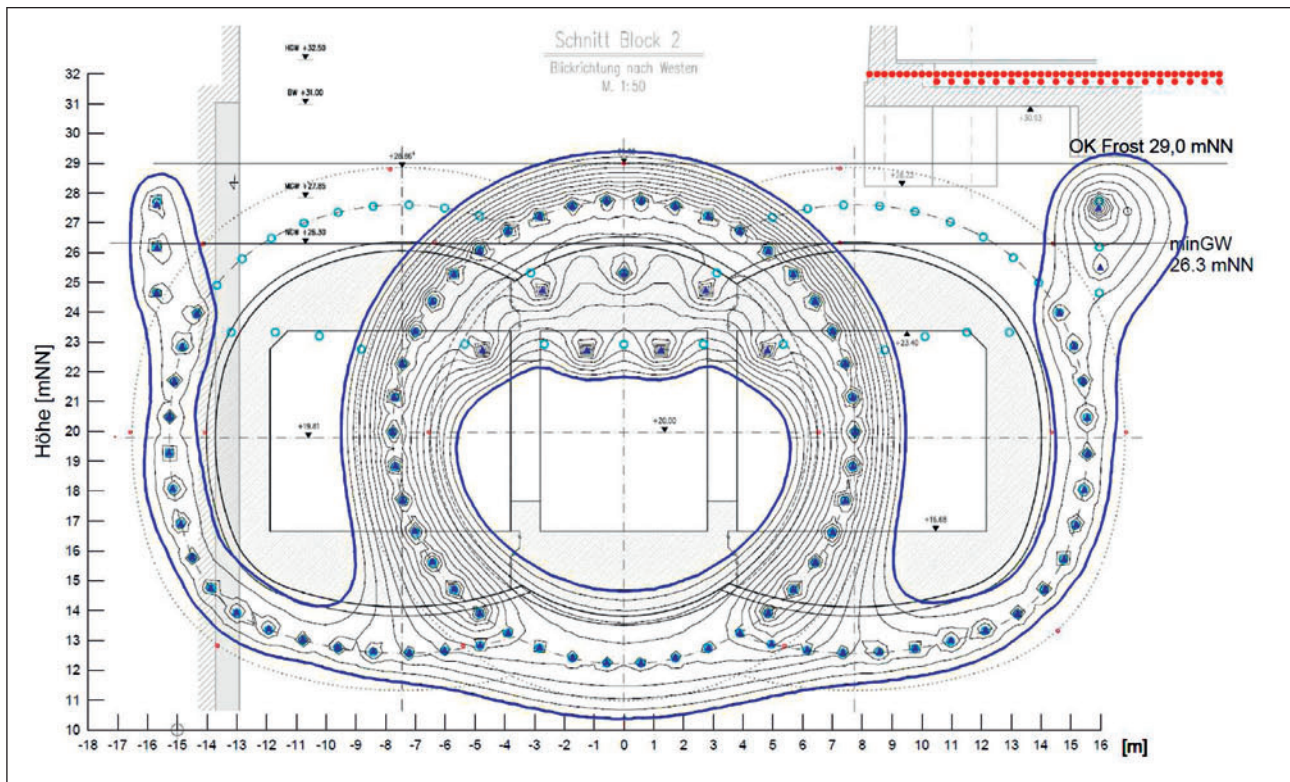
- filling the annular gap
- equipping the freezing pipe with feed pipe and freezing head

As of January 2012, approximately 60 % of the holes had been drilled. The freezing plant is being installed with a time delay following the drilling pattern. So far only slight and in no way harmful settlements and sloping proclivities have resulted from the applied drilling method. Obstacles to drilling within the drilling path have been bypassed and the neighbouring drilled holes adapted to the altered route alignment. With a few exceptions, the drilling deviations lay within the prescribed specifications.

6 Brine freezing

Brine freezing was selected as the freezing method to artificially freeze the soil. A -35°C cooled 30 % watery salt solution – known as brine – is used to fill the freezing pipes, thus depriving the soil of heat.

The freezing plant is designed in accordance with the thermal analysis. A finite element programme is used to determine the spread of frost and the flow of heat. These analyses are largely based on the determined thermal specifications of the soil obtained from lab examinations, the soil temperatures, the geometric and thermal circumstances of the adjoining structural components and the position of the freezing pipes.



8 Thermische Berechnung Vereisungskörper Mittelstollen
 Thermal analysis for the central heading frozen zone
 (Quelle/Source: Ing. Büro Dr. Orth, Karlsruhe/D)

Die Aufgefrierphase beginnt mit dem Erstellen der sogenannten Wanne (Bild 7). Innerhalb dieses u-förmigen Frostkörpers wird Wasser eingespeist, um die Wanne aufzufüllen und damit unabhängig von dem Schwankungsbereich des Grundwassers oberhalb der Firne des Tunnels einen nahezu gesättigten Boden zu erhalten. Räumlich begrenzt wird die Wanne auf der östlichen und westlichen Seite durch die Schlitzwände der Start- und Zielbaugrube. In einer anschließenden Phase erfolgen das Aufgefrieren des 2.5 m dicken Frostkörpers für den Mittelstollen (Bild 8), der bergmännische Vortrieb und der Einbau der Stützenreihe.

Ist der Frostkörper für die beiden Seitenstollen erstellt, kann mit den beiden seitlichen Vortrieben begonnen werden. Die Gefrierrohre des Mittelstollens werden im Zuge der Vortriebe zurückgebaut. Ansonsten wird der Frostkörper aufrechterhalten. Die Beurteilung zu der Frostkörperausdehnung und den Frostkörpertemperaturen erfolgt mit einem umfangreichen Temperaturüberwachungsprogramm. In vertikalen und horizontalen Messrohren sind ca. 1000 Messsensoren angeordnet und erlauben detaillierte Aussagen und Beurteilungen zum Frostkörper. Das gesamte Vereisungsequipment, bestehend aus Aggregaten, Pumpen, Rohrleitungen, Verteilern, Schiebern, Sicherheitstechnik, Mess- und Regeltechnik, Visualisierungssoftware, wird von der Firma Max Bögl gestellt und von erfahrenem Personal aufgebaut und betreut.

A cooling rate of altogether 1100 kW was projected for the task of freezing. Four freezing units provide the required rate – whereby the maximum rate is only needed during a relatively short span of time when the central heading has to be frozen.

The freezing phase commences with the production of the so-called trough (Fig. 7). Water is fed into this U-shaped frozen zone so that the trough is filled in order to obtain practically saturated soil independent of the fluctuation range of the groundwater above the tunnel roof. The trough is restricted spatially on its eastern and western sides by the diaphragm walls for the starting and target pits. In a subsequent phase the 2.5 m thick frost zone for the central heading is frozen (Fig. 8), along with the trenchless drive and the installation of the series of supports.

Once the frozen zone for the 2 side headings has been produced, the 2 side drives can be embarked on. The freezing pipes for the central heading are removed during the course of the excavation. Otherwise the frozen zone is retained. An extensive temperature monitoring programme is applied for assessing the extent of the frozen zone and its temperatures. Around 1000 sensors are installed in vertical and horizontal measurement pipes and allow detailed predictions and assessments of the frozen zone to be executed. The entire freezing equipment consisting of aggregates, pumps, pipelines, distributors, valves, safety technology, measurement

Die statische Berechnung mit dem Finite-Elemente-Programm PLAXIS nutzt den gefrorenen Boden als wesentliches statisches Element für den Nachweis des Tragsystems während der Vortriebe und des Einbaus der Innenschale. Dabei wurden mit den temperatur- und zeitabhängigen Materialeigenschaften des gefrorenen Bodens die in den verschiedenen Herstellungsphasen auftretenden Spannungen sowie Verformungen im Ausbruchquerschnitt und in der Gründungsebene des Kaufhofs ermittelt. Bedingt durch den schrägen Verlauf des Tunnels und die unsymmetrischen Lastenleitungen durch die Einzelfundamente wurden diese Nachweise an mehreren Schnitten durchgeführt und gleichzeitig daraus detaillierte Verformungsbetrachtungen abgeleitet.

7 Vorhebungen

Die Überwachung der Gebäudebewegungen ist für diese Baumassnahme unabdingbar und wird realisiert durch ein umfangreiches Messsystem bestehend aus 157 Schlauchwaagen im Kellergeschoss des Kaufhauses und 105 tachymetrisch erfassten Messpunkten an den Kaufhoffassaden (Bild 9). Durch eine Online-Anbindung haben der Bauherr, die ausführende Arge, die Verantwortlichen für Bohr- und Injektionsarbeiten direkten Zugriff auf die Daten.

Die Verformungsberechnungen weisen während der unterschiedlichen Phasen des Vortriebs Setzungen und Stützeineigungen aus, die nahe an die vorgegebenen Grenzwerte des Bauherrn heranreichen. Aus Erfahrungen bei ähnlichen Bodengefrierprojekten und der Bewertung der Eingangsparameter der Berechnung wurde in enger Abstimmung mit dem Bauherrn ein Hebungs-konzept erarbeitet. So werden in den 2 Injektionsebenen prognostizierte Setzungen und Stützeineigungen resultierend aus den Vortriebsarbeiten vorab kompensiert. Da einige Manschettenrohre im direkten Einflussbereich des Frostkörpers lie-



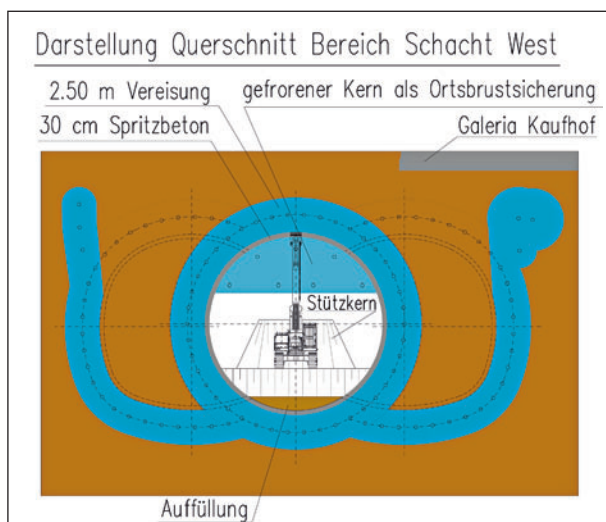
9 Fassadenmesssystem
Facade measurement system

and control technology as well as visualisation software is provided by the Max Bögl Company and set up and supervised by experienced personnel.

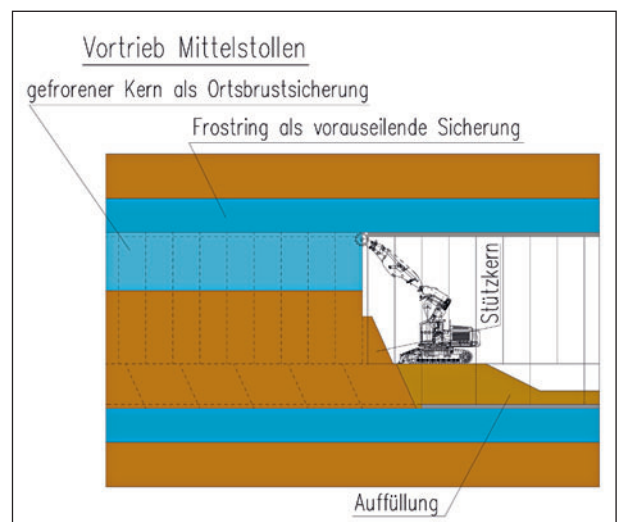
Static calculation with the PLAXIS finite element programme uses the frozen soil as an essential static element for verifying the bearing system during the excavation and the installation of the inner shell. In this connection, the stresses as well as deformations in the excavated cross-section and in the foundation level of the Kaufhof occurring in the various phases of production were determined by means of the temperature and time-related material properties. On account of the sloping course of the tunnel and the asymmetric load applications resulting from the individual foundations, such verification was carried out at various points and at the same time detailed deformation observations derived from it.

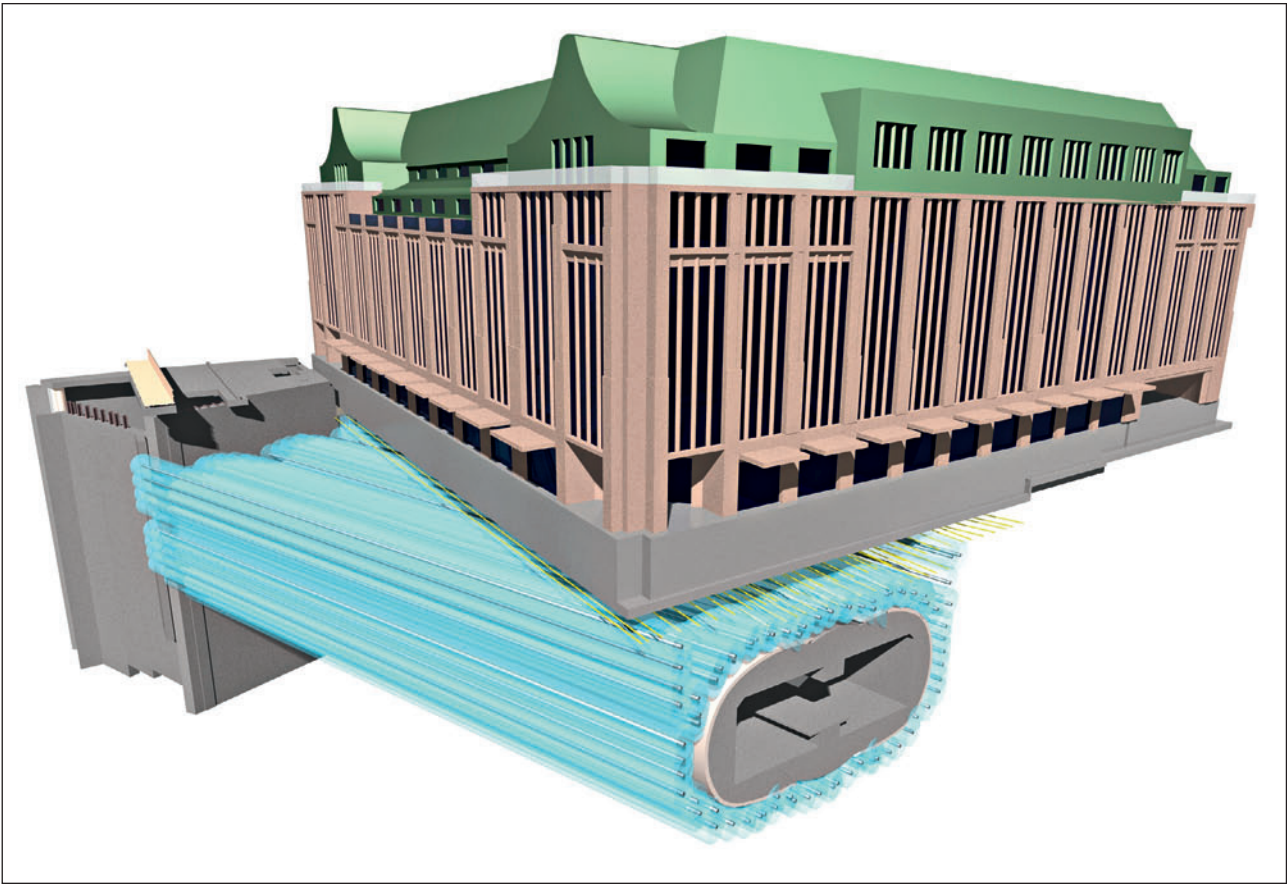
7 Lifting

It is imperative that structural movements are monitored for this building scheme; this is accomplished by an extensive measurement system consisting of 157 water level gauges in the Kaufhof's basement premises and 105 tachymetri-



10a+b Vortrieb Mittelstollen
Central heading excavation





11 Umhüllender Frostkörper mit kompletter Innenschale, Grafik
Encasing frost zone with complete inner shell, diagram

gen, wird angestrebt, während der Vereisungsmassnahme und der Vortriebe nur noch sehr wenige Injektionstätigkeiten ausführen zu müssen bzw. komplett auf diese verzichten zu können.

Die für Hebungsmassnahmen unabdingbaren Grund- und Kontaktinjektionen wurden bereits abgeschlossen. In Testfeldern konnte das gezielte Heben von Einzelfundamenten nachgewiesen werden. Im Januar 2012 wurde mit den Injektionsarbeiten zur Umsetzung der Hebungsvorgaben begonnen.

8 Bergmännischer Vortrieb

Die bergmännischen Vortriebe stehen am Ende von umfangreichen vorauslaufenden Arbeiten wie Aushub der Start- und Zielschächte, Vereisungsbohrungen, Vorhebungen, Installation der Gefrieranlage, Montage des Solerohrleitungssystems und dem Aufgefrieren. Erst wenn der Frostkörper die thermisch und statisch erforderliche Dicke von 2.5 m bei einer nachgewiesenen mittleren Temperatur von -10°C erreicht hat, kann mit dem Öffnen der Schlitzwand und dem Vortrieb begonnen werden. Das innerhalb der gefrorenen Röhre eingeschlossene Grundwasser muss bereits während des Aufgefrierens entspannt werden. Ein Druckanstieg

evaluiert wurde, während der Vereisungsmassnahme und der Vortriebe nur noch sehr wenige Injektionstätigkeiten ausführen zu müssen bzw. komplett auf diese verzichten zu können. Dank einer Online-Verbindung der Auftraggeber, der verantwortlichen JV und der für Bohren und Gießen verantwortlichen Firmen, haben diese einen direkten Zugriff auf die Daten.

Die Deformationsanalysen zeigen Setzungen und schiefe Proclivitäten während der verschiedenen Aushubarbeiten, die sich den Grenzwerten des Auftraggebers annähern. Ein Hebungskonzept wurde in Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber auf Basis der Ergebnisse ähnlicher Grundgefrierprojekte und der Auswertung der Anfangsparameter entwickelt. Infolgedessen wurden die Setzungen und schiefe Proclivitäten, die aus den Aushubarbeiten resultieren, im Voraus in den 2. Giebeebenen kompensiert. Da eine Reihe von Bohrerohrleitungen in den unmittelbaren Einflussbereich des gefrorenen Bereichs installiert sind, wird ein möglichst geringes Ausmass an Bohrerohrleitungen während des Gefrierens und der Aushubarbeiten angestrebt.

Die Boden- und Kontaktinjektionen für die Hebungsmassnahmen sind bereits abgeschlossen. Die gezielte Hebung einzelner Fundamente wurde in den Testfeldern bewiesen. Im Januar 2012 wurde mit den Injektionsarbeiten zur Umsetzung der Hebungsvorgaben begonnen.



12 Startbaugrube in Deckelbauweise an der Königsallee/Düsseldorf Stadtmitte
Starting shaft in top down construction method at the Königsallee in Düsseldorf city

ist ein sicheres Zeichen für eine wasserdichte Umschliessung und einen geschlossenen Frostkörper.

Der Bahnhofsquerschnitt wird wie bereits zuvor kurz angedeutet mit 3 Vortrieben aufgeföhren. Der Mittelstollenvortrieb mit einem Ausbruchquerschnitt von 13 m erfolgt in einem abgestuften Vollausbuch mit vorauslaufender Kalotte und kurzer nachlaufender Strosse/Sohle. Durch zusätzliche Gefrierrohre im Firstbereich des Ausbruchquerschnitts wird eine Stabilisierung der Ortsbrust und eine Minimierung des Stützkegels erreicht (Bild 10).

Ziel beim Vortrieb unter dem Kaufhof ist es, nach möglichst kurzer Zeit die Lasten aus dem Frostkörper an die Spritzbetonschale weiterzuleiten. Dadurch können das Kriechen des Frostkörpers minimiert und gleichzeitig Setzungen und Stützenverdrehungen reduziert werden.

Mit dem Abschluss des Mittelstollenvortriebs und dem Durchbruch der Zielschlitzwand beginnen die Betonarbeiten an der Innenschale und den Mittelstützen. Die Vortriebe der beiden Seitenstollen werden parallel ausgeführt und müssen gemäss der thermischen Berechnung einen komplett durchgeföhrenen Querschnitt aufföhren (Bild 10). Die Vereisung muss aufrechterhalten werden, bis die Baugruben wasserdicht an den bergmännischen Tunnel angeschlossen

8 Trenchless driving

The trenchless drives are to be found at the end of a whole series of advance jobs such as excavating the starting and target shafts, drilling holes for the frozen zone, lifts, installing the freezing plant, assembly of the brine pipeline system and the freezing process itself. Only when the frost zone has attained the thermally and statically needed thickness of 2.5 m at a verified average temperature of -10°C is it possible to open the diaphragm wall and embark on driving. The groundwater enclosed within the frozen pipes must be relieved during the freezing process. A rise in pressure is a sure sign for a watertight enclosure and a closed frozen zone.

The station cross-section as mentioned earlier is being excavated with 3 drives. The central heading drive with a 13 m excavated cross-section ensues in a staggered full-excavation with advance crown and short bench/floor follow-up. The face is stabilised and the support cone minimised thanks to additional freezing pipes in the roof area of the excavated cross-section (Fig. 10).

The aim of the excavation beneath the Kaufhof is to transfer the loads from the frozen zone to the shotcrete shell after as short a period as possible. In this way, creeping of the frozen

und die Baugruben auftriebssicher sind (Bild 11). Die Gefrier- und Temperaturmessrohre verbleiben nach dem Abschalten der Vereisung entleert, gespült und verpresst mit Dämmen im Boden.

9 Resümee

Mit Stand Januar 2012 sind ca. 60 % der gesteuerten Gefrierrohrbohrungen erfolgreich abgeschlossen; die Gefriertechnik wird parallel installiert; die Vorhebungen sind im Gange. Der beauftragte Sondervorschlag setzt Kombinationen von Techniken ein, die nicht allgemeine Baupraxis und zudem technisch höchst anspruchsvoll sind. Zusammen mit dem Bauen im Bestand ergeben sich dadurch Detaillösungen, die mit viel Engagement und Zeitaufwand gelöst werden müssen.

zone can be minimised and at the same time settlements and warping of the supports reduced.

Concreting operations for the inner shell and the central pillars commence with the conclusion of the central heading excavation and the breakthrough of the target diaphragm wall. The drives of the 2 side headings are undertaken parallel to each other and must produce a completely frozen cross-section in keeping with thermal calculations (Fig. 10). The freezing process must be retained until the construction pits are connected in a watertight manner to the trenchless tunnel and the pits are secure against uplift (Fig. 11). The freezing and temperature measurement pipes remain in the ground emptied, rinsed and compaction grouted after the freezing process is ended.

9 Summary

As of January 2012, roughly 60 % of the controlled drilling of the frozen pipes had been successfully concluded, the freezing technology being installed parallel to it; the lifts are being executed. The commissioned special proposal applies combined techniques, which are not used in everyday construction practice, quite apart from being highly sophisticated in technical terms. In conjunction with tackling existing structures, this has resulted in detailed solutions that have to be solved with great commitment involving time expenditure.

Nicolas Hessler, Dipl. Bauing. ETH, Projektleiter Unterfahung Südtrakt, Pöyry Infra AG, Zürich/CH
Oliver Erzinger, Dipl. Bauing. ETH, Stv. Baustellenchef Abschnitt 3, Baustellenchef Los 3.1, Implenia Bau AG
Lukas Grieder, Dipl. Bauing. ETH/SIA, Stv. Projektleiter Unterfahung Südtrakt, Pöyry Infra AG, Zürich/CH
Marco Ceriani, Dipl. Bauing. FH/NDS Wirtschaftsingenieur, Leiter Abschnitt 3, SBB-I-PJ-DML, Zürich/CH

Durchmesserlinie Zürich: Unterquerung Südtrakt

Die „Bergmännische Deckelbauweise“ auf dem Prüfstand

Bei der Durchmesserlinie Zürich führen die ersten 150 m des Weinbergtunnels unmittelbar nach dem Bahnhof Löwenstrasse unter dem Südtrakt durch. Diese anspruchsvolle Teilstrecke wird mit einer innovativen Kombination aus bergmännischem Verfahren und aus dem Spezialtiefbau erstellt. Erfahrungen mit dieser „Bergmännischen Deckelbauweise“ werden vorgestellt.

Zurich Cross Rail: Underpassing Historical Building of Main Station

The test for the “Top Down Construction Method”

The first 150 m of the Weinberg Tunnel immediately after the Löwenstrasse Station leads underneath the historical Main Station's south section for the Zurich Cross Rail. This sophisticated part-section is to be produced by using of an innovative combination of mining means and special foundation engineering. Findings with this mined top-down construction method are presented here.

1 Projekt Durchmesserlinie

Die 9.6 km lange Neubaustrecke der Durchmesserlinie Zürich führt vom westlichen Stadtrand Zürichs zum neuen Bahnhof Löwenstrasse unter dem Hauptbahnhof Zürich und von dort nordwärts bis Oerlikon. Der 4.8 km lange doppel-spurige Weinbergtunnel mit Flucht- und Rettungsstollen bildet den Abschnitt 3 und führt vom Bahnhof Löwenstrasse zum Bahneinschnitt Oerlikon [2, 5].

Der Abschnitt 3 ist wiederum in die 2 Rohbau-Lose 3.1 und 3.2 unterteilt. Die Unterfahung des Südtraktes und der Schacht Südtrakt bilden zusammen das Los 3.1. Der neue unterirdische Bahnhof Löwenstrasse liegt westlich des Loses 3.1 (Bild 1). Östlich des Loses 3.1 führt die Durchmesserlinie unter dem stark befahrenen Bahnhofquai und dem Fluss Limmat durch.

2 Rahmenbedingungen/Anforderungen

2.1 Linienführung/Geometrie

Zwischen Bahnhof Löwenstrasse und Bahnhofquai muss auf den ersten 110 m des Weinbergtunnels der 150 Jahre alte Südtrakt des Hauptbahnhofs unterquert werden. Der Tunnel führt hier knapp unter dem Gebäude durch. Unter dem

1 The Cross Rail project

The 9.6 km long new route for the Zurich Cross Rail leads from Zurich's western rim to the new Löwenstrasse Station beneath Zurich Main Station and further on to Oerlikon. The 4.8 km long Weinberg Tunnel with its evacuation and rescue tunnel forms section 3 and runs from the Löwenstrasse Station to the Oerlikon railway cut [2, 5].

Section 3 for its part is split into 2 roughwork sections 3.1 and 3.2. The south section underpass and the south section shaft together form section 3.1. The new underground Löwenstrasse Station (Fig. 1) is located to the west of section 3.1. To the east of section 3.1 the Cross Rail runs beneath the busy Bahnhofquai and the River Limmat.

2 Basic conditions/requirements

2.1 Route alignment/geometry

Between the Löwenstrasse Station and Bahnhofquai the 150-year-old south section of the Main Station must be underpassed by the first 110 m of the Weinberg Tunnel. Here the tunnel is located just beneath the building. The expansion for the 2 tracks of the twin-track Weinberg Tunnel

Ligne diamétrale de Zurich: passage sous l'aile sud de la gare

Au banc d'essai: la « méthode en taupe construite en souterrain »

Dans la ligne diamétrale de Zurich, les 150 premiers mètres du tunnel du Weinberg passent directement sous l'aile sud du bâtiment, juste après la gare de Löwenstrasse. La réalisation de ce tronçon difficile innove en combinant la méthode en taupe avec des travaux souterrains. L'article présente les expériences faites avec cette « méthode en taupe construite en souterrain ».

Linea diametrale di Zurigo: sottopasso della tratta sud

Il metodo di scavo sotto soletta messo alla prova

Nella linea diametrale di Zurigo i primi 150 m del tunnel del Weinberg passano sotto la tratta sud, immediatamente dopo la stazione Löwenstrasse. La realizzazione di questa complessa tratta avviene tramite un'innovativa combinazione tra scavo ed edilizia sotterranei definita "scavo in sottocopertura". Di seguito l'articolo presenta le esperienze fatte con questo metodo di scavo.

Südtrakt befindet sich die Aufweitung der 2 Gleise des doppelspurigen Weinbergtunnels auf die 4 Gleise des Bahnhof Löwenstrasse (Bild 2). Die erforderliche lichte Tunnelbreite erhöht sich von rund 14 m am östlichen Ende beim Schacht Südtrakt auf rund 30 m beim Übergang zum Bahnhof Löwenstrasse. Auf dieser Teilstrecke steigt die Linienführung mit rund 2.5 % (Bild 3), so dass im Osten der Abstand zwischen Schienenoberkante und Unterkante der Gebäudefundamente von 15 auf 13 m abnimmt.

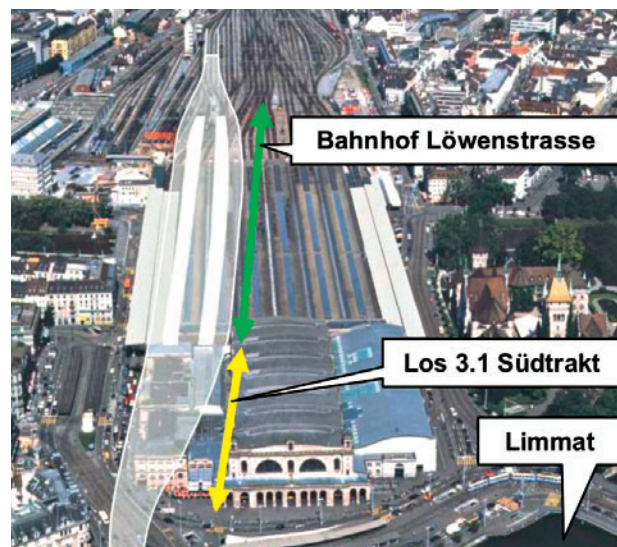
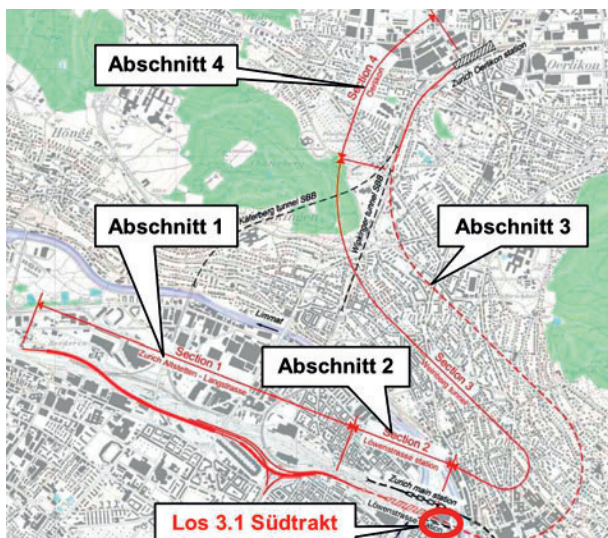
2.2 Geologie/Hydrologie

Im Bereich der Unterfahung Südtrakt folgt auf ca. 5 m Aufschüttung eine rund 20 bis 35 m dicke Schicht Limmatalschotter; darunter folgen Seeablagerungen. Die Limmatalschotter haben eine hohe Durchlässigkeit von $k = 3 \times 10^{-3}$ m/s, weisen eine mittlere bis hohe Tragfähigkeit auf und sind wenig setzungsempfindlich. Der mittlere Grundwasserspiegel liegt rund 5 m unter Terrain.

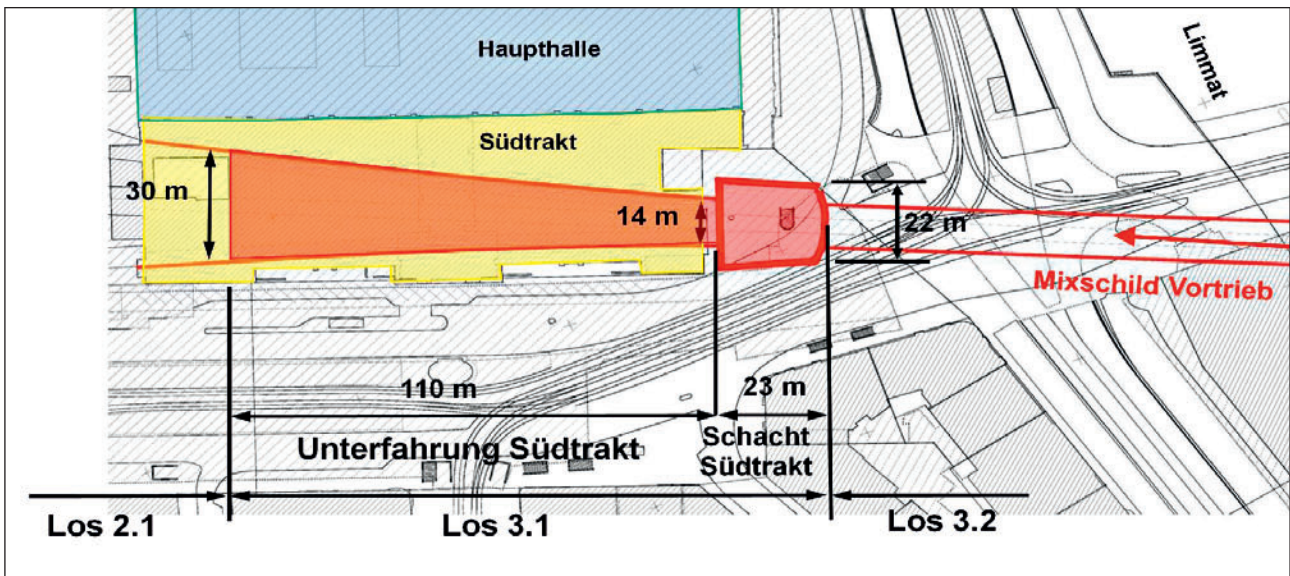
forming the 4 tracks of the Löwenstrasse Station run beneath the south section (Fig. 2). The necessary clear tunnel width increases from some 14 m at the eastern end at the south section shaft to about 30 m at the transition to the Löwenstrasse Station. The route alignment on this part-section increases by some 2.5 % (Fig. 3) so that the gap between the rail upper edge and lower edge of the foundations of the building drops from 15 to 13 m.

2.2 Geology/hydrogeology

At the south section undercutting a roughly 20 to 35 m layer of Limmat valley broken stones is located below approximately 5 m of fill; marine deposits are to be found underneath. The Limmat valley broken stones possess a high permeability of $k = 3 \times 10^{-3}$ m/s, an average to high bearing capability and are only slightly prone to settlement. The average groundwater level lies some 5 m beneath the surface.



1a+b Lage des neuen unterirdischen Bahnhof Löwenstrasse und des Loses 3.1 Südtrakt, wo die Gleise aufgeweitet werden
Location of the new underground Löwenstrasse Station and contract section 3.1 south section, where the tracks are being expanded



2 Aufweitung unter dem Südtrakt
Expansion below the south section

Die Seeablagerungen bilden den Grundwasserstauer. Sie sind vorwiegend siltig-sandig ausgebildet, weisen aber durch glaziale Vorbelastung eine dichte Lagerung und damit im ungestörten Zustand eine relativ hohe Tragfähigkeit auf.

2.3 Gebäude Südtrakt/Nutzung

Der 150 Jahre alte Südtrakt ist im Register der schützenswerten Gebäude der kantonalen Denkmalpflege aufgeführt und muss so weit wie möglich geschont werden. Der Bau des Tunnels muss gebäudeverträglich, das heisst ohne strukturelle Schäden, erfolgen.

Der Südtrakt wird kommerziell intensiv genutzt. Ein Unterbruch der Nutzung von Geschäften oder Restaurantsbetrieben ist immer mit hohen Mietzinsausfällen verbunden. Die logistische Erschliessung und somit die Versorgung der kommerziellen Nutzungen des Hauptbahnhofes sowie des angrenzenden unterirdischen Einkaufszentrums erfolgt über die Zentrale Anlieferung. Diese wichtige Einrichtung liegt östlich des Südtrakts im Baubereich des Projekts. Einschränkungen bei der Verfügbarkeit der Anlieferungsplätze sind nur beschränkt möglich.

2.4 Verkehr

Rund um den Hauptbahnhof befinden sich wichtige Verbindungen des öffentlichen und privaten Verkehrs. Die Leistungsfähigkeit der Strassen und der Strassenbahn ist aufrechtzuerhalten.

3 Konzept „Bergmännische Deckelbauweise“

Die Bergmännische Deckelbauweise besteht aus einer Abfangdecke, welche auf Schlitzwänden aufliegt. Die zum Teil vorgespannte Abfangdecke und die Schlitzwände werden aber im Vergleich zur „normalen“ Deckelbauweise über ein

The marine deposits form the groundwater aquiclude. They are mainly of a silty-sandy nature. But they are thickly bedded owing to their glacial origin and thus possess a relatively high bearing capability in undisturbed state.

2.3 South section building/use

The 150-year-old south section is listed as a protected building in the cantonal register and has to be treated as carefully as possible. The tunnel must be built without causing structural harm to the building in keeping with the contract.

The south section is put to intensive commercial use. Any interruption in business for shops or catering establishments involves high losses in rents. The logistical development and in turn the provision of the Main Station's commercial premises as well as those in the adjacent underground shopping centre are undertaken via the central delivery office. This important establishment is located to the east of the south section within the scheme's construction area. Restrictions affecting the availability of the delivery bays can only be allowed to a limited extent.

2.4 Traffic

Important public and private transportation links are to be found in the vicinity of the Main Station. The efficacy of the roads and the tram system must be maintained.

3 Concept of “Top-Down Construction Method employing mining means”

The top-down construction method employing mining means consists of a bracing top cover, which is located on diaphragm walls. The partially pretensioned bracing cover and the diaphragm walls are produced “by mining means” via a system of longitudinal and lateral headings as compared to

Zurich Cross Rail: Underpassing Historical Building of Main Station

System von Längs- und Querstollen „bergmännisch“ erstellt (Bild 4). Die Tunneldecke ist als Abfangkonstruktion ausgebildet, um die Auflasten an die seitlichen Schlitzwände abtragen zu können. Die total 29 Querstollen resp. Abfangträger bilden die fertige, auf den Schlitzwänden aufliegende Decke (Bild 3).

Im Endzustand ist der Tunnel inklusive Längsstollen und Abfangdecke voll abgedichtet. Die Wasserdruckkräfte werden über eine einlagige Kunststoffabdichtung an die Innenwände und Innenschale abgegeben. Die Bodenplatte übernimmt die Auftriebskräfte und gibt diese über die Innenwände an die Abfangdecke ab [5].

Bevor die Vortriebe der Stollen unter dem Südtrakt in Angriff genommen werden konnten, musste das Grundwasser mittels Kleinfiterbrunnen um ca. 10 m abgesenkt werden. Nach dem Vortrieb der zwei 110 m langen Längsstollen wurden die Schlitzwände abgeteufelt. Danach konnten die Querstollen im Pilgerschritt vorgetrieben und die Träger der Abfangdecke jeweils eingebaut werden.

Auf den Bau der Abfangdecke folgte der Aushub von der Seite des Schachtes Südtrakt her in 2 Etappen. Zwischen den Aushubetappen wurde eine horizontale Spriessung eingebaut, um die Schlitzwände bis zum Einbau der Bodenplatte provisorisch abzustützen.

4 Projekt

4.1 Anforderungen an die Vortriebe

4.1.1 Längsstollen

Die Grösse der Längsstollen wurde auf die Arbeiten für den Bau der Schlitzwände und die Vortriebsarbeiten an den

the “normal” top-down method (Fig. 4). The tunnel cover is devised as a bracing structure so that it can bear the loads from the diaphragm walls at the sides. The altogether 29 lateral headings and bracing girders form the finished cover lying on the diaphragm walls (Fig. 3).

In its final state, the tunnel together with its longitudinal headings and bracing cover is completely sealed. The water pressure forces are transferred to the inner walls and inner shell via a single-layer plastic membrane. The base plate takes over the buoyancy forces and transfers them via the inner walls to the bracing cover [5].

Prior to the headings being driven beneath the south section, the groundwater had to be lowered by some 10 m using small filter wells. After driving the two 110 m long longitudinal headings the diaphragm walls were sunk. Then the lateral headings were driven in small steps and the girders for the bracing cover installed.

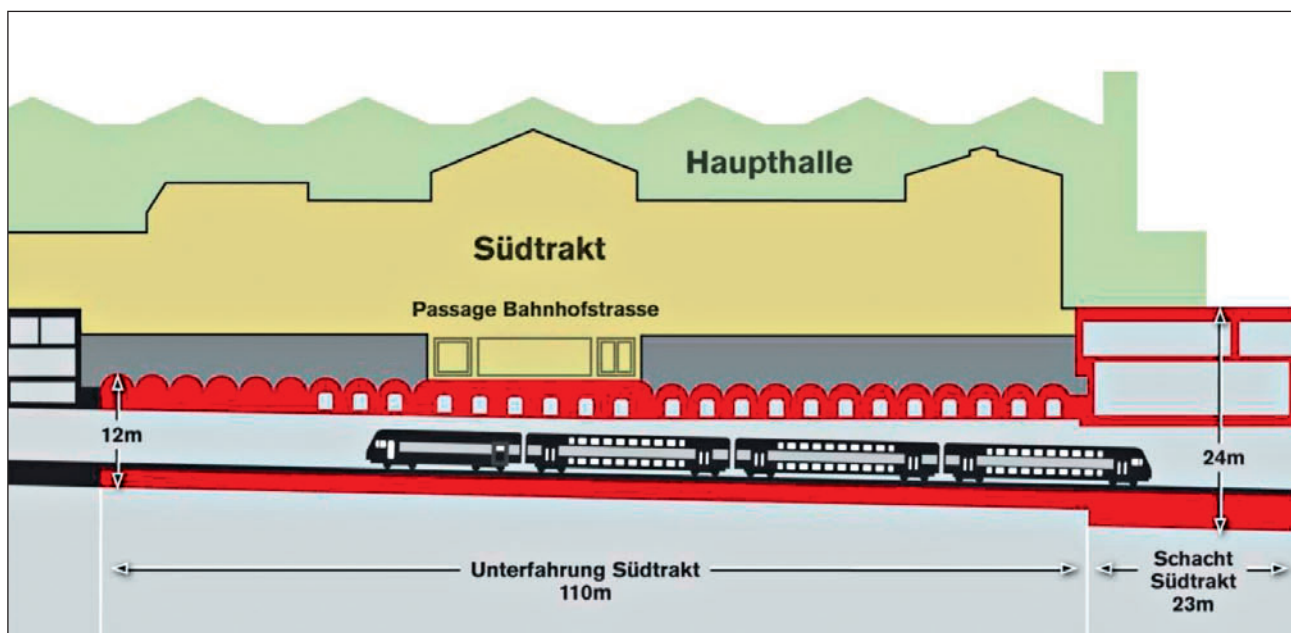
Once the bracing cover was built, the excavation was executed in 2 stages from the south section shaft. Horizontal strutting was installed between the excavation stages so that the diaphragm walls were temporarily supported until the base plate was set in place.

4 Project

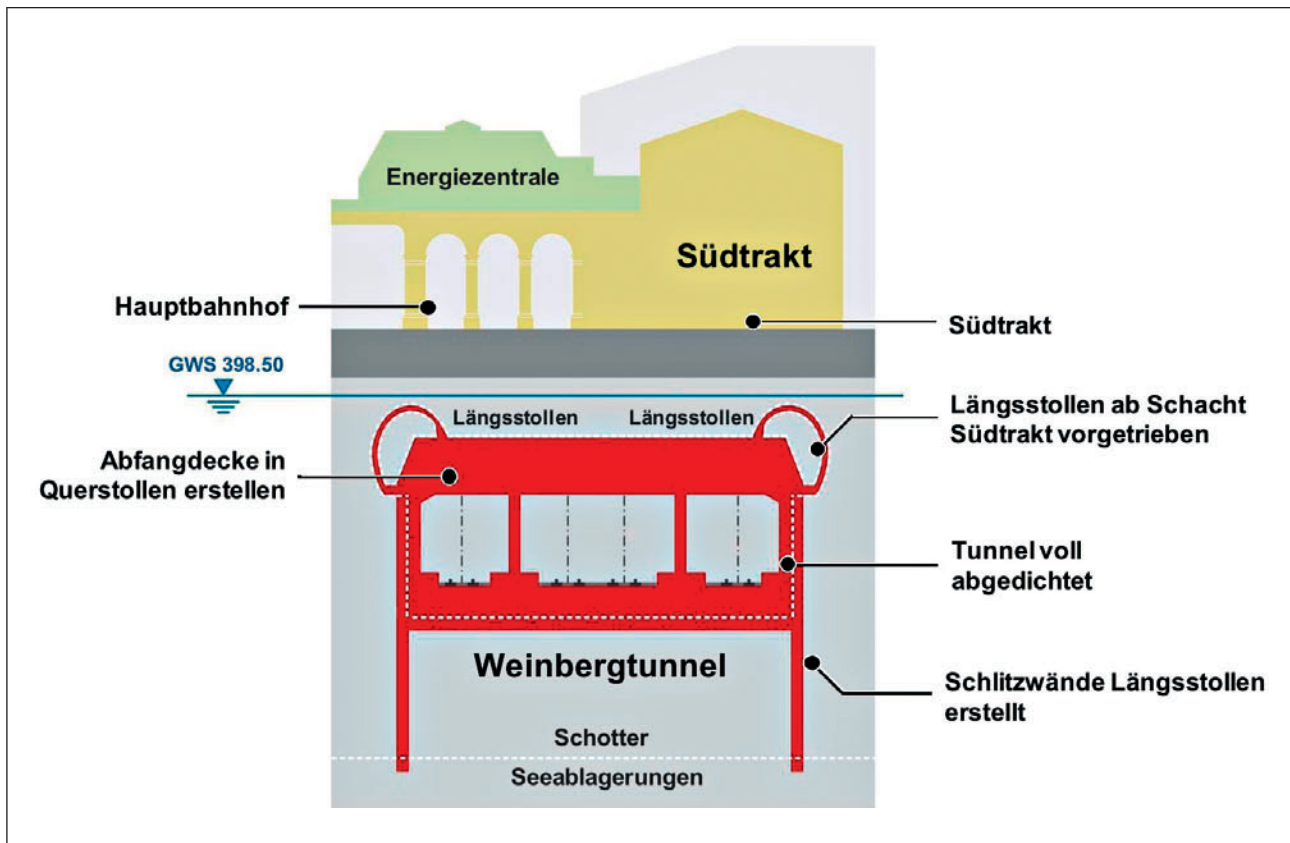
4.1 Alterations to the drives

4.1.1 Longitudinal headings

The size of the longitudinal headings was geared to the work for building the diaphragm walls and the driving activities. The clearance profile of the barely 6 m high longitudinal headings permitted diaphragm wall machines with short



3 Längsschnitt, Passage Bahnhofstrasse direkt unterquert
Longitudinal section, Bahnhofstrasse Passage directly undercut



4 Querschnitt im Bereich mit Mittelabstützungen
Cross-section at the zone with central supports

Querstollen abgestimmt. Das Lichtraumprofil der knapp 6 m hohen Längsstollen liess den Einsatz von Schlitzwandmaschinen mit kurzem Ausleger zu, so dass mit einem Greifer gearbeitet werden konnte (Bild 10).

4.1.2 Querstollen

Die Grösse der Querstollen wurde aus den Anforderungen aus dem Vortrieb und den statischen Berechnungen für die einzubauenden Abfangträger abgeleitet. Der Vortrieb der Stollen und die erforderlichen Bauhilfsmassnahmen mussten einen sicheren und setzungsarmen Vortrieb zur Einhaltung der Anforderungen gewährleisten.

4.2 Vortriebskonzepte

4.2.1 Längsstollen

Auf Basis der beschriebenen Anforderungen wurde der Vortrieb der Längsstollen entwickelt. Für die beiden Längsstollen wurde eine vorausseilende Sicherung der Ausbruchlaibung mit einem Rohrschirm gewählt (Bild 5), der im First doppellagig ausgebildet wurde.

In Ergänzung zum Rohrschirm wurden alle 5 m Vortrieb neue Ortsbrustanker mit einer Länge von 10 m versetzt. Die Ausbruchsicherung bestand aus 2 Lagen Netzen, Spritzbeton und 3-Gurt-Gitterträgern. Zur Anwendung kam der Vollausbruch mit abgetrepter Ortsbrust und schnellem Ringschluss mit Abschlaglängen von jeweils 1 m. Der Ringschluss

booms to be applied so that a gripper could be employed (Fig. 10).

4.1.2 Lateral headings

The size of the lateral headings was derived from the requirements relating to driving and the static analyses for the bracing girders that had to be installed. Driving the headings and the necessary structural ancillary measures had to assure a safe excavation with minimal settlements to comply with the demands.

4.2 Driving concepts

4.2.1 Longitudinal headings

The drive for the longitudinal headings was developed on the basis of the described requirements. An advance support for the excavated walls with a pipe umbrella was chosen for the 2 longitudinal headings (Fig. 5), which was executed as a twinlayer in the roof.

To augment the pipe umbrella, new 10 m long face anchors were set every 5 m during the drive. The excavation was secured with 2 layers of netting, shotcrete and 3-chord lattice girders. A full excavation with staggered face and rapid ring closure with 1 m lengths of advance was applied. The ring closure was achieved at the latest 5 m behind the crown face; a support wedge was left standing in the crown as an additional face support.

Zurich Cross Rail: Underpassing Historical Building of Main Station

wurde spätestens 5 m hinter der Kalottenortsbrust erreicht. Als ergänzende Ortsbruststützung wurde in der Kalotte ein Stützkeil stehen gelassen.

Folgende Daten zum Vortrieb sind zu erwähnen:

- Länge pro Stollen: 110 m
- Fläche der Ortsbrust: 32 bis 47 m²
- insgesamt 2 x 9 Rohrschirmetappen à 10 m
- 37 Rohrschirmrohre 139.7 x 10 mm, im First doppelt angeordnet
- Länge Rohrschirm 14 m, Überlappung 4 m
- bis 26 injizierte Selbstbohranker in der Ortsbrust, Länge 10 m, Überlappung 5 m
- Sofortsicherung mit ofentrockenem Spritzbeton
- Ausbruchsicherung: total 30 cm Spritzbeton
- 2 Lagen Bewehrungsnetze (bis 14/14/150/150)
- 3-Gurt-Gitterträger alle 1 m

4.2.2 Querstollen

Die Querstollen wurden mit Spiessschirmen und langen Ortsbrustankern vorausgehend gesichert und vorgetrieben (Bild 6). Der Spiessschirm wurde auf den Gitterträgern aufgelegt, die alle 1 m versetzt wurden. Für die Sofortsicherung wurde wie bei den Längsstollen ofentrockener Spritzbeton verwendet. Der Vortrieb der Querstollen und das Betonieren der zum Teil vorgespannten Abfangträger erfolgte im Pilgerschrittverfahren. Die Ausbruchsicherung der Sekundärquerstollen stützte sich auf dem betonierten Abfangträger in den Primärquerstollen auf.

Folgende Daten sind zum Vortrieb Querstollen zu erwähnen:

- total 29 Querstollen mit Längen zwischen 10 und 25 m
- Fläche der Ortsbrust ca. 18 m²
- 10 bis 22 Spiesse pro Meter Vortrieb
- bis 19 injizierte Selbstbohranker in der Ortsbrust, Länge 10 m, Überlappung 5 m
- Sofortsicherung mit ofentrockenem Spritzbeton
- Ausbruchsicherung: total 20 cm Spritzbeton
- 2 Lagen Bewehrungsnetze (bis 10/10/150/150)
- 3-Gurt-Gitterträger alle 1 m

4.3 Statische Berechnungen

Der Vortrieb der Längsstollen erfolgte nur knapp unterhalb von grossen Lasten aus den Fundamenten des Südtraktes. Damit fehlte die verteilende Wirkung des Bodens und es ergaben sich für die Rohre hohe Beanspruchungen. Für die Dimensionierung des Rohrschirms und der Ortsbrustverankerung wurde eine totale Auflast von 250 kN/m² in Rechnung gestellt.

Die Dimensionierung der Bauhilfsmassnahme ergab einen doppelten Rohrschirm im Firstbereich. Die Traglast der Rohre im Gewindebereich wurde an der EMPA (Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt) getestet [1]. Auf Basis dieser Prüfungen wurden die erforderlichen Rohrlängen und die Ausbildung der Stösse festgelegt. Mit den Versuchen konnte der rechnerisch berücksichtigte Widerstand überprüft werden.

The following data relating to the drive should be mentioned:

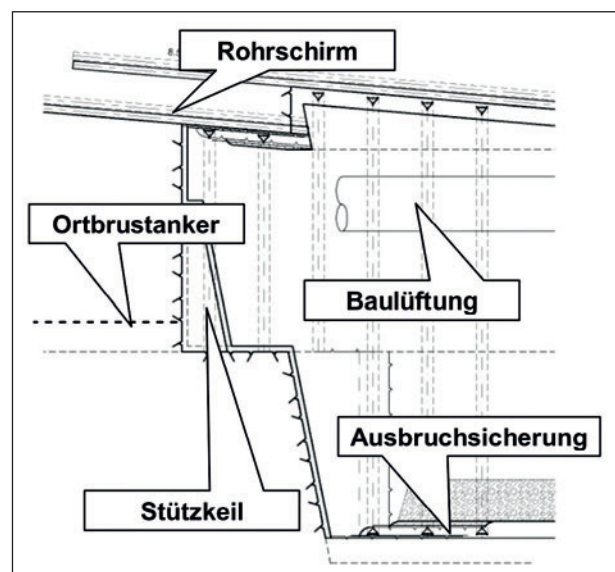
- length per heading: 110 m
- face area: 32 to 47 m²
- a total of 2 x 9 pipe umbrella stages à 10 m
- 37 pipe umbrella pipes 139.7 x 10 mm, arranged in 2 rows in the roof
- length of pipe umbrella 14 m, overlap 4 m
- up to 26 self-drilling anchors grouted in the face, length 10 m, overlap 5 m
- immediate support with kiln-dried shotcrete
- 2 layers of reinforcing netting (up to 14/14/150/150)
- 3-chord lattice girder every 1 m

4.2.2 Lateral headings

The lateral headings were secured in advance and driven with pile umbrellas and long face anchors (Fig. 6). The pile umbrella was set on the lattice girders, which were all staggered by 1 m. Kiln-dried shotcrete was used for the immediate support, just as in the case of the longitudinal headings. The driving of the lateral headings and concreting of the in some cases pretensioned bracing girders took place in small steps. The excavation support for the secondary lateral headings was supported on the concreted bracing girder in the primary headings.

The following data should be mentioned in conjunction with driving the lateral headings:

- a total of 29 lateral headings between 10 and 25 m in length
- face area roughly 18 m²
- 10 to 22 piles per driven metre
- up to 19 self-drilling anchors grouted in the face, length 10 m, overlap 5 m
- immediate support with kiln-dried shotcrete
- excavation support: total of 20 cm of shotcrete



5 Längsschnitt Vortrieb Längsstollen
Longitudinal section of longitudinal heading drive

Für den Bau der Schlitzwände und den Ausbruch der Querstellen musste die Ausbruchsicherung im Pilgerschrittverfahren geöffnet und der Kraftschluss in der Spritzbetonschale durch die neu einbetonierte Schlitzwand und die Abfangträger jeweils wieder hergestellt werden (Bild 6). Diese verschiedenen Zustände wurden bei der Modellierung berücksichtigt.

4.4 Setzungsprognose

Mit dem Bauherrn wurden für das denkmalgeschützte Gebäude des Südtrakts maximal zulässige Schäden wie Risse und Abplatzungen, ohne die Tragstruktur zu gefährden, vereinbart. Die maximal zulässigen Setzungen und Setzungsdifferenzen wurden für alle Bauabläufe auf total 35 mm resp. 1/300 festgelegt.

Die Setzungsberechnungen wurden mittels einer FE-Analyse in einem 3D-Modell durchgeführt [3]. Dieses Modell beinhaltet ebenfalls die Querstellenvortriebe und den Aushub unter der Abfangdecke in Etappen. So konnten die zu erwartenden Setzungen über alle Bauphasen abgeschätzt werden. Die Setzungsprognose konnte anhand systematischer Überwachungsmessungen am Südtrakt verifiziert werden.

5 Ausführung

5.1 Logistik

Die gesamte Baulogistik erfolgt über den Schacht Südtrakt. Aufgrund der sehr beengten Platzverhältnisse wurden Plattformen gebaut, welche sowohl als Lagerplatz als auch zur Platzierung von Installationen dienen (Bild 7). Alle zur Verfügung stehenden Baustelleneinrichtungsplätze um den Süd-

- 2 layers of reinforcing netting (up to 10/10/150/150)
- 3-chord lattice girder every 1 m

4.3 Static computations

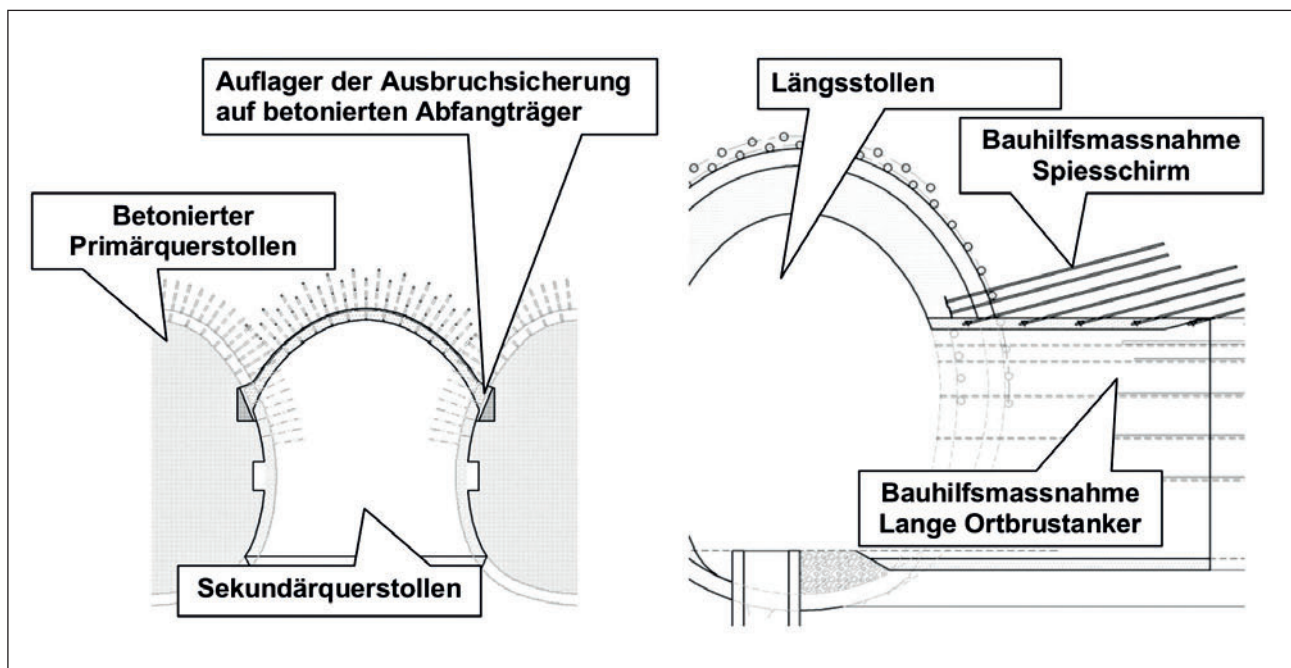
The longitudinal headings are driven just below major loads stemming from the foundations of the south section. Consequently, the soil provides no distributing effect thus resulting in high stresses. A total load of 250 kN/m² was calculated for dimensioning the pipe umbrella and the face anchors.

The dimensioning of the ancillary measures for construction resulted in a double pipe umbrella in the roof zone. The bearing load of the pipes in the thread section was tested at the EMPA (Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology) [1]. On the basis of these tests, the necessary pipe lengths and the form of the butts were established. The calculated resistance that was taken into consideration was also checked during the tests.

The excavation support had to be opened in small steps for building the diaphragm walls and excavating the lateral headings and the frictional connection re-established in the shotcrete shell by means of the new concreted diaphragm wall and the bracing girders (Fig. 6). These various states were taken into consideration at the modelling stage.

4.4 Settlement prognosis

Maximum permissible damage such as cracks and spalling, without imperilling the bearing structure, were agreed on with the client for the historically protected south section



6 Quer- und Längsschnitt durch einen Querstollen, Vollaushub mit geneigter Ortsbrust, vorseilende Sicherung mit Spiessen und Ortsbrustankern

Cross and longitudinal section through a lateral heading, full excavation with inclined face, advance supporting with piles and face anchors



7 *Flugaufnahme Baustelleneinrichtung*
Aerial shot of site lay-out

trakt haben, wegen der bestehenden unterirdischen Einrichtungen, beschränkte Nutzlasten [2].

Das Schlüsselgerät für die Erstellung dieses Bauwerks ist der Turmdrehkran (Liebherr 630 EC-H 40). Sämtliches Material und alle Geräte müssen damit umgeschlagen werden. Das Gewicht der Schlitzwandbagger (40 t ohne Gegengewicht und Raupen) war für die Festlegung des Krantyps massgebend. Die frei verfügbare Arbeitsfläche im Schacht für die Unterfahrung des Südtrakts betrug lediglich 10 x 20 m (Bild 8).

Das Ausbruchmaterial und der Betonabbruch werden im Schacht in 7 m³ Welaki-Mulden verladen, mit dem Kran hochgehoben und mit Lastwagen zur Deponie gefahren. Da der Platz für den Umschlag beschränkt ist, werden alle Transporte und Lieferungen mit einem EDV-Tool koordiniert.

Die Neutralisationsanlage inklusive der Absetzbecken ist für die Plattformen bei der Baustelle zu schwer. Sie wurde auf einer etwas abseits gelegenen, ebenfalls für die Baustelle erstellten Plattform über der Limmat angeordnet.

5.2 Bauabläufe, Leistungen, Installationen

5.2.1 Längsstollen

Im Projekt wurde die Vortriebsgeschwindigkeit auf 2 m pro Arbeitstag vorgegeben, um den Ringschluss nach 2 Abschlüssen à 1 m zu erreichen. Die Vortriebsleistung war wegen der Spritzbetonfestigkeitsentwicklung auch auf maximal 2 m pro Tag beschränkt. Eine Rohrschirmetappe à 10 m musste somit in 5 Arbeitstagen (1 Woche) ausgebrochen und gesichert werden. Diese Vorgabe konnte mit einer optimalen Gerätewahl und dem 3-Schichtbetrieb erreicht werden. Damit der lokal durch Rohrschirminjektionen verfestigte Limmatschotter gelöst und geladen werden konnte, kam ein Tunnelbagger mit integriertem Ladeband (ITC 312 H6) zum Einsatz. Dadurch konnte nach dem Lösen ein Gerätewechsel zum Schüttern vermieden werden. Für den Zwischentransport zu den Mulden wurde ein Kompaktraupenlader verwendet (Bobcat T300), der im nur 3.7 m breiten Stollen gewendet werden konnte. Für



8 *Schachtbelegung*
Shaft allocation

building. The maximum permissible settlements and settlement differences were determined to be 25 mm resp. 1/300 in total for all building cycles.

The settlement computations were carried out using a FE analysis in a 3D model [3]. This model also contains the lateral heading drives and the excavation in stages beneath the bracing cover. As a result, the anticipated settlements could be estimated for all construction phases. The settlement prognosis could be verified on the basis of systematic monitoring measurements.

5 Execution

5.1 Logistics

The total construction logistics is executed via the south section shaft. On account of the extremely constricted space conditions, platforms were built which serve both for storage purposes as well as for setting up installations (Fig. 7). All available site installation yards around the south section possess limited load capacities on account of existing underground facilities [2].

The tower rotary crane (Liebherr 630 EC-H 40) is the key piece of equipment for building this structure. All material and all machines have to be handled by it. The weight of the diaphragm wall excavators (40 t without counterweight and crawlers tracks) determined the type of crane. The freely available working area in the shaft for undercutting the south section amounted to only 10 x 20 m (Fig. 8).

The excavated material and the concrete waste are loaded into 7 m³ Welaki skips, raised by crane and transported to the tip by lorry. As the handling area is restricted in size, all transports and deliveries are coordinated by an EDP tool.

The neutralisation plant including the settling basin is too heavy for the platforms at the site. They were set up on a platform a short distance away, also created for the site, above the Limmat.

die Ausbruchsicherung wurde ausschliesslich ofengetrockneter Spritzbeton ab Silo eingesetzt. Pro Arbeitstag musste 10-mal Spritzbeton in Kleinmengen (Tagesbedarf 50 t) appliziert werden. Ohne aufwendige Uminstallation konnte so jederzeit gespritzt werden, dies auch, um mögliche Verbrüche während des Ausbruchs zu stabilisieren. Damit gleichzeitig angeliefert und gespritzt werden konnte, wurden 2 Trockenspritzbetonsilos gestellt.

Während in einem Längsstollen vorgetrieben und gesichert wurde, musste im anderen Längsstollen innerhalb 1 Woche der Rohrschirm erstellt werden. Das Bohren erfolgte im AT-Hüllrohrsystem mittels eines 2-armigen Bohrjumbos Atlas Copco 352S mit Automatisierung für das Einlegen der Rohrschüsse. Durchschnittlich wurden täglich 8 Rohre à 14 m in der Frühschicht versetzt. In der Spät- und Nachtschicht erfolgte jeweils die Injektion des Bodens mit Doppelpackern aus den gelochten Rohrschirmrohren heraus.

5.2.2 Schlitzwände

Der Bau der Führungswände unterhalb der Sohle der Längsstollen erfolgte zusammen mit dem Einbau der Ausbruchsicherung in 1 m langen Etappen. Der darüberliegende Teil wurde nach Abschluss der Vortriebsarbeiten konventionell betoniert.

Die Schlitzwände aus den Längsstollen wurden mit 2 Seilbaggern (Liebherr 841) erstellt. Die Abmessungen dieser Bagger haben das Profil der Längsstollen definiert. Täglich wurde in jedem Stollen im 2-Schichtbetrieb eine Schlitzwandlamelle (0.8 x 2.2 x 23 m) hergestellt. Aus logistischen Gründen wurden die Arbeiten so koordiniert, dass in den beiden Längsstollen der Aushub und das Betonieren nie gleichzeitig stattfanden.

Der Transport des Schlitzwandaushubes in den Längsstollen erfolgte mit Kompaktrauhenladern. Im Schacht wurde das Material in Welaki-Schlammulden geladen und von dort analog dem Ausbruchmaterial entsorgt.

5.2.3 Querstollenvortriebe

Der Vortrieb der 29 Querstollen erfolgte wie bei den Längsstollen im 3-Schichtbetrieb. Alle Stollen wurden im Pilgerschrittverfahren aus dem südlichen Längsstollen heraus vorgetrieben. Der nördliche Längsstollen wurde als Zugang zur Erstellung der Abfangträger verwendet. Als vorseilende Sicherung der Querstollen wurde nach jedem Abschlag ein 4 m langer Spiessschirm eingebaut. Die Selbstbohranker des Spiessschirms wurden mit Injektionsgut gebohrt. Wie beim Längsstollen wurden zur Sicherung der Ortsbrust alle 5 m Vortrieb Selbstbohranker versetzt.

Als Ausbruchgerät diente ein kleiner Tunnelbagger (Cat 308 CCR). Die massiven Spritzbetonschalen der Längsstollen und der benachbarten Querstollen wurden mit einem Spitzroboter (Brokk330) abgebrochen.

5.2 Construction cycles, performances, installations

5.2.1 Longitudinal headings

The rate of advance of 2m per working day was laid down for the project to arrive at ring closure after two 1 m long lengths. The rate of advance was restricted to a maximum of 2 m per day also on account of the shotcrete strength development. A pipe umbrella stage of 10 m thus had to be excavated and secured in 5 working days (1 week). This requirement was arrived at through the optimal choice of equipment and the 3-shift operation. To enable the Limmat gravels locally consolidated by pipe umbrella grouting to be extracted and loaded, a tunnel excavator with integrated loading belt (ITC 312 H6) was made use of. In this way, there was no need to switch machines for mucking purposes after removing the material. For intermediate transportation to the skips, a compact tracked loader was deployed (Bobcat T300) which could be turned in the only 3.7 m wide heading. Only kiln-dried shotcrete from the silo was used for securing the excavation. Small amounts of shotcrete (daily requirement 50 t) had to be applied 10 times per working day. In this way, it was possible for spraying to be executed without complicated readjustments at any time, also to ensure that possible collapses during the excavation process were stabilised. Two dry shotcrete silos were made available so that shotcrete could be supplied and sprayed at the same time.

While driving and supporting forged ahead in the one longitudinal heading, the pipe umbrella had to be installed within a week. Drilling took place using the AT casing system by means of a 2-arm drilling jumbo Atlas Copco 352S with an automatic system for laying the casing elements. On average 8 pipes each 14 m long were placed during the early shift. During the late and night shifts, the ground was grouted with double packers from the perforated pipe umbrella pipes.

5.2.2 Diaphragm walls

The building of the guiding walls beneath the bottom of the longitudinal headings took place together with the installation of the excavation support in 1 m stages. The part located above was concreted in a conventional manner once the driving operations were concluded.

The diaphragm walls from the longitudinal headings were produced by means of 2 rope excavators (Liebherr 841). The excavator dimensions defined the profile of the longitudinal headings. Each day a diaphragm wall segment (0.8 x 2.2 x 23 m) was produced in each heading. For logistical reasons, these operations were coordinated in such a way ensuring that excavating and concreting never took place at the same time in the 2 longitudinal headings.

Compact tracked loaders transported the muck from the diaphragm walls in the longitudinal headings. In the shaft this material was loaded into Welaki skips and disposed of in similar fashion to the excavated material.

5.2.4 Abfangträger

In den fertig ausgebrochenen Querstollen wurde zuerst im Firstbereich eine Tunneldichtungsbahn verlegt. In der Sohle erfolgte dann der Einbau des Negativbetons und der verlorenen Schalung. Die Bewehrung und die Hüllrohre für die Vorspannung wurden verlegt, die Schalung des Hohlkastens gestellt und die Stirnen zugeschalt. Durchschnittlich konnte alle 8 Arbeitstage ein Abfangträger mit bis zu 380 m³ selbstverdichtendem Beton (SCC) verfüllt werden (Bild 9).

Die Litzen für die Vorspannung wurden automatisch ab einer Bobine, welche im Schacht stand, durch ein Führungsrohr im Längsstollen in die Hüllrohre eingestossen. Nach Abschluss der Vorspannarbeiten wurden die Abfanglasten der Decke mit 140 Flachpressen (DN 750/6000 kN) aktiv auf die beiden Schlitzwände übertragen.

6 Erkenntnisse aus dem Bau

6.1 Vortriebe

6.1.1 Längsstollen

Der Vortrieb der beiden Längsstollen konnte Mitte November 2009 erfolgreich abgeschlossen werden. Nach anfänglichen Schwierigkeiten beim Bohren der Rohrschirmrohre konnten die Arbeiten dank Optimierungen letztlich im erwarteten Zeitrahmen ablaufen. Die doppelte Lage an Rohren in der Firste und die Verfestigungsinjektionen zwischen den Rohren konnten Verbrüche aus der Ausbruchlaibung zuverlässig verhindern.

Mit dem schnellen Ringschluss und der Anwendung von schnell härtendem ofentrockenen Spritzbeton konnten in Kombination mit den Bauhilfsmassnahmen die hohen Anforderungen eingehalten werden.

6.1.2 Querstollen

Die Querstollen konnten ohne grössere Zwischenfälle vortrieben werden. Allerdings hat sich der Spiessschirm im praktisch kohäsionslosen Limmatschotter nur bedingt bewährt. Obwohl die Spiesse mit Injektionsmörtel gebohrt und verpresst wurden, konnte der Boden zwischen den Spiessen nicht im erwarteten Umfang verfestigt werden. So ist es verschiedentlich zu einem Herausrieseln von Lockermaterial zwischen den Spiessen gekommen. Die länger als üblich gewählte Überlappung und die daraus resultierende mehrlagige Anordnung der Spiesse konnte aber letztlich einen Verbruch immer verhindern. Die geringere Verfestigung des Bodens und die kleinere Steifigkeit des Spiessschirms gegenüber dem Rohrschirm haben sich auch auf die Ortsbrust ausgewirkt. Die Stabilität der Ortsbrust musste trotz geringem Querschnitt mit Unterteilungen gewährleistet werden.

6.2 Bau der Schlitzwände

Der Bau von bewehrten Schlitzwänden aus den Längsstollen heraus hat sich bewährt (Bild 10). Die innovative Projektidee konnte durch eine weitere Entwicklung der beauftragten Unternehmung beim Versetzen der Bewehrung verbessert



9 Bewehrung Längsträger/Abfangdecke
Reinforcement longitudinal girders/bracing cover

5.2.3 Lateral heading drives

The 29 lateral headings were driven by a 3-shift operation, just as in the case of the longitudinal headings. All these headings were driven in small steps from the southern longitudinal heading. The northern longitudinal heading was used as access to produce the bracing girders. After each round of advance, a 4 m long pile umbrella was installed to secure the lateral headings. The self-drilling anchors for the pile umbrella were drilled with grouting material. As in the case of the longitudinal heading, self-drilling anchors were placed every 5 m to protect the face.

A small tunnel excavator (Cat 308 CCR) served for excavation purposes. The massive shotcrete shells for the longitudinal headings and the neighbouring lateral headings were tackled with a demolition robot (Brokk330).

5.2.4 Bracing girders

A tunnel sealing membrane was first of all laid in the roof zone once the lateral headings had been excavated. The negative concrete and the lost formwork were then installed in the floor. The reinforcement and the casing for pretensioning were laid, the formwork for the box beam placed in position and the faces shuttered. On average every 8 working days a bracing girder could be filled with up to 380 m³ of self-compacting concrete (SCC) (Fig. 9).

The strands for the pretensioning were automatically fed through a guide pipe in the longitudinal heading into the casing from a reel which stood in the shaft. After completion of the pretensioning work, the bracing loads from the ceiling were transferred actively to both diaphragm walls with 140 jacks (DN 750/6000 kN).

6 Recognitions from construction

6.1 Drives

6.1.1 Longitudinal headings

Driving the 2 longitudinal headings was successfully completed by mid-November 2009. Following initial difficulties



10 Erstellen der Schlitzwand aus den Längsstollen
Producing the diaphragm wall from the longitudinal heading

und erfolgreich umgesetzt werden. Die Stabilität des offenen Schlitzes blieb stets gewährleistet; dies, obwohl der abgesenkte Grundwasserspiegel lediglich 2 m unter der Oberkante der Schlitzwand lag. Als wichtigste Massnahmen zur Einhaltung der Sicherheit wurde eine maximale Breite der Elemente von 3 m und das Betonieren des Schlitzes innerhalb von 24 Stunden festgelegt.

6.3 Setzungen/Schäden am Gebäude

Der Vortrieb der Längsstollen hat zu Setzungen des Gebäudes von durchschnittlich 10 mm geführt. Kleinere Risse im Untergeschoss und teilweise abgelöste Bodenbeläge waren die Folge.

Bei den Querstollen wurde mit Setzungen von ca. 20 mm gerechnet. Über weite Teile des Bauwerks wurden Setzungen um 10 bis 15 mm gemessen. Im Westen, wo aus den Querstollen zusätzlich noch provisorische Schlitzwandelemente als Stützscheiben abgeteufelt wurden, mussten Setzungen um 25 mm hingenommen werden. Die rund 25 mm Setzungen haben im Südtrakt zu Schäden in Form von Rissen in Gipswänden geführt. Strukturelle Schäden wurden nicht festgestellt.

Zur Einschränkung der Setzungen wurde die Abfangdecke ohne Verbund voll vorgespannt und mittels Flachpressen

while drilling the pipe umbrella pipes, activities were ultimately able to run according to schedule, thanks to optimisations. The double row of pipes in the roof and the consolidation grouting between the pipes were reliably able to prevent caving from the excavated cross-section.

The high demands were met, thanks to the rapid ring closure and the application of fast-setting kiln-dried shotcrete in combination with the ancillary construction measures.

6.1.2 Lateral headings

The lateral headings could be driven without any major incidents. However, the pile umbrella was only effective to a certain extent in the practically non-cohesive Limmat gravel. Although the piles were drilled and grouted with mortar, the soil between the piles could not be consolidated to the desired degree. As a result, soft material sometimes trickled out from between the piles. But thanks to the application of a longer than usual overlapping process and the resultant multilayer arrangement of the pile, it was always possible to prevent collapses from taking place. The reduced consolidation of the soil and the lower stiffness of the pile umbrella as compared with the umbrella shield also exerted an influence on the face. The face stability had to be guaranteed by means of subdivisions in spite of the small cross-section.

6.2 Construction of the diaphragm walls

The construction of the reinforced diaphragm walls from the longitudinal heading proved itself (Fig. 10). This innovative project concept was actually improved and successfully put into practice by a further development on the part of the responsible contractor in relocating the reinforcement. The stability of the open wall was always assured, even though the lowered groundwater level was only 2 m beneath the upper edge of the diaphragm wall. A maximum width for the elements of 3 m and the concreting of the wall within 24 h were laid down as the most important measures for ensuring safety.

6.3 Settlements/damage to the building

Driving the longitudinal headings led to average 10 mm settlements affecting the building. Smaller cracks in the basement and in some cases loosened floor coverings were the outcome.

Settlements of approximately 20 mm were reckoned with for the lateral headings. Settlements of 10 to 15 mm were measured over extensive parts of the structure. In the west, where temporary diaphragm wall elements were sunk as extra protection, settlements of roughly 25 mm had to be accepted. These roughly 25 mm settlements led to damage in the form of cracks in plaster walls in the south section. Structural damage was not established.

To restrict the settlements, the bracing cover was completely pretensioned without bond and actively pressed between

zwischen Schlitzwandkopf und Auflager aktiv aufgepresst. Durch das Vorspannen der Abfangträger und Aktivieren der Pressen wurde der Südtrakt über der Konstruktion zwischen 1 bis maximal 4 mm angehoben.

Mittlerweile ist der Aushub unter dem Südtrakt abgeschlossen (Bild 11). Die längsten Abfangträger haben dabei Verformungen von ca. 2 mm erfahren. Weitere Setzungen sind ausgeblieben.

7 Schlussbemerkungen

Das Konzept „Bergmännische Deckelbauweise“ hat die Erwartungen erfüllt. Der Betrieb des Bahnhofs konnte mit geringen Einschränkungen fortgesetzt und die hohen Anforderungen an die maximal zulässigen Schäden am Gebäude konnten eingehalten werden.

Der Baufortschritt war insbesondere zu Beginn der Arbeiten beim Schacht Südtrakt unter den Erwartungen. Dieser Rückstand konnte bisher wegen der eingeschränkten Zugänglichkeit und Logistik nicht wettgemacht werden. Beim bevorstehenden Betonbau unter der Abfangdecke sind jetzt Massnahmen eingeleitet worden, damit der Tunnel rechtzeitig zur Ausrüstung an den nachfolgenden Unternehmer übergeben werden kann.

Die Bauarbeiten zur Umsetzung des Konzepts sind zeitraubend, kostenintensiv und stellen hohe Anforderungen an die Qualitätssicherung. Der hohe Aufwand lässt sich sicher nur bei aussergewöhnlichen Rahmenbedingungen, so wie beim Südtrakt, rechtfertigen.

Literatur

- [1] Hessler N., Grieder L. (2009): „Bergmännische Deckelbauweise“ – Herausforderung im Herzen Zürichs, Kolloquium ETH Zürich, Professur für Untertagebau, Dezember 2010
- [2] Schmid W., Moser S., Ceriani M. (2010): Durchmesserlinie Zürich, Weinbergtunnel – Vortriebe im innerstädtischen Bereich, Tagungsband Swiss Tunnel Congress 2010, S. 60–69
- [3] Dr. Nater P., Hessler N. (2009): Weinbergtunnel/Unterquerung Südtrakt, Deformationsprognosen – erste Messungen, Tagungsband Frühjahrestagung SGBF 2009, S. 57–67
- [4] Bosshard M., Kobel R., Stadelmann Hp. (2009): Neue Bahn-Durchmesserlinie Zürich – Herausforderungen bei TBM-, Rohr- und konventionellen Vortrieben, STUVA 2009
- [5] Bosshard M., Kobel R. (2008): Die Durchmesserlinie in Zürich – Von der Idee zur Realisierung, Tagungsband Swiss Tunnel Congress 2008, S. 87–96
- [6] Fässler G., Hessler N., Matter J. (2004): The Weinbergtunnel in Zurich, World Tunnel Congress 2004, Singapore



11 Blick vom Doppelspurtunnel zur „Bergmännischen Deckelbauweise“
View from the twin-track tunnel showing the “top-down construction method by mining means”

the diaphragm wall head and abutment by means of jacks. By pretensioning the bracing girders and activating the jacks the south section was raised between 1 mm to a maximum of 4 mm by this process.

The excavation beneath the south section has been concluded in the meantime (Fig. 11). The longest bracing girders have sustained approximately 2 mm deformations. No further settlements have occurred.

7 Concluding remarks

The “mined top-down construction method” concept has fulfilled the expectations placed in it. Services at the station were maintained with only slight restrictions and the high demands relating to the maximum permissible damage adhered to.

Construction progress trailed behind, especially at the start of work on the south section shaft. This delay has not been compensated for so far, owing to the restricted accessibility and logistics. For the upcoming concreting activities beneath the bracing cover, measures have now been resorted to so that the tunnel can be handed over in time to the follow-up contractors to be furnished.

The construction operations to translate the concept into practice are time-consuming, cost-intensive and place high demands on quality assurance. The high outlay can only be justified in the case of out-of-the-ordinary basic conditions, as in the case of the south section.

Grégoire Favre, Ingénieur civil dipl. EPFL-SIA, chef unité Génie Civil, BG Ingénieurs Conseils SA, Lausanne/CH

Liaison ferroviaire CEVA

L'intégration urbaine du tunnel de Pinchat

La liaison ferroviaire Cornavin–Eaux-Vives–Annemasse (CEVA) relie les 2 réseaux de chemins de fer Suisse et Français qui fonctionnent actuellement en impasse. L'environnement urbain impose un tracé majoritairement souterrain. La gare de Carouge-Bachet et le Tunnel de Pinchat constituent les premiers ouvrages souterrains de la ligne et s'inscrivent au cœur d'infrastructures urbaines denses et complexes.

CEVA Rail Link

Urban integration of Pinchat tunnel

The Cornavin–Eaux-Vives–Annemasse (CEVA) rail link connects Swiss and French railway networks which currently operate with dead ends. The urban environment requires a route which is mainly underground. Carouge-Bachet station and the Pinchat Tunnel are the first underground structures of the line and are located at the heart of a dense and complex urban infrastructure.

1 Contexte général

La liaison ferroviaire entre la gare de Cornavin et la frontière franco-suisse en direction d'Annemasse fait l'objet d'une convention qui permettra de doter Genève et son bassin transfrontalier d'un réseau RER et de développer les liaisons internationales entre la France et la Suisse. D'une longueur de 14.5 km, le CEVA secteur suisse se décompose en 2 tronçons principaux, l'un à ciel ouvert jusqu'à la gare de La Praille, et le deuxième essentiellement en souterrain (tunnel et tranchées couvertes) de La Praille à la frontière française.

Les travaux qui ont débuté début 2012 sont décomposés en 7 secteurs, dont 2 à ciel ouvert entre la gare de Cornavin et La Praille. Les secteurs 3 à 7 sont une succession de tronçons en tranchées couvertes et en tunnels. Le secteur 3 «Tunnel de Pinchat» d'une longueur de 2357 m, est bordé à l'ouest par la plateforme de La Praille et à l'est par la tranchée couverte du Val d'Arve. Il est constitué de 3 ouvrages principaux qui sont la halte de Carouge-Bachet, d'une longueur de 231 m, le tunnel de Pinchat, d'une longueur de 2036 m et une partie de la tranchée couverte du Val d'Arve, d'une longueur de 90 m (Fig. 1).

2 Contexte géologique simplifié

Le sous-sol du bassin genevois est constitué de 3 formations principales: le substratum rocheux molassique, diverses couches d'origine glaciaire constituées de moraines liées aux glaciers rissiens et würmiens et enfin des formations récentes composées d'alluvions fluviales, de colluvions et de remblais liés aux activités humaines.

1 Background

The rail link between Cornavin train station and the French-Swiss border in the direction of Annemasse is part of an agreement that will provide Geneva and its border region with a regional train network and the development of international links between France and Switzerland. With a length of 14.5 km, the Swiss side of CEVA is divided into 2 main sections; the first above ground up to La Praille station, and the second which is mainly underground (tunnels and cut-and-cover tunnels) from La Praille to the French border.

The works, which started at the beginning of 2012, are divided into 7 sectors, with 2 of them above ground between Cornavin station and La Praille. Sectors 3 to 7 consist of a series of cut-and-cover tunnel and tunnel sections. Sector 3 "Pinchat Tunnel" is 2357 m long and bordered to the west by La Praille platform and to the east by the Val d'Arve cut-and-cover tunnel. It is comprised of 3 main structures: the 231 m long Carouge-Bachet station, the 2036 m long Pinchat Tunnel, and the 90 m long Val d'Arve cut-and-cover tunnel (Fig. 1).

2 Simplified geological context

The subsoil of the Geneva basin consists of 3 main formations: the molasse substratum, various layers of glacial moraines relating to the retreating deposits of Rissian and Würmian glaciers and, finally, recent formations composed of river alluvium, colluvium and fill associated with human activities.

CEVA-Bahnverbindung

Einbindung des Pinchat-Tunnels in das städtische Umfeld

Die Bahnverbindung Cornavin–Eaux-Vives–Annemasse (CEVA) verbindet das Schweizer Eisenbahnnetz mit dem französischen. Im Stadtgebiet muss die Streckenführung grösstenteils unterirdisch erfolgen. Der Bahnhof Bachet-Carouge und der Pinchat-Tunnel sind die ersten unterirdischen Bauwerke der Linie und mitten in einer dichten und komplexen städtischen Infrastruktur angesiedelt.

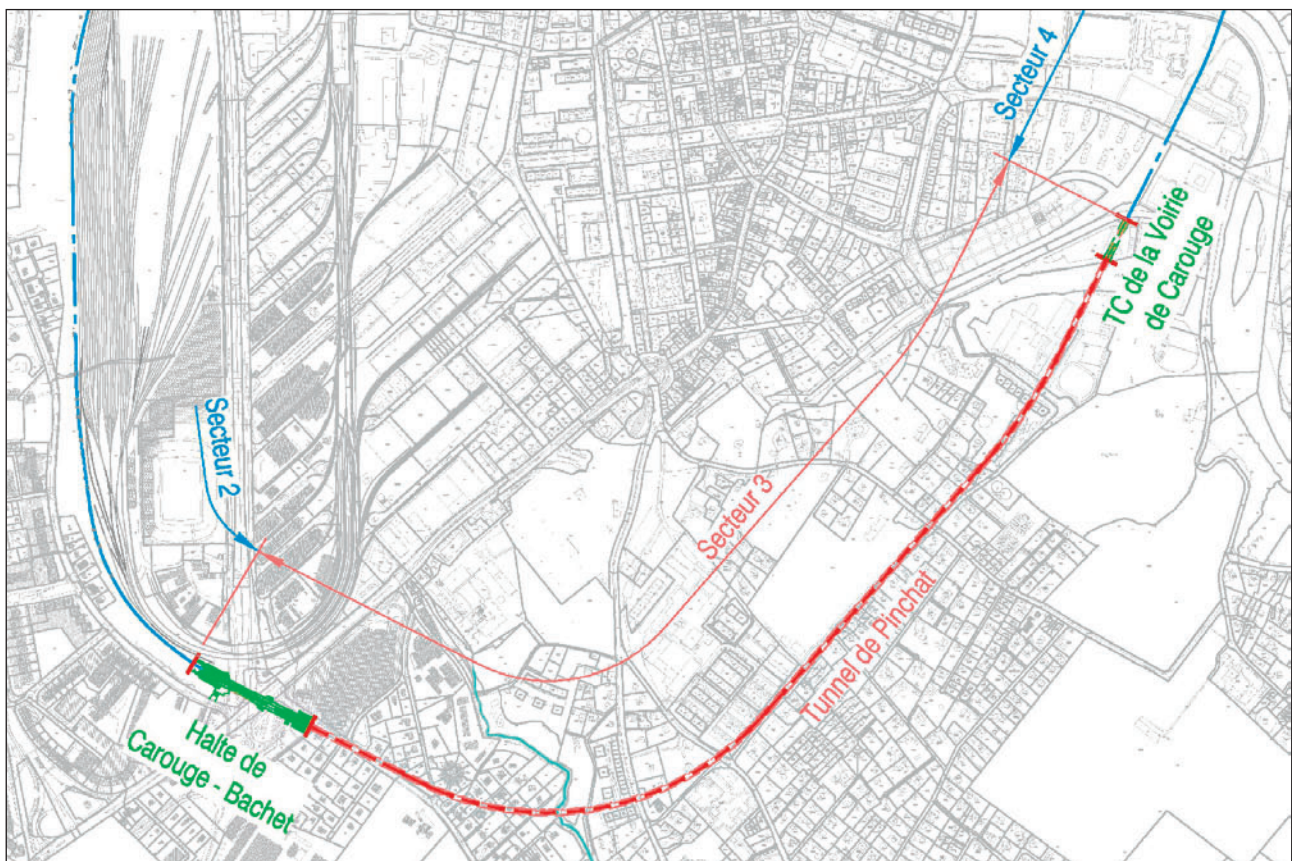
CEVA – Il collegamento ferroviario

Inserimento del tunnel di Pinchat nel contesto urbano

Il collegamento ferroviario Cornavin–Eaux-Vives–Annemasse (CEVA) unisce la rete ferroviaria svizzera a quella francese. Nell'area urbana la tratta deve svilupparsi in gran parte sotto terra. La stazione di Bachet-Carouge e il tunnel di Pinchat sono le prime opere sotterranee della linea e si collocano nel mezzo di un'infrastruttura urbana fitta e complessa.

Sur les 400 premiers mètres les ouvrages se trouvent dans des limons argileux (couche 6d/e), avec une couverture augmentant graduellement jusqu'à 15 m environ. Le tunnel rentre ensuite progressivement dans les graviers très compacts et localement cimentés de l'Alluvion Ancienne. Après 600 m, il franchit le ruisseau de la Drize avec une couverture minimale sur la calotte de l'ordre de 6 m. A partir de là, la section est totalement dans les graviers, et ceci jusqu'à son extrémité côté Val d'Arve, avec une couverture maximale d'environ 30 m sous le plateau de Pinchat.

Over the first 400 metres, the structure is situated in clay loams (layer 6d/e), with an overburden thickness gradually increasing to around 15 m. The tunnel then enters gradually into very compact gravels locally cemented by Early Alluvium. After 600 m, it passes beneath the river Drize with a minimum overburden thickness of 6 m above the top heading of the tunnel. From there, the section is located totally within the gravel up to its end on the Val d'Arve side, with a maximum overburden thickness of about 30 m under the Pinchat plateau.



1 Situation générale du secteur 3
General situation of sector 3

Les graviers de l'Alluvion Ancienne sont le siège d'une nappe phréatique exploitée en eau potable. Le tracé est en interaction avec cette nappe sur environ 120 m à l'extrémité est du secteur (Fig. 2).

3 Contraintes et enjeux du projet

Les contraintes principales affectant le projet sont d'ordre technique (présence d'infrastructures), géologique et environnemental.

Pour la halte de Carouge-Bachet, elles consistent en la présence d'infrastructures de transport existantes essentielles telles que l'autoroute de contournement de Genève (3000 véhicules/h aux heures de pointe), la route de Saint-Julien, (plus de 25 000 véhicules par jour), la station de trams et enfin la présence en souterrain de nombreux services. Le passage sous l'autoroute impose le maintien de la circulation sur 1 chaussée, nécessitant de travailler par étapes. De plus, la pérennité des ouvrages de l'autoroute et particulièrement de ses fondations est à assurer. La traversée de la route de Saint-Julien et des voies de trams ne doit pas péjorer leur fonctionnement et leur exploitation. Le nombre de voies de circulation et de voies de trams doit être maintenu pendant les travaux (Fig. 3).

Pour le Tunnel de Pinchat, les contraintes géométriques, topographiques, géologiques et hydrogéologiques cadrent la géométrie et les méthodes d'exécution de l'ouvrage. Les principales contraintes géométriques et topographiques sont la pente du tracé, les altitudes figées de départ (gare de La Praille) et d'arrivée (passage sous la route du Val

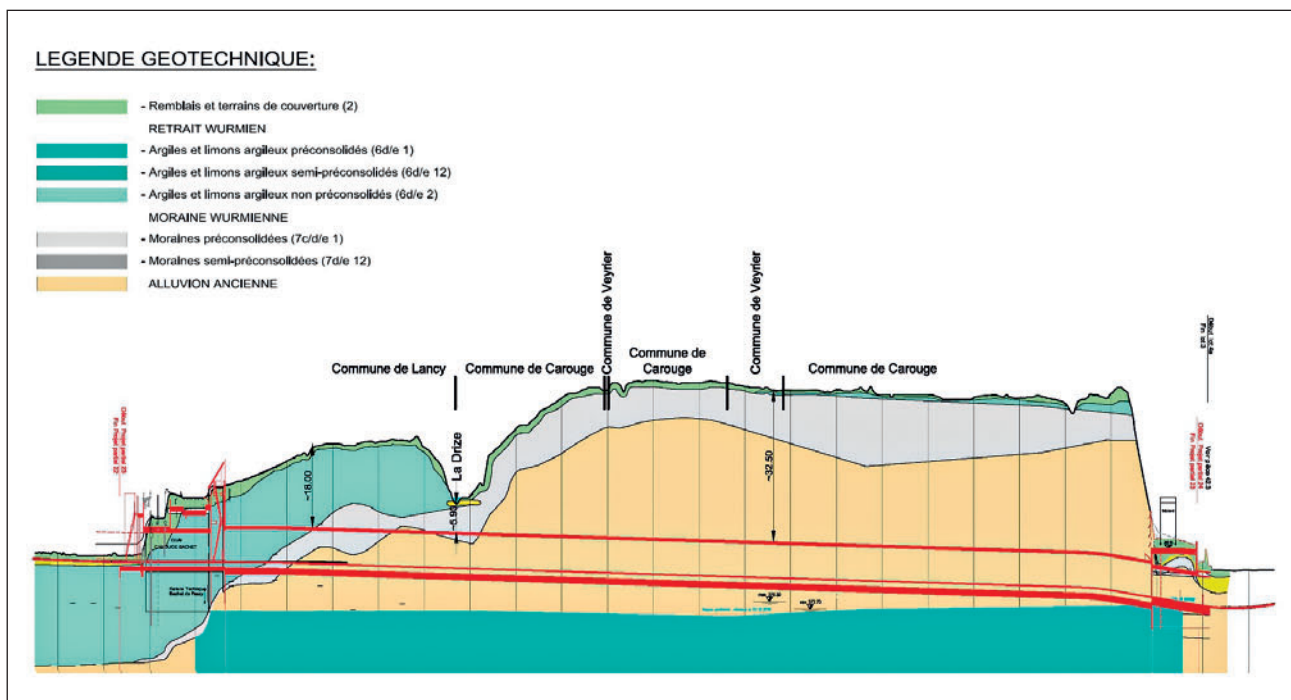
The Early Alluvium gravels contain a water table that is exploited for its drinking water. The rail route comes into contact with the groundwater along a 120 m section at the eastern end of the sector (Fig. 2).

3 Constraints and challenges of the project

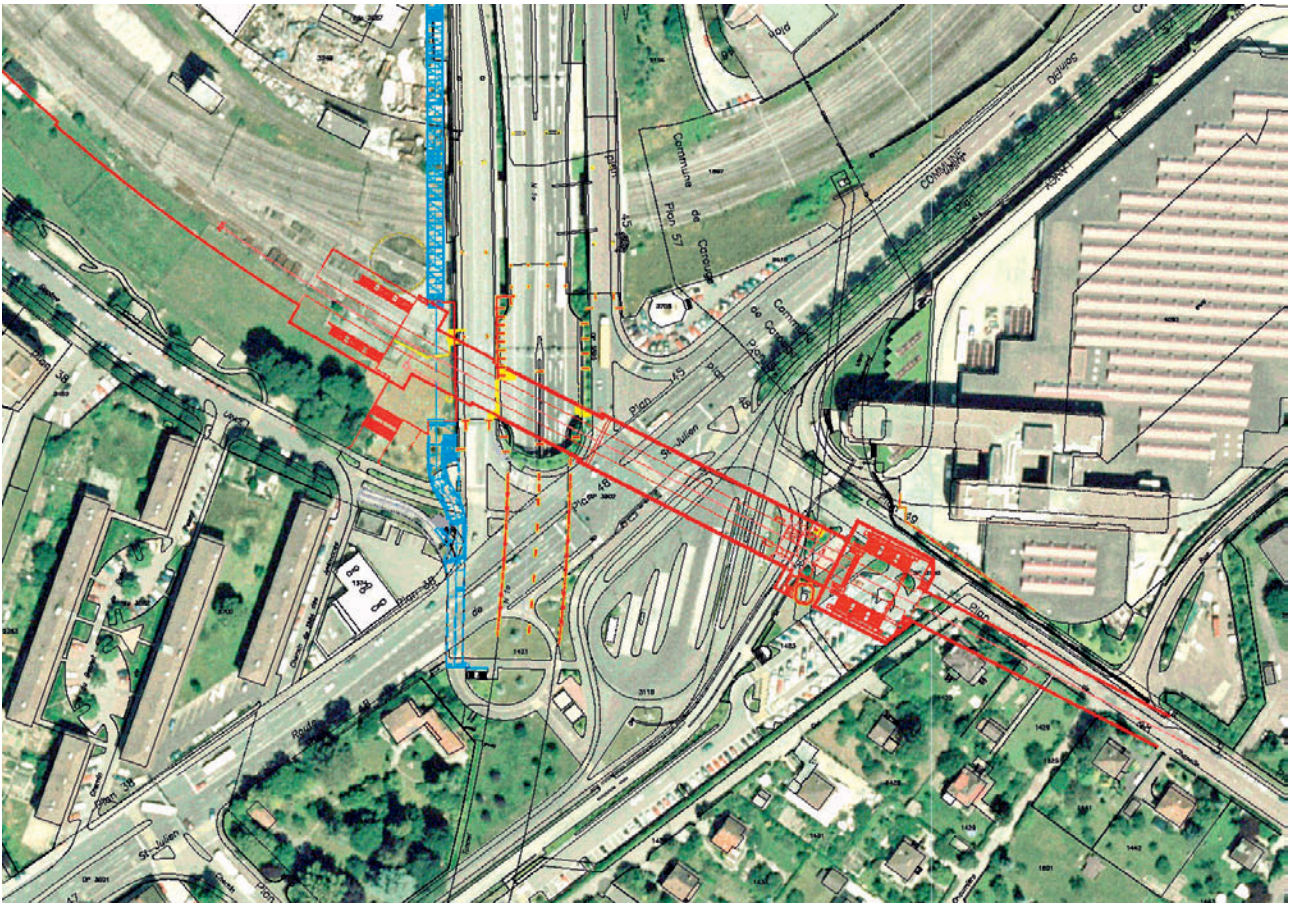
The main constraints affecting the project are technical (presence of infrastructure), geological and environmental in nature.

For the Carouge-Bachet station, they include the presence of existing key transport infrastructure such as the Geneva motorway bypass (3000 vehicles/hour during peak hours), the Saint-Julien road (more than 25,000 vehicles per day), the tram station and, finally, the presence of numerous underground services. The passage beneath the motorway restricts road traffic to 1 lane, therefore requiring the works to be carried out in stages. In addition, the long-term sustainability of motorway structures and, in particular, their foundations must be assured. The Saint-Julien road crossing and the tram line must not impair their operations and use. The number of traffic lanes and tram lines must be maintained during the works (Fig. 3).

For Pinchat tunnel, the geometrical, topographical and hydrogeological constraints impose the geometry and the construction methods to be used for the structure. The main geometrical and topographical constraints are the slope of the route, the fixed altitudes at the start of the tunnel (La Praille station) and at its end (crossing beneath Val d'Arve road), and the passage beneath the river Drize. From the hydrogeological point of view, the objective is to minimise the depth



2 Profil en long géologique simplifié
Simplified geological longitudinal section



3 Halte de Carouge-Bachet – intégration dans le contexte urbain
Carouge-Bachet station – integration in the urban context

d'Arve), ainsi que le passage sous la rivière La Drize. Du point de vue hydrogéologique, l'objectif est de réduire au maximum la longueur de pénétration de l'ouvrage dans la nappe phréatique exploitée, limitant ainsi l'ampleur de mesures constructives lourdes et très onéreuses, et permettant de garder un écoulement gravitaire des eaux de drainage et de plate-forme du tunnel jusqu'à un point bas. L'environnement construit est caractérisé par la présence de nombreux immeubles sur le tracé ainsi que par le passage sous la route du Val d'Arve.

L'enjeu principal du projet est de mettre en œuvre des méthodes de réalisation et un phasage des travaux qui satisfassent aux objectifs suivants :

- assurer en tout temps le fonctionnement des infrastructures de transports situées en surface, tout en restreignant au minimum la gêne pour les utilisateurs et les exploitants
- assurer en tout temps le fonctionnement des réseaux souterrains de service
- définir un enchaînement des travaux entre les différentes parties d'ouvrage permettant d'optimiser la durée totale de réalisation du secteur 3 qui est sur le chemin critique de l'ensemble du CEVA

at which the structure penetrates into the exploited water table, thereby limiting the scope of important and expensive constructive measures and allowing for gravity flow water drainage and a tunnel platform at the lowest point. The built environment is characterised by the presence of numerous buildings along the route and the passage beneath the road of the river Val d'Arve.

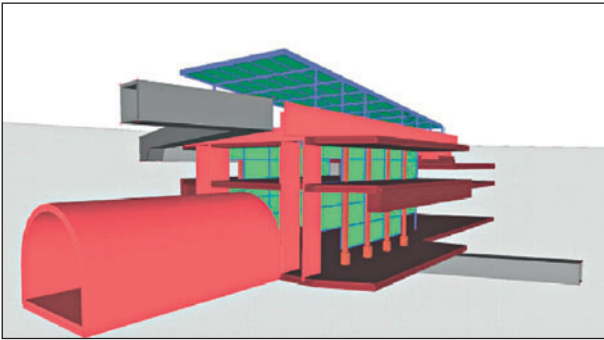
The main challenge of the project is to implement construction methods and working phases that meet the following objectives:

- at all times to ensure the operation of the transport infrastructure located at the surface, while causing minimum inconvenience to users and operators
- at all times to ensure the operation of underground services
- to define a sequence of works between the different parts of the structure to optimise the construction duration of sector 3, which is on the critical path of the CEVA project

4 Description of the structures

4.1 Carouge-Bachet station

The Carouge-Bachet station includes 2 platforms, each with 2 emerging accesses at each end; 1 main one on the TPG



4 Emergence TPG – modélisation 3D
TPG exit – 3D modelling

4 Description des ouvrages

4.1 Halte de Carouge-Bachet

La halte de Carouge-Bachet comporte 2 quais desservis à chaque extrémité par 2 accès émergents, 1 principal côté Transports Publics Genevois, 1 autre secondaire côté stade de La Praille. L'accès stade est à ciel ouvert. L'accès aux quais se fait par des escaliers les reliant à une passerelle située au niveau des rues adjacentes. La zone centrale des quais a une longueur de 154 m. Ses dimensions transversales sont dictées par les exigences Chemins de Fer Fédéraux, comprenant les dimensions des quais et les profils d'espace libre. Dans la zone sous l'autoroute, les marges pour tolérance d'exécution sont augmentées au vu des difficultés de reprises en sous-œuvre. Le volume entre la dalle intermédiaire et la dalle de couverture est utilisé pour des locaux techniques, dont la centrale de désenfumage. L'accès TPG est constitué d'un puits de section carrée de 32 m de côté. Il comporte 3 niveaux qui sont les quais, la mezzanine et la sortie au niveau des accès des TPG. Le butonnage des parois moulées est assuré par les dalles en béton constituant les planchers de chaque niveau (Fig. 4).

4.2 Tunnel de Pinchat

Le tunnel est équipé d'une double voie sans ballast pourvue de dispositifs constructifs pour limiter les sons solidiens et les vibrations. La section intérieure est déterminée par les directives CFF et normes en vigueur qui ont conduit à un rayon intérieur de 5.10 m.

Du point de vue du drainage et de l'étanchéité, la conception de l'ouvrage prend en compte le niveau maximal de la nappe hors exploitation. Les eaux du massif sont drainées et amenées à une station de pompage au point bas du tracé situé au Val d'Arve. Le concept d'étanchéité est différent selon les tronçons. Il va d'une étanchéité périphérique complète pour les tronçons en argiles, à un concept de drainage sans étanchéité pour le cas où le tunnel est complètement hors nappe. Dans le cas où le radier du tunnel est en interaction avec la nappe, sur environ 120 m, le profil est étanché en radier et piédroits jusqu'au dessus du niveau de la nappe. Le radier est dimensionné pour reprendre la totalité de la pression d'eau au point le plus bas du profil (Fig. 5).

side and a secondary one on the La Praille Stadium side. The stadium access is above ground. Access to the platforms is by stairs connecting them to a footbridge located at the adjacent streets. The central area of the platforms is 154 m long. Its transversal dimensions are dictated by CFF requirements, including the platform dimensions and the clearance profiles. In the zone beneath the motorway, the construction tolerance margins are increased to take account of the difficulties of underpinning operations. The volume between the intermediate slab and the roof slab is used for technical rooms, including the smoke removal station. The TPG access consists of a 32 m square sectioned shaft. It has 3 levels which include the platforms, the mezzanine level and the exit at the TPG access. Strut for the diaphragm walls is provided by the concrete slabs forming the floors of each level (Fig. 4).

4.2 Pinchat Tunnel

The tunnel is equipped with double tracks with constructive devices to limit structure-borne noise and vibrations. The interior section is determined by CFF guidelines and applicable standards that results in an internal radius of 5.10 m.

From a drainage and waterproofing perspective, the design of the structure takes into account the maximum level of the unexploited groundwater. The water from the massif is drained and fed into a pumping station at the low point of the route located at Val d'Arve. The waterproofing concept varies according to the sections. It may include full peripheral waterproofing for sections in clay, to a non-waterproofed drainage concept for parts of the tunnel totally above the water table. In the case where the invert level of the tunnel comes into contact with water, along about 120 m, the profile is waterproofed along the invert level and side walls to above the groundwater level. The tunnel invert section is designed to resist the full water pressure at the lowest point of the profile (Fig. 5).

4.3 Val d'Arve cut-and-cover tunnel

The Val d'Arve cut-and-cover tunnel passes beneath an existing building which cannot be demolished, requiring the deployment of special means. For sector 3, it ends at the Val d'Arve road and is extended by sector 4 which crosses the whole of the Val d'Arve. The normal profile of the cut-and-cover tunnel is based on the same design criteria as for the tunnel. At the western end of the cut-and-cover tunnel, it is enlarged to connect with the tunnel profile and its attack face (Fig. 6).

5 Construction method

Construction methods are adapted to the conditions and environmental constraints of each structure.

5.1 Carouge-Bachet station

Given the importance of surface infrastructure, the low overburden thickness and the poor quality of the soil, the

4.3 Tranchée couverte du Val d'Arve

La tranchée couverte du Val d'Arve passe sous un bâtiment existant qui ne peut être démolé, conditionnant la mise en œuvre de moyens particuliers. Elle se termine, pour le secteur 3, à la route du Val d'Arve et est prolongée par le secteur 4 qui traverse tout le Val d'Arve. Le profil normal de la tranchée couverte est basé sur les mêmes critères de dimensionnement que pour le tunnel. A l'extrémité ouest de la tranchée couverte, celle-ci est élargie pour permettre la liaison avec le profil du tunnel et l'attaque de ce dernier (Fig. 6).

5 Méthode d'exécution

Les méthodes d'exécution sont adaptées pour chaque ouvrage aux conditions et contraintes environnantes.

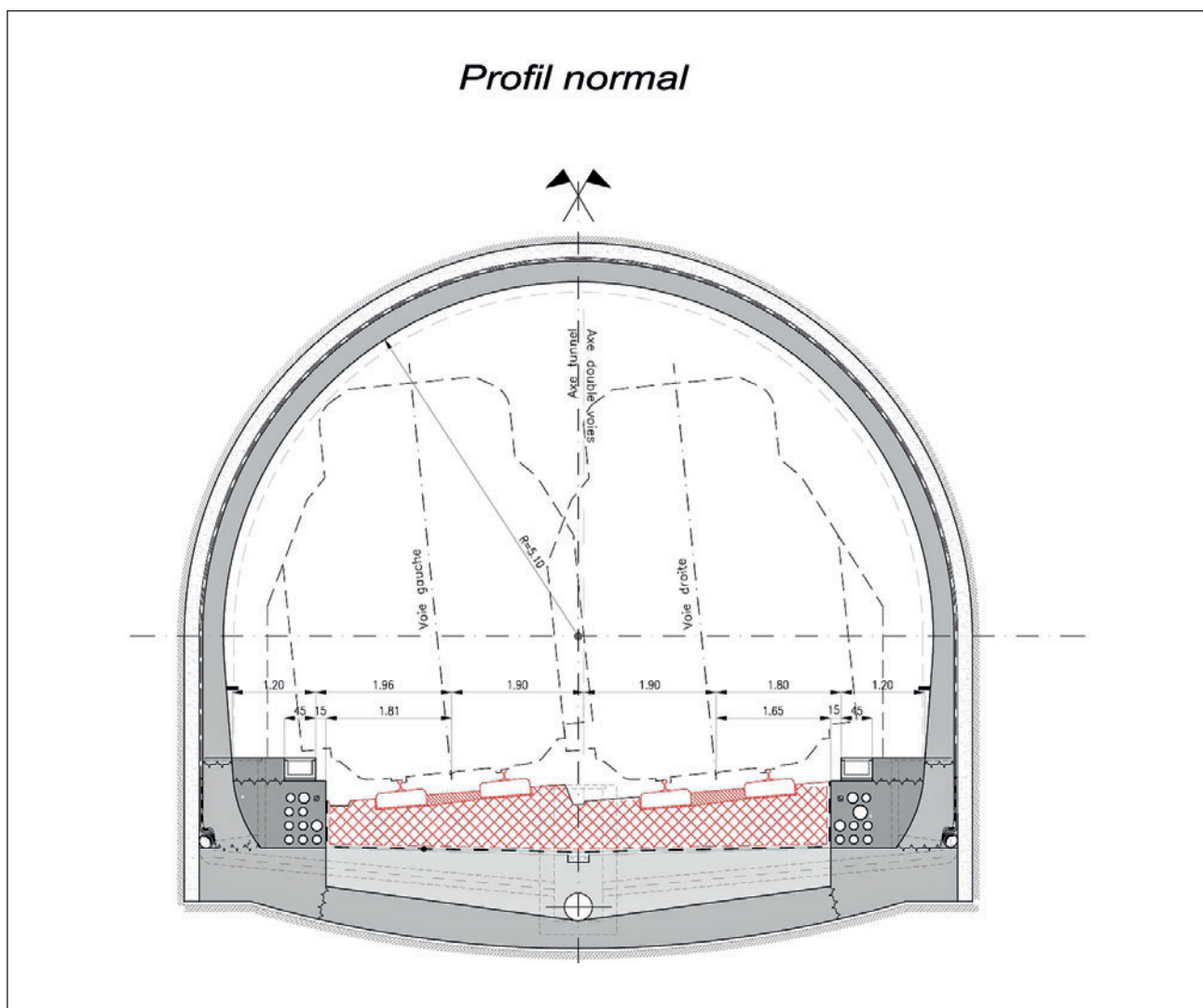
5.1 Halte de Carouge-Bachet

Compte tenu de l'importance des infrastructures de surface, de la faible couverture et de la médiocre qualité du terrain en place, la méthode tranchée couverte a été

cut-and-cover tunnel method is preferable. The structure is composed of diaphragm walls, a roof slab, and an intermediate slab acting as a strut for the diaphragm walls in areas where the height requires it. A concrete slab supports the tracks and platforms. The diaphragm walls are 1 m thick with a height of 16 to 20 m. The roof slab, with a span of 18 m, will have to support the tram lines, the motorway and the Bachet intersection. It is up to 1.5 m thick. Concreting of the roof slab will be carried out on top of a type 4-1 formwork base placed against the earth.

The works are planned in 5 sectors (1B, 1C, 2AR, 3AR and 5), conditioned by the 5 main stages of traffic along a stretch less than 200 m in length. The traffic stages are themselves separated into many smaller stages required to manage the traffic. Works carried out in a sixth sector (1A) are performed independently of the road traffic from La Praille railway platform.

The works are carried out as follows.



5 Profil normal du tunnel dans les alluvions anciennes
Normal profile of the tunnel in Early Alluvium

privilegiée. La structure de l'ouvrage est constituée de parois moulées, d'une dalle de couverture et d'une dalle intermédiaire servant de butonnage dans les zones où les hauteurs de parois moulées le nécessitent. Un radier en béton supporte les voies et les quais. Les parois moulées réalisées ont une épaisseur de 1 m et une hauteur de 16 à 20 m. La dalle de couverture, d'une portée de 18 m, devra supporter les voies de trams, d'autoroute et de routes du carrefour du Bachet. Son épaisseur va jusqu'à 1.5 m. Le bétonnage de la dalle de couverture sera réalisé contre terre avec la pose au préalable d'un fond de coffrage de type 4-1.

Les travaux sont prévus sur 5 secteurs (1B, 1C, 2AR, 3AR et 5) conditionnés par les 5 principales étapes de circulation sur un linéaire inférieur à 200 m. Les étapes de circulation sont elles-mêmes séparées en nombreuses sous-étapes nécessaires à la gestion du trafic. Les travaux réalisés sur un sixième secteur (1A) sont réalisés de manière indépendante à la circulation routière depuis la plateforme ferroviaire de La Praille.

Les travaux se déroulent de la manière suivante.

5.1.1 A ciel ouvert

- pour les 5 secteurs de travaux impactant le trafic: déviation des conduites et services existants et mise en place de déviations pour le trafic routier, les bus et les trams, réalisation des parois moulées et de la dalle de couverture, remise en état de la surface
- pour le secteur 1A: déviation des conduites, paroi berlinoise ancrée, barrette de paroi moulée, et béton armé de la gare « émergence Stade »

Les secteurs de travaux 1B à 5 sont réalisés systématiquement en 3 étapes de déviation de trafic, correspondant à des travaux de déviation des réseaux existants, à la réalisation des travaux de paroi moulée et béton armé de la dalle de couverture, puis à la remise en place des réseaux définitifs et de la superstructure.

Les travaux de paroi moulée comprennent les particularités suivantes :

- La présence des lignes aériennes des trams à moins de 2 m des parois conditionne la mise en place de protections et de contrôles spécifiques.
- La construction des parois sur l'autoroute localement en entrée de tunnel (casquette) contraint à utiliser une grue avec un mât réduit.
- La présence d'un puits en paroi moulée à moins d'1 m du projet nécessite le renforcement ponctuel du sol afin de s'assurer de la stabilité du sol entre les ouvrages lors de la creuse.
- La présence sous le projet d'une galerie technique en service nécessite l'utilisation d'un grappin hydraulique permettant de limiter les efforts lors de la creuse.

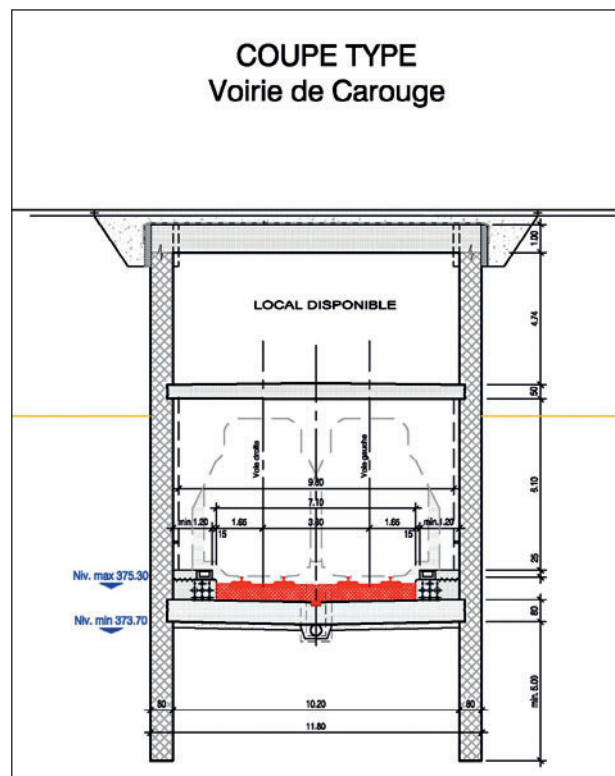
5.1.1 Above ground

- for the 5 works sectors impacting traffic: diversion of pipelines and existing services and the setting up of detours for road traffic, buses and trams, the construction of diaphragm walls and the roof slab, and the restoration of the surface
- for sector 1A: diversion of pipework, anchored Berlin retaining wall, diaphragm wall panels, and reinforced concreting of the "Stadium exit"

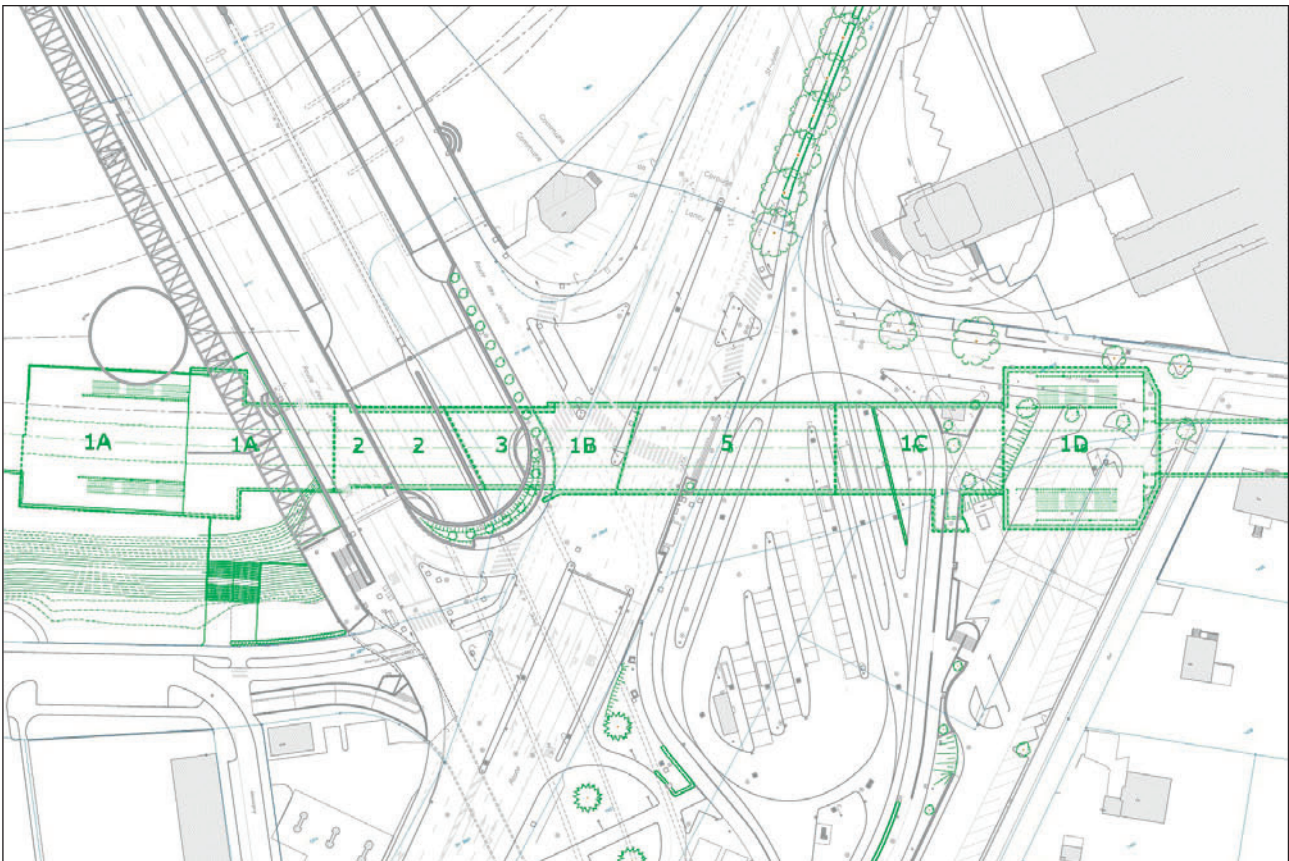
Works sectors 1B to 5 are systematically carried out in 3 traffic diversion stages which correspond to the diversion works for existing services, performing works on the diaphragm wall and reinforced concrete roof slab, and the construction of the final services and superstructure.

The diaphragm wall works include the following features:

- The presence of overhead electrical lines for the trams within 2 m of the walls requires specific protective measures and controls.
- The construction of walls on the motorway at the tunnel entrances requires the use of a crane with a reduced mast.
- The presence of a diaphragm walled pit, at less than 1 m from the project, requires the localised reinforcement of the soil to ensure its stability between the structures during excavation.
- The presence of a technical gallery beneath the project requires the use of a hydraulic grab to reduce the loads during excavation.



6 Profil normal de la tranchée couverte du Val d'Arve
Normal section of the Val d'Arve cut-and-cover tunnel



7 Secteurs principaux de travaux
Main works areas

L'enchaînement des travaux est planifié comme suit:

- Réalisation des travaux du secteur 1C avec passage des trams de part et d'autre du secteur en travaux.
- Réalisation du secteur 1B. Pour cela, circulation des trams sur le secteur précédent permettant de dévier la route de Saint Julien en partie sur l'ancienne boucle des trams.
- Réalisation du secteur 2AR (travaux sur l'autoroute direction Perly). La fermeture d'une chaussée d'autoroute nécessite de maintenir un trafic optimal sur le réseau routier du carrefour de Bachet. Le secteur précédent doit être en partie achevé pour libérer des surfaces de circulation.
- Réalisation du secteur 3AR (travaux sur l'autoroute direction Genève). Ce secteur ne peut débuter qu'après l'achèvement du secteur 2AR pour maintenir une chaussée d'autoroute en service.
- Réalisation du secteur 5. Ces travaux nécessitent l'achèvement des travaux d'autoroute pour modifier les modes de circulation sur le réseau routier du carrefour de Bachet (Fig. 7).

5.1.2 En souterrain

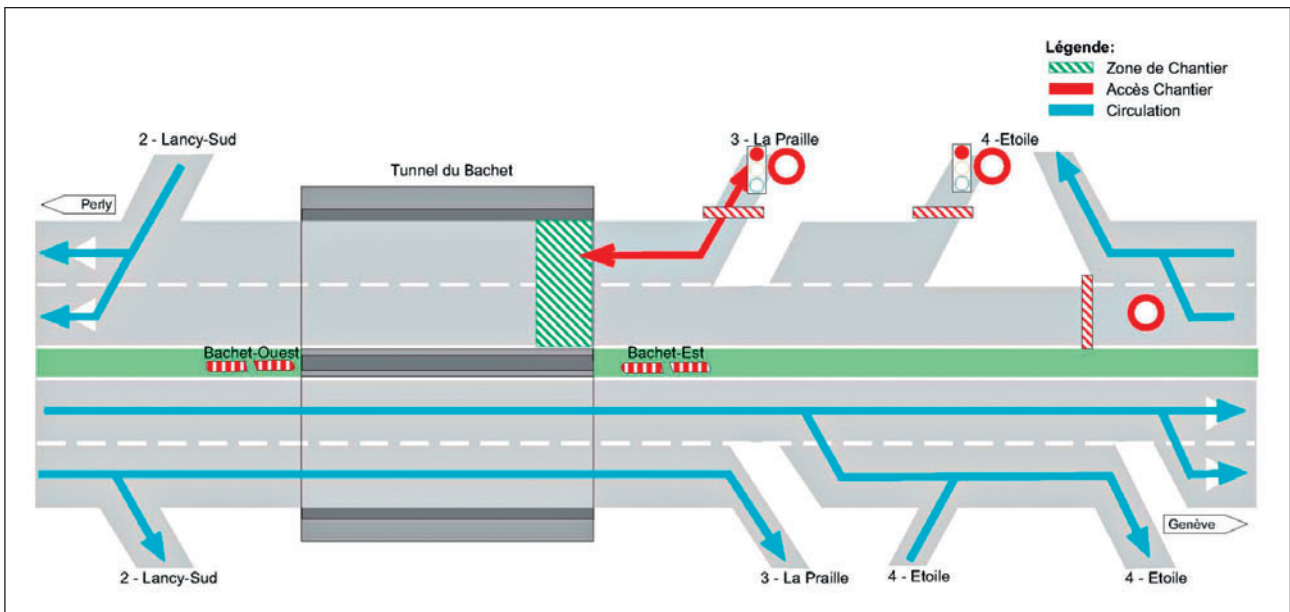
Après réalisation de toutes les phases à ciel ouvert, l'excavation se fait en taube, par étapes verticales depuis le secteur 1A pour la mise en place d'une dalle intermédiaire servant de butonnage aux parois moulées, avec in fine la réalisation du radier.

The sequence of the works is planned as follows:

- Construction of sector 1C with the passing of trams on both sides of the works sector.
- Construction of sector 1B. Circulation of the trams on the previous sector allows the St. Julien road to be partly diverted on to the old tram loop.
- Construction of sector 2AR (motorway works in the Perly direction). The closure of a motorway lane requires maintaining optimal traffic on the road network of Bachet intersection. The previous 1C sector must be partly completed to free up passages.
- Construction of sector 3AR (motorway works in the Geneva direction). This sector can only begin after the completion of sector 2AR in order to keep one lane of the motorway in service.
- Construction of sector 5. These works require the completion of the motorway works in order to change the traffic patterns on the road network at the Bachet intersection (Fig. 7).

5.1.2 Below ground

Upon completion of all the phases above ground, trenchless excavation is carried out in vertical stages from sector 1A for the construction of the intermediate slab acting as a strut for the diaphragm walls, and finally the construction of the invert section.



8 Phasage sur l'autoroute et gestion du trafic
Phasing on the motorway and traffic management

Les travaux de terrassement seront réalisés en pleine section entre la dalle de couverture et la dalle intermédiaire via une rampe provisoire. Le bétonnage de la dalle intermédiaire sera réalisé contre terre avec la pose au préalable d'un fond de coffrage de type 4-1. Compte tenu de la médiocre qualité géotechnique des terrains, la hauteur de terrassement entre la dalle intermédiaire et le radier sera réalisée en étape. Afin de maintenir une fiche suffisante de paroi moulée, le terrassement sera réalisé sur toute la longueur de la tranchée jusqu'à 2 m au-dessus du fond de fouille. Le solde du terrassement sera exécuté par étape de sous-radier en béton armé de 5 m réalisé en quinconce, le sous-radier servant de butonnage pour réaliser les étapes de bétonnage du radier définitif (Fig. 8).

5.2 Tunnel de Pinchat

Le tunnel est excavé en méthode traditionnelle en terrain meuble. Un pré-soutènement à l'avancement est prévu de manière systématique. Le soutènement est composé de cintres métalliques lourds et de béton coulé derrière des treillis de coffrage et armé de treillis d'armature. Le revêtement est constitué d'un anneau en béton coffré.

Les méthodes d'excavation sont particulières à chaque type de terrain et à la présence ou non de la nappe.

5.2.1 Tronçon dans les argiles (240 m)

Les terrains qu'il est prévu de rencontrer sont tendres et compressibles et ont tendance à gonfler. Le mode d'excavation est conçu pour permettre la fermeture de l'anneau de soutènement le plus rapidement possible afin de limiter au maximum les déformations.

La méthode en section divisée est privilégiée, avec des galeries de pied latérales. Ces dernières sont réalisées sur toute

The earthworks will be carried out in the section between the roof slab and the intermediate slab via a temporary ramp. Concreting of the intermediate slab will be carried out on top of a type 4-1 formwork base placed against the earth. Given the poor geotechnical quality of the soils, the height of excavation between the intermediate slab and the invert level will be carried out in stages. In order to maintain an adequate embedded depth of the diaphragm wall, the excavation will be carried out along the entire length of the trench up to 2 m above the bottom of the excavation. The remaining earthworks will be carried out in 5 m staggered stages according to the reinforced concrete sub-foundation acting as a strut while carrying out concreting stages of the final foundation slab (Fig. 8).

5.2 Pinchat Tunnel

The tunnel is excavated using traditional methods in soft soils. A ground reinforcement previous the excavation is systematically planned. The reinforcement is built of heavy steel ribs and cast-in-place concrete behind a formwork mesh and reinforced with welded wire fabric. The final lining is made from a ring of formed concrete.

Excavation techniques are specific to each type of soil and the presence or not of groundwater.

5.2.1 Section in clays (240 m)

Expected soils are soft and compressible and have a tendency to expand. The method of excavation is designed to enable the closure of the supporting ring as quickly as possible so as to limit deformations to a minimum.

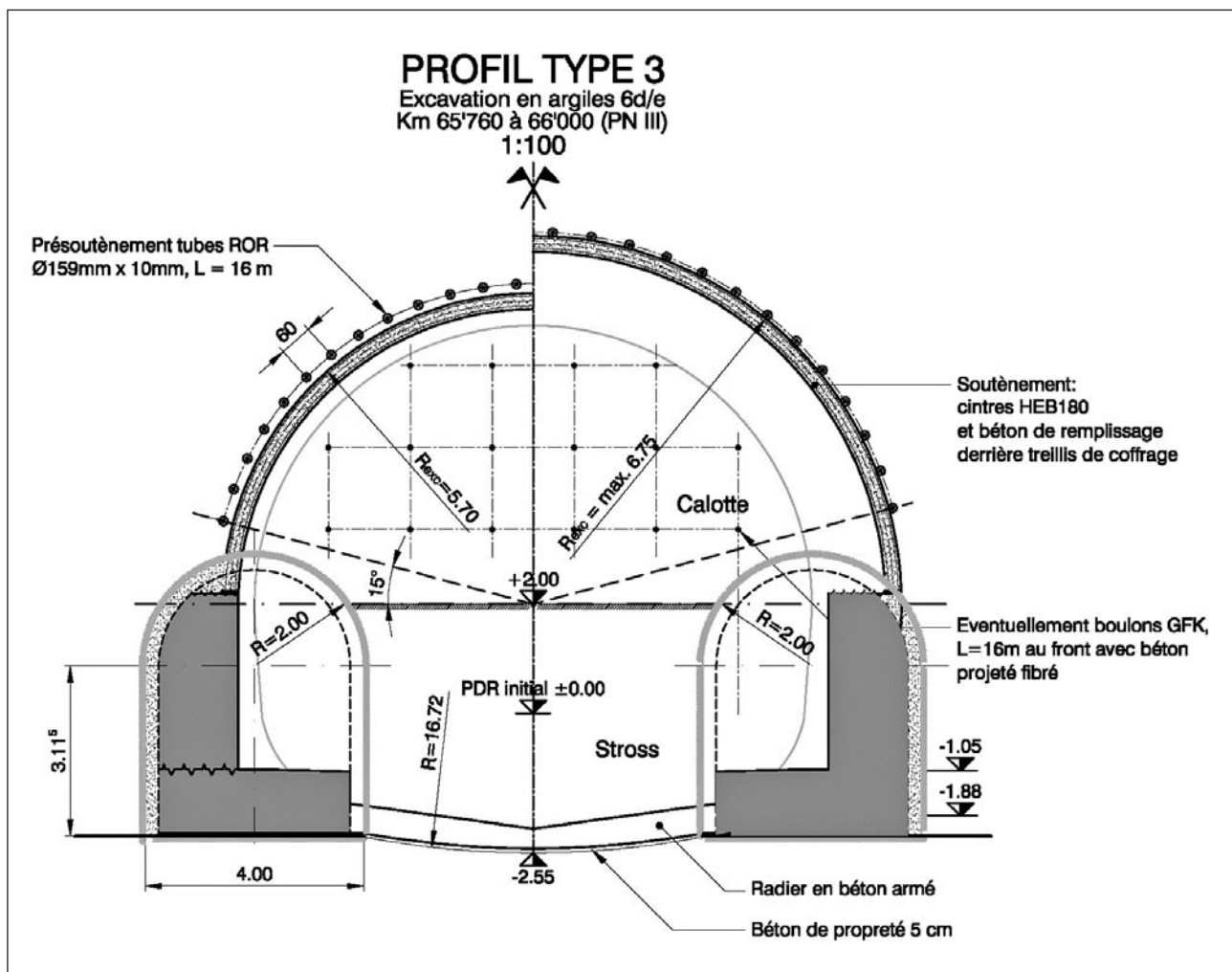
The divided section method with side headings is preferred. The side headings are carried out over their entire length

leur longueur avant l'excavation de la section principale. Elles ont une surface de 23 m². La section du tunnel est réalisée en section divisée calotte-stross. Le soutènement de la calotte s'appuie sur les massifs en béton des galeries de pied. La section est provisoirement fermée par un radier en béton. Le stross est réalisé 48 m derrière la calotte suivi du radier également 48 m derrière. Le radier est fermé par un anneau en béton immédiatement derrière l'excavation. La méthode proposée permet de réduire au maximum les déformations en surface. Le calcul aux éléments finis montre une déformation maximale de 7 cm au droit de la couverture minimale. Les déformations sont surveillées par un nivellement de surface et dans la galerie, ainsi que par des extensomètres depuis la surface, permettant de suivre l'évolution des déformations pendant les étapes d'excavation et dans le temps (Fig. 9).

Les cadences d'avancement sont de l'ordre de 3.4 m/j pour les galeries de pied, et de 2.0 m/j pour la calotte. Le rythme d'excavation du stross et du radier est limité par l'avancement de la calotte.

before starting the excavation of the main section. They have an area of 23 m². The tunnel section is carried out by top heading-bench divided sections. The temporary support of the top heading is supported by the concrete blocks of the side headings. The section is temporarily closed by a concrete slab. The bench is performed 48 m behind the top heading followed by the invert section, which is also 48 m behind. The invert section is closed by a concrete ring immediately following the excavation. The proposed method minimises deformations at the surface. The finite element analysis shows a maximum deformation of 7 cm where the overburden thickness is minimal. The deformations are monitored by taking levels at the surface and in the gallery, and from strain gauges at the surface to monitor the evolution of deformations during the excavation stages and over time (Fig. 9).

The advance rate is in the order of 3.4 m/day for the side headings, and 2.0 m/day for the top heading. The rate of excavation of the bench and invert sections is limited by the progress of the top heading.



9 Profil type d'excavation dans les argiles
Typical profile of excavation in clays

5.2.2 Tronçon dans les alluvions anciennes (1600 m)

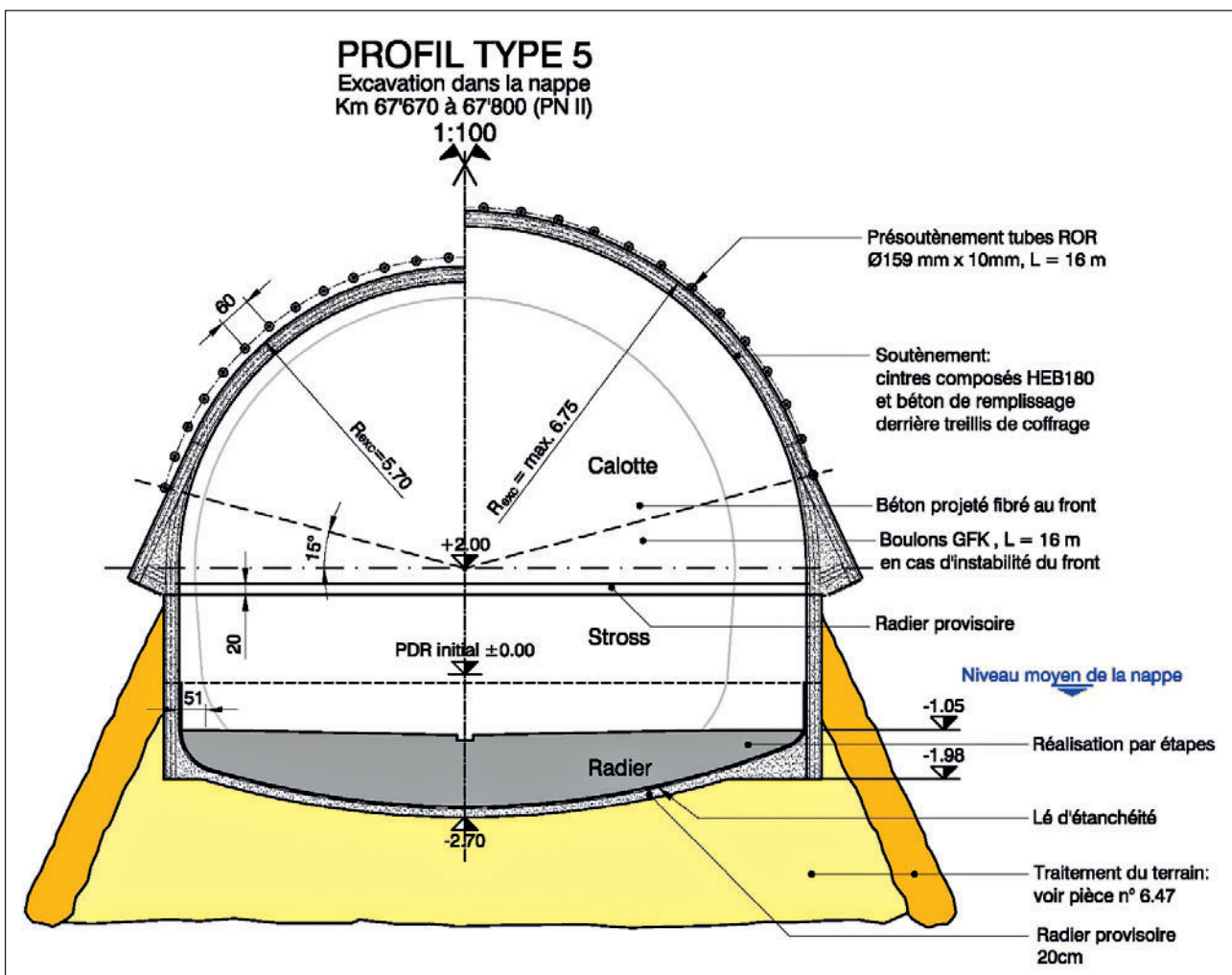
L'excavation est réalisée en pleine section avec un pré-soutènement à l'avancement (boulons autoforeurs ou voûte parapluie faite de tubes en acier injectés selon les terrains rencontrés). Le front pourra être stabilisé le cas échéant par des ancrages en fibres de verres et un blindage en béton projeté. Le radier est excavé 30 m derrière le front et bétonné à l'avancement sur sa première épaisseur. Les cadences d'avancement sont estimées de 2.0 à 3.3 m/j.

Sur les derniers 120 m du tunnel du côté Val d'Arve, le radier de l'ouvrage est en interaction avec la nappe du Genevois. Au vu des perméabilités attendues très élevées du terrain et suite aux essais de pompage réalisés, un rabattement de la nappe dans ce secteur est raisonnablement impossible. Il est donc prévu un traitement préalable du terrain pour diminuer sa perméabilité, afin d'excaver le stross et le radier dans des conditions acceptables et limiter ainsi le volume d'eau d'infiltration à pomper. Le traitement du terrain doit tenir compte des exigences imposées pour la protection de la nappe, à savoir l'utilisation de produits d'imprégnation dont l'innocuité vis-à-vis de l'eau potable est démontrée.

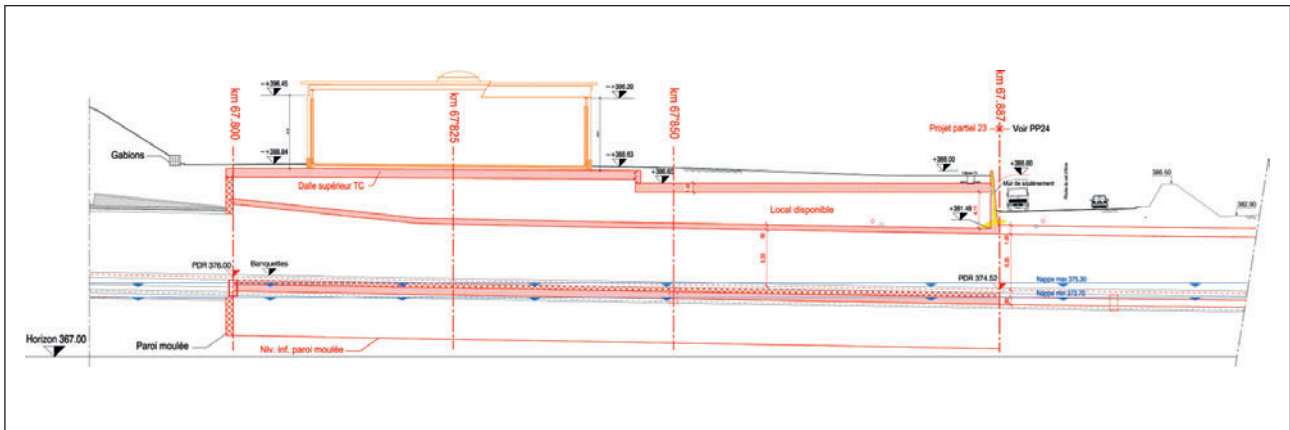
5.2.2 Section in early alluviums (1600 m)

The excavation is carried out in the middle of the section, using a pre-supporting structure as the excavation advances (self-drilling bolts or umbrella arch by injected steel tubes according to the soil encountered). The front could be stabilised, if necessary, using fibreglass anchorages and sprayed concrete blinding. The bottom of the tunnel is excavated 30 m behind the tunnel face and the first layer concreted as the excavation progresses. The advance rate is estimated to be 2.0 to 3.3 m/day.

Over the last 120 metres of the tunnel on the Val d'Arve side, the invert section of the structure comes into contact with the Genevan water table. Considering very high soil permeability expected, and based on performed pumping tests, any lowering of the water table in this sector would appear to be practically impossible. Prior treatment of ground to reduce its permeability is planned to excavate the bench and invert sections of the tunnel under acceptable conditions and thus limit the amount of water infiltration to be pumped. The soil treatment must take into account the requirements imposed for the protection of groundwater, namely the use



10 Profil type dans la zone en interaction avec la nappe
Typical profile in the area interacting with the groundwater



11 Tranchée couverte du val d'Arve sous le bâtiment communal
 Val d'Arve cut-and-cover tunnel beneath the community building

L'excavation est réalisée en calotte-stross. A partir du radier de la calotte situé au-dessus du niveau de la nappe, le traitement consiste en un engagemement latéral par des colonnes de jetting verticales, jointives et qui descendent 2.5 m sous le niveau du radier final du tunnel. Le terrain ainsi cloisonné est ensuite imprégné à basse pression d'un mélange bentonite-ciment. Les engagements sont réalisés par étapes sur une longueur de 10 m. Les travaux d'injection sont réalisés par demi-largeur afin de permettre le passage des engins pour l'excavation du tunnel en pleine section à l'avant de la zone en contact avec la nappe. Le stross et le radier sont excavés ultérieurement (Fig. 10).

5.3 Tranchée couverte du Val d'Arve

Il est prévu de réaliser la tranchée couverte du Val d'Arve selon le même procédé que la halte de Carouge-Bachet, soit parois moulées, dalles et excavation en taupe. La présence d'un bâtiment communal sur le tracé nécessitera la mise en œuvre de moyens spéciaux. La structure porteuse en bois supportant la toiture sera reprise en sous-œuvre par l'intermédiaire de tours d'étalement vérinables posées sur micropieux. Seules les façades et les porteurs situés dans l'emprise de l'ouvrage seront démontés le temps de la réalisation des travaux. Une façade provisoire sera mise en place à l'intérieur du bâtiment, à environ 10 m parallèlement au projet pour maintenir en tout temps l'exploitation du bâtiment. Les travaux se dérouleront ainsi de manière continue dans l'axe du projet mais avec localement des hauteurs réduites de travail lors de la traversée du bâtiment. Des pelles à gabarits réduits pour la réalisation des parois moulées ainsi que la mise en place de cages d'armatures en plusieurs parties seront nécessaires et auront un impact sur les rendements de réalisation.

Les parois moulées réalisées ont une épaisseur de 0.8 m et une hauteur de 18 à 20 m. La dalle de couverture d'une portée de 11 m devra supporter les charges du bâtiment communal situé au-dessus, son épaisseur sera de 1 m. Le bétonnage de la dalle de couverture sera réalisé contre terre sur le béton de propreté.

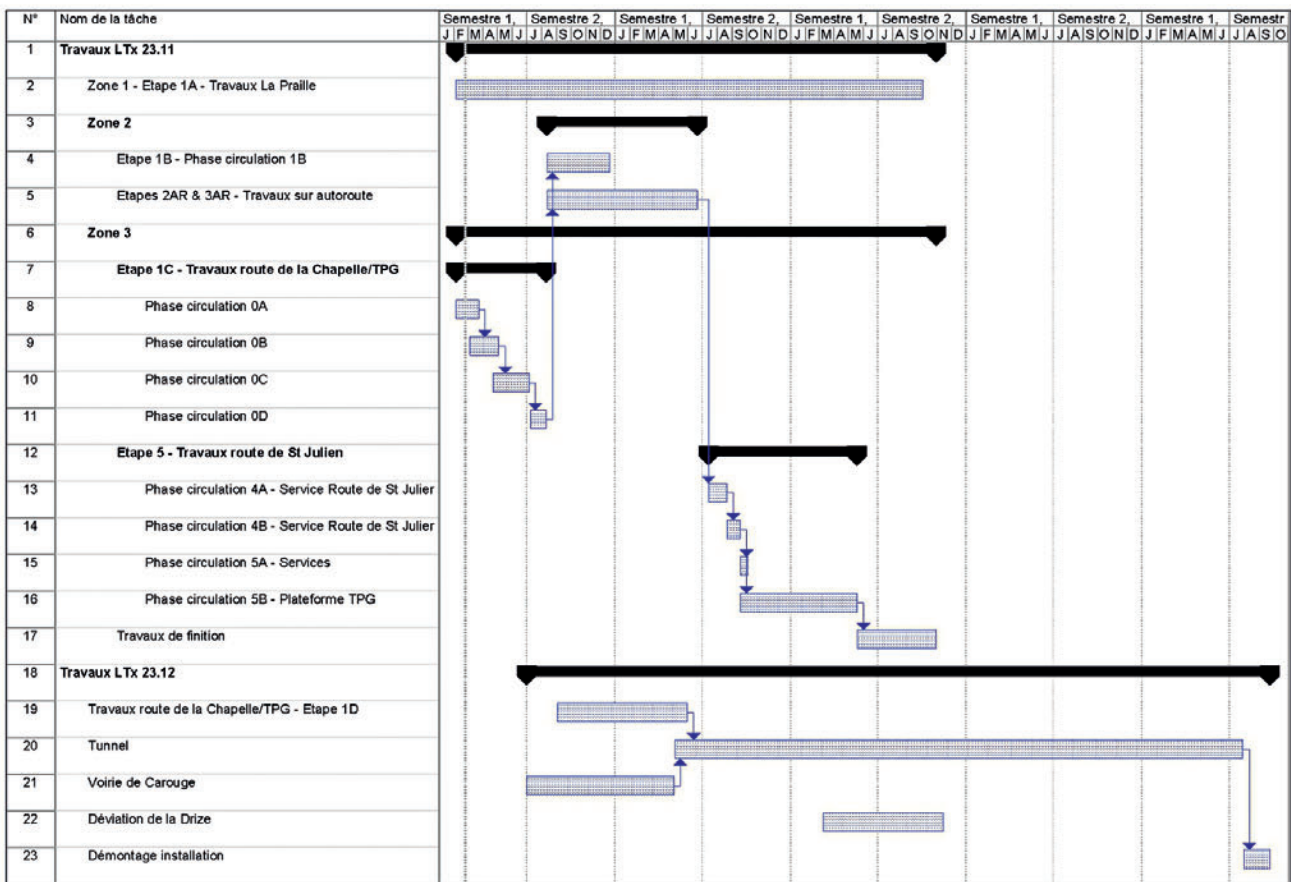
of injection products whose safety with regards to drinking water has been demonstrated.

The excavation is carried out in the top heading and bench sections. From the bottom level of the top heading, the process consists in creating a lateral encasement by vertically contiguous jetgrouting columns to 2.5 m below the invert level of the final tunnel. The enclosed soil is then injected at low pressure with a cement-bentonite mixture. The cages are carried out in stages over a length of 10 m. Injection works are carried out over half the width to allow the access of full section tunnel excavation engines to the front of the area in contact with the groundwater. The bench and invert sections are subsequently excavated (Fig. 10).

5.3 Val d'Arve cut-and-cover tunnel

The Val d'Arve cut-and-cover tunnel is expected to be carried out using the same process as for the Carouge-Bachet station, i.e. diaphragm walls, slabs and trenchless excavation. The presence of a municipal building along the route will require the deployment of special means. The timber load bearing structure supporting the roof will be underpinned using jackable shoring towers installed on micropiles. Only the facades and load bearing elements located within the structure will be dismantled during the works. A temporary facade will be installed inside the building, at about 10 m parallel to the project to keep the building operating at all times. The works will take place continuously along the axis of the project, but with locally reduced working heights when crossing the building. Reduced sized excavators used for carrying out diaphragm walls and the installation of reinforcement cages in several parts will be necessary and will have an impact on the performance of the works.

The diaphragm walls are 0.8 m thick with a height of 18 to 20 m. The roof slab, with a span of 11 m and thickness of 1 m, will have to support the loads of the municipal building located above. The concreting of the roof slab will be carried out against earth on the blinding concrete.



12 *Planning des travaux simplifié*
Simplified works schedule

Les travaux de terrassement seront réalisés en pleine section entre la dalle de couverture et la dalle intermédiaire via un accès latéral provisoire. Le bétonnage de la dalle intermédiaire sera réalisé contre terre sur un béton de propreté. Compte tenu de la présence de la nappe entre 2 et 3 m au-dessus du fond de fouille, le terrassement sera réalisé sur toute la longueur de la tranchée jusqu'à 1 m au-dessus du niveau de la nappe. Les perméabilités du terrain ne permettent pas de réaliser un pompage de la nappe. De ce fait, une imprégnation entre les fiches de paroi moulée sera réalisée avant la poursuite du terrassement (Fig. 11).

The earthworks will be carried out in the section between the roof slab and the intermediate slab via a temporary side access. Concreting of the intermediate slab will be carried out against earth on the blinding concrete. Given the presence of groundwater between 2 and 3 m above of excavation bottom, earthworks will be carried out over the entire length of the trench up to 1 m above the groundwater level. The permeability of the soil does not allow for pumping of the groundwater. Therefore, injection between the diaphragm wall piles will be carried out prior to carrying out the excavation (Fig. 11).

6 Phasage des travaux et planification

Le phasage des travaux est élaboré, en tenant compte des contraintes environnantes, de manière à optimiser la durée totale des travaux et à restreindre au maximum les gênes pour les riverains et les usagers des infrastructures touchées. Les opérations de mise en place de déviations de trafic ainsi que les coupures des voies de trams sont principalement planifiées de nuit et les weekends.

6 Phasing and planning of the works

The phasing of works is elaborated to take into account the surrounding constraints, so as to optimise the total duration of the works and to reduce to a maximum the inconvenience to the residents and users of the affected infrastructure. Operations put in place to divert traffic as well as cuts in the tram lines are mainly planned at night and weekends.

Les travaux d'excavation du tunnel étant sur le chemin critique et les portails étant situés dans les 2 ouvrages adjacents que sont la gare de Carouge-Bachet et la tranchée du Val d'Arve, ces derniers doivent être réalisés au plus vite afin

Given that the tunnel excavation is on the critical path and the portals are located in the 2 adjacent structures (Carouge-Bachet station and the Val d'Arve trench), they must be built as soon as possible to allow the tunnelling to take place from both fronts. On the Carouge-Bachet side, the solution is to

de permettre l'attaque du tunnel sur ses deux fronts. Du côté de Carouge-Bachet, la solution consiste à réaliser en priorité l'émergence TPG qui permettra d'attaquer le tunnel depuis ce puits. Du côté Val d'Arve, les tranchées couvertes du secteur 4a et du secteur 3 doivent être réalisées en priorité et en même temps pour débiter l'excavation du tunnel depuis le Val d'Arve.

L'enchaînement des travaux est le suivant :

- travaux préparatoires et réalisation du puits de la halte de Carouge-Bachet et de la tranchée couverte du Val d'Arve
- attaque du tunnel sur les deux fronts, marinage depuis les puits de l'émergence TPG et par les tranchées couvertes du Val d'Arve
- réalisation des travaux de la halte de Carouge-Bachet en parallèle à l'excavation du tunnel
- fin de l'excavation du tunnel ainsi que des aménagements intérieurs du tunnel à travers la halte dès la fin des travaux de cette dernière (Fig.12)

La durée totale des travaux de gros œuvre et de génie civil est de 51 mois. Les travaux de second œuvre dans la gare ainsi que les équipements ferroviaires et électromécaniques suivent dès la fin du génie civil. La durée totale des travaux est de 72 mois. Le planning simplifié montre l'enchaînement des tâches.

7 Conclusion

Les ouvrages de CEVA se situent dans un environnement urbain très contraignant. La minimisation des gênes sur les infrastructures et le voisinage ainsi qu'une planification serrée ont conduit à la mise en œuvre de méthodes d'exécution variées au regard des contraintes et des terrains rencontrés.

La réalisation de ces ouvrages dans les meilleurs délais et conditions pour l'environnement construit représente un défi technique et de planification ambitieux. La maîtrise d'ouvrage, assurée conjointement par le Canton de Genève et les CFF, ainsi que la maîtrise d'œuvre assurée par le groupement d'ingénieurs GE-Pinchat (BG ingénieurs conseils, SD ingénierie, GADZ et Solfor) travaillent ensemble à la réussite de ce projet dont les travaux ont débuté début 2012.

L'ouvrage en service n'aura au final que peu d'impacts environnementaux. Par contre il aura un impact urbain fort par l'intégration des gares et stations à l'architecture marquée et permettra le développement de nouvelles offres de transports attractives entre la Suisse et la France.

prioritise the construction of the TPG access to enable the tunnel to be attacked from this pit. On the Val d'Arve side, the cut-and-cover tunnels of sectors 3 and 4a must be carried out as a priority and at the same time to start excavating the tunnel from Val d'Arve.

The sequence of the works is as follows:

- preparatory works and the construction of a pit at the Carouge-Bachet station and the Val d'Arve cut-and-cover tunnel
- tunnelling on both fronts, from the TPG exit pits and the Val d'Arve cut-and-cover tunnels
- construction of the Carouge-Bachet station in parallel with the tunnel excavation
- finalising the tunnel excavation and the internal fit-out of the tunnel via the station upon completion of its works (Fig.12)

The total duration of the main structural and civil engineering works is 51 months. Finishing works at the station, as well as the railway and electromechanical equipment, follow on from the civil engineering works. The total duration of the works is 72 months. The simplified schedule shows the sequence of tasks.

7 Conclusion

CEVA structures are located in a highly constrained urban environment. Minimising the inconvenience on infrastructures and the neighbourhood, as well as a tight schedule, have resulted in the choice of different construction methods depending on the constraints and soils encountered.

The construction of these structures as quickly as possible and under the best conditions for the environment is technically challenging with an ambitious schedule. The contracting owner, assured jointly by the Canton of Geneva and the CFF, with the design and construction management team performed by the engineering group GE-Pinchat (BG Ingénieurs Conseils, SD Ingénierie, GADZ and Solfor) are working together for the success of this project whose works started at the beginning of 2012.

Ultimately, the structure in service will have a low environmental impact. However, it will have a major urban impact due to the integration of architecturally imposing stations and will enable the development of new and commercially attractive transport services between Switzerland and France.

SWISS TUNNEL COLLOQUIUM 2012

**Tunnel-, Stollen- und Kavernenbau
für Wasserkraftanlagen**

**Construction of Tunnels,
Galleries and Underground Caverns
for Hydroelectric Power Plants**

13. Juni 2012



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

Anton Schleiss, Prof. Dr., Dipl. Bauing. ETHZ/SIA, Laboratoire de constructions hydrauliques, EPFL, Lausanne/CH

Triebwassersysteme bei Wasserkraftanlagen

Herausforderungen und Tendenzen für die Linienführung und Auskleidung

Druckstollen und Druckschächte sind die unsichtbaren Wassertransportadern von Wasserkraftanlagen, welche für deren Wirtschaftlichkeit und Sicherheit im Betrieb von grösster Bedeutung sind. Der Beitrag vertieft die Bedeutung einer ausreichenden Felsüberdeckung bei der Wahl der Linienführung und der Auskleidungen. Die Bemessungskonzepte für Triebwassersysteme werden vorgestellt.

Waterway Systems for Hydropower Plants

Challenges and tendencies for alignment and lining

Pressure tunnels and pressure shafts represent the invisible arteries for transporting water for hydropower plants. They are of the utmost significance for their economy and operational safety. This report discusses the importance of sufficient rock overburden when selecting the alignment and linings. The design criteria for waterway systems are presented.

1 Einleitung

Wasserkraftanlagen in den Alpen, insbesondere die Speicherkraftwerke, sind durch weitverzweigte Stollenetze charakterisiert. Dabei unterscheidet man zwischen Zuleitungsstollen, Druckstollen, Druckschächten sowie Unterwasserstollen. Die Zuleitungsstollen leiten das Wasser aus verschiedenen Einzugsgebieten den Stauseen zu; es handelt sich normalerweise um Freispiegelstollen. Vom Stausee wird das Wasser unter Druck der Kraftwerkszentrale zugeführt. Man spricht dabei von Druckstollen und Druckschächten, wobei die ersten nur schwach, die letzten stark geneigt sind. Die Unterwasserstollen geben das Wasser nach der Turbine ins natürliche Gewässer zurück. Die Verbindung zwischen Stausee und Kraftwerk sowie die Rückgabe ins Gewässer wird gesamthaft als Triebwassersystem bezeichnet. Druckstollen und Druckschächte sind somit die unsichtbaren Wassertransportadern der Wasserkraftwerken in den Alpen [18]. Deren Gesamtlänge in der Schweiz dürfte schätzungsweise zurzeit 2000 bis 4000 km betragen. Zurzeit findet eine Renaissance der Pumpspeicherwerke in der Schweiz statt. Neben der Distanz zwischen Ober- und Unterbecken spielen bei diesen Pumpspeicherwerken die Linienführung und Auskleidung der Triebwassersysteme eine entscheidende Rolle für die Wirtschaftlichkeit der Anlage. Neben weiteren Pumpspeicherwerken werden zukünftig zunehmend auch neue Stollen und Schächte für die Erneuerung und Leistungserhöhungen von bestehenden Speicherkraftwerken realisiert. Umweltverträgliche Konzepte, fortschrittliche Bemessungs-

1 Introduction

Hydropower stations in the Alps, especially storage power plants, are characterised by widespread networks of tunnels. In this connection, a distinction is drawn between water transfer tunnels, pressure tunnels, pressure shafts as well as tailrace tunnels. The conveyance tunnels transfer the water from various catchment areas to the dams; usually these are free-flow tunnels. The water is fed to the hydropower plant from the dam under pressure. This involves pressure tunnels and pressure shafts, with the former only gently sloping whilst the latter are steeply inclined. The tailrace tunnels feed the water from the turbine back to the river. The link between the dam and power plant as well for returning the water to the river is generally known as the waterway system. Thus pressure tunnels and pressure shafts represent the invisible arteries for transporting water for hydropower plants in the Alps [18]. At present, their total length in Switzerland is estimated between 2000 and 4000 km. Currently a renaissance for pumped-storage plants is taking place in Switzerland. Apart from the distance between the upper and lower basin, the choice of the alignment and lining for waterway systems play a decisive role for the economy of the pumped-storage plant. In addition to further pumped-storage plants, in future an increasing number of new tunnels and shafts for renewing and upgrading the capacity of existing storage power plants will be accomplished. Environmentally compatible concepts, progressive dimensioning methods and further developed excavation methods will be decisive for

Les systèmes d'adduction d'eau des installations hydroélectriques

Défis et tendances pour le tracé et le revêtement

Les galeries et les puits d'aménée sont les artères invisibles du transport de l'eau des installations hydroélectriques et sont d'une importance primordiale pour leur rentabilité et leur sécurité. L'article insiste sur l'importance d'une couverture rocheuse suffisante pour le choix du tracé et des revêtements. Il présente les concepts de dimensionnement des systèmes d'adduction d'eau.

Sistemi per acque motrici nelle centrali idroelettriche

Sfide e tendenze per il tracciato e il rivestimento

Le condotte a pressione e i pozzi sono le invisibili arterie per il trasporto dell'acqua all'interno delle centrali idroelettriche e rivestono la massima importanza per la loro economicità e sicurezza. L'articolo che segue approfondisce il significato di una sufficiente copertura rocciosa nella scelta del tracciato e dei rivestimenti. Vengono presentati i metodi di misurazione per i sistemi per acque motrici.

methoden und weiterentwickelte Ausbruchmethoden werden dabei neben der Entwicklung des europäischen Strommarktes entscheidend für den wirtschaftlichen Erfolg dieser Projekte sein.

2 Linienführung von Triebwassersystemen

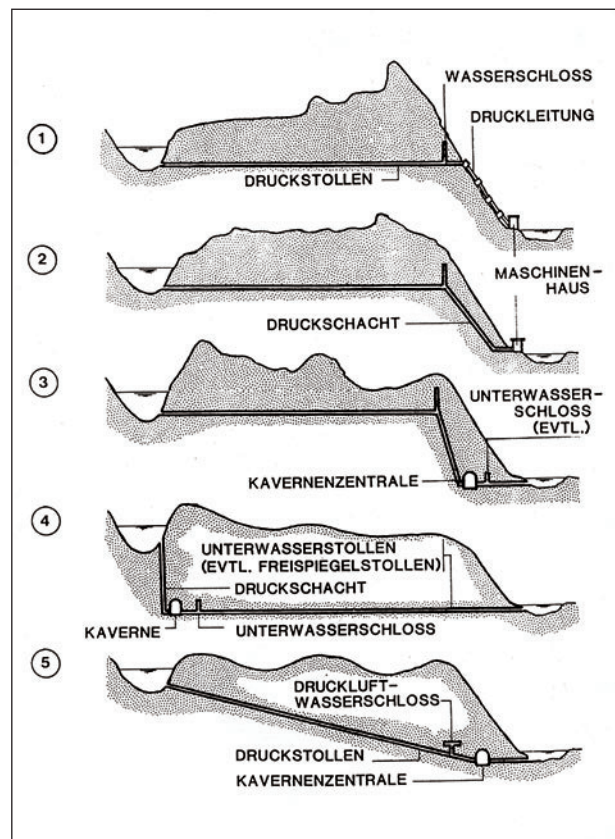
Die Wahl der horizontalen Linienführung eines Triebwassersystems und somit die Gesamtanordnung der Wasserkraftanlage wird durch den Ausbruchquerschnitt, den Innendruck, die Geologie, die Topographie – insbesondere die Gebirgsüberdeckung – die Hydrogeologie sowie Zwangspunkte beeinflusst [8]. Ziel ist es, die wirtschaftlichste Linienführung unter Berücksichtigung sämtlicher dieser Faktoren zu finden. Bei Triebwassersystemen mit hohen Innenwasserdrücken müssen entsprechend grosse Gebirgsüberdeckungen gewählt werden, um die Tragsicherheit der Auskleidung zu gewährleisten und die Gebirgsmitwirkung wirtschaftlich auszunutzen. Die Probleme beim Ausbruch können allenfalls bei steigendem Gebirgsdruck je nach Grösse des Ausbruchquerschnittes zunehmen. Extrem schlechte geologische Verhältnisse werden mit der Wahl der Linienführung vermieden oder zumindest auf dem kürzesten Weg durchquert. Neben der Tragfähigkeit ist eine ausreichende seitliche und vertikale Überdeckung auch zur Begrenzung der Wasserverluste im Falle von durchlässigen Auskleidungen nötig. Ein hoher Bergwasserspiegel als Gegendruck ist diesbezüglich vorteilhaft, kann aber problematisch beim Ausbruch sein. Durch das Bauprogramm und den Baubetrieb bedingte Fensterstollen sowie Deponiestandorte sind neben dem Standort der hydraulischen Bauwerke wie Fassungen, Wasserschloss, Zentrale und Wasserrückgabe oftmals Zwangspunkte bei der Wahl der Linienführung.

Für die vertikale Linienführung eines Triebwassersystems haben sich historisch 5 Möglichkeiten entwickelt, welche in Bild 1 skizziert sind [8, 18]. In der Schweiz begann die Entwicklung der Speicherkraftwerke mit Linienführung 1. Bei den ersten Ausführungen um die Jahrhundertwende

the economic success of such schemes, quite apart from the development of the European energy market.

2 Alignment of waterway systems

The choice of the horizontal alignment for a waterway system and in turn the overall set-up of the hydropower plant is influenced by the excavated cross-section, the internal



1 Historische Entwicklung der vertikalen Linienführung des Triebwassersystems einer Hochdruckanlage
Historic development of the vertical alignment of the waterway system for a high-head storage power plant

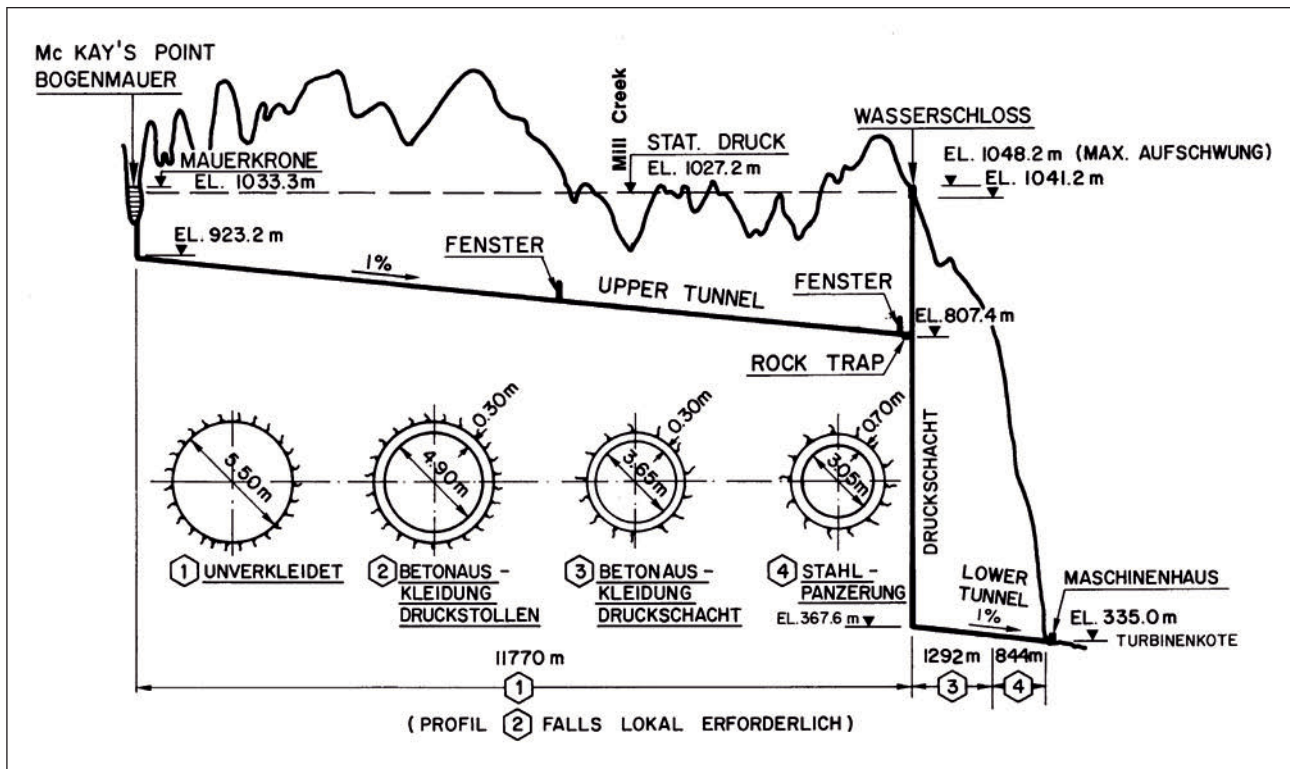
war der Stollen meistens als Freispiegelstollen ausgebildet. Nach dem 2. Weltkrieg kamen mit dem Ausbau der Speicherkraftwerke in den Schweizer Alpen zusehends Linienführungen 2 und 3 zur Anwendung, Letztere in Kombination mit Kavernenzentralen. Das erste unterirdische Maschinenhaus wurde im Jahre 1943 mit der Zentrale Innerkirchen der Kraftwerke Oberhasli in Betrieb genommen. Grundsätzlich wird mit diesen vertikalen Linienführungen bezweckt, dass der normalerweise lange Druckstollen im Vergleich zum relativ kurzen Druckschacht nur durch einen geringen Innenwasserdruck beansprucht wird. Dies spiegelt sich auch in der Konstruktionsart der Auskleidung wider; der Druckschacht ist üblicherweise mit einer Stahlpanzerung, der Druckstollen mit einer Betonauskleidung versehen. Die Linienführungen 4 und 5 wurden in Skandinavien, vorwiegend in Norwegen mit den steil gegen die Küste ausfallenden Tafelgebirgen entwickelt. Seit 1975 gelangt dort die Linienführung 5 am häufigsten zur Ausführung, wobei auf eine Auskleidung des relativ stark geneigten Hochdruckstollens verzichtet wird, was dank der durchwegs ausgezeichneten Felsqualität (massiger Granit) und den hohen, primären Gebirgsspannungen möglich ist.

Mit der Entwicklung des Raise-Boring-Verfahrens zur effizienten Erstellung von vertikalen Schächten vor etwa 30 Jahren haben vertikale Druckschächte auch Eingang in die Triebwassersysteme von Wasserkraftanlagen gefunden. Falls der Schacht genügend tief im Gebirge angeordnet werden kann und somit die Sicherheit gegen hydraulischen Gebirgsbruch gewährleistet ist, kann bei gering durchlässigen Felsformationen auf eine Stahlpanzerung verzichtet werden. Dieses sehr wirtschaftliche Konzept wurde inzwischen bei vielen Wasserkraftanlagen verwirklicht. Als eine der ersten Realisierungen dieser Art kann die Unterstufe der Wasserkraftanlage North Fork Stanislaus River in Kalifornien erwähnt werden [7, 12, 13]. Das Triebwassersystem Collierville besteht aus einem 11.8 km langen oberen Druckstollen, einem rund 680 m hohen Vertikalschacht sowie einem anschliessenden unteren Hochdruckstollen von 2.16 km Länge (Bild 2). Die Linienführung zum Maschinenhaus mit einem Vertikalschacht und anschliessendem Hochdruckstollen liegt in Glimmerschiefer und Gneisformationen. Dank dieser tief liegenden Linienführung mit Vertikalschacht musste Letzterer sowie eine beträchtliche Strecke des tief liegenden Hochdruckstollens nicht gepanzert werden. Die Panzerung reicht gerade soweit ins Gebirge hinein, bis die Überdeckung eine durchlässige Auskleidung erlaubt. So wurde der Hochdruckstollen nur auf einer Länge von 844 m oberhalb der Zentrale gepanzert. Die verbleibende Länge von 1292 m sowie der Vertikalschacht und das Wasserschloss sind nur mit einer unbewehrten Betonauskleidung versehen. Mit einem maximalen Innenwasserdruck am oberen Ende der Panzerung von 70 bar ist der Hochdruckstollen Collierville bis heute der höchstbeanspruchte ungepanzerte Druckstollen, welcher sich nicht in einem granitischen Gebirge befindet. Der Autor hat zudem bei den Vertikalschächten Houay Ho in Laos (68 bar) und

pressure, the geology, the topography in particular the rock overburden, the hydrogeology as well as other constraints [8]. The target is to find the most economic alignment, taking all these factors into consideration. In the case of waterway systems with high internal water pressures, correspondingly large rock overburdens must be chosen in order to ensure the lining's bearing capacity and exploit the rock's participation economically. The problems relating to the excavation can at the most increase in the case of greater rock pressure, depending on the size of the excavated cross-section. Extremely poor geological conditions are avoided through the choice of the alignment or at least by penetrating them via the shortest possible distance. In addition to the bearing capacity, sufficient overburden both laterally and vertically is required as well in order to restrict water losses in the case of permeable linings. In this respect, a high ground water level as counter-pressure is advantageous, although it can result in problems during the excavation. Access tunnels as well as locations for dumping material resulting from the construction programme and construction operations are often constraints in selecting the alignment, apart from the location of the hydraulic structures such as intakes, surge tanks, the power house and tailwater structures.

Five possibilities have been developed historically for the vertical alignment of a waterway system, which are shown in Fig. 1 [8, 18]. The development of storage power plants in Switzerland began with alignment 1. For the first versions about the turn of the last century, the tunnel was usually designed as a free-flow tunnel. Following World War II, alignments 2 and 3 were increasingly utilised, the latter combined with underground power houses, as storage power plants were developed in the Swiss Alps. The first underground machine house was commissioned in 1943 for the Innerkirchen power plant for the Oberhasli scheme. Basically, the purpose of such vertical alignments is that the usually long pressure tunnel is only subjected to slight internal water pressure in comparison to the relatively short pressure shaft. This is also reflected in the way the lining is constructed. The pressure shaft is usually reinforced with steel, the pressure tunnel with a concrete lining. Alignments 4 and 5 were developed in Scandinavia, mainly in Norway with table mountains falling steeply to the sea. Since 1975 alignment 5 has been applied most frequently there, without a lining being used for the relatively steeply inclined high-pressure tunnels, which is possible owing to the most excellent rock quality (massive granite) and the high, primary rock stresses.

Thanks to the development of the raise-boring method for the efficient production of vertical shafts roughly 30 years ago, vertical pressure shafts have also become incorporated in the waterway systems of hydropower plants. If the shaft can be set deeply enough in the rock, thus safeguarding it against hydraulic rock rupture, there is no need for a steel lining in the case of slightly permeable rock formations. This extremely economic concept has since been applied in many hydropower plants. The lower part of the North Fork Stanislaus River



2 Überhöhter Längsschnitt durch das Triebwassersystem Collierville des Kraftwerkes North Fork in Kalifornien
Vertically distorted longitudinal section through the waterway system Collierville of the North Fork power plant in California

Lower Kihansi in Tansania (85 bar) mitgewirkt, die seit 1999 erfolgreich im Betrieb sind.

Aufgrund der topographischen und geologischen Randbedingungen drängte sich auch beim Pumpspeicherwerk Nant de Drance im Wallis ein Triebwassersystem mit vertikalen Druckschächten geradezu auf. Dieses optimale Konzept erlaubte es, die Druckschächte ungepanzert auszuführen.

3 Zweck und Arten von Auskleidungen

Die Auskleidung, sofern notwendig, muss die wirtschaftliche Betriebssicherheit des Triebwassersystems während seiner ganzen Lebensdauer gewährleisten. Je nach örtlichen Verhältnissen muss eine bestimmte Kombination der nachfolgenden Anforderungen erfüllt werden [8]:

- Dichtigkeit
- Beschränkung der Wasserverluste
- Erhaltung der hydrogeologischen Verhältnisse im Gebirge
- Begrenzung der Reibungsverluste
- Dauerhaftigkeit
- Minimierung von Unterhaltsarbeiten
- Aufrechterhaltung der mechanischen und chemischen Stabilität des Gebirges
- Gewährleistung der Stabilität des Hohraumes im Betrieb

Eine Auskleidung muss selten absolut dicht sein: nämlich nur dann, wenn die Gefahr eines hydraulischen Gebirgsbruchs

hydropower plant in California can be mentioned as one of the first accomplished in this fashion [7, 12, 13]. The Collierville waterway system comprises an 11.8 km long upper pressure tunnel, a roughly 680 m high vertical shaft as well as an adjoining lower high-pressure tunnel 2.16 km in length (Fig. 2). The alignment to the machine house with a vertical shaft and subsequent high-pressure tunnel is located in mica schist and gneiss formations. Thanks to its deep-lying alignment with vertical shaft, the latter as well as a considerable section of the deep-lying high-pressure tunnel did not have to be lined with steel. The steel lining extended only so far into the rock until the overburden permitted a permeable lining. As a result, the high-pressure tunnel was only steel lined over a distance of 844 m upstream of the power house. The remaining length of 1292 m as well as the vertical shaft and the surge tank are only provided with an unreinforced concrete lining. Till today, the Collierville high-pressure tunnel with a maximum internal water pressure of 70 bar at the upper end of the steel lining remains the most highly stressed unreinforced pressure tunnel which is not located in granitic rock. Furthermore, the author assisted in the project of the vertical shafts Houay Ho in Laos (68 bar) and Lower Kihansi in Tanzania (85 bar), which have been operating successfully since 1999.

Regarding the topographical and geological conditions, a waterway system with vertical pressure shafts appeared inevitable for the pumped-storage plant Nant de Drance in Valais. This optimal concept meant that the pressure shafts were not steel lined.

oder einer Zersetzung des Gesteins (z. B. Anhydrit, mylonisierte Kluffüllungen) bei Wasserzutritt besteht.

Aus statischen Gründen des Innen- und Aussenwasserdruckes ist das Kreisprofil für Auskleidungen der Normalfall, nicht zuletzt weil der maschinelle Ausbruch mit Tunnelbohrmaschinen einen kreisförmigen Querschnitt ergibt. Beim konventionellen Ausbruch (Bohren und Sprengen) wird zwar das Profil hufeisenförmig ausgebrochen, da die horizontale Sohle die Bauausführung erleichtert. Mit der Auskleidung erhält der Stollen aber wieder einen Kreisquerschnitt. Ältere Druckstollen wurden noch mit Steinen ausgemauert, welche nachher mit einem Gunit- oder Betoninnenring überdeckt wurden. Die ersten Betonauskleidungen (bewehrt oder unbewehrt) wurden zudem oft mit einem Glattputz oder einem bewehrten Gunitinnenring kombiniert, um eine erhöhte Dichtigkeit zu erzielen. Heute sind einfache Betonauskleidungen die Regel (Bild 3); die Ausbruchsicherung erfolgt, falls nötig, mit Spritzbeton, Felsanker oder Stahlbögen. Beim maschinellen Ausbruch hat sich aus baubetrieblichen Gründen die Verwendung eines vorgefertigten Sohlübbings durchgesetzt, welcher insbesondere die Abführung des Gebirgswassers beim Vortrieb erleichtert. Falls die Auskleidungen nahezu dicht, also rissfrei bleiben müssen, wird der Beton auch etwa vorgespannt. Man unterscheidet zwischen einer aktiven Vorspannung mithilfe von Spannkabeln oder einer passiven Vorspannung. Bei der Letzteren wird der Spalt zwischen Fels und Auskleidung unter hohem Druck mit Injektionsgut verpresst. Absolute Dichtigkeit wird mit den sogenannten Sandwichbauweisen angestrebt. Eine auf eine Vorauskleidung aufgebrachte Kunststoffolie oder ein dünnes Stahlblech dient dabei als Dichtungshaut, welche noch mit einem Betoninnenring gegen den Aussendruck bei Stollenentleerungen gesichert werden muss.

Dank der Wahl von ausreichenden Felsüberdeckungen und wirklichkeitsnahen, modernen Bemessungsmethoden werden heute bereits bei mittelmässigen bis guten Felsverhältnissen unverkleidete Druckstollen in Betracht gezogen. Dabei müssen folgende Bedingungen erfüllt sein:

- hydraulischer Gebirgsbruch kann ausgeschlossen werden
- das Profil ist beim Ausbruch ohne Sicherungen stabil
- der Fels ist wenig durchlässig (typisch $< 10^{-6}$ m/s)
- die hydrogeologischen Verhältnisse sind vorteilhaft
- die Felseigenschaften verändern sich nicht unter Zutritt von Wasser
- Kluffüllungen können nicht durch Sickerwasserverluste ausgewaschen werden

Da die Felsoberfläche von TBM-gefrästen Stollen relativ glatt ist (k-Wert nach Strickler von 50 bis 65), sind unverkleidete Profile gegenüber einer Betonauskleidung auch energiewirtschaftlich interessant.

Bei Druckschächten mit relativ geringen Felsüberdeckungen sind dickwandige Stahlpanzerungen wegen des hohen Innendruckes meistens unvermeidbar (Bild 4). Um von der



3 Betonauskleidung des Druckstollens (Durchmesser 8.5 m) der Wasserkraftanlage Seymareh im Iran. Sichtbar ist der Teleskopschalwagen sowie die Anschlussbewehrung und das Fugenband für die nächste Betonieretappe
Concrete lining for the pressure tunnel (8.5 m diameter) of the Seymareh hydropower plant in Iran. The telescopic formwork carriage as well as the connecting reinforcement and the water-stop for the next concreting stage are visible
(Quelle/Source: Schleiss, Januar 2009)

3 Purpose and types of linings

The lining, as far as needed, must guarantee the economic operational safety of the waterway system during its entire life span. Depending on the local conditions, a certain combination of the following requirements has to be fulfilled [8]:

- tightness
- restricted water losses
- maintaining the hydrogeological conditions in the rock mass
- limitation of friction losses
- durability
- minimising maintenance costs
- ensuring the rock's mechanical and chemical stability
- guaranteeing the tunnel's stability during operation

A lining seldom has to be absolutely watertight: namely, should the danger exist of a hydraulic jacking or disaggregation of the rock (e.g. anhydrite, mylonised joint fillings) in the case of contact with water.

For static reasons governing the internal and external water pressure, the circular profile for linings is standard not simply because mechanised excavation using tunnel boring machines comes up with a circular cross-section. During conventional excavation (drill + blast), the profile is excavated in a horseshoe shape as the horizontal invert facilitates the execution of construction. However, thanks to the lining, the tunnel adopts a circular cross-section once more. Older pressure tunnels were provided with stone masonry, which was subsequently covered with a gunitite or concrete inner ring. The earliest concrete linings (reinforced or unreinforced) have been furthermore often combined with smooth plaster or a reinforced gunitite inner ring in order to

vollen Gebirgsmitwirkung bei der Bemessung der Stahlpanzerung zu profitieren, muss aber auch eine minimale Überdeckung gewährleistet sein. Heute werden selbst bei relativ schlechten Felsverhältnissen Tunnelbohrmaschinen in stark geneigten Schächten eingesetzt. Die Ausbruchsicherung erfolgt dabei im Schutze eines Schildes mit vorfabrizierten Segmentübungen. Anschliessend wird die Stahlpanzerung montiert und der Zwischenraum zwischen dieser und der Vorauskleidung mit Beton hinterfüllt. Falls die Druckschächte eine grosse Überdeckung aufweisen, wie dies bei Vertikalschächten meistens der Fall ist, kann wie bereits erwähnt auf eine Stahlpanzerung zugunsten einer Betonauskleidung verzichtet werden.

4 Bemessung von dichten Auskleidungen wie Druckschachtpanzerungen

4.1 Übergeordnete Bemessungskriterien für Schachtpanzerungen

Bei der Konzeption und Bemessung von neuen Druckschächten müssen 2 übergeordnete Bemessungskriterien berücksichtigt werden [5, 12, 13, 19]:

1. Gebrauchsfähigkeit der Panzerung
2. Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels

Mit dem ersten Kriterium wird überprüft, dass die Arbeitsspannungen in der Stahlpanzerung für alle Betriebszustände gegenüber der Fließ- bzw. Bruchspannung des Stahles eine genügende Sicherheit aufweisen und dies unter Berücksichtigung einer bestimmten Felsmitwirkung. Im Weiteren ist während Entleerungen des Druckschachtes die Stabilität der Panzerung für Aussenwasserdruck zu gewährleisten (Abschnitt 4.4).

Das zweite Kriterium zielt darauf ab zu kontrollieren, ob das Gebirge die von der Panzerung übertragene Last ohne übermässige plastische Deformationen aufnehmen kann. Dabei besteht zwischen Gebirgstragfähigkeit und der Grösse der Felsüberdeckung des Druckschachtes ein direkter Zusammenhang (Abschnitt 4.5).

Die Gebrauchsfähigkeit der Panzerung sollte mit 3 Unterkriterien überprüft werden:

1. Begrenzung der Arbeitsspannung im Stahl (Abschnitt 4.2)
2. Begrenzung der lokalen Stahldehnung (Überbrückung von Rissen im Hinterfüllbeton) (Abschnitt 4.3)
3. Stabilität bei Aussenwasserüberdruck (Abschnitt 4.4)

Im Folgenden werden die Bemessungskriterien näher erläutert.

4.2 Begrenzung der Arbeitsspannung im Stahl

Bei einer ausreichenden Überdeckung kann das Gebirge die volle, von der Panzerung übertragene Last aufnehmen. Die Lastaufteilung errechnet sich dann aus der Verträglichkeit der Radialverschiebung der Stahlpanzerung mit derjenigen des aussenliegenden Tragsystems Hinterfüllbeton – Gebirge unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingung [13, 19]:



4 Stahlpanzerung der Druckschächte (Durchmesser 7.0 m) der Wasserkraftanlage Upper Gotvand im Iran. Die montierte Panzerung ist ausgesteift und vorbereitet zum Hinterfüllen mit Beton

Steel lining for the pressure shafts (7.0 m diameter) of the Upper Gotvand hydropower plant in Iran. The assembled steel lining is stiffened and prepared to be backfilled with concrete (Quelle/Source: Schleiss, Januar 2009)

increase tightness. Nowadays, straightforward concrete linings are the rule (Fig. 3); the excavation is secured, if need be, with shotcrete, rock anchors or steel girders. For mechanised excavation, the application of a precast invert segment has established itself for operational reasons, which particularly facilitates the removal of underground water during driving. Should the linings have to remain practically tight, in other words crack-free, the concrete is prestressed to a certain extent. A distinction is drawn between active prestressing with the aid of prestressed cables or passive prestressing. In the case of the latter, the gap between the rock and lining is injected at high pressure with grout material. The so-called sandwich construction method tries to attain absolute tightness. A plastic membrane placed on the pre-lining serves in this case as a sealing membrane, which only needs to be secured against external pressure by a concrete inner ring when emptying the tunnel.

Thanks to the choice of adequate rock overburdens and modern design methods approximating reality, unlined pressure tunnels are today being considered given average to good rock conditions. Towards this end, the following conditions must be fulfilled:

- hydraulic jacking can be excluded
- the profile is stable during excavation without support
- the rock has low permeability (typically $< 10^{-6}$ m/s)
- the hydrogeological conditions are advantageous
- the rock properties remain unaltered under water contact
- joint fillings are not washed out by seepage water losses

As the rock surface of tunnels cut by TBM is relatively smooth (k-value according to Strickler from 50 to 65), unlined profiles are also interesting in energy economic terms compared to a concrete lining.

$$p_S + p_F = p_{i \max} \quad (1)$$

wobei

- p_S = Lastanteil der Stahlpanzerung
- p_F = Lastanteil des Gebirges
- $p_{i \max}$ = maximaler dynamischer Innenwasserdruck (inkl. Druckstoss)

Temperatur- und Formeinflüsse (Unrundheiten etc.) der Panzerung sowie nicht elastisches Verhalten des Hinterfüllbetons und des Gebirges sind dabei zu berücksichtigen. Zudem ist zu beachten, dass die Gebirgsmitwirkung allenfalls begrenzt sein kann. Dies ist der Fall, wenn die natürlichen Gebirgsspannungen nicht mehr in der Lage sind, die im Fels auftretenden Zugspannungen infolge der Belastung durch die Panzerung zu überdrücken. Bestehende Klüfte in der Umgebung des Druckschachtes beginnen sich zu öffnen oder es bilden sich neue Felsrisse.

Im Falle eines radialsymmetrischen Systems ergibt sich zur Berechnung der Lastaufteilung zwischen Panzerung und Gebirge somit ein Tragsystem, welches aus 4 Zonen besteht (Bild 5):

1. Panzerung
2. Hinterfüllbeton, welcher unter Innendruck gerissen angenommen wird
3. gerissene Felszone
4. intaktes Gebirge (homogen, isotrop)

Da der Hinterfüllbeton normalerweise nur eine unbedeutende Zugfestigkeit aufweist, wird er unter der von der Panzerung übertragenen Belastung reißen, das heisst, dass er nur Druckkräfte auf das Gebirge übertragen kann. Dasselbe ist auch für einen infolge des Hohlraumausbruches aufgelockerten Felsbereich in Schachtnähe der Fall. Diese aufgelockerte Felszone beträgt im Fall von konventionellem Ausbruch etwa 1 bis 2 m, bei maschinellm Ausbruch mit einer Tunnelbohrmaschine etwa 0.5 bis 1 m. Allenfalls kann noch zusätzlich der Elastizitätsmodul des Gebirges in der aufgelockerten Zone gegenüber dem intakten (ungerissenen) Gebirge abgemindert werden.

Für die Berechnung wird zudem ein Initialspalt zwischen dem Hinterfüllbeton und der Stahlpanzerung angenommen, welche allfällige plastische, nicht reversible Deformationen bei der Erstbelastung sowie die Abkühlung der Stahlpanzerung durch das Triebwasser berücksichtigt. Mit einem Temperaturexpansionskoeffizient für Stahl von $1.25 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ und einer Abkühlung von 20°C ergibt sich beispielsweise ein Initialspalt von $\Delta r/r_S = 0.25 \text{ ‰}$.

Die Radialverschiebung u_F der Felslaibung und des Hinterfüllbetons unter Berücksichtigung dieses Initialspaltes beträgt [12, 19]:

$$u_F = p_F r_s \left[\frac{1 - \nu_B^2}{E_B} \ln \frac{r_F}{r_s} + \frac{1 - \nu_F^2}{E_F} \ln \frac{r_R}{r_F} + \frac{1 + \nu_F}{E_F} \right] + \Delta r = u_{tot} + \Delta r \quad (2)$$

In the case of pressure shafts with relatively shallow rock overburden, thick-walled steel linings are usually inevitable on account of the high internal pressures (Fig. 4). However, a minimal overburden must be assured to profit from the full participation of the rock when dimensioning the steel lining. Nowadays, tunnel boring machines are applied in steeply inclined shafts even given relatively poor rock conditions. In this connection, securing the rock takes place protected by a shield with precast segmental rings. Then the steel lining is assembled and the intermediate gap between it and the temporary support backfilled with concrete. In case that the pressure shafts have high overburden, as is usually the case with vertical shafts, as already suggested a steel lining can be discarded in favour of a simple concrete lining.

4 Design of tight linings such as steel linings of pressure shafts

4.1 Superordinated design criteria for steel linings

Two superordinated dimensioning criteria must be considered for conceiving and dimensioning new steel lined pressure shafts [5, 12, 13, 19]:

1. serviceability of the lining
2. bearing capacity of the lining – rock bearing system

The first criterion is needed to ascertain whether the working stresses in the steel lining possess sufficient safety for all operation conditions vis-à-vis yield or tensile strength of the steel taking account of a certain rock participation. Furthermore, the lining's stability must be assured for external water pressure when the pressure shaft is being emptied (section 4.4).

The second criterion is aimed at checking whether the rock can bear the transferred load without excessive plastic deformations. In this connection, there is a direct link between the rock bearing capacity and the rock overburden for the pressure shaft (section 4.5).

The serviceability of the lining should be checked by 3 sub-criteria:

1. limiting the working stress in the steel (section 4.2)
2. restricting the local steel elongation (bridging cracks in the backfilling concrete) (section 4.3)
3. stability under external water pressure (section 4.4)

The design criteria are explained in detail in the following.

4.2 Limiting the working stress in the steel

Given sufficient overburden, the rock is able to bear the full load transferred from the steel lining. The load distribution is then calculated from the compatibility of the radial displacement of the steel lining with that of the external bearing system backfill concrete – rock taking into account the equilibrium condition [13, 19]:

$$p_S + p_F = p_{i \max} \quad (1)$$

wobei

- p_F = Lastanteil des Gebirges
- E_B = Elastizitätsmodul von Beton
- E_F = Elastizitätsmodul bzw. Verformungsmodul des Gebirges
- ν_B = Querdehnungszahl von Beton
- ν_F = Querdehnungszahl des Gebirges
- r_S = Aussenradius der Stahlpanzerung
- r_F = Innenradius der gerissenen Felszone bzw. Aussenradius des Hinterfüllbetons (= Ausbruchradius)
- r_R = Aussenradius der gerissenen Felszone
- u_{tot} = totale Radialverschiebung Hinterfüllbeton – Gebirge
- Δr = Initialspalt zwischen Stahlpanzerung und Hinterfüllbeton

Der erste Summand im Klammerausdruck der Gleichung (2) entspricht der Radialdeformation des gerissenen Hinterfüllbetons; der zweite Summand derjenigen der gerissenen Felszone und der dritte der Radialdeformation des ungerissenen, intakten Gebirges.

Unter der Annahme eines dünnwandigen Rohres berechnet sich andererseits die Radialverschiebung der Stahlpanzerung wie folgt:

$$u_s = \frac{p_s (r_s - t/2)^2}{E_s t} \quad (3)$$

wobei

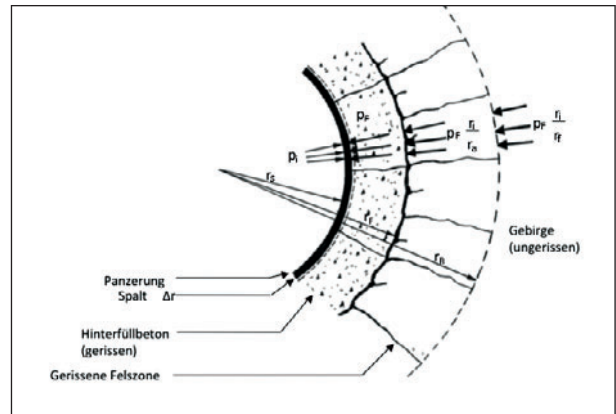
- p_s = Lastanteil der Stahlpanzerung ($= p_{i,max} - p_F$)
- $p_{i,max}$ = maximaler, dynamischer Innendruck (inkl. Druckstoss)
- E_s = Elastizitätsmodul von Stahl
- t = Blechdicke

Die Lastaufteilung zwischen Stahlpanzerung und dem aussenliegenden Tragsystem Hinterfüllbeton – Gebirge ergibt sich schlussendlich aus der Verträglichkeitsbedingung:

$$u = u_F = u_s \quad (4)$$

Bei der Berechnung der Vergleichsspannungen aus den Längs- und Tangentialspannungen in der Panzerung müssen zudem Temperatur- und Formeinflüsse (Krümmen, Unrundheiten etc.) sowie die behinderte Längsdehnung berücksichtigt werden. Bei geraden Rohren ohne Formeinflüsse wird die Vergleichsspannung jedoch geringer als die Tangentialspannung, da die Abkühlung der Panzerung durch das kalte Triebwasser und die behinderte Längsdehnung eine Zugspannung in der Längsrichtung verursacht, welche die Vergleichsspannung reduziert.

Für die maximal in der Panzerung auftretenden Stahlspannungen werden heute üblicherweise Sicherheitsfaktoren von $S = 1.8$ bis 2.0 gegenüber der gewährleisteten Mindeststreckgrenze angewendet. Bei älteren Druckschächten und bei ausländischen Ausführungen sind auch geringere Sicherheitsfaktoren bis 1.6 anzutreffen. Bei hochfesten Stählen



5 Radialsymmetrisches Berechnungsmodell für die Bemessung von Stahlpanzerungen
Radial symmetric computational model for dimensioning steel linings

with

- p_s = load share of the steel lining
- p_F = load share of the rock
- $p_{i,max}$ = maximum dynamic internal water pressure (including water hammer)

Temperature and form influences (out-of-roundnesses, a.s.o.) of the lining as well as non-elastic behaviour of the backfill concrete and the rock must also be taken into consideration. In addition, it has to be observed that the rock's participation may be restricted. This is the case if the natural rock stresses are no longer able to override the tensile stresses occurring in the rock due to load transferred by the lining. Existing fissures in the vicinity of the pressure shaft commence opening or new rock cracks form.

In the case of a radial-symmetrical system the following bearing system for calculating the load distribution between the lining and the rock can be considered consisting of 4 zones (Fig. 5):

1. lining
2. backfill concrete, which is assumed to crack under internal pressure
3. cracked rock zone
4. intact rock (homogeneous, isotropic)

As the backfill concrete usually only has an insignificant tensile strength, it will crack under the load transferred by the steel lining, i.e. it is only able to transmit compressive stresses to the rock. The same applies for the rock zone loosened in the vicinity of the shaft due to the excavation. This loosened rock zone amounts to 1 to 2 m for a conventional excavation, and roughly 0.5 to 1 m for a mechanised drive using a tunnel boring machine. If required the rock's elasticity module in the loosened zone can be diminished vis-à-vis the intact (undisturbed) rock.

An initial gap between the backfilling concrete and the steel lining is assumed for the calculation, which considers

wird eine rechnerische Mindeststreckgrenze verwendet, welche niemals grösser als 80 % der Mindest-Bruchspannung angenommen werden sollte. Falls der Lastanteil des Gebirges gleichzeitig unter 50 % begrenzt wird und die Panzerung eine Sicherheit von $S = 2.0$ gegenüber der Mindeststreckgrenze aufweist, ist die Panzerung selbst bei wegfallender Gebirgsmitwirkung gerade noch tragfähig. Diese Begrenzung des Gebirgsanteiles mag bei grossem Schadenpotenzial im Falle eines Bruches angebracht sein [19].

4.3 Begrenzung der lokalen Stahldehnung (Risseüberbrückung)

Bei relativ dünnwandigen Panzerungen aus hochwertigem Stahl muss zudem überprüft werden, ob diese die grösstmöglichen Risse im Hinterfüllbeton schadlos überbrücken können. Die lokale Stahldehnung bei der Überbrückung solcher Risse im Hinterfüllbeton bleibt solange tolerierbar, wie die Blechdicke mindestens das Zweifache der Rissweite beträgt [22]. Unter der Annahme, dass aus Symmetriegründen mindestens 2 Risse im Hinterfüllbeton entstehen müssen, ergibt sich folgende Bedingung für die minimale Blechdicke:

$$t > u_s 2\pi \quad (5)$$

wobei u_s der Radialverschiebung der Panzerung resp. des Hinterfüllbetons entspricht, welche sich in mindestens 2 Rissen manifestiert.

4.4 Stabilität bei Aussenwasserüberdruck

Die Beulsicherheit für die Panzerungsrohre des entleerten Druckschachtes ist bei möglichst wirklichkeitsgetreuer Erfassung des Beulproblems (glattes oder ausgesteiftes Rohr) unter der Annahme des jeweils ungünstigsten Aussendruckes zu ermitteln. Der maximal wirksame Aussendruck entlang eines Druckschachtes ergibt sich aus topographischen, hydrogeologischen und konstruktiven Bedingungen. Die Berechnung des kritischen Beuldruckes für vollwandige und ausgesteifte Panzerungen erfolgt normalerweise mit den Theorien von Amstutz [1, 2] oder Jacobsen [6]. Dabei wird in der Regel gemäss den Empfehlungen des C.E.C.T. [4] von einem Initialspalt zwischen Panzerung und Hinterfüllbeton im drucklosen Zustand von 0.7 % des Rohrradius r_s ausgegangen.

Falls der bei Entleerungen wirksame Aussenwasserdruck konservativ angenommen wird, d.h. nahe dem durch die Topographie und Hydrogeologie begrenzten Maximalwert, genügen Beulsicherheiten von $S = 1.35$ bis 1.50. Zu beachten ist, dass sich allenfalls im Spalt zwischen Panzerung und Hinterfüllbeton ein Aussenwasserdruck aufbauen kann, welcher dem Wasserspiegel im Wasserschloss respektive Stausee entspricht, falls der Druckstollen oberhalb des Druckschachtes nicht gleichzeitig mit diesem entleert wird. Für diesen physikalisch maximal möglichen Aussenwasserdruck genügen allenfalls Beulsicherheiten von $S = 1.15$.

Traditionell wird die Stabilität der Panzerung bei Aussenwasserdruck durch eine ausreichende Blechdicke oder mit einer

possible plastic, non-reversible deformations, as well as cooling of the steel lining due to the filling water. With a temperature expansion coefficient for steel of $1.25 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ and cooling of 20°C this results in an initial gap of $\Delta r/r_s = 0.25 \%$.

The radial displacement u_F for the rock wall and the backfilling concrete taking this initial gap into consideration amounts to [12, 19]:

$$u_F = p_F r_s \left[\frac{1 - \nu_B^2}{E_B} \ln \frac{r_F}{r_s} + \frac{1 - \nu_F^2}{E_F} \ln \frac{r_R}{r_F} + \frac{1 + \nu_F}{E_F} \right] + \Delta r = u_{tot} + \Delta r \quad (2)$$

with

- p_F = load share of the rock
- E_B = elasticity module of concrete
- E_F = elasticity module/deformation module of the rock
- ν_B = Poisson's ratio for concrete
- ν_F = Poisson's ratio for the rock
- r_s = outer radius of the steel lining
- r_F = inner radius of the disturbed rock zone/ outer radius of the backfilling concrete (= excavated radius)
- r_R = outer radius of the disturbed rock zone
- u_{tot} = total radial displacement of backfill concrete – rock
- Δr = initial gap between steel lining and backfill concrete

The first summand in brackets of equation (2) corresponds to the radial deformation of the cracked backfill concrete; the second summand that of the disturbed rock zone and the third the radial deformation of the undisturbed, intact rock.

Assuming a thin-walled pipe, the radial displacement of the steel lining is calculated as follows:

$$u_s = \frac{p_s (r_s - t/2)^2}{E_s t} \quad (3)$$

with

- p_s = load share of the steel lining (= $p_{i\max} - p_F$)
- $p_{i\max}$ = maximal, dynamic internal pressure (including water hammer)
- E_s = elasticity module of steel
- t = plate thickness

The load distribution between the steel lining and the external bearing system backfill concrete – rock is obtained finally from the compatibility condition:

$$u = u_F = u_s \quad (4)$$

When calculating the effective stresses from the longitudinal and tangential stresses in the lining, temperature and form influences (bends, out-of-roundnesses, etc.) as well as the hindered longitudinal elongation must be considered. In the case of straight pipes without form influences, the effective stress however is less than the tangential stress

Versteifung gewährleistet. Bei den heute angestrebten tiefen Linienführungen erhöhen diese Massnahmen die Stahlgewichte und Baukosten einer Stahlpanzerung gegenüber den Innenwasserdruck-Anforderungen erheblich. Eine wirtschaftliche Lösung ist die Beulsicherung des Druckschachtes gegen Aussenwasserdruck mit Entlastungsventilen [20, 21]. Diese in der Panzerung in bestimmten Abständen angeordneten Einwegventile (Bild 6) öffnen sich bei der Entleerung des Druckschachtes, sobald sich in der Kontaktfuge zwischen Panzerung und Hinterfüllbeton ein Aussenwasserdruck aufbaut. Diese Ventile verhindern so unzulässigen Druckaufbau hinter der Panzerung durch eine Drainage direkt in den Druckschacht beziehungsweise Druckstollen während Entleerungen. Die erste systematische Anwendung von Entlastungsventilen auf der ganzen Länge eines gepanzerten Hochdruckstollens erfolgte bei der Wasserkraftanlage North Fork Stanislaus River in Kalifornien [7, 20, 21]. Um die Anzahl und Anordnung der Entlastungsventile zu bemessen, wurde eine bereits erfolgreich in der Praxis eingesetzte Berechnungsmethode entwickelt [20, 21].

4.5 Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels

Mit diesem übergeordneten Kriterium ist die Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels zu überprüfen. Dabei muss kontrolliert werden, ob das Gebirge in der Lage ist, die von der Panzerung gemäss der Verträglichkeitsbedingung (4) übertragene Last (Kriterium Abschnitt 4.2) mit begrenzten plastischen Deformationen aufzunehmen.

Falls die von der Panzerung auf das Gebirge übertragene Last die natürlichen Gebirgsspannungen in Schachtnähe übersteigt, beginnen sich neue Felsrisse auszubilden oder bestehende Klüfte öffnen sich. Nach einer bestimmten Ausdehnung dieser gerissenen Zonen kann das Gebirge keine weitere Last mehr aufnehmen; es „fließt“ sozusagen. Somit ist die Grenze der mechanischen Gebirgsmitwirkung erreicht. Falls zudem gleichzeitig die Panzerung zu fließen beginnt, ist die Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Gebirge ausgeschöpft. Bei einer Stahlpanzerung unter Innendruck ist die Gebirgstragfähigkeit nicht, wie oft fälschlicherweise angenommen, von der Felsqualität abhängig, sondern wird nahezu ausschliesslich von den natürlichen Gebirgsspannungen bestimmt, welche ihrerseits stark von der Felsüberdeckung abhängen [12, 13].

Der Grenzwert der Gebirgsmitwirkung wird also direkt durch die natürlichen Gebirgsspannungen beeinflusst. Die minimal im Gebirge vorhandenen Gebirgsspannungen (Primärspannungen) in einer bestimmten Richtung (beziehungsweise die Seitendruckziffer) können beispielsweise in-situ mit sogenannten Hydraulic-Fracturing- oder Hydraulic-Jacking-Versuchen in Bohrlöchern ermittelt werden [15].

Bei bekannter Seitendruckziffer k_0 bzw. bei bekannten minimalen Primärspannungen kann der Grenzwert der Gebirgsmitwirkung, unter der Annahme einer Ausdehnung der gerissenen Felszone entsprechend dem dreifachen

as cooling of the lining by the cold feed water and the hindered longitudinal elongation (poisson effect) causes tensile stress in the longitudinal direction, which reduces the effective stress.

Today, normally safety factors from $S = 1.8$ to 2.0 are applied for the maximum steel stresses occurring in the lining compared to the guaranteed minimal elastic limit. In the case of older pressure shafts, lower safety factors amounting to as little as 1.6 have been used. For high-strength steels a computational minimal elastic limit is applied, which must never be accepted higher than 80% of the minimal yield strength. Should the load share for the rock at the same time be limited to less than 50% and the steel lining has a safety factor of $S = 2.0$ compared to the minimal elastic limit, the lining just possesses bearing capacity even without rock mass participation. This restriction of the rock participation may be applied given major damage potential in the case of a failure [19].

4.3 Restricting the local steel elongation (crack bridging)

In the case of relatively thin linings made of high-grade steel it must also be checked whether these can bridge the largest possible cracks in the backfill concrete without damage. The local steel elongation for bridging such cracks in the backfill concrete remains tolerable for as long as the steel thickness amounts to at least twice as much as the crack width [22]. Under the assumption that for reasons of symmetry at least 2 cracks must occur in the backfilling concrete, the following condition for the minimal steel thickness apply:

$$t > u_s 2\pi \quad (5)$$

with u_s corresponding to the radial displacement of the lining resp. the backfill concrete, which has manifested in at least 2 cracks.



6 Einwegdruckentlastungsventil im Druckschacht Belleplace der Kraftwerke Emosson
One-way relief valve in the Belleplace pressure shaft of the Emosson power plant
(Quelle/Source: Soudant, March/März 2010)

Ausbruchradius, nach folgender Gleichung abgeschätzt werden [15]:

$$\rho_{F \max} = 3 k_0 \rho_F g (D_v - 3 r_F) = 3 \sigma_{\min} \quad (6)$$

wobei

$\rho_{F \max}$ = Grenzwert der Gebirgsmitwirkung

k_0 = Seitendruckbeiwert (Verhältnis der minimalen zu den maximalen Primärspannungen im Gebirge = σ_h/σ_v resp. $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$)

ρ_F = Dichte von Fels

D_v = Minimale vertikale Felsüberlagerung von der Schachttachse

r_F = Innenradius der gerissenen Felszone bzw. Ausbruchradius

σ_{\min} = minimale Primärspannungen im Gebirge

Die durch die Panzerung auf das Gebirge übertragene Last muss von diesem mit einem Sicherheitsfaktor von $S = 2.0$ aufgenommen werden können. Dies kann mit einer ausreichenden Felsüberlagerung des Druckschachtes gewährleistet werden (Gleichung (6)).

5 Bemessung von durchlässigen Auskleidungen wie bewehrte Betonauskleidungen

5.1 Übergeordnete Bemessungskriterien

Ungepanzerter und nicht mit Kunststofffolien abgedichtete Auskleidungen sind grundsätzlich durchlässig. Selbst ungerissene Betonauskleidungen sind nicht absolut dicht. Bewehrte Betonauskleidungen werden unter Innendruck reißen. Die Aufgabe der Bewehrung ist es, die Risse so zu verteilen, dass die Rissweiten unter einem bestimmten Grenzwert bleiben. Bei durchlässigen Auskleidungen entsteht zwangsläufig eine Sickerströmung durch die Auskleidung ins Gebirge. Die entsprechenden Strömungskräfte beanspruchen sowohl Auskleidung wie Gebirge. Im Gegensatz zu einer absolut dichten Auskleidung wirkt also der Innenwasserdruck nicht nur als Flächenlast an deren Innenseite, sondern auch als hydraulische Massenkraft in Auskleidung und Fels. Diese Massenkraft infolge des hydraulischen Gradienten der Sickerströmung verursacht Deformationen, welche sich in Auskleidung und Fels vorwiegend durch eine Änderung der Riss- und Kluftweiten auswirkt. Dadurch ändert sich deren Durchlässigkeit, was wiederum die Sickerströmungskräfte selbst beeinflusst. Demzufolge beeinflussen sich der mechanische und hydraulische Zustand eines durchlässigen Triebwassersystems gegenseitig durch hydraulisch-mechanische Wechselwirkungen, wie in **Bild 7** verdeutlicht. Um dieser physikalischen Besonderheit von durchlässigen Triebwasserleitungen ausreichend Rechnung zu tragen, ist bei der Ermittlung von Spannungen und Deformationen in Auskleidung und Fels Folgendes zu berücksichtigen [9, 10]:

- Strömungskräfte infolge Sickerströmung durch die Auskleidung in den Fels (oder umgekehrt) = Statik von porösen Medien

4.4 Stability under external water pressure

The buckling safety for the steel lining of the emptied pressure shaft is to be guaranteed by assuming the in each case most unfavourable external pressure for a certain buckling problem (smooth or stiffened steel liners), which is close to reality as possible. The maximum effective external pressure along the pressure shaft results from the topographical, hydrogeological and structural conditions. The critical buckling pressure for thick-walled and stiffened steel linings is usually calculated using the theories of Amstutz [1, 2] or Jacobsen [6]. Towards this end, generally an initial gap between the lining and the backfilling concrete in pressureless state of 0.7 ‰ of the pipe radius r_s is assumed in accordance with C.E.C.T. [4] recommendations.

Should the acting external water pressure when the steel liner is emptied be applied conservatively, i.e. close to the maximal value restricted by the topography and hydrogeology, buckling safeties of $S = 1.35$ to 1.50 may be sufficient. It must be noted that in maximum an external water pressure can build up in the gap between the lining and the backfilling concrete, corresponding to the water level in the surge tank or the reservoir, should the pressure tunnel above the pressure shaft not be emptied together with it simultaneously. Buckling safeties of $S = 1.15$ may be appropriate for such physical maximal possible external water pressure.

Traditionally, the lining's stability is ensured for external pressure thanks to an adequate plate thickness or a reinforcement by stiffeners. In the case of the deeper alignment strived for nowadays, these measures increase the steel weights and construction costs of a steel lining compared to the demands on the internal water pressure substantially. Securing the pressure shaft against external water pressure with relief valves to prevent buckling represents an economic alternative solution [20, 21]. Such one-way valves arranged in the lining certain distances apart (**Fig. 6**) open when the pressure shaft is being emptied as soon as external water pressure builds up in the gap between the steel lining and the backfill concrete. These valves thus prevent the impermissible building up of pressure behind the steel lining through drainage directly in the pressure shaft or pressure tunnel during emptying. The first systematic application of pressure relief valves over the entire length of a steel lined high-pressure tunnel took place at the North Fork Stanislaus River hydropower plant in California [7, 20, 21]. In order to determine the number and arrangement of the relief valves, a computational method was developed that has already been tried out successfully in practice [20, 21].

4.5 Bearing capacity of the bearing system lining – rock

The bearing capacity of the bearing system lining – rock must be verified by means of this superordinated criterion. In this connection, it has to be checked whether the rock is capable of bearing the load transferred by the steel lining (Criterion section 4.2) according to the compatibility condition (4) with restricted plastic deformations.

- Durchlässigkeitsänderungen infolge Auskleidungs- und Gebirgsdeformationen

Der Einfluss der Sickerströmung in Betonauskleidung und Fels auf die Bemessung von durchlässigen Druckstollen und Druckschächten ist beträchtlich und darf nicht vernachlässigt werden. Grundsätzlich müssen bei der Bemessung einer durchlässigen Auskleidung wie zum Beispiel einer bewehrten Betonauskleidung 2 Kriterien beachtet werden [11]:

1. Tragfähigkeit des Gebirges
2. Beschränkung der Wasserverluste und Reichweite der Sickerströmung (Gebrauchsfähigkeit)

Diese Kriterien lassen sich durch die Wahl einer geeigneten Linienführung sowie der Auskleidungsart beeinflussen.

5.2 Tragsicherheit des Gebirges

Die Tragsicherheit des Gebirges ist gewährleistet, solange der an der Aussenseite der Auskleidung wirkende Anteil des Innenwasserdruckes die minimalen Gebirgsspannungen nicht übersteigt. Werden diese überschritten, so entsteht der bereits im Abschnitt 3 erwähnte hydraulische Gebirgsbruch. Dieser ist dadurch gekennzeichnet, dass sich bestehende Felsklüfte weiträumig öffnen oder gar der Fels aufreißt. Man spricht dabei im englischen Sprachraum von „Hydraulic Jacking“ respektive von „Hydraulic Fracturing“. Die Wasserverluste nehmen schlagartig zu. Im Normalfall entspricht die vertikale Gebirgsspannung dem Überlagerungsdruck. Das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Gebirgsspannung wird durch den Seitendruckbeiwert bestimmt. Falls dieser kleiner als 1, wie üblich im Alpenraum, ist, entsteht der hydraulische Gebirgsbruch in vertikaler Richtung, wie in Bild 8 angedeutet. In Ausnahmefällen kann der Seitendruckbeiwert grösser als 1 sein, wie dies etwa in skandinavischen Gebirgen der Fall ist. Dann breitet sich der hydraulische Gebirgsbruch in horizontaler Richtung aus.

Die Tragsicherheit des Gebirges lässt sich durch Tiefenlage des Triebwassersystems beeinflussen. Dabei muss sowohl die horizontale wie auch vertikale Überdeckung so gewählt werden, dass die minimalen Gebirgsspannungen in Stollennähe mit genügender Sicherheit über dem Innenwasserdruck liegen. Dabei werden Sicherheitsfaktoren je nach Gegebenheiten von mindestens 1.20 bis 1.50 verlangt. Falls eine ausreichende Tiefenlage des Stollens aus topographischen Gründen nicht möglich ist, muss eine dichte Auskleidung gewählt werden, um den hydraulischen Gebirgsbruch auszuschliessen.

5.3 Beschränkung der Wasserverluste und Reichweite der Sickerströmung

Die Wasserverluste und Reichweite der Sickerströmung aus einem Triebwassersystem müssen aus folgenden Gründen beschränkt bleiben [11]:

- energiewirtschaftliche Einbussen infolge Wasserverlusten
- Gefahr von Erosion und Auswaschung von Kluffüllungen

Should the load transferred to the rock by the steel lining exceed the natural rock stresses in the vicinity of the shaft, new rock cracks start to form or existing fissures open. Once these cracked zones extend to a certain degree, the rock is no longer able of carrying further load; it “flows”, so to speak. In this way, the limit of the mechanical participation of the rock is achieved. Should furthermore the steel lining begin to yield, the bearing capacity of the bearing system lining – rock is exhausted. For a steel lining under internal pressure the rock bearing capacity is not, as is often wrongly assumed, directly dependent on the rock quality but is practically only governed by the natural rock stresses, which for their part are highly dependent on the rock overburden [12, 13].

The limit value for rock participation is thus directly influenced by the natural rock stresses. The minimal rock stresses present in the rock (primary stresses) in a certain direction (resp. the coefficient of lateral pressure) can be established in situ for instance in drill holes by means of hydraulic fracturing or hydraulic jacking tests [15].

Given a known coefficient of lateral pressure k_0 or minimal primary stresses, the limit value of the rock participation can be estimated by applying the following equation by assuming an extension of the cracked rock zone corresponding to the threefold excavated radius [15]:

$$p_{F \max} = 3k_0 \rho_F g (D_v - 3r_F) = 3\sigma_{\min} \quad (6)$$

with

$p_{F \max}$ = limit value of rock participation

k_0 = coefficient of lateral pressure (relationship of the minimal to the maximal primary stresses in the rock = σ_h/σ_v resp. $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$)

ρ_F = rock density

D_v = minimal vertical rock overburden at shaft axis

r_F = inner radius of the disturbed rock zone resp. excavated radius

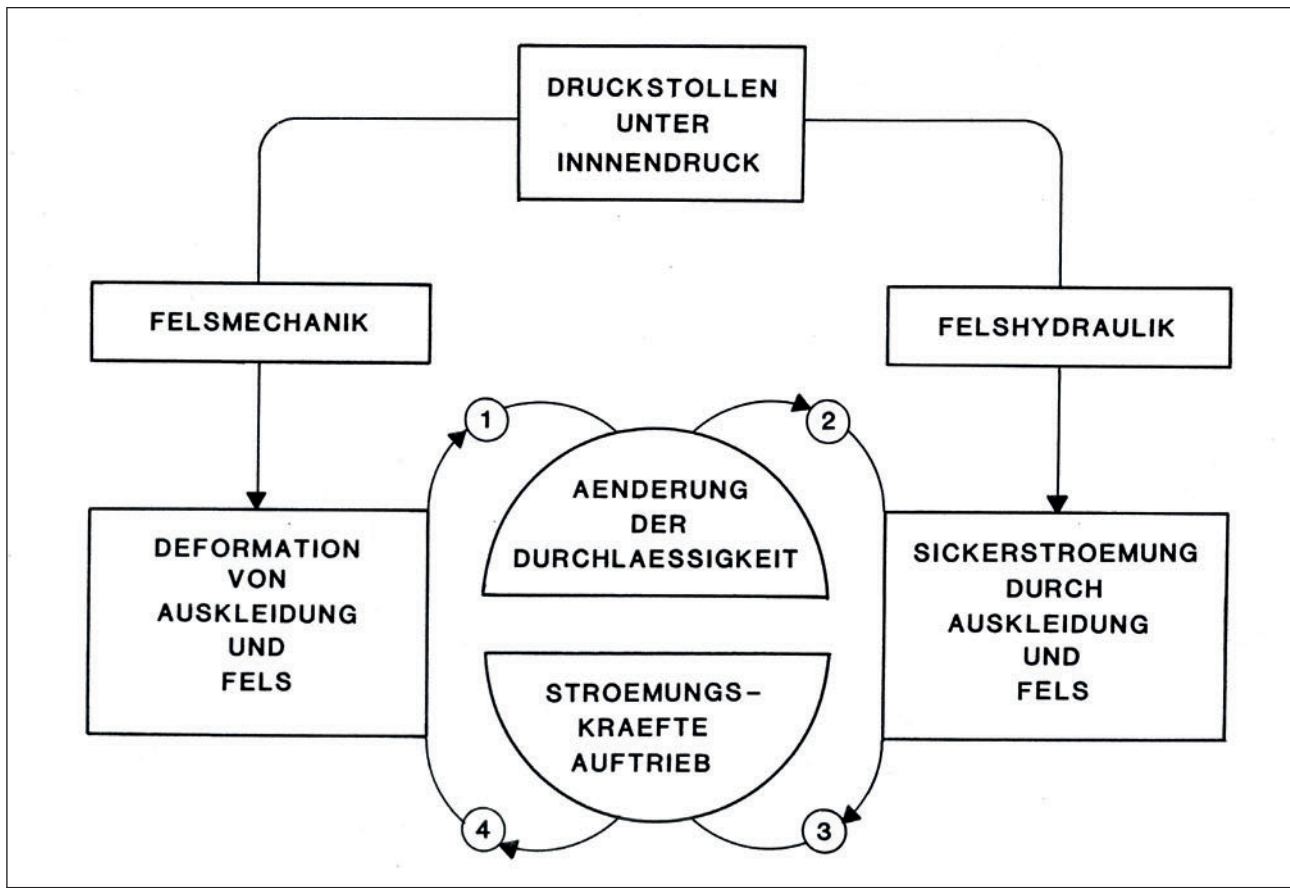
σ_{\min} = minimal primary stresses in the rock

The load transferred to the rock by the lining must be capable of being sustained by it with a safety factor of $S = 2.0$. This can be ensured thanks to sufficient rock overburden of the pressure shaft (Equation (6)).

5 Design of previous linings such as reinforced concrete linings

5.1 Governing design criteria

Tunnels and shafts that are not steel lined or not sealed with plastic membranes are essentially permeable. Even uncracked concrete linings are not absolutely tight. Reinforced concrete linings crack under internal pressure. The task of the reinforcement is to distribute the cracks in such a way that the crack widths remain below a certain limit value. A seepage flow through the lining into the rock inevitably results in the case of permeable linings. The corresponding



7 Wechselwirkung zwischen Deformationen und Sickerströmung in Auskleidung und Fels bei Druckstollen
Interaction between deformations and seepage flow in the lining and rock at pressure tunnels

- nachteilige Beeinflussung der hydrogeologischen Verhältnisse
- Rutschungen an Talflanken infolge Durchnässungen

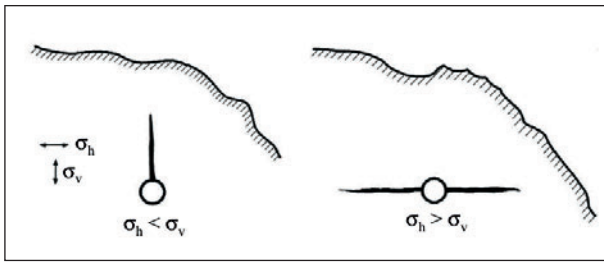
Aus rein energiewirtschaftlichen Gründen können Wasserverluste von 1 l/s pro km und bar Innenwasserdruck aus Erfahrungen im Alpenraum toleriert werden. In Ausnahmefällen sind selbst 10 l/s pro km und bar wirtschaftlicher als teure Abdichtungsmassnahmen. Allerdings darf keine Gefahr von Erosion und Auswaschungen von Kluffüllungen infolge hoher Gradienten in Stollennähe entstehen. Diese können allenfalls durch eine Beschränkung der Rissweiten in der Betonauskleidung mit einer entsprechenden Bewehrung verhindert werden. Eine genügende Überdeckung oder ausreichend dichte Auskleidung muss auch gewährleisten, dass die Reichweite der Sickerströmung aus dem Triebwassersystem die Felsoberfläche nicht erreichen kann. Sind nämlich relativ dichte Felsformationen oder Lockergesteinsschichten nahe der Oberfläche vorhanden, so kann sich unter ihnen infolge der Wasserverluste ein Überdruck aufbauen, welcher weiträumige Hangrutschungen auslösen kann.

Die Reichweite der Sickerströmung sowie die Wasserverluste können in einer ersten Schätzung mit der analytischen Methode von Bouvard [3] bestimmt werden. Dabei ist aber bei hohen Innenwasserdrücken zu berücksichtigen, dass sich die

seepage forces affect both the lining and rock. In contrast to an absolutely tight lining, the internal water pressure thus acts both as a uniformly distributed load at the inner side of the lining as well as a hydraulic body force in the lining and rock. This body force resulting from the hydraulic gradient of the seepage flow causes deformations, which exert an effect on the lining and rock mainly in the form of a change in the crack and fissure widths. This results in a change in their permeability, which in turn influences the seepage flow forces. Consequently, the mechanical and hydraulic states of a permeable waterway system mutually influence each other through hydraulic-mechanical interactions, as is shown in Fig. 7. In order to take this physical characteristic of permeable linings sufficiently into account, the following must be considered when determining stresses and deformations in lining and rock [9, 10]:

- forces caused by seepage flow through the lining into the rock (or vice versa) = statics of porous media
- changes in permeability due to lining and rock deformations

The influence of seepage flow in concrete lining and rock on the design of permeable pressure tunnels and pressure shafts is considerable and can not be neglected. Essentially 2 criteria must be observed when dimensioning a permeable lining as, for example, a reinforced concrete lining [11]:



8 Mögliche hydraulische Gebirgsbrucharten (schematisch) bei unverkleideten und durchlässigen Druckstollen
Possible hydraulic rock rupture types (schematic) for unlined and permeable pressure tunnels

Felsdurchlässigkeit in der Umgebung des Stollens infolge der unter Abschnitt 5.1 erwähnten mechanisch-hydraulischen Wechselwirkungen erhöht. Der Einbezug einer spannungsabhängigen Durchlässigkeit ergibt im Gegensatz zu konstant angenommenen Felsdurchlässigkeiten wesentlich grössere Reichweiten der Sickerströmung. Dabei zeigt sich, dass die mechanisch-hydraulischen Wechselwirkungen die Reichweite umso stärker vergrössern, je geringer der Gebirgsmodul und je geringer die ursprüngliche Durchlässigkeit ist. Dies lässt sich dadurch erklären, dass die Kluftweiten unter Innenwasserdruck im schlechten bzw. leicht deformierbaren Gebirge am stärksten öffnen. Besonders ausgeprägt kann die Durchlässigkeitsänderung auch im schwach geklüfteten Fels sein, da sich die Deformationen nur in wenigen Klüften manifestieren. Die Reichweite kann ohne Weiteres um einen Faktor 2 unterschätzt werden, wenn der Einfluss einer spannungsabhängigen Durchlässigkeit vernachlässigt wird.

Eine grosse Reichweite der Sickerströmung kann allenfalls auch den Gebirgswasserspiegel nachteilig beeinflussen, indem beispielsweise Quellen beeinträchtigt werden.

5.4 Bemessung von bewehrten Betonauskleidungen

Da eine bewehrte Betonauskleidung grundsätzlich durchlässig ist, müssen bei deren Bemessung für Innen- und Aussenwasserdruck der Einfluss der Sickerströmungskräfte und die hydraulisch-mechanischen Wechselwirkungen berücksichtigt werden. Dies kann mit den von Schleiss entwickelten Berechnungsmethoden erfolgen [16, 17].

In der bewehrten Betonauskleidung werden sich bei der Erstfüllung ab einem bestimmten Innendruck Erstrisse in der Auskleidung ausbilden. Deren Abstände werden entscheidend von der Wahl der Bewehrung beeinflusst. Dabei sind Bewehrungen mit kleinen Stabdurchmessern und engen Stababständen für die Risseverteilung sehr günstig (Bild 9). Bei hohen Innendrücker bildet sich unter Umständen noch ein Zweit- oder sogar ein Drittriss in der Auskleidung aus, welcher jeweils zwischen den vorgängigen Rissen zu liegen kommt. Diese Entstehungsgeschichte der Risse muss bei den Berechnungen von Spannungen im Stahl und Beton sowie der Rissweiten berücksichtigt werden [16, 17]. Bei der Bemessung der Bewehrung müssen folgende Kriterien berücksichtigt werden:

1. Bearing capacity of the rock
2. Restricting the water losses and reach of the seepage flow (serviceability)

These criteria can be influenced through selecting a suitable alignment as well as the type of the lining.

5.2 Rock bearing capacity

The rock bearing capacity is assured as long as the part of the internal water pressure acting on the outer side of the lining does not exceed the minimal natural rock stresses. Should these be exceeded, then hydraulic rock failure occurs referred to in section 3. This is characterised by existing rock fissures opening on a large scale or even the rock bursting asunder. In English-speaking countries the terms “hydraulic jacking” or “hydraulic fracturing” are used. Water losses increase substantially. Normally the vertical rock stress corresponds to the overburden pressure. The ratio of the horizontal to the vertical rock stress is governed by the coefficient of lateral pressure. Should this be lower than 1, as usually in the Alpine region, the hydraulic rock rupture in a vertical direction occurs as indicated in Fig. 8. Rarely the coefficient of lateral pressure can be larger than 1, as is the case in Scandinavian rocks. Then the hydraulic rock rupture spreads in a horizontal direction.

The bearing capacity of the rock can be influenced by the depth of the waterway system. Towards this end, the horizontal and vertical overburden must be chosen in such a manner that the minimal rock stresses in the vicinity of the tunnel exceed the internal water pressure with sufficient safety. In this connection, safety factors of at least 1.20 to 1.50 are required for according to circumstances. Should a sufficient depth for the tunnel not be possible for topographical reasons, a tight lining has to be selected in order to avoid hydraulic jacking.

5.3 Limiting water losses and reach of the seepage flow

The water losses and reach of the seepage flow from a waterway system must be restricted for the following reasons [11]:

- economic losses in terms of energy caused by water losses
- danger of erosion and washing out of joint fillings
- the hydrogeological conditions are negatively influenced
- slope instability on the valley flanks owing to uplift conditions

Water losses of 1 l/s per km and bar of internal water pressure can be tolerated based on findings in the Alpine region considering pure energy economic considerations. In cases of exception, as much as 10 l/s per km and bar can be more economic than expensive sealing measures. At the same time no danger resulting from erosion and washing out of joint filling due to high gradients in the vicinity of the tunnel can be accepted. These can, however, be prevented by limiting the crack widths in the concrete lining by means of a appropriate reinforcement. Sufficient overburden or an

1. Beschränkung der Stahlspannungen in der Bewehrung
2. Beschränkung der Rissweiten in der Betonauskleidung
3. Beschränkung der Wasserverluste

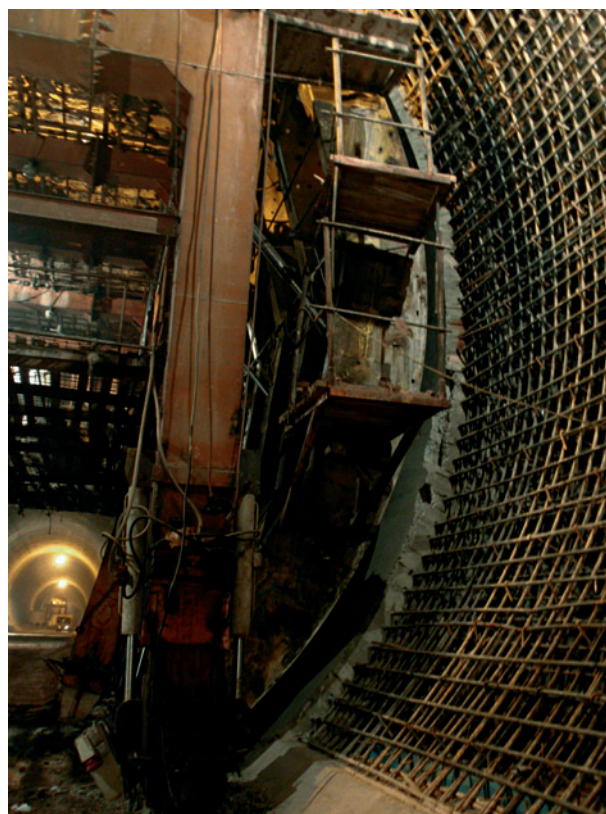
Diese Kriterien sind eng miteinander verknüpft. Oftmals kann die zulässige Stahlspannung nicht ausgenutzt werden, da das Kriterium 2 oder 3 massgebend wird. In diesen Fällen kann der Minimalbewehrungsgehalt gewählt werden, welcher aber mindestens der Zugfestigkeit des Betonquerschnittes entsprechen muss. Bei Betondicken ab 30 cm wird eine zweilagige Bewehrung empfohlen (Bild 10). Die Betonüberdeckung der Innenbewehrung sollte mindestens 7.5 cm betragen; die Aussenbewehrung sollte in einem Abstand von 10 cm von der Felsoberfläche zu liegen kommen.

Die Rissweiten müssen im Normalfall mindestens unter 0.3 mm beschränkt werden. Dies erlaubt, Auswaschungen und Erosionen von Kluffüllungen infolge der Sickerströmung in Stollennähe zu verhindern. Die Reichweite der Sickerströmung kann deutlich begrenzt werden, falls die Rissweiten unter 0.2 mm liegen. Sofern die Rissweiten unter 0.1 mm beschränkt werden, kann davon ausgegangen werden, dass die Auskleidung sich mit der Zeit nahezu vollständig im Betrieb durch Kolmatierung der Risse mit Feinsedimenten selbst abdichtet.

Während Entleerungen von Druckstollen und Schächten werden Betonauskleidungen durch einen Aussenwasserdruck belastet. Dessen tatsächlich wirksame Grösse wird stark vom Verhältnis der Auskleidungs- zur Felsdurchlässigkeit beeinflusst. Die oft verwendete Annahme, dass die Auskleidung vollständig dicht und somit der Aussendruck voll wirksam ist – also der Bergwasserspiegellhöhe entspricht –, führt zu einer sehr konservativen Bemessung der Auskleidungsdicke. Selbst sehr geringe Auskleidungsdurchlässigkeiten reduzieren den tatsächlich wirkenden Aussenwasserdruck schon erheblich, wie das Bemessungsverfahren nach Schleiss [16] zeigt. Mit Konsolidationsinjektionen kann der wirksame Aussenwasserdruck im durchlässigen Gebirge noch zusätzlich verringert werden. Aufgelockerte Zonen mit erhöhter Durchlässigkeit in Stollennähe hingegen bewirken eine grössere Belastung der Auskleidung. In solchen Fällen ist es besonders wichtig, die Auflockerungszone mit Injektionen abzudichten.

6 Problematik der Erstfüllung von Triebwassersystemen

Die Erstfüllung von durchlässigen Triebwassersystemen ist normalerweise als der meiskritische Belastungszustand zu betrachten. Da der Bergwasserspiegel während der Ausbrucharbeiten im Bereich der Hohlräume abgesenkt wurde, entstehen bei einer unvorsichtigen Erstfüllung sehr hohe Druckgradienten aus den betonverkleideten Druckschächten und Druckstollen, welche diejenigen beim normalen Betrieb bei Weitem übersteigen. Da Letztere für die Bemessung massgebend waren, müssen die Sickerströmungsgradienten



9 Bewehrte Betonauskleidung des Druckstollens (11.0 m Durchmesser) der Wasserkraftanlage Upper Gotvand im Iran. Sichtbar ist der Schalwagen sowie die zweilagige Bewehrung zur Risseverteilung in der 80 cm dicken Betonauskleidung Reinforced concrete lining for the pressure tunnel (11.0 m diameter) of the Upper Gotvand hydropower plant in Iran. The formwork carriage can be seen as well as the twin-layer reinforcement to distribute the cracks in the 80 cm thick concrete lining (Quelle/Source: Schleiss, Januar 2009)

adequately tight lining must also guarantee that the reach of seepage flow from the waterway system is unable to reach the rock surface. If relatively tight rock formations or layers of soft ground are close to the surface, overpressure or uplift can occur, which can trigger landslides on an extensive scale.

The reach of the seepage flow as well as the water losses can be ascertained in a first approach by applying Bouvard's analytical method [3]. In this connection, it must be considered, however, that given high internal water pressures the rock permeability in the vicinity of the tunnel increases owing to the mechanical-hydraulic interactions mentioned in section 5.1. The consideration of a stress-related permeability results in considerably larger ranges for the seepage flow compared to rock permeabilities assumed as constant. It has been revealed that the mechanical-hydraulic interactions increase the reach all the more, the less the rock module is and the less the original permeability is. This can be explained by the fact that the fissure widths under internal water pressure in poor or easily deformable rock open the most. The change in permeability can also be particularly perceptible in slightly fissured rock, as the deformations are only evident

während der Erstfüllung jederzeit darunter liegen. Um nicht Schäden oder gar ein Versagen (unkontrolliertes Reißen) der Betonauskleidung zu verursachen, müssen folgende Kriterien eingehalten werden [14]:

1. Füllgeschwindigkeit bzw. Druckanstieg
2. Anzahl und Grösse der Druckstufen
3. Dauer der Sättigungspausen zwischen den einzelnen Druckstufen

Ein detaillierter Beschrieb dieser Kriterien mit den Grenzwerten findet sich in Schleiss [14].

7 Schlussfolgerungen und Tendenzen

Bei hochbeanspruchten Druckstollen und Druckschächten, wie diese bei der Erweiterung von Speicherkraftwerken in der Schweiz mit Pumpspeicherwerken und durch Leistungserhöhungen vorkommen, sind tiefliegende Linienführungen der neuen Triebwassersysteme aus wirtschaftlichen und sicherheitstechnischen Gründen von grösster Bedeutung. Mit der Entwicklung des Raise-Boring-Verfahrens können heute Vertikalschächte bis gegen 800 m in einer einzigen Etappe ausgeführt werden. Dadurch ergeben sich bezüglich Felsüberdeckung optimale Linienführungen, bei welchen bei guten Felsverhältnissen auf eine Stahlpanzerung des Vertikalschachtes zugunsten einer Betonauskleidung verzichtet

in a few fissures. The reach of the seepage flow can easily be underestimated by a factor 2, should the influence of a stress-dependant permeability be neglected.

A large reach of the seepage flow can at best also influence the underground water level through affecting wells and sources.

5.4 Design of reinforced concrete linings

As a reinforced concrete lining essentially is permeable, the influence of the seepage flow forces and the hydraulic-mechanical interactions must be considered when dimensioning for internal and external water pressure. This can be undertaken by the analytical methods developed by Schleiss [16, 17].

Initial cracks develop in the reinforced concrete lining as from a certain internal pressure when filling is undertaken for the first time. The distance between them depends on the type of reinforcement. In this respect, reinforcements with small bar diameters and small bar spacing are extremely favourable for crack distribution (Fig. 9). In the case of high internal pressures, a second or even a third crack can perhaps develop in the lining, which in each case appear between the previous cracks. This history of how the cracks evolve must be considered when calculating stresses in steel and concrete [16, 17]. The following criteria must be taken into account when designing the reinforcement:



10 Zweilagige Bewehrung zur Risseverteilung in der 80 cm dicken Betonauskleidung des Druckstollens der Wasserkraftanlage Upper Gotvand im Iran. Sichtbar ist das für die Betonieretappe eingelegte Fugenband
Twin-layer reinforcement to distribute the cracks in the 80 cm thick concrete lining for the pressure tunnel of the Upper Gotvand hydro-power plant in Iran. The waterstop installed for the concreting stage is visible
(Quelle/Source: Schleiss, Januar 2009)

werden kann. Dies ist bei den stark angestiegenen Stahlpreisen von grösster Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit der Projekte.

Selbst bei klassischen Schrägschächten ist die vertikale Linienführung beziehungsweise die Felsüberdeckung von entscheidender Masse für das Restrisiko. Mit einer ausreichenden Felsüberdeckung lässt sich ein wesentlicher Anteil des Innenwasserdruckes an das Gebirge abgeben. Dies erlaubt auch, die Wanddicken der Stahlpanzerung in vernünftigen Grenzen zu halten, was sich erleichternd auf die Schweissbarkeit von hochfesten Stählen auswirkt. Sind als Folge eines Panzerungsbruchs katastrophale Schäden zu erwarten, muss die Felsüberdeckung so gross gewählt werden, dass ein hydraulischer Gebirgsbruch gerade noch verhindert wird.

Eine grosse Felsüberdeckung bedeutet allerdings, dass bei der Entleerung des Druckschachtes die Stahlpanzerung einem hohen Aussenwasserdruck ausgesetzt werden kann. Falls die Stabilität der Panzerung bei Aussenwasserdruck durch eine ausreichende Blechdicke oder Aussteifungen oder Verankerung gewährleistet wird, können sich die Stahlgewichte und Baukosten gegenüber den Innenwasserdruck-Anforderungen erheblich erhöhen. Eine sehr wirtschaftliche und erprobte Alternative ist die Beulsicherung der Panzerung gegen Aussenwasserdruck mit Einwegentlastungsventilen.

Das Auffahren von Triebwassersystemen mit Tunnelbohrmaschinen gibt bei guten Verhältnissen hydraulisch glatte Oberflächen. Bei Druckstollen mit Drücken bis zu 400 m, genügender Felsüberdeckung und guten Felsverhältnissen, welche nur lokale Ausbruchsicherungen benötigen, kann gänzlich auf eine Betonauskleidung verzichtet werden. Die Sohle sollte allerdings mit einem vorgefabrizierten Tübbing geschützt werden, welcher die Schutterung und Entwässerung während des Baus sowie die Begehbarkeit im Betrieb erleichtert.

Literatur/References

- [1] Amstutz E. (1969). Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen. Schweizerische Bauzeitung, 87(28): 3–11
- [2] Amstutz E. (1970). Buckling of pressure-shaft and tunnel linings. Water Power & Dam Construction, 22(11): 391–399
- [3] Bouvard, M. (1975). Les fuites des galeries en charge en terrain sec. Rôle du revêtement, des injections, du terrain, La Houille Blanche, No. 4, pp. 255–265
- [4] C.E.C.T. (1980): Recommendations for the design, manufacture and erection of steel penstocks of welded construction for hydro electric installations.
- [5] Hachem F.E., Schleiss A. J. (2009). The design of steel-lined pressure tunnels and shafts. Hydropower & Dams 16(3): 142–151

1. limiting the steel stresses in the reinforcement
2. limiting the crack widths in the concrete lining
3. limiting the water losses

These criteria are closely associated with one another. The permissible steel stress can often not be exploited, as criterion 2 or 3 is determining. In such cases, the minimal reinforcement content can be chosen which, however, must at least correspond with the tensile strength of the concrete cross-section. Given concrete thicknesses from 30 cm, a twin-layer reinforcement is recommended (Fig. 10). The concrete covering for the inner reinforcement should amount to at least 7.5 cm; the outer reinforcement should be located at a distance of 10 cm from the rock surface.

The crack widths must normally be limited to less than 0.3 mm. This permits the prevention of washing out and erosion of joint fillings due to seepage flows in the vicinity of the tunnel. The reach of the seepage flow can be substantially restricted if the crack widths amount to less than 0.2 mm. Should the crack widths be restricted to less than 0.1 mm, it can be assumed that the lining will seal itself in the course of time through colmatation of the cracks with fine sediments.

When pressure tunnels and shafts are being emptied, concrete linings are affected by external water pressure. Its effectively acting amount is greatly influenced by the relationship of the lining to the rock permeability. The frequently applied assumption that the lining is completely tight and in turn that the external pressure is completely effective – that is, corresponding to the groundwater level height – leads to extremely conservative dimensioning of the lining thickness. Even very slight lining permeabilities reduce the effectively acting external water pressure substantially, as the design method according to Schleiss indicates [16]. Thanks to consolidation grouting, the effective external water pressure can be reduced even further in permeable rock. Loosened zones with increased permeability in the vicinity of the tunnel on the other hand may produce a higher water pressure on the lining. In such cases it is especially important to seal the loosening zone by means of grouting.

6 Problem of first filling of waterway systems

Filling waterway systems for the first time is usually assessed as the most critical load case. As the groundwater level during the excavation work is lowered around the cavities, extremely high pressure gradients may occur from the concrete-lined pressure shafts and pressure tunnels during the first filling, which can far exceed those during normal operation. As these gradients were determining for dimensioning, the seepage flow gradients must be lower all the time when initial filling takes place. In order to avoid damage or even failure (uncontrolled cracking) of the concrete lining, the following criteria must be observed [14]:

- [6] Jacobsen S. (1990). Recommendations on the design of steel linings for penstocks. *Water Power & Dam Construction*, 42 (4): 44–47
- [7] Johannesson P, Schleiss A, Korbin G. (1988) Calaveras project high head pressure tunnel. *Water Power & Dam Construction* 40 (11): 43–48
- [8] Schleiss A. (1986). Neuzeitliche Ausbildung von Druckstollen. *wasser, energie, luft*, 78 (1/2): 17–24
- [9] Schleiss A. (1986). Design of previous pressure tunnels. *Water Power & Dam Construction*, 38(5): 21–26
- [10] Schleiss, A. (1987). Einfluss der Sickerströmung in Betonauskleidung und Fels auf die Bemessung von durchlässigen Druckstollen. *Österreichische Wasserwirtschaft*, 39 (1/2): 39–50
- [11] Schleiss A. (1988). Bemessungskriterien für betonverkleidete und unverkleidete Druckstollen. *Wasserwirtschaft*, 78 (3): 118–122
- [12] Schleiss, A. (1988). Design criteria applied for the lower pressure tunnel of the North Fork Stanislaus River Hydroelectric Project in California. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 21, 161–181
- [13] Schleiss, A. (1989). Analyse der Gebirgstragfähigkeit bei der Bemessung des Hochdruckstollen Collierville in Kalifornien. 38. Salzburger Kolloquium für Geomechanik, 73–80
- [14] Schleiss A. & P. Johannesson (1991): Erstfüllung von durchlässigen Druckstollen und Druckschächten. Proc. 7. Int. Kongress über Felsmechanik, Aachen, pp. 1345–1350
- [15] Schleiss A. (1992): Erforderliche Felsüberdeckung bei Druckstollen und Druckschächten. *wasser, energie, luft*, 84 (11/12), 321–324.
- [16] Schleiss A. (1997). Bemessung von Betonauskleidungen von Druckstollen und Druckschächten unter Aussenwasserdruck. *wasser, energie, luft*, 89 (7/8): 171–175
- [17] Schleiss A. (1997). Design of reinforced concrete linings of pressure tunnels and shafts. *Hydropower & Dams*. 4 3): 88–94
- [18] Schleiss A. (1997). Stollen und Schächte. *Schweizer Ingenieur und Architekt SI+A*, Nr. 51/52.
- [19] Schleiss, A. (2002). Berücksichtigung des Restrisikos bei der Konzeption und Bemessung von hochbeanspruchten Druckschächten. Int. Symposium Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), VAW-Mitteilung 175, 385–394
- [20] Schleiss A. (2007). Bemessung von Entlastungsventilen zur Beulsicherung von Druckschachtpanzerungen gegen Aussenwasserdruck. *Wasserwirtschaft*, 97 (1/2): 26–31
- [21] Schleiss, A. J. & Manso P. (2012). Design of pressure relief valves for protection of steel-lined pressure shafts and tunnels against buckling during emptying. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45 (1): 11–20
- [22] Seeber G., Danzl K. (1988). Zur Bemessung von Druckschachtpanzerungen auf Innendruckbelastung. *ÖIAZ*, 133 (4): 259–266

1. filling speed resp. increase in pressure
2. number and size of the pressure steps
3. duration of the saturation pause between the individual pressure stages

A detailed description of these criteria with the limit values can be found in Schleiss [14].

7 Conclusions and tendencies

Deep-lying alignments for new waterway systems are of the utmost importance for economic and safety technical reasons for highly-stressed pressure tunnels and pressure shafts such as the ones that occur at the extension of storage hydropower plants in Switzerland by pumped-storage plants and by enhancing the installed capacity of existing ones. Thanks to the development of the raise-boring method, nowadays vertical shafts of up to 800 m can be executed in a single stage. As a result, the outcome is an optimal alignment regarding rock overburden, for which there is no need to line the shaft with steel given good rock condition so that a simple concrete lining can be applied. This is of enormous significance for the project's economy in view of ever spiralling steel prices.

Even given classical inclined shafts, the vertical alignment resp. the rock overburden is of decisive importance for the residual risk. With sufficient rock overburden, a substantial portion of the internal water pressure can be transferred to the rock. This also permits the steel lining's wall thicknesses to be kept within reasonable limits, which facilitates the welding of high-strength steels. Should catastrophic damage be expected as the result of the steel lining failure, the rock overburden must be chosen high enough so that large-scale hydraulic jacking can still be prevented.

However, a major rock overburden signifies that the steel lining can be subjected to high external water pressure when the pressure shaft is emptied. If the stability of the lining in the case of external water pressure is assured by a sufficient plate thickness or stiffeners or anchorage, the steel weights and construction costs can rise considerably as compared with the requirements on the internal water pressure. An extremely economic, tried-and-tested alternative entails securing the steel lining against buckling through external water pressure with one-way relief check valves.

Driving waterway systems with tunnel boring machines provides hydraulically smooth surfaces in the case of good conditions. In the case of pressure tunnels with pressures of up to 400 m there is no need at all for a concrete lining given sufficient rock overburden and good rock conditions, which only require localised excavation supports. The invert must, however, be secured by a precast segment which facilitates mucking and drainage during construction, quite apart from accessibility during operation.

Francesco Amberg, Dipl. Bauing. ETH, Lombardi AG, Minusio/CH

Grosse Kavernen

Felsmechanische Aspekte bei der Projektierung

Jede Kaverne stellt ein Einzelobjekt dar, welches speziell optimiert werden kann und welches erlaubt, je nach Fall, Sonderlösungen zu berücksichtigen. Bei zunehmenden Hohlraumabmessungen werden die Probleme bezüglich Felssicherung anspruchsvoller. Die Machbarkeit grosser Querschnitte hängt hierbei jedoch primär von den Felseigenschaften und nur untergeordnet von der Ausdehnung des Ausbruches ab.

Large Caverns

Rock-mechanical aspects during the design stage

Each cavern presents a distinct object which can be individually optimised and which, depending on the case, permits special solutions to be considered. With increasing cavern dimensions, problems related to rock support become more demanding. The feasibility of large cross-sections depends primarily on the rock properties and only to a lesser degree on the extent of the excavation.

1 Einleitung

Kavernen treten im Rahmen eines breiten Spektrums von Anwendungen auf: in Minen, für den Bevölkerungsschutz, in Zusammenhang mit Wasserkraftanlagen, bei Tunneln als Verzweigungsbauwerke oder Lüftungszentralen, für Parkgaragen, als Lagerhallen für Öl und Gas, für Sport und Freizeit, für Forschungen usw. Gegenüber Tunneln unterscheiden sie sich in einer grösseren Spannweite, einer begrenzten Länge sowie einer spezifischen und lokalen Anpassung der Baumethoden.

Die Kavernen wurden insbesondere mit der Entwicklung der Wasserkraft nach dem 2. Weltkrieg gebaut. Die derzeitige laufende Reduktion der Baukosten und die zunehmenden Anforderungen in allen Bereichen bewirkten, dass neue grössere und tiefliegende Kavernen erstellt werden. Die Probleme werden damit anspruchsvoller, auch weil durch die Reduktion der Baukosten schlechtere Felsbedingungen einfacher betrachtet werden.

Im Rahmen dieser Entwicklung möchte der vorliegende Beitrag grundlegende Überlegungen bezüglich des felsmechanischen Verhaltens eines Hohlraums darlegen und spezifische Aspekte, einzelne Sonderverfahren und Optimierungsmöglichkeiten, welche bei der Planung von Kavernen berücksichtigt werden können, beleuchten.

2 Felsmechanische Grundlagen

2.1 Verformungen und echter Gebirgsdruck

Die durch den Aushub eines Hohlraumes im Gebirge hervorgerufenen Verformungen können anhand analytischer Formeln

1 Introduction

Caverns are built in a wide range of applications: in mines, for civil protection, in the context of hydropower plants, in tunnels as branching structures or ventilation plants, for parking facilities, as storage depots for oil and gas, for sport and leisure, for research, etc. Compared to tunnels, they distinguish themselves by a larger span width, a limited length as well as a specific and localised adaptation of the construction methods.

In particular, caverns were constructed in the framework of hydropower development after World War 2. The currently continual reduction of construction costs and the increasing demands in all sectors call for construction of new large and deeper-seated caverns. Consequently, the associated problems become more complex, not least because, due to the permanent reduction in costs, poorer rock conditions are often tackled in a simplified way.

Within this development, the present report aims to provide basic considerations related to the rock-mechanical behaviour of a cavern as well as specific aspects, individual special procedures and optimisation possibilities which might be taken into account when planning caverns.

2 Rock-mechanical principles

2.1 Deformations and ground pressure

The deformations caused by excavating a cavity in rock can be determined using analytical formulae as well as numerical computations. At this point, such standard analytical

Grandes cavernes

Le rôle de la mécanique des roches dans le projet

Chaque caverne est un cas particulier qui peut être optimisé et qui permet de tenir compte de solutions spéciales en fonction du cas. Lorsque les dimensions de la cavité augmentent, il devient plus difficile de sécuriser la roche. Cependant, la faisabilité de grandes sections dépend en premier lieu des caractéristiques du rocher et secondairement de l'étendue de l'excavation.

Grandi caverne

Aspetti di meccanica delle rocce nella progettazione

Ogni caverna rappresenta un singolo oggetto che può essere ottimizzato e che, a seconda dei casi, permette di prendere in considerazione soluzioni speciali. Con l'aumentare delle dimensioni di queste cavità i problemi riguardanti la messa in sicurezza dello scavo diventano maggiori. Tuttavia la fattibilità di grandi sezioni dipende in primo luogo dalle caratteristiche della roccia e solo secondariamente dalle dimensioni della cavità.

sowie numerischer Berechnungen ermittelt werden. An dieser Stelle soll nicht ins Detail dieser üblichen Rechenmethoden gegangen werden, jedoch zeigen die ermittelten Resultate, dass

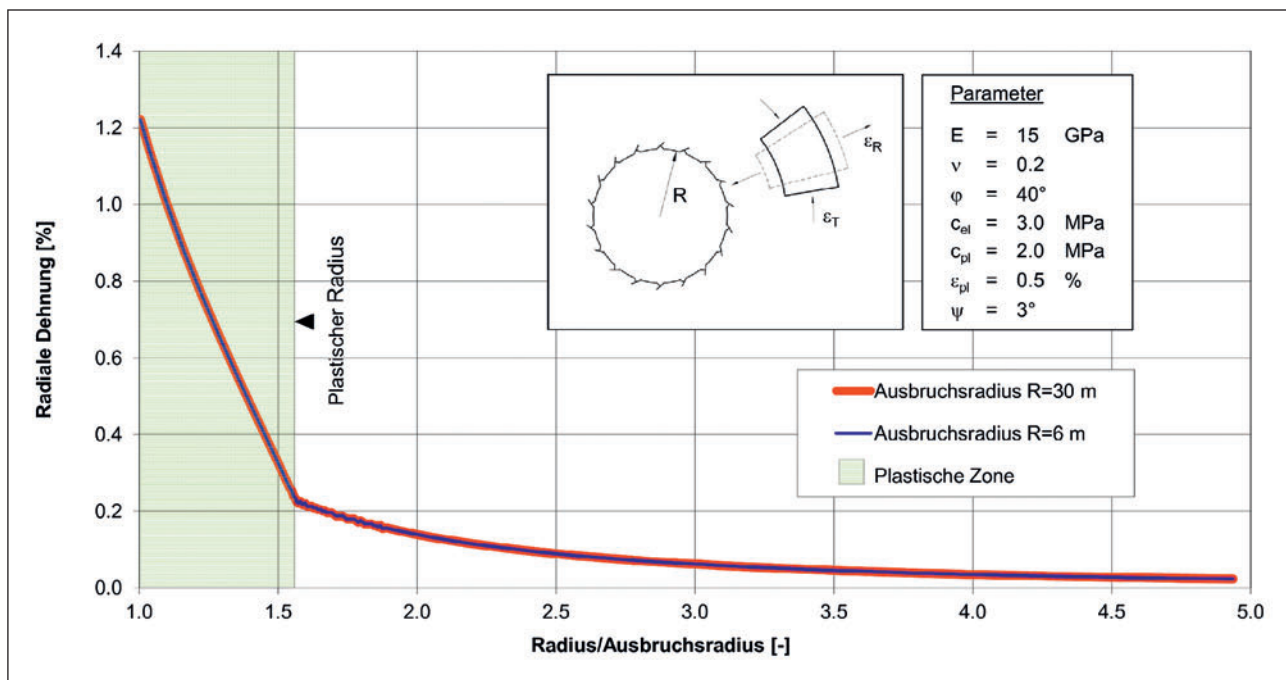
- die Dehnungen und Verzerrungen im Gebirge unabhängig von den Hohlraumabmessungen sind
- die Ausdehnung der plastischen Zone, d. h. der Bereich, wo die elastische Festigkeit überschritten ist, proportional zur Abmessung des Hohlraumes ist und
- die radialen Verschiebungen proportional zur Abmessung des Hohlraumes sind

Die Dehnungen und Verzerrungen im Gebirge hängen somit nur vom initialen Spannungszustand und von den Eigenschaften (Verformbarkeit und Festigkeit) des Gebirges ab (Bild 1). Diese Tatsache ist für die Beurteilung des Verhaltens

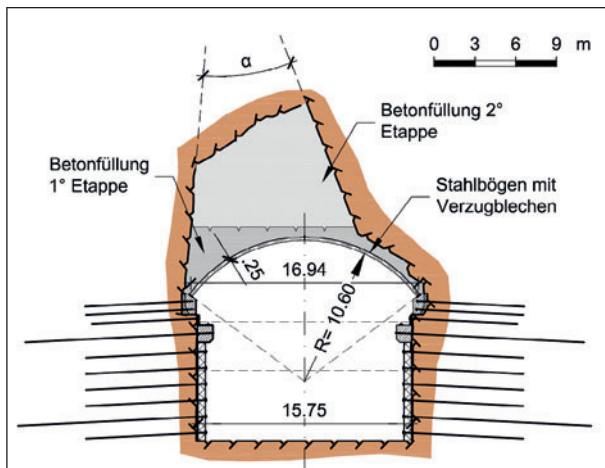
methods are not discussed in detail, but a brief synopsis of the derived results is given, indicating that

- the elongations and distortions of the rock are independent of the cavity dimensions
- the extent of the plastic zone, i.e. the area where the elastic strength is exceeded, is proportional to the dimensions of the cavity and
- the radial displacements are proportional to the cavity dimension.

Thus, the elongations and distortions in the rock depend only on the initial stress state and on the properties (deformability and strength) of the rock (Fig. 1). This fact is of particular importance when assessing the behaviour of a large cavern: during the excavation of a large cavern the rock is



1 Dehnungen und Stauchungen im Gebirge infolge Aushub Hohlraum
Elongations and compressions in the rock after cavity is excavated



2 Kollaps bei der Kaverne von Ponte de Pedra
Collapse in the Ponte de Pedra Cavern

einer grossen Kaverne von besonderer Bedeutung: Der Fels wird beim Aushub einer grossen Kaverne so verformt und belastet wie beim Aushub eines üblichen Tunnels.

Bei einer Kaverne sind somit keine neuen Phänomene zu erwarten, welche nicht auch in einem Tunnel vorkommen: Ein Anker wird durch die Verformungen im Gebirge gleich gedehnt und ein Betongewölbe gleich gestaucht. Wenn die Sicherungsmittel genügend duktil und belastbar sind, so ist ein gutes Verhalten sowohl bei einem grossen als auch bei einem kleineren Querschnitt zu erwarten.

Der einzige Unterschied zwischen einer grossen Kaverne und einem Tunnel ist die Ausbreitung der Zone, welche den Einfluss der Spannungsumlagerung stärker erfährt. Wie erwähnt sind die Ausdehnung der plastischen Zone und die Verschiebungen am Ausbruchrand entsprechend grösser. Falls in einem Tunnel mit 6 m Durchmesser Konvergenzen bis 10 cm auftreten, so sind z.B. bei einer Kaverne mit 30 m Spannweite und 50 m Höhe Konvergenzen zwischen 50 und 80 cm zu erwarten.

2.2 Stabilitätsprobleme und Auflockerungsdruck

Die Stabilität von Blöcken in der Kalotte oder an den Paramenten hängt von den Diskontinuitätseigenschaften im Gebirge ab. Raue und geschlossene Klüfte sind für die Stabilität günstiger, während glatte und gefüllte Diskontinuitäten auch wesentliche Niederbrüche verursachen können. Die potenzielle Tiefe des Überprofils gegenüber den Hohlraumabmessungen hängt primär von der Reibung der Klüfte ab. Selbstverständlich spielt bei einem Niederbruch auch die ungünstige Raumstellung der Klüfte eine Rolle, deren mögliche Kombinationen und Variationen entlang eines Untertagebauwerks jedoch vielseitig sein können. Der Kollaps bei Ponte de Pedra zeigt, dass grössere Bruchkörper möglich sind (Bild 2). Der kleine Schnittwinkel α zwischen den beiden seitlichen Gleitflächen ist als Zeichen einer geringen Reibung zu beurteilen.

deformed and loaded in similar fashion to excavating a conventional tunnel.

For a cavern there are consequently no new phenomena to be considered compared to a tunnel: due to the deformations within the rock, an anchor will be expanded in the same way and a concrete vault will be equally compressed. In case the support measures are sufficiently ductile and loadable, a satisfying behaviour can be expected both for large as well as small cross-sections.

The only difference between a large cavern and a tunnel is the extent of the zone, which is more affected by stress redistribution. As mentioned, the expansion of the plastic zone and the displacements at the excavation boundary are correspondingly larger. In case of convergences of up to 10 cm within a 6 m diameter tunnel, for example, the convergences expected for a cavern of 30 m span and a height of 50 m are between 50 and 80 cm.

2.2 Stability problems and gravitational phenomena

The block stability within the crown and at the walls depends on the discontinuity properties of the rock. Rough and closed joints are more favourable for the stability, whereas smooth and filled discontinuities might cause essential collapses. The potential depth of the overbreak with respect to the cavity dimensions depends mainly on the joint friction. Of course, also an unfavourable joint orientation, which might show many combinations and variations along the underground structure, does significantly influence the gravitational instability potential. The collapse that took place at Ponte de Pedra shows the possible occurrence of larger unstable blocks (Fig. 2). Hereby, the small intersecting angle α between the 2 lateral sliding planes is to be assessed as an indication of a low friction.

Generally, the dimensions of possible unstable blocks can be determined directly from the cavity dimension. The joint persistence, however, should be considered with care as a limiting criterion, in as much as an instable block can be defined by a number of joints from the same family. Furthermore, for large caverns the rock is comparatively more fractured than for a small cross-section. Consequently, the prerequisites for the stability of potential instable blocks in a cavern are expected to be less favourable compared to a tunnel.

On this account, it has to be assumed that for a certain rock the depth of possible collapses tends to be proportional to the excavation radius; just as the resulting loosening pressure.

Finally, the required support measures are proportional to the excavation radius squared:

- the anchors should not only be stronger or more closely spaced but also longer
- due to the greater potential for gravitational instabilities as well as the larger curvature radius, an eventual lining must be reinforced

Generell können die Abmessungen möglicher Bruchkörper direkt aus den Hohlraumabmessungen bestimmt werden. Die Persistenz der Klüfte sollte mit Vorsicht als begrenzendes Kriterium betrachtet werden, da ein Bruchkörper auch aus mehreren Klüften der gleichen Familie entstehen kann. Zusätzlich ist für eine grosse Kaverne das Gebirge verhältnismässig stärker geklüftet als bei einem kleinen Querschnitt. Es sind somit keine günstigeren Voraussetzungen für die Stabilität von potenziellen Bruchkörpern bei einer Kaverne gegenüber einem Tunnel zu erwarten.

In einem bestimmten Gebirge muss man somit davon ausgehen, dass die Tiefe möglicher Niederbrüche tendenziell proportional zum Ausbruchradius ist; ebenso wie der daraus resultierende Auflockerungsdruck. Schlussendlich sind die erforderlichen Sicherungsmittel proportional zum Ausbruchradius im Quadrat:

- die Anker müssen nicht nur stärker oder dichter, sondern auch länger sein
- die eventuelle Auskleidung muss wegen der grösseren Auflockerungsdrücke sowie des grösseren Krümmungsradius des Bogens verstärkt werden

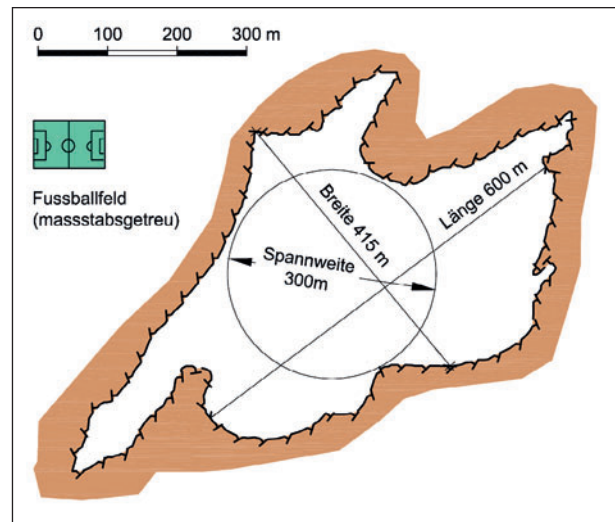
Wenn man betrachtet, dass die Stabilität der Blöcke auch durch die Kohäsion beeinflusst wird, so sind zusätzliche Phänomene zu beobachten. Eine gewisse Kohäsion kann für die Stabilität der Kalotte eines Tunnels hinreichend sein, könnte aber für diejenige einer grossen Kaverne ungenügend sein.

Die Tatsache, dass die erforderliche Felssicherung proportional zum Ausbruchradius im Quadrat ist, bewirkt, dass theoretisch 2 Hohlräume gesamthaft weniger Sicherungsmittel benötigen als nur ein Hohlraum mit dem gleichen Gesamtquerschnitt. Für Wasserkraftanlagen kann diese Tatsache bei der Entscheidung zwischen getrennter Trafokaverne oder Trafos in der Maschinenkaverne berücksichtigt werden; dazu müssen aber auch die Verbindungsstollen sowie andere Aspekte gesamthaft betrachtet werden, um die optimale Lösung vorzuschlagen.

2.3 Machbarkeit von grossen Querschnitten

In der theoretischen Einführung wurde erwähnt, dass das Gebirge bei einer grossen Kaverne gleich verformt und belastet wird wie bei einem üblichen Tunnel und dass bei grossen Querschnitten lediglich grössere zu stabilisierende Blöcke zu erwarten sind. Durch dieses Verhalten wird die Machbarkeit einer grossen Kaverne nicht infrage gestellt. Es sind lediglich aufwendigere Sicherungsarbeiten für die Stabilisierung der grösseren Blöcke vorzusehen. Es stellt sich die Frage: Wo liegt dann die Grenze für einen Hohlraum im Untertagebau?

Natürlich entstandene Karsthöhlen können riesige Dimensionen haben. In Sarawak (Malaysia) erreicht die Höhle Lubang Nasib Bagus eine Spannweite von über 300 m (Bild 3). La Verna, in den französischen Pyrenäen, erreicht eine Spannweite von rund 250 m.



3 Grundriss der grössten Höhle der Welt: Lubang Nasib Bagus in Sarawak (Malaysia)
General layout of the world's biggest cavern: Lubang Nasib Bagus in Sarawak (Malaysia)

Taking into account that the block stability is also influenced by cohesion, additional phenomena might be observed. A certain amount of cohesion might be sufficient for the crown stability of a tunnel, but might be insufficient for the stability of a large cavern.

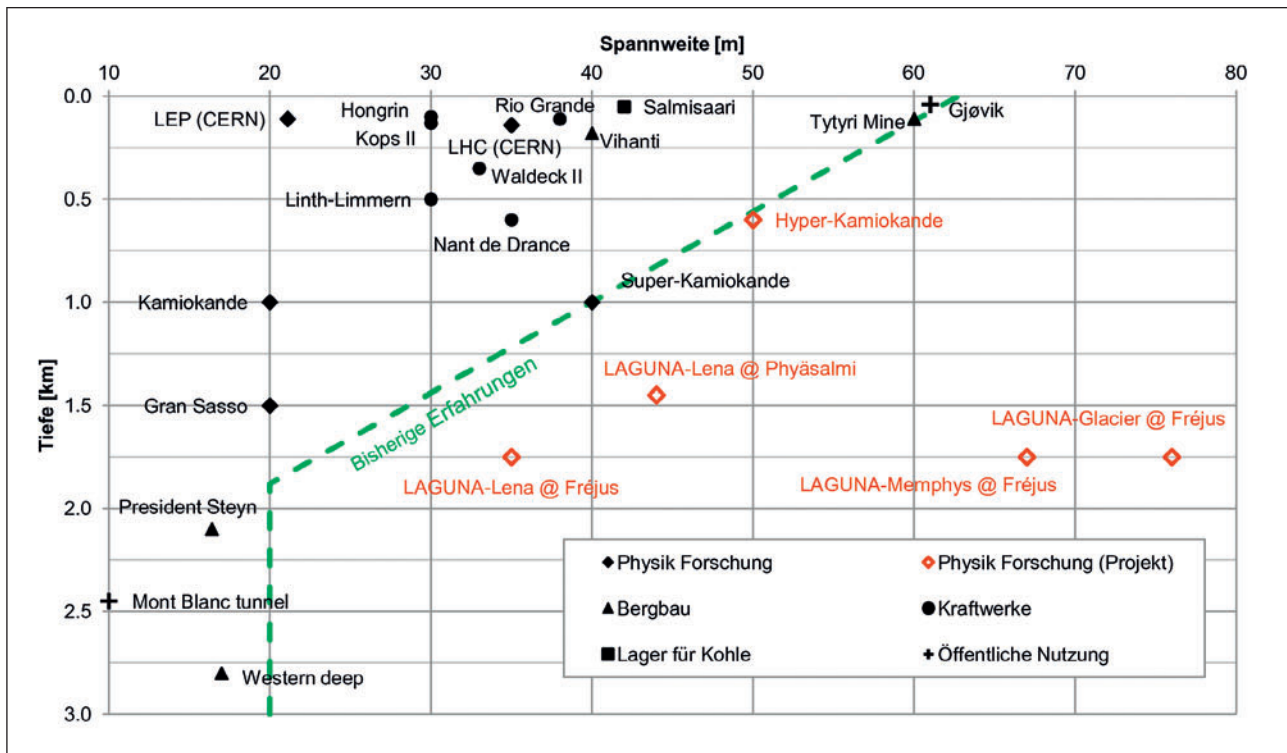
The fact that the necessary rock support is proportional to the radius squared implies that, theoretically, 2 caverns require fewer support measures than a single cavern, assuming the same total cross-section. For hydropower plants this fact might be taken into consideration when deciding whether separated transformer caverns or transformers located within the machine cavern are to be realised; in order to come up with the optimal solution for this, also the connecting tunnels as well as further aspects have to be considered.

2.3 Feasibility of large cross-sections

During the theoretical introduction it was mentioned that the rock of a large cavern is similarly deformed and exposed to loads as for an ordinary tunnel and that only larger blocks to be stabilised are to be expected in the case of large cross-sections. With this behaviour, the feasibility of a large cavity is not disputable. Simply more sophisticated support measures have to be envisaged in order to stabilise larger blocks. The question arises: where is the limitation for a cavern in underground engineering?

Naturally developed karst holes might reach enormous dimensions. In Sarawak (Malaysia), the Lubang Nasib Bagus Cave has a span of more than 300 m (Fig. 3). The span of the La Verna Cave in the French Pyrenees is around 250 m.

Manmade caverns are characterised by smaller dimensions, however the largest ones still have span widths of around 60 m, such as the Tytyry Mine in Finland. Such mines are



4 Weite und Überdeckung verschiedener Kavernen
Width and overburden of various caverns

Die von Menschen erstellten Kavernen haben kleinere Abmessungen, aber die grössten erreichen dennoch Spannweiten von rund 60 m, wie die Tytyri Mine in Finnland. Diese Minen sind für die Öffentlichkeit nicht zugänglich.

Die grösste öffentlich zugängliche Kaverne ist diejenige von Gjøvik Ice Rink Cavern in Norwegen, welche 1994 für die olympischen Winterspiele gebaut wurde. Diese Kaverne ist 62 m breit, 25 m hoch und 91 m lang. Die Ausbruchssicherung besteht praktisch aus 6 m langen Ankern und 10 cm Spritzbeton [1]. Diese bescheidene Sicherung ist primär auf die hohen natürlichen Horizontalspannungen zurückzuführen, welche es ermöglichen (trotz der sehr geringen Überdeckung von 25 bis 55 m), eine ausreichende Bogenwirkung über der Kalotte zu aktivieren. Im Fall der Gjøvik-Kaverne sind sehr günstige Voraussetzungen vorhanden, welche dieses Sonderbauwerk ermöglicht haben. Beim Ausbruch oberflächennaher Kavernen sind die hohen Horizontalspannungen in manchen Fällen für Hebungen an der Oberfläche verantwortlich, während normalerweise Setzungen zu erwarten sind.

Bild 4 zeigt die Spannweite in Funktion der Überdeckung für eine Anzahl ausgewählter Kavernen. Wie aus Bild 4 zu entnehmen ist, kann bei den bestehenden Kavernen eine Grenze festgelegt werden. Eine deutliche Überschreitung dieser Grenze ist im Rahmen des Europäischen Projektes LAGUNA vorgesehen (Large Apparatus for Grand Unification and Neutrino Astrophysics), welches sich derzeit in der Studiephase befindet. Das Forschungsprojekt sieht vor,

not publicly accessible. The biggest cavern accessible to the public is the Gjøvik Ice Rink Cavern in Norway, built for the Olympic Winter Games in 1994. This cavern is 63 m wide, 25 high and 91 long. The excavation support measures comprise 6 m long anchors and 10 cm shotcrete [1]. This rather modest support is primarily attributed to the high natural horizontal stresses, which allow to activate sufficient arching effect above the crown (despite the extremely little overburden of 25 to 55 m). In case of the Gjøvik Cavern, the preconditions are extremely favourable, which made the construction of such a special structure possible. When excavating near-surface caverns, the high horizontal stresses might in some cases lead to surface heaves, while normally settlements are to be expected.

Figure 4 shows the span width as a function of the overburden for a number of selected caverns. As can be learned from this figure, for the existing caverns a limit can be drawn. In case of the European LAGUNA project (Large Apparatus for Grand Unification and Neutrino Astrophysics), which is currently in the study phase, this limit will be considerably exceeded. The research project is intended to create giant underground tanks (detectors), which will be used to conduct physical tests on neutrinos protected by the overburden. A potential site for such a laboratory was found along the Fréjus Road Tunnel between France and Italy. Depending on the detector type, various cavern shapes are proposed (Fig. 5). The greatest span width is 76 m for the "Glacier" detector, while 3 detectors of each 67 m in diameter are intended for "Memphys".

riesige Tanks (Detektor) unterirdisch zu erstellen, welche durch die Überdeckung geschützt zur Durchführung physikalischer Untersuchungen von Neutrinos genutzt werden sollen. Ein potenzieller Ort für ein solches Labor befindet sich entlang des Fréjus-Strassentunnels, zwischen Frankreich und Italien. Je nach Detektortyp sind verschiedene Kavernenformen vorgesehen (Bild 5). Die grösste Spannweite beträgt 76 m für den Detektor „Glacier“, während für „Memphys“ 3 Kavernen von je 67 m Durchmesser vorgesehen sind.

Die im Rahmen von LAGUNA bei Fréjus vorgesehenen Kavernen weisen vertikale, gerade Wände auf, wobei sie in horizontaler Richtung gekrümmt sind. Die Machbarkeit solcher riesiger Kavernen wird als realistisch betrachtet, obwohl das Fréjusmassiv lediglich durchschnittliche geologische Bedingungen im Falle einer sehr grossen Überdeckung aufweist. Die Machbarkeit bei Fréjus ist auch durch eine ausreichende Duktilität des Kalkschiefers gewährleistet, welche das Gefährdungsbild des Bergschlages ausschliesst und die Effekte einer allfälligen Anisotropie im initialen Spannungszustand beschränkt.

Somit werden neue Grenzen erreicht. In der Tat erlaubte dies auch schon die Gjøvik-Kaverne. Die Idee entstand bereits in den 1960er Jahren, wo man ebenfalls beweisen wollte, dass die Erstellung von Kavernen mit einer ausreichenden Grösse für Atomkraftwerke möglich ist [2]. Merkwürdigerweise ist festzustellen, dass weltweit, trotz aller Sicherheitsvorteile für die Bevölkerung, keine unterirdischen Atomkraftwerke zu finden sind. Die Erstellung von Wasserkraftwerken in Kavernen stellt heutzutage dahingegen eine übliche Lösung dar.

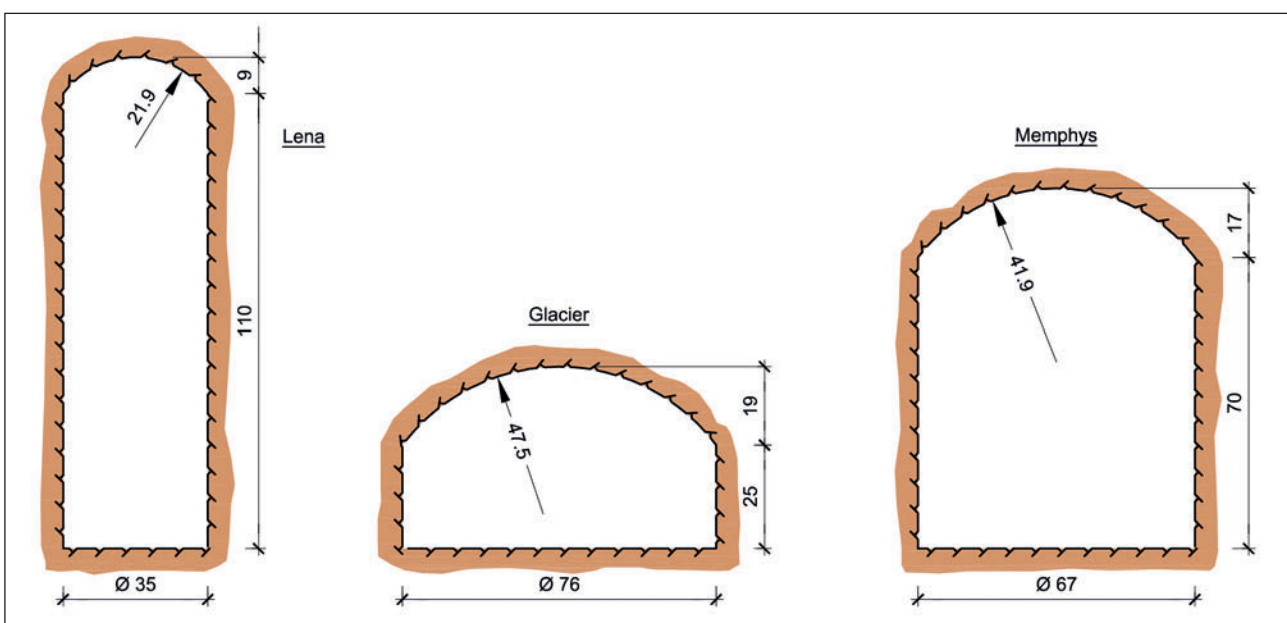
The caverns discussed within the framework of LAGUNA near Fréjus have vertical, straight walls whilst being curved in a horizontal direction. The feasibility of such giant caverns is considered as being realistic although the Fréjus massif only possesses average geological conditions in case of very large overburden. The feasibility of this project is also assured by sufficient ductility of the calcareous shale, which excludes a spalling hazard scenario and restricts the effects of a possible anisotropy in the initial stress state.

In this way, new limits were reached. In fact, also the Gjøvik Cavern already allowed for this. The idea emerged in the 1960s, when people wanted to demonstrate that it is possible to construct caverns of sufficient size to accommodate nuclear power plants [2]. Interestingly, despite all safety advantages for the population, throughout the world no underground nuclear power plants have been built. The construction of hydropower plants in caverns, on the other hand, represents nowadays a standard solution.

3 Comparing caverns and tunnels

There are numerous aspects which are applicable both for caverns and tunnels: they comprise the laws of rock mechanics, available support measures as well as excavation methods. However, there are various aspects which distinguish both structures from another.

Each cavern represents an individual object which can be specifically optimised. For caverns, specific geological explorations can be well planned, whereas for tunnels often incomplete and sporadic information has to be envisaged. The position and the orientation of a cavern can be chosen less restrictively than in the case of a tunnel. A homogeneous



5 Zylinderförmige Kavernen für LAGUNA in Fréjus (Physikforschungsanlage, Vorprojekt)
Cylindrical caverns for LAGUNA in Fréjus (Physics Research Facility, pre-project)

3 Vergleich zwischen Kavernen und Tunneln

Es gibt zahlreiche Aspekte, welche sowohl für Kavernen als auch für Tunnel gültig sind: Sie umfassen die Gesetze der Felsmechanik, die zur Verfügung stehenden Sicherungsmittel und die Abbaumethoden. Es gibt jedoch auch verschiedene Aspekte, welche beide Bauwerke unterscheiden.

Jede Kaverne stellt ein Einzelobjekt dar, welches speziell optimiert werden kann. Für die Kavernen können spezifische geologische Untersuchungen gut geplant werden, während man für einen Tunnel oft mit unvollständigen und punktuellen Informationen zu rechnen hat.

Die Lage und die Orientierung einer Kaverne kann mit einer grösseren Freiheit als für einen Tunnel gewählt werden. So ist z. B. eine gleichmässige Geologie vorzuziehen und grössere Störzonen sind zu vermeiden. Bei einem Tunnel hingegen kann die Durchquerung einer Störzone oft nicht umgangen werden, da die Trassierung vom Startpunkt zum Endpunkt ohnehin durchfahren werden muss. Die Orientierung und die Auslegung einer Kaverne kann in Funktion der lokalen Bedingungen gewählt werden. Zu berücksichtigen sind:

- die Orientierung der Trennflächen (Klüfte, Schieferung), um die Stabilität der höheren und breiteren Wände zu begünstigen (dafür kann die Kaverne gedreht oder so ausgelegt werden, dass die massgebenden Wände stabiler sind)
- die allfällige Orientierung des anfänglichen Spannungszustandes

Bild 6 zeigt die Kaverne Sarapullo der Wasserkraftanlage Toachi-Pilaton, bei der die Stabilitätsbedingungen des Felspfeilers zwischen den beiden Kavernen infolge des durch den Hang beeinflussten initialen Spannungszustandes gemindert werden. Es wurde daher eine andere Orientierung der Kaverne vorgeschlagen.

Es ist jedoch von grosser Bedeutung, dass im Laufe der Projektierung genügend Spielraum geschaffen wird, sodass immer die Möglichkeit besteht, die Kaverne in Funktion der gewonnenen geologischen Kenntnisse zu optimieren.

Die Gesetze der Felsmechanik sind für beide Bauwerke, also Kavernen und Tunnel, gleich. Bei Kavernen, insbesondere für Wasserkraftwerke, muss natürlich der Einfluss diverser Interaktionen mit erforderlichen Stollen und Nebenbauwerken betrachtet werden. Beim Bau des Kraftwerks Beles, Äthiopien, hat z. B. die Durchörterung der Verbindungsstollen zwischen Trafokaverne und Hauptkaverne diverse Risse in der Sicherung der Hauptkaverne verursacht [3].

Im Weiteren sind Unterschiede bei den Baumethoden zu erkennen. Ein grosser Querschnitt kann aus ausführungstechnischen Gründen nicht im Vollvortrieb aufgeföhren werden. Oft ist daher der erste Teilaushub als Erkundungs-

geology, for example, is thus to be preferred and major fault zones are to be avoided. For a tunnel, on the other hand, penetrating a fault zone is often inevitable as the route alignment from the starting point to the end must in any case be passed through. The orientation and layout of a cavern can be chosen as a function of the local conditions. Hereby the following have to be taken into account:

- the orientation of interfaces (cracks, schistosity) in order to favour the stability of the higher and wider walls (the cavern can be turned or laid out in such a way that the bearing walls are more stable)
- the possible orientation of the initial stress state

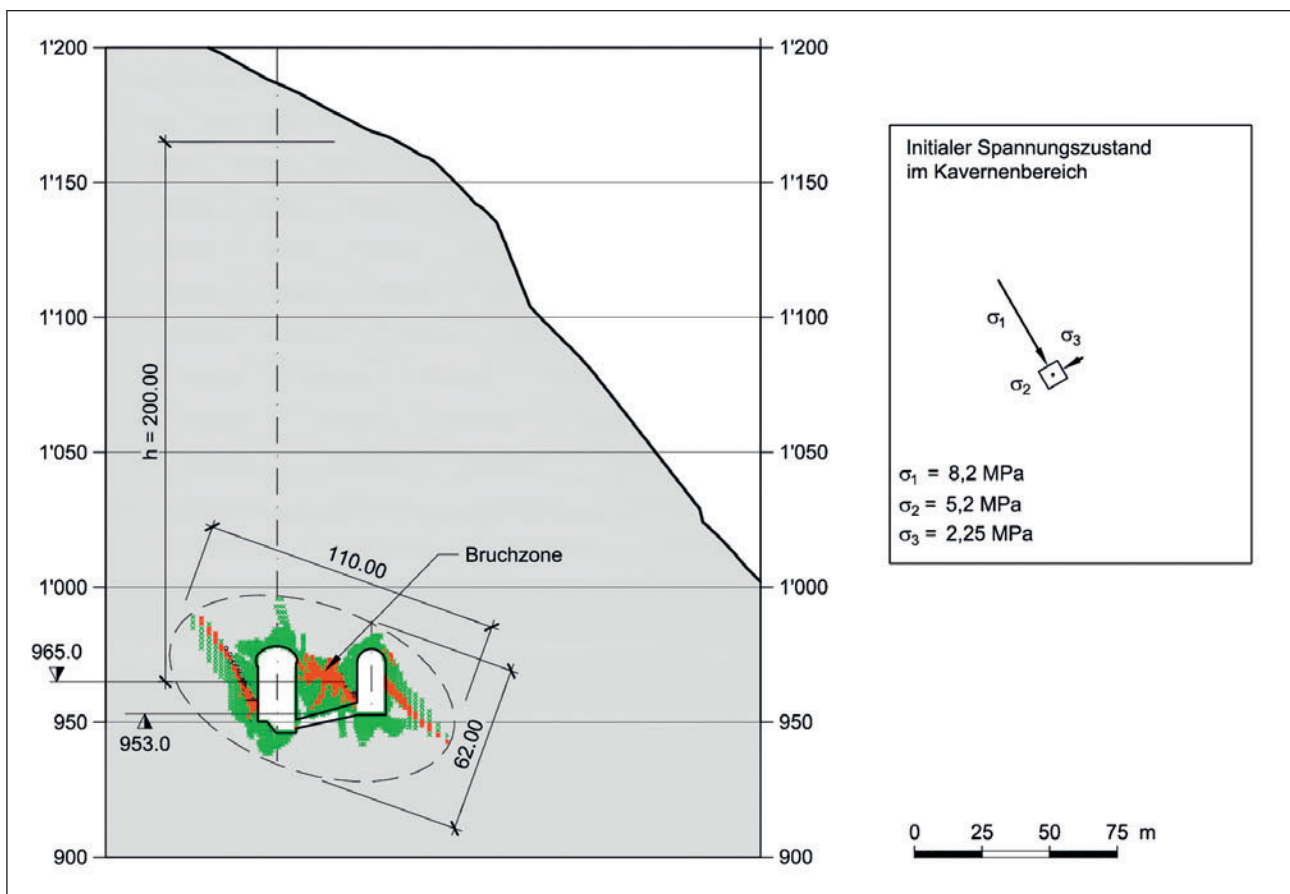
Figure 6 shows the Sarapullo Cavern of the Toachi-Pilaton hydropower plant, for which the stability conditions of the rock pillar between the 2 caverns are suffering as a result of the initial stress state which is influenced by the slope. Consequently, a different cavern orientation was proposed. However, it is of great importance to leave enough space during the project planning phase in order to allow always the optimisation of the cavern as a function of the geological knowledge gained.

The laws of rock mechanics for both structures, that is for caverns and tunnels, are the same. For caverns, especially within the framework of hydropower plants, the influence of various interactions between required adits and secondary buildings must also be taken into account. During the construction of the Beles power plant in Ethiopia, for example, the penetration of the cross tunnel between the transformer cavern and the main cavern caused various cracks within the support for the main cavern [3].

Furthermore, differences in the construction methods can be determined. Due to technical reasons, a large cross-section cannot be realised by full-face excavation. Therefore, often a first partial excavation, which serves as an exploratory adit that provides important data for a possible final adjustment of the cavern position, is planned.

A tunnel is a linear structure which allows the optimisation of construction methods as well as of support measures during the driving. For caverns, on the other hand, the length is not sufficient to allow for relevant optimisations. Furthermore, the partial excavations do not always provide sufficient data for a reliable stability assessment of the entire cavern.

Many other differences can be easily found. The above-mentioned aspects are certainly not intended to be exhaustive. The most essential differences are that each cavern presents an individual object which can be adjusted to specific geological conditions. A tunnel, on the other hand, is a long structure which often must inevitably pass underground through given geological conditions. The proper construction method for a tunnel is based on a compromise between the various conditions along the route.



6 Einfluss des initialen Spannungszustandes auf dem Bruch zwischen den beiden Kavernen
Influence of the initial stress state on the break between the 2 caverns

stollen vorgesehen, welcher nützliche Informationen für eine eventuelle letzte Anpassung der Kavernenlage liefern kann.

Ein Tunnel ist ein lineares Bauwerk, welches eine Optimierung der Baumethoden und der Sicherungsmassnahmen im Laufe des Vortriebes erlaubt. Bei den Kavernen fehlt hingegen die genügende Länge, um relevante Optimierungen zu erzielen. Zudem liefern die Teilausbrüche nicht immer genügende Informationen, um die Stabilitätsbedingungen der gesamten Kaverne zuverlässig zu beurteilen.

Weitere zahlreiche Unterschiede können problemlos gefunden werden. Die hier erwähnten Aspekte wollen und können nicht ausreichend sein. Die wichtigsten Unterschiede sind sicherlich, dass jede Kaverne ein Einzelobjekt darstellt, welches an die spezifischen geologischen Gegebenheiten angepasst werden kann. Ein Tunnel ist hingegen ein langes Bauwerk, welches oft unterirdisch die gegebenen geologischen Bedingungen unausweichlich durchqueren muss. Die geeignete Baumethode für einen Tunnel resultiert aus einem Kompromiss der verschiedenen Bedingungen entlang des Trassees.

4 Cross-section design

Figure 7 shows 3 typical cross-sections of power plant caverns. The cavern with vertical walls presents the most common and most applied section type: it is capable of incorporating the machine house in an optimal way, can be easily constructed and presents the ideal solution for numerous cases.

For deep-lying caverns, i.e. when the stress state compared to the rock resistance becomes relevant and bursting or plastic deformations occur, a more circular cross-section is often advantageous. The same applies for extremely large cross-sections.

For the hazard scenario of "loose to friable rock and gravitational phenomena", the cavern involving a crown, which continues downwards (Figure 7, right), presents a suitable solution.

A special example of the curvature is presented by the cavern proposed for LAGUNA in Finland [5]. In order to finally arrive at a cylindrical tank (detector), an elliptical cavern is designed (Fig. 8).

4 Querschnittsgestaltung

Bild 7 zeigt 3 typische Querschnitte von Kraftwerkskavernen. Die Kaverne mit Vertikalwänden entspricht der üblichsten und meist angewandten Form: sie kann das Maschinenhaus optimal einbeziehen, ist einfach zu erstellen und stellt für zahlreiche Fälle die ideale Lösung dar.

Für tiefliegende Kavernen, d.h. wenn der Spannungszustand gegenüber dem Felswiderstand relevant wird und bergschlagartige Abplatzungen oder plastische Verformungen auftreten, ist oft ein runderer Querschnitt von Vorteil. Dasselbe gilt für sehr grosse Querschnitte.

Beim Gefährdungsbild „nachbrüchiges Verhalten und Auflockerungsdruck“ stellt die Kaverne bestehend aus einer sich nach unten fortsetzenden Kalotte (Bild 7, rechts) eine geeignete Lösung dar.

Ein besonderes Beispiel der Ausrundung stellt die für die LAGUNA vorgeschlagene Kaverne in Finnland dar [5]. Um schlussendlich einen zylindrischen Tank (Detektor) zu errichten, ist ein elliptischer Hohlraum vorgesehen (Bild 8).

Wie Bild 8 zu entnehmen ist, wird durch diese besondere Form viel Totraum geschaffen. Die ausgerundete Form erlaubt jedoch, die Tangentialspannungen am Ausbruchrand unterhalb der für den Bergschlag geschätzten Grenzwerte zu halten. Die Kaverne weist im Plan eine elliptische Form auf, da in Finnland der natürliche Spannungszustand richtungsabhängig ist. Der Fels hat eine sehr hohe Druckfestigkeit, sodass das Gebirge trotz einer Überdeckung von 1200 m elastisch bleibt.

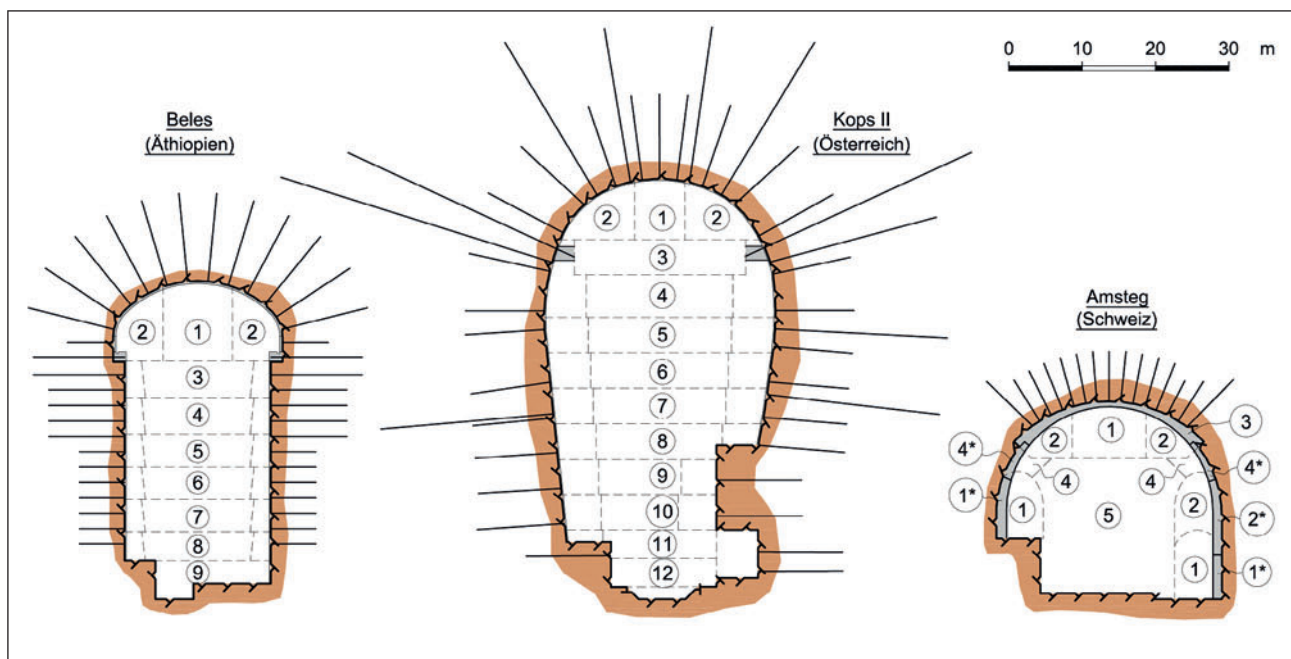
As appears from Fig. 8, this special shape will lead to a great volume of dead space. The curved shape, however, allows to keep the tangential stresses at the excavation boundary below the estimated threshold values for rock burst. In plan view, the cavern has an elliptical shape, since the natural stress state in Finland is direction dependent. The rock is characterised by a very high strength so that the rock remains elastic despite an overburden of 1200 m.

Of course, rounded caverns are not only proposed for special cases. Generally, rounding the vertical walls has a favourable effect on the rock mechanical behaviour of the cavern. Such a solution was applied for numerous powerhouses within the framework of hydropower plants (e.g. Waldeck II, Kops II, Linth-Limmern, Nant de Drance).

5 Excavation and support

Caverns with vertical walls and those with curved walls are typically excavated from the top to the bottom. Depending on the cavern dimension, the crown is divided into 2 to 3 partial excavations. Excavation, primary as well as permanent support are integrated seamlessly together. Within the crown the final lining, be it by means of shotcrete and anchors or involving a concrete vault, has to be immediately installed. Any further sinking by the excavation makes the subsequent accessibility to the crown more complicated. With excavation progress also the walls are progressively supported. Generally, gentle blasting assists in retaining the rock properties in favour of a lower risk of rock loosening.

In the central and lower part, the power house contributes to the permanent support, while in the upper zone, as in



7 Drei typische Querschnitte von Kraftwerkskavernen (Amsteg aus [4])
Three typical cross-sections of power plant caverns (Amsteg from [4])

Selbstverständlich werden ausgerundete Kavernen nicht nur für besondere Fälle vorgeschlagen. Im Allgemeinen ist eine Ausrundung der Vertikalwände für das felsmechanische Verhalten der Kaverne günstig. Eine solche Lösung wurde für zahlreiche Zentralen für Wasserkraftanlagen angewendet (z.B. Waldeck II, Kops II, Linth-Limmern, Nant de Drance).

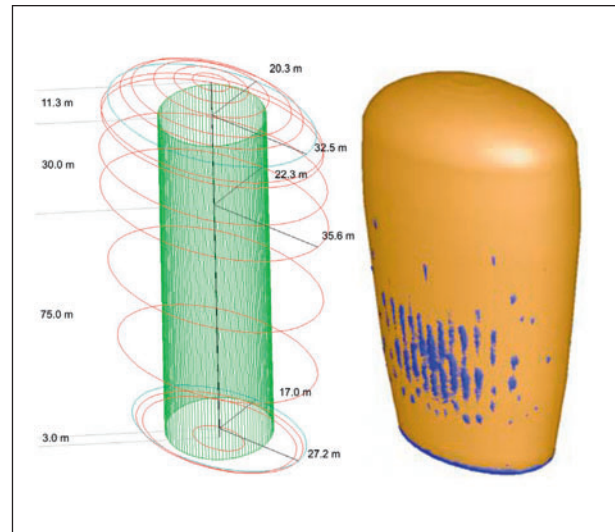
5 Ausbruch und Sicherung

Die Kavernen mit geraden Vertikalwänden oder diejenigen mit abgerundeten Wänden werden typischerweise von oben nach unten ausgehoben. Die Kalotte wird in 2 bis 3 Teilausbrüche unterteilt, je nach Kavernenabmessung. Ausbruch, Primärsicherung und Verkleidung greifen kontinuierlich ineinander. In der Kalotte soll die definitive Sicherung gleich eingebaut werden, sei es mit Spritzbeton und Anker oder mit einem Betongewölbe. Mit jeder weiteren Abteufung durch den Aushub wird die nachträgliche Zugänglichkeit in der Firste erschwert. Die Wände werden ebenfalls progressiv mit der Abteufung gesichert. Schonendes Sprengen trägt generell zur Erhaltung der Gebirgseigenschaften zugunsten einer geringeren Nachbrüchigkeit bei.

Im mittleren und unteren Bereich trägt das Maschinenhaus zur definitiven Sicherung bei, während im oberen Bereich, wie in der Kalotte, Spritzbeton mit Ankern oder Ortbetonwände zur Anwendung kommen können. Die Sicherungsmittel im oberen Bereich müssen unter Umständen auch die Auflagerkräfte des allfälligen Firstgewölbes aufnehmen können.

Eine Alternative stellt die sogenannte deutsche Bauweise dar, welche insbesondere für die Kavernen mit einer sich nach unten fortsetzenden Kalotte zur Anwendung kommt (z.B. Amsteg, Bild 7). Die Methode sieht vor, bei jedem Teilausbruch entlang der Kalotte gleich das definitive Gewölbe einzubauen. Typischerweise wird mit 2 Ulmenstollen und einem Firststollen angefangen. Die Ulmenstollen werden dann progressiv ausgehoben, während der Firststollen ausgeweitet wird. Nach jeder Ausbruchtappe wird ein Teil des Betongewölbes erstellt, bis der Ringschluss gewährleistet ist. Nach Erstellung des Gewölbes kann der Kern der Kaverne leicht und in voller Sicherheit abgeteuft werden. Die Methode scheint bei potenziellen Konvergenzen weniger geeignet zu sein, da die definitive Sicherung sehr früh eingebaut wird. In Abwesenheit von relevanten Konvergenzen stellt diese Methode jedoch immer eine anerkannte Alternative dar, insbesondere bei nachbrüchigem Gebirge. Weiter erlaubt sie, die provisorische Sicherung zu minimieren und gleichzeitig eine solide und dauerhafte Innenschale einzubauen. Eine ähnliche Methode kann auch für die Erstellung des Firstgewölbes bei einer Kaverne mit Vertikalwänden angewendet werden (Kaverne Timpagrande in Italien).

Für tieferliegende Kavernen ist der Spannungszustand so hoch, dass die elastische Festigkeit überschritten wird. In einem Bereich um den Hohlraum herum entwickelt sich eine

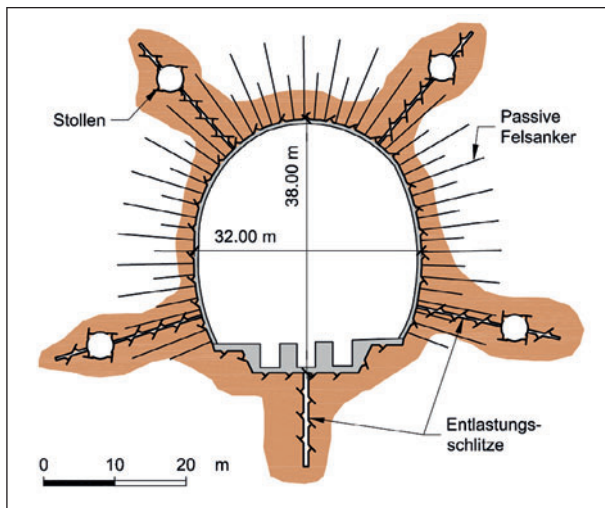


8 Elliptische Kaverne für LAGUNA bei Pyhäsalmi, Finnland
(Physikforschungsanlage, Vorprojekt aus [5])
Elliptical cavern for LAGUNA at Pyhäsalmi, Finland
(Physics Research Facility, pre-project from [5])

the crown, shotcrete with anchors or cast in place concrete walls are applied. In some cases, the support measures in the upper part also have to carry the forces of a possible crown vault.

An alternative is presented by the so-called German construction method which, in particular, is applied for caverns with a crown continuing downwards (e.g. Amsteg, Fig. 7). This method involves for every partial excavation along the crown the immediate installation of permanent support. Typically, the work starts with 2 side headings and 1 roof heading. Subsequently, the side headings are progressively excavated whereas the roof heading is enlarged. After each excavation stage, a part of the concrete vault is constructed until ring closure is ensured. After the vault construction, the cavern core can be excavated easily with complete safety. In case of possible convergences, the method appears less suitable, since the permanent support is installed at a very early stage. In the absence of relevant convergences, however, this method presents an accepted alternative, especially for a rock mass with risk of gravitational instabilities. Furthermore, it allows to reduce the initial support and at the same time to install a sound and permanent inner shell. A similar method can also be applied for the construction of a roof vault for a cavern with vertical walls (Timpagrande Cavern in Italy).

For deep-lying caverns, the stress state is so high that the elastic strength is exceeded. A plastic zone develops in a zone around the cavern, where the redistribution of stress causes movements and cracks within the rock. These movements reduce the stability conditions of blocks and contribute to an increase of the loosening pressure. In section 2.2 it was demonstrated how the problems related to block



9 *Vorgeschlagene Entlastungsschlitz zur Entspannung des Gebirges für die Kaverne des physikalischen Labors Gran Sasso (nicht realisiert)*
Proposed relief slots to relax the rock for the Gran Sasso Physical Laboratory (not accomplished)

plastische Zone dort, wo übermässige Spannungslagerungen Bewegungen und neue Risse im Gebirge verursachen. Diese Bewegungen reduzieren die Stabilitätsbedingungen von Blöcken und tragen zur Erhöhung des Auflockerungsdruckes bei. In Abschnitt 2.2 wurde gezeigt, wie sich die Problematik der Stabilität von Blöcken bei Kavernen gegenüber kleineren Querschnitten verstärkt. In gewissen Fällen wurden interessante Lösungen vorgeschlagen, um die Effekte der plastischen Zone und die damit verbundene Festigkeitsminderung zu reduzieren.

Für die Kaverne Gran Sasso wurde die Erstellung von Entlastungsschlitz vorgeschlagen (Bild 9), welche eine Entspannung in tangentialer Richtung erlaubten [6]. Die Kaverne befindet sich mit einer Überdeckung von 1500 m in einem Gebirge von geringer Qualität. Zweck dieser Entlastungsschlitz war es, den Einfluss der Plastizität auf das Gebirge um die Kaverne herum zu vermeiden und damit die Stabilität des Hohlraumes zu verbessern. Die grosse Kaverne wurde schlussendlich nicht gebaut, an ihrer Stelle dafür eine kleinere. Solche Entlastungsschlitz sind nach Kenntnis des Autors auch in anderen Fällen nie realisiert worden. Die Idee ist somit theoretisch geblieben. Die Vorteile für die Stabilität der Kalotte oder der Seitenwände sind bestimmt vorhanden, vielleicht aber nicht immer einfach nachweisbar.

6 Schlussfolgerungen

Die Kavernen stellen für den Ingenieur eine anspruchsvolle Aufgabe bezüglich Planung, Sicherung und Ausführung dar. Das bereits bei Tunneln vorliegende komplexe Zusammenwirken von Einbau und Gebirge wird zusätzlich durch den sukzessiven Ausbruch und, insbesondere bei Wasserkraftzentralen, durch die Iteration mit Nebenhöhlräumen sowie den häufig zahlreichen Zugängen weiterhin erschwert.

stability in caverns is increased compared to smaller cross-sections. In certain cases, interesting solutions were suggested to minimise the effects of the plastic zone and the associated strength reduction.

For the Gran Sasso Cavern the creation of relief slots was proposed (Fig. 9), which allowed for the relaxation in a tangential direction [6]. The cavern with an overburden of 1500 m is located in a poor quality rock mass. The purpose of these relief slots was to avoid the influence of plasticity on the rock around the cavern, thus improving the cavity's stability. In the end, however, this large cavern was not built; instead a smaller one was preferred. According to the author's knowledge, such relief slots have never been accomplished elsewhere. Thus, the idea remained theoretical. Certainly, there are advantages for the stability of the crown or the side walls; however, their proof is not always easy.

6 Conclusions

Caverns present a challenging task for the engineer with respect to planning, support and execution. The complex interaction of support and rock, as already known for tunnels, is further complicated by the successive excavation as well as by the iteration with secondary cavities and the numerous access facilities required, as in the case of hydro-power plants.

Designing caverns generally permits a broad selection of possible solutions and, depending on the case, it allows to consider the effects of special methods. The future further development with larger and deeper lying caverns as well as the expansion to applications such as nuclear power or energy storage via compressed air will offer further opportunities for the design process.

Should current ongoing projects reach the execution stage, the existing limits of experience will be exceeded and further extended. Theoretical considerations indicate that these new challenges can be confidently tackled.

Literatur/References

- [1] Grø, E.: The importance of in-situ rock stress in design and construction of subsurface opening. International Symposium on Utilization of Underground Space in Urban Areas, Sharm el-Sheikh, Egypt (November 2006)
- [2] Duffaut, P.: Large caverns, design and construction. Networks of Underground Research Laboratories for International, Interdisciplinary Innovations, ISRM 12th International Congress on Rock Mechanics, Beijing (September 2011)
- [3] Amberg, F.: Risiken beim Bau von Kavernen, Beispiele von Beles und Ponte De Pedra. Beitrag zum Kolloquium, Bergmännisches Auffahren von grossen Querschnitten, Professur für Untertagbau, ETH Zürich Schweiz (Dezember 2007)

Die Projektierung von Kavernen lässt generell eine breite Auswahl von Lösungsvorschlägen zu und erlaubt, je nach Fall, die Einwirkung von Sonderverfahren zu betrachten. Die zukünftige Weiterentwicklung mit tendenziell immer grösseren und tieferliegenden Kavernen sowie die Ausweitung der Anwendungen, auf z.B. Kernkraft oder auf die Energiespeicherung mit Druckluft, wird weitere Gelegenheiten der Projektierung bieten.

Bereits derzeitig laufende Projekte werden, falls diese bis zur Ausführung kommen sollten, die bisherigen Grenzen der Erfahrung überschreiten und weiter verschieben. Die theoretischen Überlegungen zeigen, dass man die neuen Herausforderungen zuversichtlich angehen kann.

- [4] Dudas, A.: Erfahrungen beim Bau einer grossräumigen Kaverne am Beispiel der Kraftwerkzentrale Amsteg. Tunnel 4/96
- [5] Kalliosuunnittelu Oy Rockplan Ltd: LAGUNA Design Study, Feasibility Study for LAGUNA at PYHÄSALMI. Bericht EU, FP 7: Work Package 2: Deliverable 2.1 (April 2010)
- [6] Lombardi, G.: Particularités des grandes cavernes. International Congress on Large Underground Openings, Firenze (Juni 1986)

Hans Bodenmann, Dipl. Bauing. ETH/SIA, BKW FMB Energie AG, Bern/CH

Druckschächte schräg oder vertikal

Überlegungen zur Variantenwahl aus der Sicht eines Kraftwerksbetreibers

Die Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) plant, zwischen den beiden Stauseen Oberaar und Räterichsboden ein Pumpspeicherwerk mit einer Leistung von 660 MW zu erstellen. Nachdem in den bestehenden Anlagen der KWO alle Druckschächte bisher als gepanzerte Schrägschächte ausgeführt wurden, wird nach vertiefter Evaluation technischer, ökonomischer und betrieblicher Aspekte die Anlage mit einem 560 m hohen Vertikalschacht ausgerüstet.

Inclined or Vertical Pressure Shafts

Considerations on the choice of alternatives from a power station operator's viewpoint

The Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) plans to build a pumped-storage plant with 660 MW capacity between the 2 reservoirs Oberaar and Räterichsboden. All pressure shafts in the existing KWO power plants have been constructed as lined inclined shafts, but the new plant is to receive a 560 m high vertical shaft. This decision was reached after intensive evaluation of the technical, economic and operational aspects.

1 Einleitung

Die Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) ist ein Partnerwerk, dessen Aktionäre und damit Eigentümer der Kanton Basel-Stadt, die Städte Bern und Zürich (je 16.66 %) sowie die BKW FMB Energie AG, Bern (50 %), sind. Die KWO besitzt und betreibt im Gebiet des Susten- und des Grimselpasses ein weit verzweigtes und vernetztes Kraftwerkssystem, bestehend aus insgesamt 8 Speicherbecken und 9 Zentralen. Mit ihren Anlagen produziert die KWO jährlich rund 2350 GWh elektrische Energie, was etwa 7 % der in der Schweiz produzierten Energie aus Wasserkraft entspricht. Diese Energie wird von den 4 Aktionären zur Sicherstellung der Stromversorgung in ihren Absatzgebieten übernommen. Im Rahmen des Investitionsprogrammes KWO plus beabsichtigt die KWO, die bestehenden Anlagen derart zu erweitern, dass das vorhandene Potenzial besser erschlossen und im Sinne der eidgenössischen und kantonalen Energiepolitik effizienter genutzt werden kann. Eines dieser Ausbauprojekte ist die Realisierung des Pumpspeicherkraftwerkes (PSP) Grimsel 3 (Bild 1).

2 Die Entwicklung des Projektes

2.1 Ausgangslage

In den Jahren 1973 bis 1980 baute die KWO die Anlage Grimsel 2. Diese Anlage war ursprünglich als Zwillingsanlage mit gemeinsamem oberwasserseitigem Druckstollen, 2 parallelen schrägen gepanzerten Druckschächten (Nei-

1 Introduction

The Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) is owned jointly by the Canton Basel-City, the cities of Berne and Zurich (each with a share of 16.66 %) as well as the BKW FMB Energie AG, Berne (50 %). The KWO owns and operates a widespread interlinking power station system consisting of a total of 8 storage basins and 9 power stations in the Susten and Grimsel Pass area. With its facilities, the KWO generates some 2350 GWh of electric power annually, corresponding to roughly 7 % of the energy produced from hydropower in Switzerland. This energy is taken over by the shareholders to secure the power supply in their supply territories. Within the scope of the KWO plus investment programme, the KWO intends to expand its facilities in such a way that the existing potential can be better exploited and more efficiently used in accordance to the federal and cantonal energy policy. The pumped-storage power plant Grimsel 3 (PSP) is one of these development projects (Fig. 1).

2 The development of the project

2.1 Starting basis

The KWO built the Grimsel 2 facility during the period 1973 till 1980. This plant was originally designed as a twin-facility with a joint head pressure tunnel, 2 parallel inclined lined pressure shafts (gradient 100 %) as well as 2 underground power stations (Grimsel 2 East and West). However, ultimately only the joint Oberaar pressure tunnel was built together

Puits en charge verticaux ou horizontaux

Réflexions sur les choix possibles pour un exploitant de centrale

La Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) prévoit de construire une centrale de pompage-turbinage d'une puissance de 660 MW entre les deux lacs d'accumulation d'Oberaar et de Räterichsboden. Après avoir réalisé jusqu'à maintenant toutes les conduites forcées des installations existantes de la KWO sous forme de puits inclinés blindés, l'exploitant a effectué une évaluation approfondie sur le plan technique, économique et opérationnel. Cette installation sera donc équipée d'un puits vertical de 560 m de hauteur.

Pozzi piezometrici obliqui o verticali

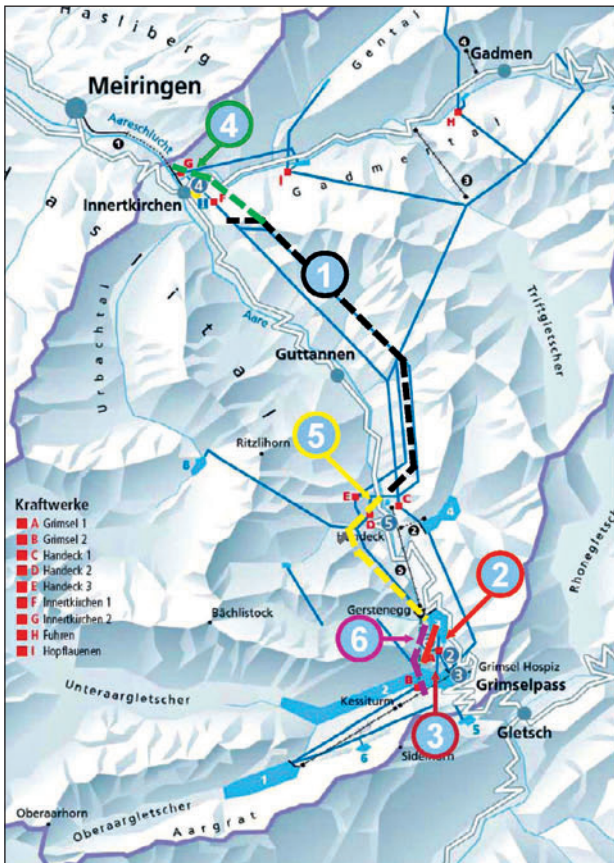
Riflessioni sulla scelta della variante dal punto di vista del gestore della centrale elettrica

La Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) prevede di costruire tra i due laghi artificiali di Oberaar e Räterichsboden una centrale a ripompaggio da 660 MW. Poiché negli attuali impianti della KWO tutti i pozzi piezometrici sono stati realizzati finora come pozzi inclinato blindati, in seguito a un'approfondita valutazione degli aspetti tecnici, economici e aziendali, l'impianto verrà dotato di un pozzo verticale alto 560 m.

gung 100 %) sowie 2 Kavernenzentralen (Grimsel 2 Ost und West) konzipiert. Gebaut wurde jedoch nur der gemeinsame Druckstollen Oberaar mit dem Wasserschloss Kessiturm sowie die Zentrale Ost mit dem zugehörigen Druckschacht. Die Zentrale West sollte dann später in einer zweiten Etappe erstellt werden.

with the Kessiturm surge chamber as well as the power station East with the corresponding pressure shaft. The power station West was supposed to be built later in a second stage.

Due to the current situation on the energy market and in accordance with the political energy targets, the time has now



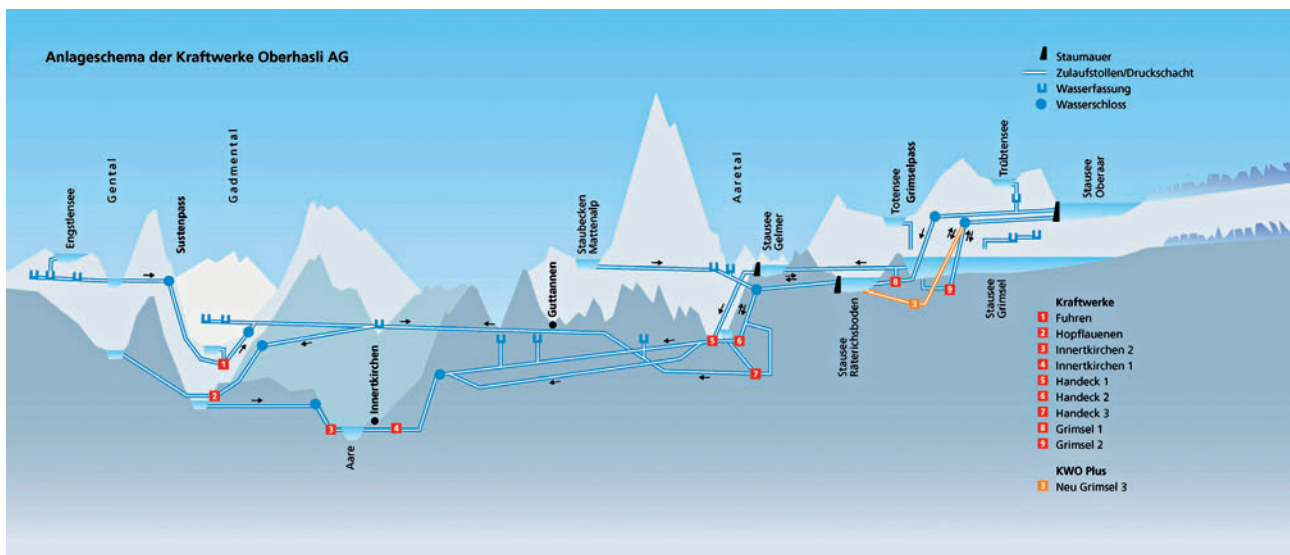
1 Übersichtsplan
General view

Ausgeführte Grossprojekte:

- 1 Aufwertung KW I1 1. Etappe + 40 MW, +50 GWh/a, 90 Mio. CHF
- 2 Aufwertung KW G1 +20 MW, +30 GWh/a, 35 Mio. CHF

Geplante Grossprojekte:

- 3 Vergrößerung Grimselsee + 75 Mio. m³ + 240 GWh, 306 Mio. CHF
- 4 Aufwertung KW I1 2. Etappe + 150 MW, +30 GWh/a, 173 Mio. CHF
- 5 Aufwertung KW H2 + 90 MW, + 40 GWh/a, 132 Mio. CHF
- 6 Neubau Pumpspeicherkraftwerk G3, + 660MW, 660 Mio. CHF



2 Anlageschema
Layout of facility

Aufgrund der aktuellen Situation auf dem Energiemarkt und im Einklang mit den energiepolitischen Zielen ist nun der Zeitpunkt gekommen, die zweite Etappe zu realisieren. Vertiefte Studien haben gezeigt, dass mit der Nutzung des Räterichsbodensees als Unterbecken das hydraulische Potenzial aus dem Oberaarsee wesentlich besser genutzt werden kann als mit dem Grimselsee. Aus diesem Grunde wird die Idee Grimsel 2 West durch das nun vorliegende Projekt Grimsel 3 ersetzt (Bild 2).

2.2 Generelle Anforderungen

Die Anlage Grimsel 3 soll als Umwälzwerk betrieben werden. Das heisst, in Schwachlastzeiten wird nicht bedarfsgerecht produzierte Energie aus dem Netz bezogen und damit Wasser vom Räterichsbodensee in den Oberaarsee gepumpt. In Starklastzeiten soll dieses Wasser dann zur bedarfsgerechten Energieproduktion turbinieren werden.

Die Anlage muss einen hohen Gesamtwirkungsgrad aufweisen und zugleich einen sicheren und zuverlässigen Betrieb bei hoher Verfügbarkeit aufweisen. Demzufolge legen die Aktionäre grosses Gewicht auf bewährte und erprobte technische Lösungen, welche sich in der Praxis sowohl in der Bauphase als auch im Betrieb nachweislich bewährt haben.

Das gesamte Bauwerk soll möglichst kostengünstig erstellt werden. Insbesondere sind die Dimensionen für die kostenintensiven Bauelemente zu minimieren und soweit möglich durch weniger kostenintensive Elemente zu substituieren. Da die Lage des Ober- und Unterbeckens gegeben ist, bedeutet dies, dass insbesondere der Wasserweg zu optimieren ist. Mit der örtlichen Lage der Maschinenkaverne werden die Längenabschnitte des ober- bzw. unterwasserseitigen Wasserwegs festgelegt.

come to accomplish the second stage. Extensive studies have shown that by making use of the Räterichsbodensee as a lower reservoir, the hydraulic potential of the Oberaarsee can be exploited substantially better than with the Grimselsee. As a result, the Grimsel 2 West concept was replaced by the current Grimsel 3 scheme (Fig. 2).

2.2 General requirements

The Grimsel 3 facility is to be operated as a pumped-storage plant. In other words, during off-peak periods surplus energy will be obtained from the grid in order to pump water from the Räterichsbodensee into the Oberaarsee. At peak periods this water will then be used for generating energy as required.

The facility must possess a high degree of efficiency and at the same time operate safely and reliably with high availability. As a consequence, the shareholders lay great importance on tried-and-tested technical solutions, which have been able to prove themselves in practice, both during the construction phase as well as in operation.

The complete facility is to be produced as economically as possible. In particular, the dimensions of the cost-intensive construction elements have to be minimised and replaced by less cost-intensive ones as far as possible. As the location of the upper and lower reservoirs is predetermined, this signifies that the waterways in particular have to be optimised. The lengths of the upper and lower waterways are determined by the localised position of the machine cavern.

2.3 Layout

The PSP Grimsel 3 exploits the average difference in head of some 535 m between the 2 existing reservoirs Oberaar and Räterichsboden. Apart from the mentioned reservoirs, the construction scheme makes use of existing components

2.3 Layout

Das PSP Grimsel 3 nutzt den mittleren Höhenunterschied von rund 535 m zwischen den beiden bestehenden Stauseen Oberaar und Räterichsboden. Neben den erwähnten Stauseen nutzt das Bauvorhaben auch bestehende Anlage- teile des PSP Grimsel 2, nämlich den ausreichend dimen- sionierten rund 3.5 km langen oberwasserseitigen Druck- stollen Oberaar mit dem Wasserschloss Kessiturm sowie die Erschliessungs- und Versorgungsanlagen der bestehenden Kraftwerke an der Grimsel. Die wichtigsten neu zu erstel- lenden Hauptbauwerke umfassen ein zusätzliches Wasser- schloss beim Kessiturm, Druckschacht, Maschinen- und Transformatorenkaverne, unterwasserseitiges Triebwasser- system mit Wasserschloss und Aus-/Einlaufbauwerk im Räterichsbodensee. Ebenso müssen zusätzliche Erschliessungs- stollen erstellt werden. Alle neuen Bauwerke sind im Berg- innern angeordnet.

2.4 Technische Daten

Das PSP Grimsel 3 ist für eine Wassermenge von 130 m³/s dimensioniert und weist eine installierte Turbinenleistung von 660 MW auf.

Die wichtigsten technischen Daten sind in **Tabelle 1** zusam- mengestellt.

2.5 Aktueller Status des Projektes

Das Bauprojekt wurde im Februar 2012 fertiggestellt und das Baubewilligungsgesuch ist bei den Behörden in Behand- lung. Zurzeit läuft die Submission für die Hauptarbeiten. Es ist vorgesehen, im Frühjahr 2013 mit den Bauarbeiten zu beginnen. Gegenwärtig sind bereits Vorarbeiten für die win- tersichere Erschliessung der Bau- und Installationsplätze im Gange.

3 Der Druckschacht

Eines der Hauptbauwerke ist der oberwasserseitige Druck- schacht. Er stellt die Verbindung zwischen dem Druckstollen Oberaar und der Maschinenkaverne mit den 3 Pumptur- binen her. Infolge der hohen Drücke und der damit ver-

of the PSP Grimsel 2, namely the sufficiently dimensioned roughly 3.5 km long upper pressure tunnel Oberaar with the Kessiturm surge chamber, as well as the access and sup- ply installations of the existing power plants at Grimsel. The most essential main structures that have to be newly built include an additional surge chamber at Kessiturm, a pres- sure shaft, machine and transformer cavern, tailwater tun- nel with surge chamber and outlet/intake structure in the Räterichsbodensee. Furthermore, additional access tunnels must be constructed. All new structures are housed within the mountains.

2.4 Technical details

The PSP Grimsel 3 is designed for a discharge of 130 m³/s and possesses an installed turbine capacity of 660 MW.

The most important technical details are listed in **Table 1**.

2.5 Current project status

The plans for the scheme were completed in February 2012 and the application for construction permit is being pro- cessed by the authorities. At present, the submission pro- cess for the main civil works and equipment is ongoing. It is planned to start construction work in spring 2013. Currently, preliminary work is forging ahead on ensuring that the con- struction and installation yards are fit to withstand wintry conditions.

3 The pressure shaft

The upper pressure shaft is one of the main structures. It provides the connection between the Oberaar pressure tun- nel and the machine cavern with the 3 pump turbines. On account of the high pressures and the associated high de- mands placed on the structure, the pressure shaft represents a (cost-intensive) key element.

3.1 Geological conditions

The geological conditions in the vicinity of the new pressure shaft are relatively well known at least to the level of the PSP Grimsel 2 machine cavern (elevation 1760 m asl) as a result

	[Einheit/unit]	Grösse/size
Stauziel Oberaarsee/Oberaarsee capacity level	[m ü. M./asl]	2303
Stauziel Räterichsbodensee/Räterichsbodensee capacity level	[m ü. M./asl]	1767
Dimensionierungswassermenge/dimensioning water quantity	[m ³ /s]	130
Bruttogefälle/gross gradient	[m]	483–578
Turbinenleistung/turbine capacity	[MW]	3 x 220
Asynchron-Motor-Generatorleistung/Asynchronous motor generator output	[MVA]	3 x 225
Vertikaler Druckschacht/vertical pressure shaft		
• Ausbruchdurchmesser/excavated diameter	[m]	6.70
• Innendurchmesser/internal diameter		5.90
• Höhe/height		5.60

Tabelle 1 Technische Daten

Table 1 Technical details

bundenen hohen Beanspruchung des Bauwerkes stellt der Druckschacht ein (kostenintensives) Schlüsselement dar.

3.1 Geologische Verhältnisse

Die geologischen Verhältnisse sind durch den Bau des PSP Grimsel 2 in den Jahren 1975 bis 1980 im Gebiet des zu erstellenden neuen Druckschachtes relativ gut bekannt, zumindest bis auf die Kote der Maschinenkaverne des PSP Grimsel 2 (Kote 1760 m ü.M.). Um die geologischen und geotechnischen Randbedingungen unterhalb dieser Kote zu erkunden, wurde im Jahr 2011 in der Nähe des zukünftigen oberwasserseitigen Wasserschlosses eine Bohrung bis auf Kote 1650 m ü.M. abgeteuft. Mithilfe der gewonnenen Erkenntnisse können die örtlichen Verhältnisse und die wichtigsten Dimensionierungsparameter zuverlässig ermittelt werden (Bild 3).

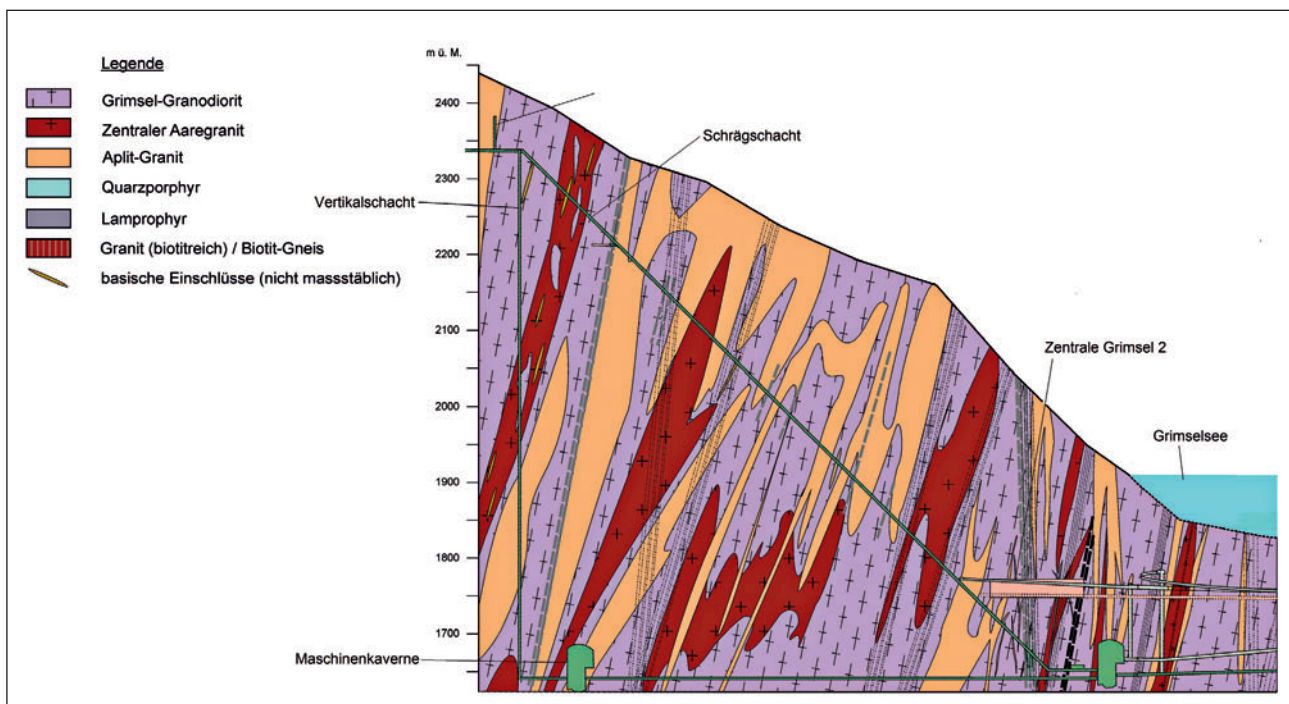
Die Gesteinsformationen im Bereich Druckschacht bestehen aus massivem Grimsel Granodiorit. Die beobachtbaren Hauptstrukturen bestehen aus schieferungsparallelen und überwiegend steil nach SSE fallenden Trennflächen. Daneben gibt es auch N-S streichende, meist steil stehende Klüfte. Trotz einigen eingeschuppten kakiritischen Störzonen ist das vorhandene Gebirge generell ein günstiger Baugrund, welcher für Untertagebauten im Allgemeinen nur einen minimalen Verbau erfordert. Hingegen muss infolge der hohen primären Spannungsverhältnisse mit Bergschlag gerechnet werden. Die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges ist äusserst gering. Örtliche Undichtigkeiten können nicht völlig ausgeschlossen werden, beschränken sich aber auf allfällige offene Trennflächen.

of the PSP Grimsel 2 being built from 1975 till 1980. In order to explore the geological and geotechnical basic conditions below this elevation, drilling was undertaken extending to 1650 m asl in 2011 close to the future upper surge chamber. Thanks to the findings obtained, the local conditions and the most essential dimensioning parameters were reliably established (Fig. 3).

The rock formations in the vicinity of the pressure shaft consist of massive Grimsel granodiorite. The observable main structures comprise cleavage-parallel division surfaces mainly dipping steeply SSE. In addition, for the most part, there are upright standing fissures running N-S. In spite of a number of imbricated kakirite fault zones, the prevailing rock is generally favourable for building underground structures requiring only minimal supporting. However, on account of the high primary stresses, rock burst can occur. The water permeability of the rock is extremely low. Local leakages cannot be totally precluded but are restricted to possible open division surfaces.

3.2 Technical requirements

The pressure tunnel is subjected to extreme loads. In operational mode the structure must sustain both the static and the dynamic internal pressures which result from the service water. In this particular case, these are internal water pressures, which can amount to as much as 750 m water column in the extreme case (emergency shut-down during turbine operation). For inspection and maintenance purposes the hydraulic system is emptied so that the internal pressure drops to atmospheric pressure. In this case, the surrounding



3 Geologisches Längensprofil
Geological longitudinal profile

3.2 Technische Anforderungen

Der Druckschacht ist extremen Belastungen ausgesetzt. Im Betriebsfall muss das Bauwerk sowohl den statischen als auch den dynamischen Innendrücker, welche durch das Betriebswasser entstehen, standhalten. Im vorliegenden Fall sind das Innenwasserdrücke, welche im Extremfall (störuungsbedingte Notabschaltung im Turbinierbetrieb) bis zu 750 m Wassersäule betragen können. Für Inspektions- und Instandhaltungsarbeiten wird andererseits das Triebwassersystem auch entleert, wobei der Innendruck dann auf den atmosphärischen Druck absinkt. In diesem Fall beansprucht das umgebende Bergwasser als äussere Belastung das Bauwerk. In all diesen Betriebsfällen muss das Bauwerk stabil und möglichst dicht sein, d.h. weder Wasser in signifikanten Mengen ans umgebende Gebirge abgeben noch daraus drainieren. Es ist deshalb naheliegend, dass zur Beherrschung dieser Extremsituationen die Eigenschaften des umgebenden Gebirges eine grosse Bedeutung haben und mit berücksichtigt werden müssen.

3.3 Ökonomische Aspekte

Damit die Anlage einen möglichst guten Wirkungsgrad erreichen kann, ist es wichtig, dass die beim Betrieb entstehenden Energieverluste infolge Reibung minimal gehalten werden. Dies wird erreicht durch Minimierung der Länge des (gesamten) Triebwassersystems wie auch der Richtungsänderungen des fliessenden Wassers. Demzufolge sollte der Wasserweg das Oberbecken mit dem Unterbecken in einer möglichst direkten Linie verbinden.

In Bezug auf die Kosten ist es so, dass diese für den oberwasserseitigen Wasserweg (Hochdruckseite) generell höher sind als für den unterwasserseitigen Abschnitt (Niederdruckseite). Demzufolge ist die Maschinenzentrale möglichst nahe am Oberbecken zu platzieren, jedoch niveaumässig tiefer als das Unterbecken.

Ebenso bedeutungsvoll sind aber auch die späteren Aufwendungen für die Instandhaltung des Bauwerkes während der Betriebsphase. Insbesondere sind dies die Periodizität und der Umfang allfälliger Arbeiten, deren Dauer und die damit verbundenen Kosten und Einschränkungen betreffend der Verfügbarkeit der Anlage.

4 Überlegungen zum Entwurf des Druckschachtes

4.1 Generelles

Sämtliche Kraftwerke der KWO sind weitgehend unterirdisch angeordnet. Alle in der Vergangenheit erstellten Druckschächte wurden als Schrägschächte mit Neigungen bis zu 100 % ausgeführt. Erste Entwürfe für das Projekt Grimsel 3 orientierten sich denn auch an dieser bewährten Lösung und sahen ebenfalls einen Schrägschacht vor (Bild 4).

Nachdem in den vergangenen Jahren Fortschritte in der Bautechnik die Erstellung von grösseren Vertikalschächten möglich machen und einige vergleichbare Projekte mit

underground water affects the structure in the form of an external load. In all these operational modes the structure has to be stable and as tight as possible, i.e. water must not be released in significant quantities into the surrounding rock, nor must it drain from it. It is thus evident that the properties of the surrounding rock are of great significance and must be investigated in order to master these extreme situations.

3.3 Economic aspects

It is essential that the energy losses sustained during operation on account of friction are confined as much as possible in order to ensure that the facility works as efficiently as possible. This is achieved by minimising the length of the (total) hydraulic system as well as by changing the direction of the flowing water. As a consequence, the watercourse must connect the upper reservoir with the lower one in a most direct line as possible.

As far as the costs are concerned, it is a fact that these are generally higher for the headwater (high pressure side) than for the tailwater section (low pressure side). Consequently, the power station should be situated as close to the upper reservoir as possible, but at a lower level than the lower reservoir.

However, the subsequent outlay for maintaining the structure during the operational phase is just as significant. In particular, this applies to the frequency and extent of maintenance work, its duration and the related costs and restrictions affecting the facility's availability.

4 Considerations relating to the pressure shaft design

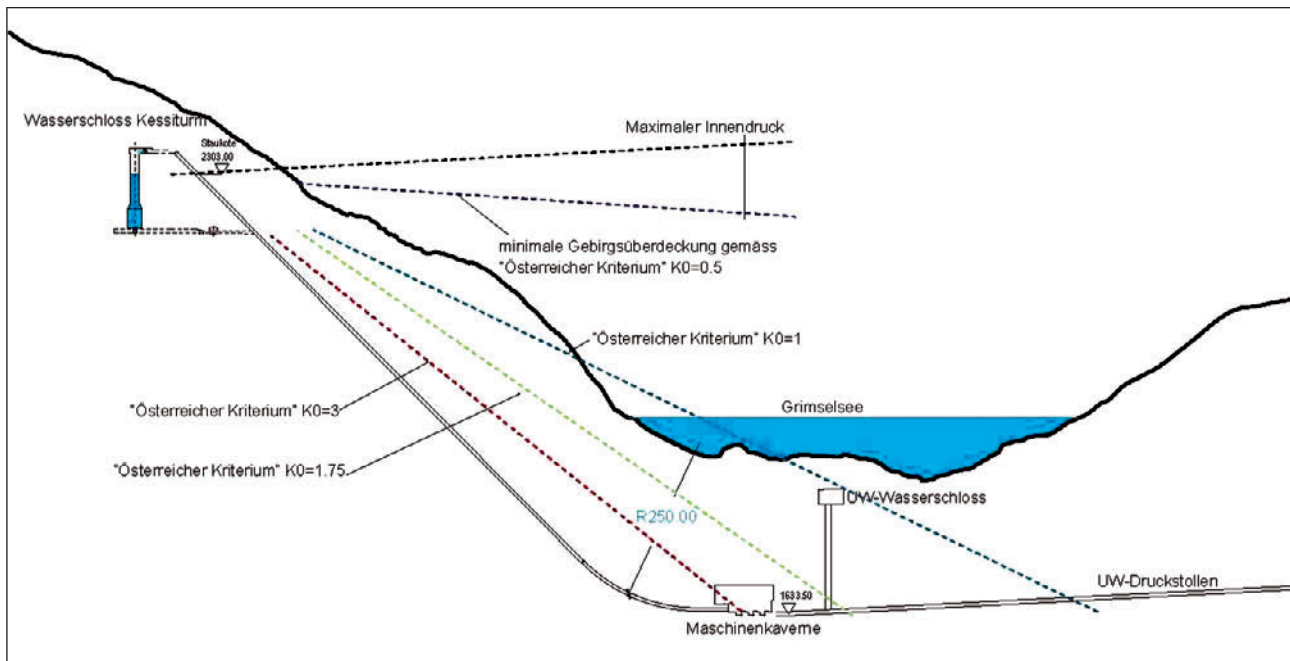
4.1 General

All KWO power plants are – for the most part – set up underground. All pressure shafts realised in the past were built as inclined shafts with gradients of up to 100 %. The first drafts for the Grimsel 3 project are also geared to this tried-and-tested solution – also showing an inclined shaft (Fig. 4).

In recent years, progress in construction technology has made it possible for larger vertical shafts to be constructed so that a number of comparable projects with a vertical shaft instead of an inclined one have been completed or planned. As a result, the question was whether the tried-and-tested inclined shaft still represented the best solution for the project in hand. Thus both solutions were scrutinised in depth within the course of the ongoing design process.

4.2 Inclined shaft variant

The inclined shaft possesses a gradient of 100 %. It links up with the existing hydraulic system of the PSP Grimsel 2 at the Kessiturm surge chamber and runs to the level of the turbine axis. The length of the shaft amounts to some 910 m leading to the cavern power station.



4 Längsschnitt Schrägschacht
Longitudinal section of inclined shaft

einem Vertikalschacht anstelle eines Schrägschachtes bereits ausgeführt oder geplant wurden, stellte sich auch im vorliegenden Projekt die Frage, ob der bis anhin bewährte Schrägschacht nach wie vor die beste Lösung darstellt. Im Rahmen der weiteren Projektierung wurden deshalb beide Lösungen vertieft untersucht.

4.2 Variante Schrägschacht

Der Schrägschacht hat ein Gefälle von 100 %. Er schliesst beim Wasserschloss Kessiturm an das bestehende Triebwassersystem des PSP Grimsel 2 an und führt bis auf das Niveau der Turbinenachse. Die Schachtlänge beträgt bis zur Kavernenzentrale rund 910 m.

Infolge der topographischen Anordnung ist die vorhandene Felsüberdeckung nicht ausreichend, um die Kräfte aus dem Innendruck durch das umgebende Gebirge aufzunehmen. Deshalb muss der Schacht auf der gesamten Länge mit einer Stahlpanzerung versehen werden. Der Innendurchmesser beträgt 4.80 m, was bei der Ausbauwassermenge einer Fließgeschwindigkeit von 7.2 m/s entspricht. Die Schachtpanzerung ist so zu dimensionieren, dass sie sowohl die maximalen Innendrucke (inkl. Druckstösse bei abrupten Lastwechseln) als auch die Bergwasserdrücke bei entleertem Zustand aufnehmen kann.

Der Druckschacht kann beispielsweise mit einer Tunnelbohrmaschine von der Maschinenkaverne aus aufgeföhren werden, und zwar zweckmässigerweise bis auf Kote der oberen Wasserschlosskammer. Das Einföhren der Rohre für die Stahlpanzerung kann dann vom Schachtkopf aus über diese Schachtverlängerung erfolgen.

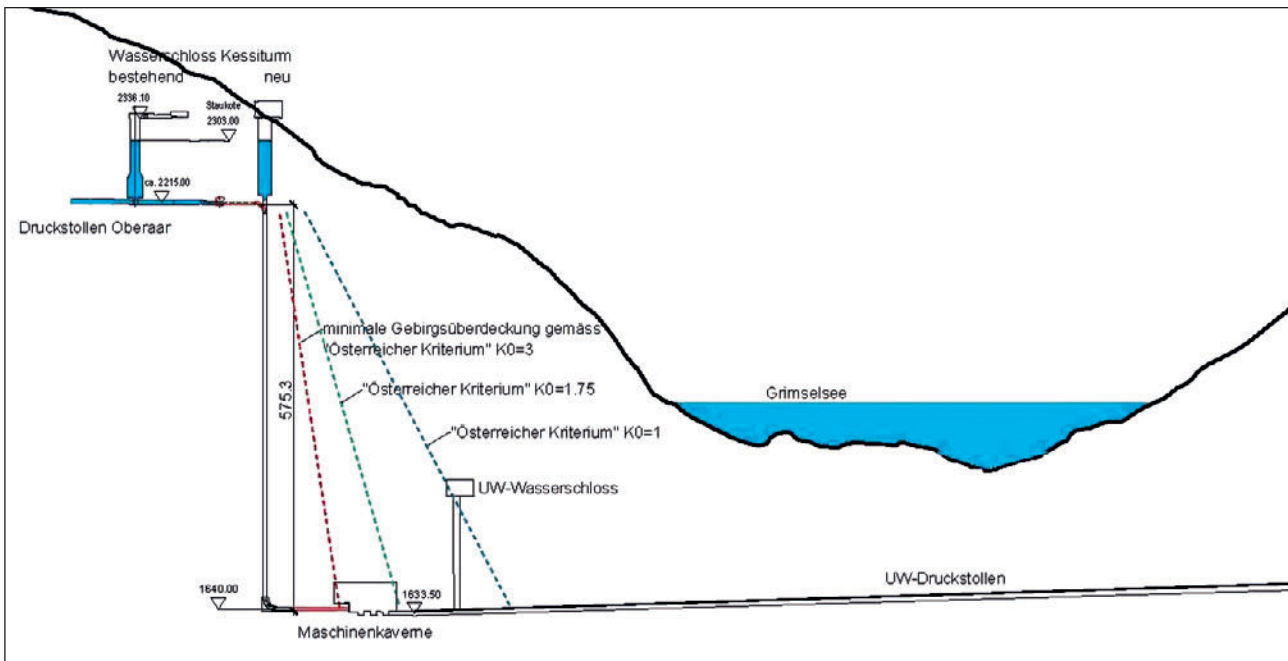
Due to the topographical pattern, the available rock overburden is not sufficient to sustain the internal pressure from the surrounding rock. As a consequence, the shaft has to be provided with a steel lining over its entire length. The internal diameter amounts to 4.80 m, corresponding to a flow velocity of 7.2 m/s for the design discharge. The shaft lining is dimensioned in such a manner that it can sustain the maximal internal pressures (including pressure surges in the event of abrupt changes of load) as well as the underground water pressures when empty.

The pressure shaft can, for instance, be driven using a tunnel boring machine from the machine cavern – preferably to the level of the upper surge chamber. The piping for the steel lining can be introduced from the shaft head via this shaft extension.

Accessibility for inspections and maintenance works is assured by a car on a cable winch, attached at the shaft head. In this way, the corrosion protection can also be checked and renewed periodically.

4.3 Vertical shaft alternative

The vertical shaft also links up with the existing pressure shaft system in the vicinity of Kessiturm and is to be sunk to the level of the turbine axis (Fig. 5). The machine cavern is set up some 100 m away from the shaft bottom so that a correspondingly long horizontal pressure tunnel is created. The two 90° bends at the shaft head and bottom as well as the connecting horizontal pressure tunnel leading to the machine cavern must be fitted with a steel lining.



5 Längsschnitt Vertikalschacht
Longitudinal section of vertical shaft

Die Zugänglichkeit für Inspektionen und Instandhaltungsarbeiten wird mittels eines Wagens an einer Seilwinde ab Schachtkopf sichergestellt. Auf diese Weise kann auch der Korrosionsschutz periodisch kontrolliert und erneuert werden.

4.3 Variante Vertikalschacht

Der Vertikalschacht schliesst ebenfalls im Bereich Kessitum an das bestehende Druckstollensystem an und wird bis auf die Kote der Turbinenachse abgeteuft (Bild 5). Die Maschinenkaverne wird in einem Abstand von rund 100 m zum Schachtfuss angeordnet, sodass ein entsprechend langer horizontaler Druckstollen entsteht. Die beiden 90°-Krümmungen am Schachtkopf und -fuss sowie der anschliessende horizontale Druckstollen bis zur Maschinenkaverne müssen mit einer Stahlpanzerung versehen werden.

Aufgrund der grossen Felsüberdeckung und der vorhandenen günstigen Eigenschaften des umgebenden Gebirges (Dichtigkeit, Klüftung, Wasserundurchlässigkeit) kann im Vertikalschacht selber auf eine Stahlauskleidung verzichtet werden. Hingegen ist es notwendig, den Schacht aus Sicherheitsgründen mittels eines geschlossenen Betonringes auszukleiden. Damit kann wirksam verhindert werden, dass sich infolge der häufig auftretenden Lastwechsel und der Belastung durch das fließende Wasser einzelne Gesteinsbrocken lösen und schliesslich in die Turbinen gelangen könnten.

Wegen der grösseren Rauigkeit der Betonauskleidung gegenüber der Stahlpanzerung muss der Innendurchmesser 5.90 m betragen. Dies ergibt beim Volllastbetrieb eine Fließgeschwindigkeit von 4.75 m/s.

Because of the major rock overburden and the existing favourable properties of the surrounding rock (density, fissuring, water impermeability), there is no need for a steel lining in the vertical shaft itself. At the same time, the shaft must be lined by a closed concrete ring for safety reasons. In this way, individual chunks of rock can be effectively prevented from dislodging and possibly reaching the turbines on account of the load changes that frequently occur and the load exerted by flowing water.

The internal diameter has to amount to 5.90 m on account of the greater roughness of the concrete lining compared to the steel one. This results in a flow speed of 4.75 m/s in full load mode.

The vertical shaft can be built by the raise-boring method. A cavern has to be excavated at the shaft head (connecting to the upper pressure tunnel). From this point accessibility of the entire shaft can be secured for inspections and maintenance works by means of a winch during the operational phase.

4.4 Evaluation criteria

The pressure shaft's layout governs the position of the machine cavern. The dimensions of the machine cavern and the electro-mechanical equipment as well as the dimensions for the necessary upper surge chamber depend on the choice of alternatives. However, there are significant effects on the structures downstream from the machine cavern. In this case, this relates to the tailrace, the access tunnel, the mucking and drainage tunnel, the tunnel for the transmission line as well as the ventilation system and the size of the downstream surge chamber.

Der Vertikalschacht kann im Raise-Boring Verfahren erstellt werden. Beim Schachtkopf (Anschluss an den oberwasserseitigen Druckstollen) ist eine Kaverne auszubrechen. Von hier aus kann mittels einer Winde während der Betriebsphase die Zugänglichkeit des gesamten Schachtes für die Inspektionen und Instandhaltungsarbeiten sichergestellt werden.

4.4 Beurteilungskriterien

Das Layout des Druckschachtes bestimmt die Lage der Maschinenkaverne. Während die Abmessungen der Maschinenkaverne und die elektromechanische Ausrüstung sowie die Dimensionen des erforderlichen zusätzlichen Oberwasserschlosses von der Variantenwahl unabhängig sind, entstehen signifikante Auswirkungen auf die Bauwerke unterwasserseitig der Maschinenkaverne. Dies betrifft im vorliegenden Fall den Unterwasserdruckstollen, den Zugangstollen, den Schutter- und Drainagestollen, die Energieableitung sowie das Belüftungssystem und die Grösse des Unterwasser-Wasserschlosses.

Für die Beurteilung der Schachtvarianten sind deshalb folgende Kriterien von Bedeutung:

- hydraulische Energieverluste im Betrieb (kapitalisiert über Betriebszeit)
- gesamte Investitionskosten der betroffenen Bauwerke
- Auswirkungen auf das Bauprogramm
- Komplexität der Bauabläufe bzw. Beherrschung allfälliger Risiken bei unplanmässigem Bauablauf
- Risiken beim späteren Betrieb
- Gewährleistung der Instandhaltung
- **Häufigkeit, Umfang, Dauer und Kosten notwendiger Instandhaltungsarbeiten**

4.5 Beurteilung

Die Schachtdurchmesser wurden so festgelegt, dass die hydraulischen Energieverluste für beide Varianten identisch sind. Somit sind die beiden Varianten diesbezüglich gleichwertig.

Da die technische Machbarkeit nachgewiesen ist und in den vergangenen Jahren mehrere Projekte in vergleichbarer Grössenordnung realisiert wurden, kann davon ausgegangen werden, dass in genügender Anzahl Bauunternehmungen vorhanden sind, welche solche Bauwerke qualitätsgerecht ausführen können. Somit ist bei beiden Varianten für die Ausschreibung eine Konkurrenzsituation gegeben.

Eine Analyse der zu erwartenden Baukosten ergab für die Variante Vertikalschacht beträchtliche Mehrkosten wegen der zusätzlichen Länge der zahlreichen unterwasserseitigen Stollen. Hingegen kann wegen der Dichtheit des Gebirges auf die teure Stahlpanzerung verzichtet werden, sodass schliesslich dennoch ein Vorteil zugunsten des Vertikalschachtes in der Grössenordnung von 20 Mio. CHF entsteht.

Die Bauzeit für den Vertikalschacht ist kürzer als für den Schrägschacht. Da die Gesamtbauphase der Anlage jedoch

As a result, the following criteria are of significance for evaluating the shaft alternatives:

- hydraulic energy losses during operation (capitalised over operating time)
- total investment costs for the affected structures
- effects on the construction programme
- complexity of the construction sequences as well as overcoming possible risks in the event of an unscheduled construction sequence
- risks during subsequent operation
- accessibility for maintenance work
- frequency, extent, duration and costs of necessary maintenance work

4.5 Appraisal

The shaft diameter was determined in such a way that the hydraulic energy losses are the same for both alternatives. Thus the 2 alternatives are identical in this manner.

As the technical feasibility has been proved and a number of projects of comparable magnitude accomplished in recent years, it can be assumed that there are a sufficient number of contractors available who are qualified to execute structures of this nature. This denotes that a competitive situation exists for both alternatives at the tendering stage.

An analysis of the anticipated construction costs for the vertical shaft variant resulted in considerable extra costs on account of the additional length of the numerous tunnels downstream. On the other hand, there is no need for the expensive steel lining due to the rock density, so that nonetheless an advantage of some CHF 20 million results in favour of the vertical shaft.

The vertical shaft takes a shorter period to build than the inclined one. However, as the overall construction time for the facility is governed by the cavern, this advantage is only of relevance with regard to possible delays in scheduling.

In this particular case, the risks relating to producing the shaft are scarcely any different. On account of the geological conditions, the danger of possible "clogging" of the vertical pilot shaft during mucking is classified as slight. On the other hand personal safety in the vertical shaft both during construction as well as subsequent maintenance work can be better assured. The assembly of the steel lining in the inclined shaft in particular represents an enormous challenge. Alone transporting the pipes to the (mountain) construction site and intermediate storage on the construction site represent difficulties that must not be underestimated. It was possible to avoid these problems in an elegant fashion by deciding to do the vertical shaft without steel lining.

Corrosion protection for the steel lining in the shaft must be checked from time to time. Experience gained from the existing structures indicates that the corrosion protection has to be renewed every 25 to 30 years. These operations

durch die Kaverne bestimmt wird, ist dieser Vorteil nur mit Blick auf allfällige Terminverzögerungen von Relevanz.

Die Risiken bezüglich Erstellung des Schachtes sind im vorliegenden Fall kaum unterschiedlich. Aufgrund der geologischen Verhältnisse wird die Gefahr einer allfälligen „Verstopfung“ des vertikalen Pilotschachtes beim Schüttern als gering eingestuft. Hingegen kann die Arbeitssicherheit im Vertikalschacht sowohl beim Bau als auch bei späteren Instandhaltungsarbeiten besser gewährleistet werden. Besonders die Montage der Stahlpanzerung im Schrägschacht stellt eine sehr grosse Herausforderung dar. Bereits der Antransport der Rohre auf die (Gebirgs)Baustelle und die Zwischenlagerung vor Ort bereiten nicht zu unterschätzende Schwierigkeiten. Durch den verantwortbaren Verzicht auf die Panzerung im Vertikalschacht können diese Probleme elegant vermieden werden.

Der Korrosionsschutz der Stahlauskleidung in den Schächten muss periodisch geprüft werden. Aus Erfahrungen an den bestehenden Bauwerken muss der Korrosionsschutz alle 25 bis 30 Jahre erneuert werden. Diese Arbeiten sind sehr aufwendig und dauern mehrere Monate. Während dieser Zeit muss die Anlage ausser Betrieb genommen werden. Die Opportunitätsverluste sind beträchtlich. Da bei der Variante Vertikalschacht auf eine Stahlauskleidung weitgehend verzichtet werden kann, sind die Aufwendungen und die Dauer für die späteren Instandhaltungsarbeiten wesentlich geringer.

5 Fazit

Weil in den heutigen Anlagen der KWO ausnahmslos Schrägschächte eingebaut wurden, sind die zu beurteilenden Aspekte in Bezug auf Schrägschächte sehr gut bekannt und können im Gegensatz zur Variante Vertikalschacht sowohl qualitativ als auch quantitativ zuverlässig bewertet werden. Um einen objektiven Vergleich der Varianten zu ermöglichen, musste die Variante Vertikalschacht besonders sorgfältig analysiert werden. Dies insbesondere wegen der Tatsache, dass erste Analysen schnell zeigten, dass die Investitionskosten für den Vertikalschacht deutlich geringer sind als für einen Schrägschacht.

Da der Nachweis, dass sowohl die Risiken während der Bauphase als auch bezüglich des späteren Betriebs bei der Variante Vertikalschacht voraussichtlich einfacher und mit geringerem Aufwand beherrscht werden können, eindeutig ist, können die Ziele im Projekt PSP Grimsel 3 mit dem Vertikalschacht besser erfüllt werden. Die Bauherrschaft hat deshalb beschlossen, das Projekt Grimsel 3 trotz anfänglicher Skepsis mit einem ungepanzerten vertikalen Druckschacht zu realisieren.

are extremely complicated and last for several months. During this period, the facility must be shut down. The resulting energy losses are substantial. Since there is no need for a steel lining in the case of the vertical shaft variant, the frequency and the duration for subsequent maintenance activities are considerably less.

5 Summary

As the KWO's facilities only contain inclined shafts, the aspects to be assessed relating to them are very well known indeed. In contrast to the vertical shaft variant, they can be reliably appraised both in terms of quality and quantity. In order to enable the variants to be compared objectively, the vertical shaft had to be analysed with particular care. This was especially the case as initial analyses soon revealed that the investment costs for the vertical shaft are considerably less than for an inclined version.

As the proof is evident, that both the risks during the construction phase as well as during subsequent operation can be handled easier for the vertical shaft variant, the targets of the PSP Grimsel 3 project can be fulfilled better. The client thus decided that the Grimsel 3 project shall be equipped with an unlined vertical pressure shaft.

Peter Stakne, Ing., Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH

Schachtherstellung mit Raise Boring

Ingenieur Bade entwickelte 1949 die erste Raise-Boring-Maschine. Das Prinzip des Raise Boring ist in 2 Arbeitsschritte geteilt: der Pilotbohrung von oben nach unten und der Aufweitbohrung von unten nach oben. Heute ist man in der Lage, Durchmesser über 7.00 m und Tiefen über 1200 m zu bohren. Zielbohrgeräte ermöglichen eine Genauigkeit von ca. 0.002 % der Bohrlänge. Als Konkurrenz zum Raise Boring steht der konventionelle Aufbruch mittels Alimak.

Producing Shafts with Raise Boring

In 1949 the engineer Bade developed the first raise-boring machine. The raise-boring principle is divided into 2 working steps: the pilot drilling from the top to the bottom and the enlargement boring from the bottom to the top. Nowadays it is possible to master diameters in excess of 7.00 m and depths of over 1200 m. Targeted drilling units enable an accuracy of approximately 0.002 % of the boring length to be attained. Conventional excavation by means of Alimak represents an alternative to raise boring.

1 Geschichtlicher Hintergrund der Raise-Boring-Technik

Trotz der englischen Bezeichnung liegen die Ursprünge des Raise Boring in Deutschland. Ingenieur Bade entwickelte bereits 1949 die erste „Raise-Boring-Maschine“, bestehend aus einer Winde und einem Bohrer, um einen Schacht mit einem Durchmesser von 1.52 m zu fräsen. Bevor Bades Gerät eingesetzt werden konnte, musste ein Pilotloch gebohrt werden, um das Seil für den Bohrkopf von einer Sohle zur unteren abzulassen. Der am Seil hängende Bohrkopf war selbstrotierend. Bade hoffte, mit dieser neuen Methode die für die Mineure gefährlichere konventionelle Schachtbauherstellung zu verdrängen. Der nächste grössere Schritt in der Entwicklung erfolgte in den späten 1950ern durch Robert E. Cannon. In Zusammenarbeit mit anderen Maschinenbauunternehmen wurde die nächste Generation der Raise-Boring-Maschinen entwickelt. Neben Robert E. Cannon war die Firma Robbins massgeblich an der Entwicklung beteiligt [1]. Robbins stellt auch heute noch die grösste Anzahl an Raise-Boring-Maschinen weltweit und eine Typenvielfalt von 16 verschiedenen Modellen inklusive Maschinen für „Box-hole drilling“ und „Down reaming“.

Grundsätzlich war die Arbeitsweise dieselbe wie bei Bade, jedoch mit dem Unterschied, dass der Bohrkopf ohne lange Versorgungskabel auskommt. Die Verbindung zwischen Maschine und Bohrkopf war eine starre Welle – das Bohrgestänge. Ab 1955 wurde das Verfahren erstmals in Westdeutschland angewendet und zwar im Steinkohlebergbau des Saarlandes. Eingesetzt wurde ein von der Firma Wirth aus Erkelenz entwickeltes Bohrgerät. Das Verfahren trat damit in Wettbewerb zu dem seit 1945 im

1 Historical background to raise boring technology

In spite of the English term, the origins of raise boring are to be found in Germany. Back in 1949, the engineer Bade developed the first “raise-boring machine” consisting of a winch and a borer in order to produce a shaft with 1.52 m diameter. Prior to Bade’s appliance being used, a pilot bore had to be produced so that the cable for the cutterhead could be lowered from one level to the lower one. The cutterhead suspended from the cable rotated automatically. Bade hoped that this new method would replace the conventional method of sinking shafts, which always endangered tunnelers. The next major step in development took place thanks to Robert E. Cannon in the late 1950s. The next generation of raise-boring machines was devised in conjunction with other mechanical engineering manufacturers. The Robbins Company was largely involved in developments alongside Robert E. Cannon [1]. Still today Robbins produces the largest number of raise-boring machines worldwide and a range of 16 different models including machines for “box-hole” drilling and “down reaming”.

The method of working remained the same as with Bade, only with the difference that the cutterhead makes do without the long supply cable. The connection between the machine and cutterhead was a rigid shaft – the drilling rod. The method was introduced in West Germany for the first time in 1955, namely in the Saarland hard coal mining region. A unit developed by the Wirth Company from Erkelenz was deployed. As a result, the method found itself competing with conventional large hole drilling units developed since 1945 in German coal mining. The raise-boring method was

Construction de puits par Raise Boring

C'est l'ingénieur Bade qui a mis au point la première machine «Raise Boring», en 1949. Le principe du Raise Boring est de réaliser des puits en 2 phases de travail. La première : un forage pilote dirigé et exécuté de haut en bas. La deuxième : un forage d'élargissement, de bas en haut. Ainsi, il est aujourd'hui possible de réaliser des puits d'un diamètre de plus de 7.00 m et à des profondeurs de plus de 1200 m. Les foreuses dirigées permettent d'obtenir une précision de 0.002 % par rapport à la longueur de forage. Le procédé Raise Boring fait concurrence à l'excavation traditionnelle par Alimak.

Costruzione di pozzi tramite Raise Boring

Nel 1949 l'ingegner Bade realizzò la prima macchina per Raise Boring. Il principio del Raise Boring è di realizzare i pozzi in due fasi di lavoro di cui la prima consiste in una perforazione pilota dall'alto verso il basso e la seconda nella perforazione di allargamento dal basso verso l'alto. Oggigiorno è possibile realizzare dei pozzi con diametri di oltre 7.00 m e in profondità di oltre 1200 m. Le perforatrici di precisione permettono di ottenere una lunghezza di perforazione con un margine di errore dello 0.002%. In alternativa al Raise Boring c'è lo scavo tradizionale col metodo Alimak.

deutschen Steinkohlebergbau entwickelten Grosslochbohren herkömmlicher Art. Bereits nach kurzer Einführungszeit setzte sich das Raise-Boring-Verfahren durch [2]. Die erste Raise-Boring-Maschine, die dem heutigen Design entspricht, entstand 1962. Diese Maschine mit der Bezeichnung 31R wurde von Robbins gebaut und in der Homer-Wauseca Mine in Michigan getestet. Nach einigen Modifikationen konnten mit dieser Maschine Schächte mit einem Durchmesser von bis zu 1.83 m gebohrt werden. Diese erste Raise-Boring-Maschine wurde auch noch 1975 für Schachtbohrungen eingesetzt.

Die kanadische Grube Inco war der erste Bergbau, welcher die Raise-Boring-Maschinen regelmässig für Ventilations- und Sturzschächte einsetzte. Bis 1975 besass Inco bereits 9 Maschinen des Typs 61R, mit denen Bohrungen bis zu 2.44 m Durchmesser und Tiefen bis zu 450 m niedergebracht werden konnten.

Anfangs wurde das Raise Boring im Bergbau eingesetzt, bevor es sich auch bei Infrastrukturprojekten, Wasserkraftanlagen usw. durchgesetzt hat.

2 Technische Möglichkeiten der Raise-Boring-Technik

Kamen zu Beginn dieser technischen Art der Schachtherstellung eher kleinere Durchmesser und kurze Längen zur Ausführung, so ist man heute, abhängig von der Geologie, in der Lage, Durchmesser über 7.00 m und Tiefen bis über 1200 m zu bohren. Die Grundidee von Ingenieur Bade wurde dabei nie ausser Acht gelassen, diese Methode ist derzeit die sicherste und wurde mit der Zeit auch die schnellste Methode, um Schächte herzustellen.

Der Trend geht laut Aussage verschiedener Raise-Boring-Gerätehersteller zu Bohrgeräten mit der Möglichkeit, Durchmesser von 4.00 m und grösser bohren zu können (Bild 1). Mit der Vorgabe, grössere Durchmesser und grössere Tiefen bohren zu können, steigen natürlich auch die Risiken.

able to prove itself after only a short introductory period [2]. The first raise-boring machine, corresponding to today's design, originated in 1962. This machine bearing the specification 31R was built by Robbins and tested in the Homer Wauseca Mine in Michigan. Following several modifications, this machine was capable of drilling shafts of up to 1.83 m diameter. This first raise-boring machine was still used for drilling shafts in 1975.

The Canadian Inco mine was the first pit which regularly deployed raise-boring machines for ventilation and gravity shafts. Until 1975, Inco possessed no less than 9 machines – Type 61R, by means of which shafts of up to 2.44 m diameter and depths of up to 450 m could be produced.

Initially the raise-boring method was used in mining, prior to it making headway in infrastructure projects, hydropower plants, etc. as well.



1 Erweiterbarer Aufweitkopf
Extendable enlargement tool

Hauptaugenmerk legte man nun nicht mehr nur auf die Maschinen, sondern auf das Zubehör wie Bohrgestänge, Pilotkrone oder Meissel für die Aufweitkrone. Die Risiken bei längeren Bohrungen mit grösseren Durchmessern liegen vor allem beim Bohrgestänge und hier besonders dem Gewindeteil. Die Hersteller berücksichtigen diese Tatsache, indem sie Antrieb und Kontrollsystem grösstes Augenmerk widmen. Die Raise-Boring-Maschinen haben verschiedene Antriebe:

1. Der hydraulische Antrieb hat eine variable Geschwindigkeit und ein sehr elastisches Drehmomentverhalten bei einfacher Begrenzung. Durch die geringe Masse des Rotors ist die Gefahr eines Gestängebruches sehr gering.
2. Der elektrische Antrieb, ebenfalls mit einer variablen Geschwindigkeit, geregelt durch Frequenzumwandlung und sehr präziser Drehmomentbegrenzung und -kontrolle.

Die grossen Raise-Boring-Maschinen sind heute in der Lage, Zugkräfte bis zu ca. 1600 t aufzubringen und Drehmomente bis ca. 1100 kNm zu bewältigen. Diese Kräfte sind notwendig, da das einzusetzende Bohrgestänge bei einer Schachttiefe von 1000 m ein Eigengewicht von ca. 500 t hat. Das Gewicht einer Aufweitkrone mit 6.00 m Durchmesser inklusive der erforderlichen Meissel beträgt ca. 35 t, sodass je Meissel ein max. Anpressdruck von ca. 28 t zur Verfügung steht. Der bis heute grösste mit einer Raise-Boring-Maschine gebohrte Schacht hat eine Tiefe von 1260 m mit einem Durchmesser von 7.10 m. Auch wenn man nach Durchmessern von > 6.00 m und mehr als 1400 m Bohrtiefe Interesse zeigt, so sind zzt. die Kosten für ein entsprechendes Bohrgestänge und der Risikofaktor jene Elemente, die dem System die Grenzen aufzeigen.

3 Arbeitsprinzip des Raise Boring

Die Raise-Boring-Methode ist eine reine mechanische Ausbruchmethode. Um dem auch bei der Installation der Geräte gerecht zu werden, wurde ein System entwickelt, welches erlaubt, das Bohrgerät mittels Crawler selbstfahrend zum Bohrplatz zu bewegen und dort in der erforderlichen Position zu platzieren. Dieses System kann den Zeitaufwand für die Installation bis zu 75 % reduzieren. Bei entsprechender Planung (fertiges Betonfundament) ist die Raise-Boring-



2 Raise-Boring-Anlage auf einer Staumauer
Raise-boring unit on a dam

2 Technical possibilities offered by raise-boring technology

Although when this technical procedure was first employed shafts with smaller diameters and short lengths were produced, nowadays it is possible to drill diameters in excess of 7.00 m and depths of up to 1200 m depending on the geology. Engineer Bode's basic idea was never disregarded: this method remains the safest and in time emerged as the speediest means of producing shafts.

According to various manufacturers of raise-boring machines, the trend is towards units capable of drilling a diameter of 4.00 m and more (Fig. 1). It goes without saying that risks also tend to grow under the provision of being able to drill larger diameters and greater depths.

Today the main focus is no longer directed at the machines but accessories such as the drill rods, pilot bit or cutter for the enlargement reamer. The risks for longer drilling projects with greater diameters are mainly associated with the drill rod and the threaded part in particular. The manufacturers take this factor into account by devoting the greatest possible attention to the drive and control system. The raise-boring machines possess various drives:

1. The hydraulic drive has a variable speed and an extremely elastic torque behaviour given straightforward restriction. The danger of the rod breaking is very slight owing to the low mass of the rotor.
2. The electric drive, also provided with a variable speed, regulated by frequency conversion and extremely precise torque restriction and control.

The large raise-boring machines are in the position today of generating tensile forces of up to approximately 1600 t and overcoming torques of up to 1100 kNm. These forces are needed, as the drill rod applied for a shaft depth of 1000 m possesses a dead weight of roughly 500 t. The weight of an enlargement reamer with 6.00 m diameter, including the required cutter, amounts to some 35 t so that each cutter has a maximum contact pressure of approximately 28 t available. The biggest shaft built so far with a raise-boring machine is 1260 m deep and has a diameter of 7.10 m. Even when interest is displayed in diameters of > 6.00 m and a drilling depth in excess of 1400 m, at present the costs for a corresponding drill rod and the risk factor are the elements that restrict the limits of the system.

3 Raise boring working principle

The raise-boring method is a pure mechanical excavation method. In order to take this into account during the installation of the equipment, a system was developed which permits the drill unit to move under its own steam via a crawler to the point of boring and place itself in the necessary position. This system is capable of reducing the time outlay for the installation by up to 75 %. Given corresponding planning

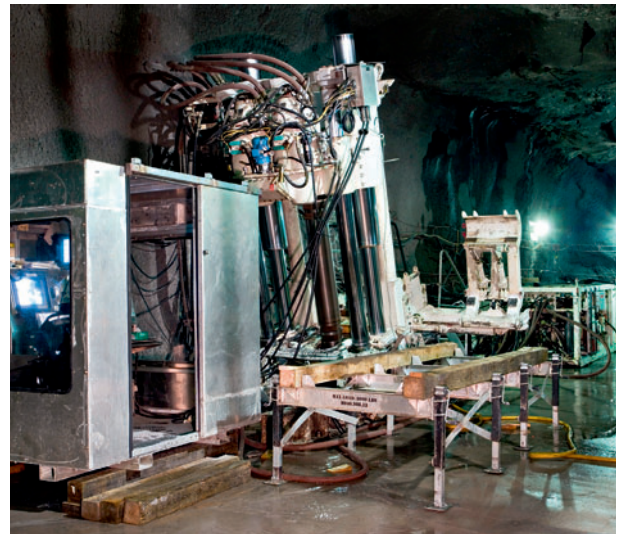
Anlage inklusive aller Nebengeräte und Bohrgestängezuführung und -lager innerhalb von 5 bis 7 Tagen aufgebaut und bohrbereit (Bild 2). Für die Demontage, ohne Entsorgung des Betonfundamentes, werden ebenfalls ca. 5 bis 7 Tage benötigt. Das Herausheben des Aufweitkopfes ist hierbei noch nicht berücksichtigt, da der Zeitaufwand vom Durchmesser des Aufweitkopfes abhängig ist.

Voraussetzung, um die Raise-Boring-Methode anzuwenden, ist der Zugang zum Schachtkopf und -fuss. Der Bohrplatz sollte eine Größe von ca. 10.00 auf 10.00 m betragen (Bild 3), zusätzlich dazu ausreichend Lagerfläche für das Bohrgestänge. Diese Lagerfläche ist abhängig von der Tiefe des zu bohrenden Schachtes.

Das Prinzip dieser Art der Schachtherstellung ist in 2 Arbeitsschritte geteilt (Bild 4), die Pilotbohrung und die Aufweitbohrung. Die Arbeitsschritte werden im Folgenden erläutert.

3.1 Die Pilotbohrung von oben nach unten

Die Wahl der Pilotkrone (Bild 5) ist gebirgsabhängig (Härte, Elastizität, Abrasivität, Porosität, Durchdringbarkeit, Zähigkeit). Typen mit verschiedenen Zahnformen in doppelkonischer oder sphärischer Form werden verwendet. Hinter der Pilotkrone kommen Stabilisatoren zum Einsatz. Diese Stabilisatoren haben Längsrippen oder Spiralrippen, welche den gleichen Durchmesser wie die Pilotkrone haben. Diese Stabilisatoren zentrieren den Bohrstrang und sind massgeblich für die Einhaltung der Richtung der Pilotbohrung verantwortlich. Hinter den Stabilisatoren kommt das Bohrgestänge, welches einen um 1" bis 2" geringeren Durchmesser als die Pilotkrone hat (Bild 6). Im Allgemeinen haben die Stabilisatoren bzw. die Bohrstangen eine Länge von 1.50 m. Zur Unterstützung der Pilotkrone kann unmittelbar hinter der Pilotkrone ein Roller Reamer (Bild 7) eingesetzt werden. Dieser soll nicht nur die Pilotkrone in Mittel-lage, sondern auch das Pilotloch bei erhöhtem Verschleiss der Pilotkrone auf Massgenauigkeit halten. Damit können erhöhte Drehmomente verhindert werden und gleichzeitig wird ein gleichmässiger Durchmesser für eventuelle Kronenwechsel gewährleistet. Der Austrag des Bohrgutes während der Pilotbohrung erfolgt meistens mittels Wasser, welches im Bohrgestänge zur Pilotkrone gepumpt wird und so das Bohrklein zwischen dem Bohrgestänge und der Bohrlochwand hochfördert. Der Ringraum zwischen dem Bohrgestänge und der Bohrlochwand bleibt also immer gefüllt, sodass die Spülungssäule einen gewissen Druck auf das umgebende Gebirge ausübt und somit bedingt zur Stabilisierung des Bohrloches dient. Bei schwierigen geologischen Verhältnissen (instabiles Gebirge) kann es trotzdem erforderlich sein, dass anstatt Wasser auch eine Stützmittelflüssigkeit (z. B. Einsatz von Bentonit) verwendet werden muss. Das Sauberhalten der Bohrlochsohle ist von entscheidender Wichtigkeit. Versuche haben ergeben, dass Bohrklein in einer Dicke von 0.5 bis 5 mm eine bis zu 40 % reduzierte Bohrleistung hervorrufen kann. Die Spülflüssigkeit kann mittels Absetzbecken gereinigt und somit wieder verwendet werden. Zusätz-

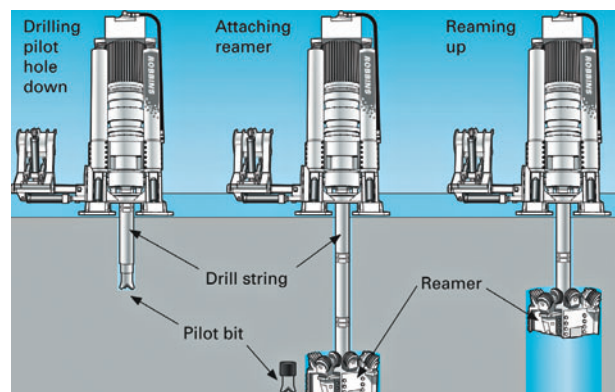


3 Raise-Boring-Anlage unter Tage
Raise-boring unit underground

(finished concrete foundation), the raise-boring unit including all accessory equipment and drill rod feeding system and bearings, is assembled and ready for drilling within 5 to 7 days (Fig. 2). For disassembly, without disposing of the concrete foundation, approximately 5 to 7 days at the most are needed. Removal of the enlargement head is not taken into consideration here, as the time needed depends on the head's diameter.

The prerequisite for deploying the raise-boring method is access to the shaft head and bottom. The drilling yard should be some 10.00 by 10.00 m in size (Fig. 3). Furthermore, there must be sufficient storage space for the drill rod. This storage space depends on the depth of the shaft that has to be bored.

The principle of this kind of shaft production is split into 2 working steps (Fig. 4): the pilot bore and the enlargement bore. These working steps are explained as follows.



4 Arbeitsschritte Raise Boring – Pilotbohrung – Wechsel der Pilotkrone gegen Aufweitkopf – Aufweitung
Working steps for raise boring – pilot bore – replacement of the pilot bit by the enlargement reamer – enlargement



5 Verschiedene Typen von Pilotbohrkronen
Various types of pilot bore reamers

liches Frischwasser muss jedoch wegen der zunehmenden Tiefe regelmässig zugeführt werden.

Alternativ zum Austragen des Bohrkleins mittels flüssig gestütztem Medium besteht auch die Möglichkeit, das Bohrklein mit Druckluft auszutragen. Hierfür sind jedoch im Bereich des Raisers entsprechende Vorkehrungen zu treffen, um die geforderten Sicherheits- und Gesundheitsregeln einzuhalten.

Aufgrund des hohen Gewichtes des Bohrstranges wird, ausgenommen auf den ersten Metern, die Pilotbohrung auf Zug gebohrt und nicht auf Druck. Die Vortriebsleistung kann je nach Art der Geologie von einigen Zentimetern bis zu mehreren Metern pro Stunde betragen. Bei weichem Gebirge mit hohem Bohrfortschritt ist auf eine ausreichende Bohrkleinaustragung zu achten.

Während der Pilotbohrung ist das Vorhalten einer Notstromversorgung zu gewährleisten. Es ist nicht zwingend erforderlich, um die Bohraktivitäten weiterführen zu können, jedoch soll die Möglichkeit gegeben sein, die Spülung aufrechtzuerhalten. Ist das nicht gewährleistet, kann das Bohrgut, welches sich zwischen Fels und Bohrgestänge befindet, zur Bohrsohle absinken, sich dort komprimieren und das Bohrgestänge blockieren. Ein festgefahrenes Bohrgestänge ist nur mit sehr hohem Aufwand freizubringen. Ausserdem sollte die Möglichkeit gegeben sein, das Bohrgestänge anzuheben, um es im Raiser fixieren zu können. Ist das nicht der Fall, kann die Pilotkrone aufgrund des Bohrgestängengewichtes mit zu hoher Last beaufschlagt werden. Dies kann zu Schäden an den Lagern der Pilotkrone führen.

Abhängig von der Gesteinhärte liegen die Bohrleistungen bei Pilotbohrungen im Allgemeinen zwischen 0.75 und 1.25 m/h.

3.2 Die Aufweitung von unten nach oben

Nachdem die Pilotkrone durch die Aufweitungskrone ausgewechselt wurde, beginnt die Aufweitung. Um grössere

3.1 Pilot boring from the top to the bottom

The choice of the pilot bit (Fig. 5) depends on the rock (hardness, elasticity, abrasiveness, porosity, penetrability and toughness). Types with different tooth lengths in double-conic or spheroid form are applied. Stabilisers are employed behind the pilot bit. These stabilisers possess longitudinal ribs or spiral ribs, which are the same diameter as the pilot bit. The stabilisers centre the drill rod and are mainly responsible for maintaining the direction of the pilot bore. The drill rod follows the stabilisers, with a slighter diameter than the pilot bit of 1" to 2" (Fig. 6). Usually the stabilisers and the drill rods are 1.50 m long. A roller reamer can be applied directly behind the pilot bit in order to support it (Fig. 7). This is intended to retain the accuracy of the pilot bore in the event of increased wear on the pilot bit as well as ensuring the pilot bit maintains its central position. In this way, increased torques can be prevented and at the same time a uniform diameter for a possible replacement of the reamer is assured. The drilled material is normally removed with water during the pilot boring which is pumped in the drill rod to the pilot bit so that the material is transported to the surface between the drill rod and the bore hole wall. The annular gap between the drill rod and the bore hole wall thus always remains filled so that the fluid column exerts a certain pressure on the surrounding rock, serving to stabilise the bore hole. In the event of tricky geological conditions (unstable rock), it can nonetheless be necessary to apply a supporting fluid (e.g. bentonite) instead of water. It is essential to keep the bottom of the bore hole clean. Tests have shown that cuttings 0.5 to 5 mm thick can cause a drilling rate reduced by up to 40 %. The flushing fluid can be cleaned by means of a settling tank and then reutilised. Additional fresh water must, however, be added regularly on account of the increasing depth.

There is also the possibility of removing the cuttings by compressed air instead of removing them by a fluid-supported agent. Towards this end corresponding preparations have to be made to the Raiser to ensure that the required safety and health regulations are observed.

On account of the high weight of the drill rod, the pilot boring is undertaken according to tension bar rather than pressure for the first few metres. The rate of advance can vary from a few centimetres to several metres per hour, depending on the nature of the geology. Care must be observed to ensure that the cuttings are disposed of quickly enough given loose ground with high drilling progress.

During the pilot bore an emergency power supply must be made available. It is not absolutely necessary to maintain drilling activities, however, the possibility should exist to keep flushing going. Should this not be the case the cuttings, which are located between the rock and the drill rod, can sink to the bottom of the hole, where they collect and block the drill rod. When a drill rod is stuck, it is very difficult to release. In addition, it should also be possible to raise the

Producing Shafts with Raise Boring

Drehmomente bzw. ein leeres Durchdrehen während der Anschneidphase zu vermeiden, sollte die Anschneidfläche möglichst eben hergestellt werden. Während der Aufweitbohrung fällt das gebohrte Gestein zum Schachtfuss und kann dort mittels Ladegeräten abgefördert werden. Selbstverständlich sind im Bereich des Schachtfusses entsprechende Schutzmassnahmen zu treffen, damit durch das herabfallende Bohrklein keine Unfälle entstehen. Dies kann durch einen Vorhang (z. B. aus altem Förderbandgummi) erfolgen, der im Firstbereich des Schachtfusses montiert wird und bis ca. 1.50 m oberhalb der Sohle geführt wird. Es wird somit verhindert, dass grösseres Bohrklein vom im Schachtfussbereich aufgebauten Schuttkegel abrallen und in Richtung Schuttergerät springen kann. Für den Aufweitvorgang ist keine Wasserspülung erforderlich.

Das grösste Biegemoment bei diesem Arbeitsschritt entsteht in der Verbindung zwischen dem Aufweitkronenstamm und der ersten Verbindung zum Bohrstrang. Um diesen Biegekräften entgegenzuwirken, sollte dieser Aufweitkronenbohrstamm (abhängig auch vom Aufweitkronendurchmesser) eine Länge bis zu 3.00 m haben.

Hatten die Aufweitkronen früher eine sogenannte Weihnachtsbaumform, so arbeitet man heute mit flachen Aufweitköpfen (Bild 8) mit ausreichenden Öffnungen zwischen den Meisselmontageflächen, damit das gebohrte Material problemlos nach unten fallen kann. Um die verschiedenen geologischen Gegebenheiten zu berücksichtigen, kann die Schneidgeometrie der Aufweitkrone durch die Anordnung der Meissel mit verschiedener Anzahl von sogenannten Warzenreihen beeinflusst werden (Bild 9). Bei einer Aufweitkrone mit einem Durchmesser von 6.00 m sind ca. 32 Meissel erforderlich. Jene Meissel, die dem Pilotloch näher positioniert sind, haben einen geringeren Neigungswinkel als die äussersten, die sogenannten Randmeissel.

Im Gegensatz zur Pilotbohrung ist eine Notstromversorgung für den Aufweitvorgang nicht unbedingt erforderlich.

Die Bohrleistung ist hier nicht nur abhängig von der Geologie, sondern auch von dem zu bohrenden Durchmesser: Bohrleistungen > 2.00 m sind möglich.

4 Zielbohrtechnik für das Raise Boring

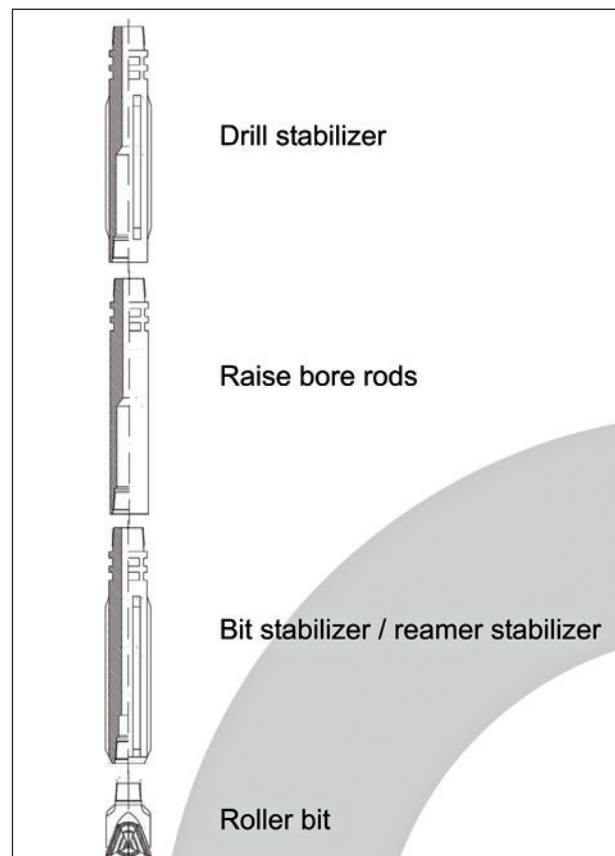
Ursprünglich war das Hauptproblem beim Raise Boring die Genauigkeit der Pilotbohrung. Häufige Ursachen für die Abweichung sind steile, einfallende Schichtungen unterschiedlicher Härten der Gesteine. Am Projekt Kraftwerk Uttendorf II (1982) wurde erstmals (ausgenommen einiger Probeeinsätze) ein sogenanntes Zielbohrgerät eingesetzt, welches unmittelbar hinter der Pilotkrone angeordnet wurde. Mit dem Einsatz solch eines Gerätes waren Bohrgenauigkeiten von < 0.5 % der Bohrlänge erzielbar. In Uttendorf waren das 0.17 % oder ca. 1.00 m bei einer Schachtlänge von 587 m. Mit den Erkenntnissen aus dieser Bohrung

drill rod in order to be able to place it in the raiser. Should this not be possible, the pilot bit might have to sustain too high a load on account of the drill rod. This can lead to damage to the bearings of the pilot bit.

Depending on the rock harnesses, the drilling rates for pilot bores generally amount to between 0.75 and 1.25 m/h.

3.2 The enlargement from the bottom to the top

After the pilot bit is replaced by the enlargement reamer, the enlargement is embarked on. In order to avoid greater torques or overrunning during the start of the reaming, the cutting surface should be produced as evenly as possible. During the enlargement bore the drilled rock falls to the shaft bottom where it can be removed via loading equipment. It goes without saying that corresponding protective measures have to be catered for at the shaft bottom area so that no accidents occur on account of the falling cuttings. This can be carried out by means of a curtain (e.g. from old belt conveyor rubber), which is mounted in the roof zone of the shaft bottom and continued down to about 1.50 m above the floor. In this way, larger amounts of cuttings are prevented from bouncing off debris cones that have accumulated in the shaft bottom area and ricocheting towards the mucking equipment. No flushing with water is needed for the enlargement phase.



6 Bohrstranganordnung
Drill string arrangement



7 Roller Reamer

wurde das Gerät weiterentwickelt und erfolgreich u. a. bei der Kontinentaltiefbohrung in Deutschland bis auf 3000 m eingesetzt. Ein weiterer Einsatz war eine Flutungsbohrung mit einer Tiefe von 710 m im Mansfelder Kupferschieferbergbau, wobei die Abweichung lediglich 0.75 m betrug. Mit den heutigen weiterentwickelten Zielbohrgeräten (Bild 10), dem Rotary Vertical Drilling System (RVDS), werden Genauigkeiten von ca. 0.1 m auf 500 m (= 0.002 %) erzielt. Dieses selbststeuernde Gerät liefert neben den technischen Funktionsdaten für das Gerät selber auch die jeweilige Lage (Neigung und Richtung) der Bohrung zum Steuerstand des Raise-Boring-Bohrgerätes. Durch den Spülwasserfluss im Gestänge wird eine Turbine mit gekoppeltem Generator und eine Hydraulikpumpe betrieben. Ebenso erfolgt über diese Wassersäule die Datenübertragung von der Zielbohrereinheit zum Steuerstand. Da aus der Rotation des Bohrstrangs keine Energie für die Zielbohrereinheit erzeugt wird, kann somit auch bei stillstehendem Bohrstrang eine Datenübertragung erfolgen [3]. Die Einsatzzeit solch einer Zielbohrereinheit beträgt im Allgemeinen ca. 250 Stunden, jedoch wurden auch Einsatzzeiten von 641 Stunden erreicht.

Dieses Verfahren ist zzt. nur bei Vertikalbohrungen problemlos einsetzbar. Bei geeigneten Bohrungen kommen die Verfahren aus der Erdöl- und Erdgasindustrie zum Einsatz, welche kostenintensiver und zeitaufwendiger sind als die oben beschriebene Methode. So kann z. B. mittels Bohrturbinen die Pilotbohrung gesteuert werden. Dabei wird ein Bohrmotor, welcher unmittelbar hinter der Pilotkrone angeordnet ist, eingebaut. Das Drehen der Pilotkrone erfolgt mit diesem Bohrmotor, das Bohrgestänge dreht nur, um der Bohrung eine andere Richtung zu geben. Zum Unterschied der vorgenannten selbststeuernden Zielbohrtechnik, die die Abweichungen von der Sollachse bereits im Millimeterbereich korrigiert, erfolgt die Korrektur mittels Bohrmotor in wesentlich grösseren Bereichen.

Pilotbohrungen können natürlich auch vermessen werden, wobei grundsätzlich zwischen 2 Möglichkeiten unterschieden werden muss:

1. die Vermessung des Bohrloches mittels Single- oder Multishotgeräten, wozu das Bohrgestänge ausgebaut werden muss, oder

The largest bending moment during this working step ensues in the connection between the reamer stem and the first connection to the drill rod. In order to counteract these bending forces, this enlargement reamer stem should be up to 3.00 m long (also depending on the enlargement reamer diameter).

At one time, the enlargement reamers possessed what was known as a Christmas tree form, but nowadays flat enlargement heads are applied (Fig. 8) with sufficient openings between the reamer assembly areas, in order to ensure that the drilled material falls downwards without any problem. In order to take the various geological circumstances into consideration, the cutting geometry for the enlargement reamer can be influenced by setting up the reamers with a different number of so-called "rows of nipples" (Fig. 9). Approximately 32 bits are required for an enlargement reamer with 6.00 m diameter. The bits which are positioned closer to the pilot hole possess a lower angle of incline than those on the periphery, the so-called edge cutter.

In contrast to pilot boring, an emergency power supply is not entirely necessary for the enlargement procedure. Here the drilling rate no longer depends on the geology, but on the diameter to be drilled: drilling rates > 2.00 m are possible.

4 Target boring technology for raise boring

At one time, the main problem in conjunction with raise boring was the accuracy of pilot borings. Frequent causes for deviation are steep, dipping layers of varying rock hardnesses. A so-called target boring unit was used for the first time at the Uttendorf II power station (1982) (excepting a number of trial runs), which was arranged immediately behind the pilot bit. Thanks to the application of such a device, drilling accuracies of < 0.5 % of the boring length were attainable. In Uttendorf the result was 0.17 % or roughly 1.00 m given a shaft length of 587 m. On the basis of the findings obtained from this project, the device was further developed and successfully applied among other things for continental deep boring in Germany down to 3000 m. A further application was flood drilling with a depth of 710 m in Mansfeld copper mine, with the deviation amounting to only 0.75 m. By means of the present further developed target boring unit (Fig. 10), the rotary vertical drilling system (RVDS), accuracies of approximately 0.1 m over 500 m are attained (= 0.002 %). This automatic tool supplies the given position (incline and direction) of drilling to the control panel of the raise-boring unit in addition to the technical functional data for the device itself. Thanks to the flushing water flowing in the rod, a turbine with coupled generator and a hydraulic pump are driven. Similarly, data transference from the target boring unit to the control panel is effected via this water column. As no energy is produced for the target boring unit from the rotation of the drill string, data can also be transferred when the string is at a standstill [3]. The service life of such a target boring unit

2. die Möglichkeit mit dem sogenannten Measuring While Drilling System (MWD). Hierbei erfolgt die Messung des Bohrlochverlaufes während der Bohrung selbst, also ohne Ausbau des Bohrgestänges.

Die während des Bohrens gewonnenen Daten werden mittels Druck-Puls-Verfahren von der Sonde nach über Tage übertragen.

5 Risiken des Raise Boring

Neben den technischen Risiken gibt es auch geologische Risiken.

Die technischen Risiken wurden im Kapitel 2 bereits teilweise beschrieben. Die Wahl des Bohrgestänges richtet sich vorrangig nach dem zu bohrenden Durchmesser, da während des Aufweitungsvorganges das Bohrgestänge am meisten beansprucht wird. Neben den Zugkräften entstehen sehr hohe Drehmomentkräfte. Beide Komponenten komprimieren sich in den Gewindeteilen des Bohrgestänges. Mit einem speziell entwickelten Doppelgewinde werden diese Kräfte aufgenommen.

Selbstverständlich ist und bleibt die grösste Herausforderung neben den technischen Möglichkeiten die zu bewältigende Geologie. Die Geologie ist immer noch der Schlüssel, ob ein Schacht mit entsprechendem Durchmesser und grosser Tiefe gebohrt werden kann oder nicht. Wie bei allen Untertagebauwerken ist auch beim Raise Boring eine gute geologische Erkundung für die richtige Planung unerlässlich. Prinzipiell benötigt dieses Verfahren ein standfestes Gebirge. Klüftiges Gebirge kann sich ungünstig auswirken, vor allem dann, wenn es sich um grössere Klüfte handelt, welche sich nicht mit Bohrklein verlegen.

Teilweise können geologische Störzonen während der Pilotbohrung festgestellt werden. Ist dies der Fall, so kann man diese Störzone anbohren und mittels Injektionen versuchen zu stabilisieren. Bei grösseren Störzonen kann es vorkommen, dass man diese gebirgsverbessernden Massnahmen mehrmals wiederholen muss. Auch wenn die Pilotbohrung trotz solcher Störzonen fertiggestellt werden könnten, so besteht die Gefahr, dass es zu Verbrüchen im Schacht während der Aufweitbohrung kommt. Diese Verbrüche müssen in einem eigenen Arbeitsschritt ausgeräumt und mittels Stützmitteln wie Baustahlgitter, Spritzbeton und Anker gesichert werden. Hierfür ist es notwendig, eine Schachtbefahrungsanlage zu installieren, mit der diese Arbeiten durchgeführt werden können. Eher selten, aber schon vorgekommen ist, dass aus einer geologisch steil einfallenden Schicht eine Felsplatte in den Schacht abrutscht. Diese blockiert den gebohrten Schacht und eine Fortsetzung der Aufweitbohrung ist somit nicht mehr möglich, da das Bohrklein nicht zum Schachtfuss fallen kann. Mühevoll muss vom Schachtfuss aus dieser verlegte Teil des Schachtes freigesprengt werden, um die Aufweitbohrung fortsetzen zu können.



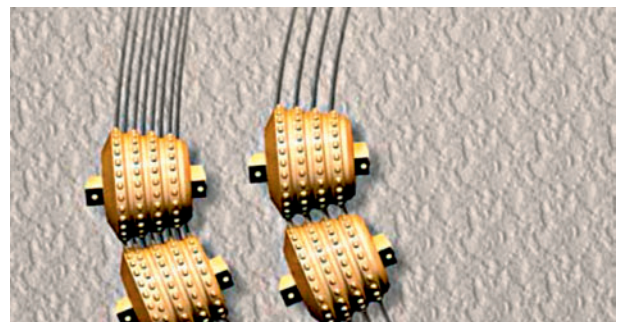
8 Aufweitkopf
Enlargement head

normally amounts to some 250 hours, although as much as 641 hours has been attained.

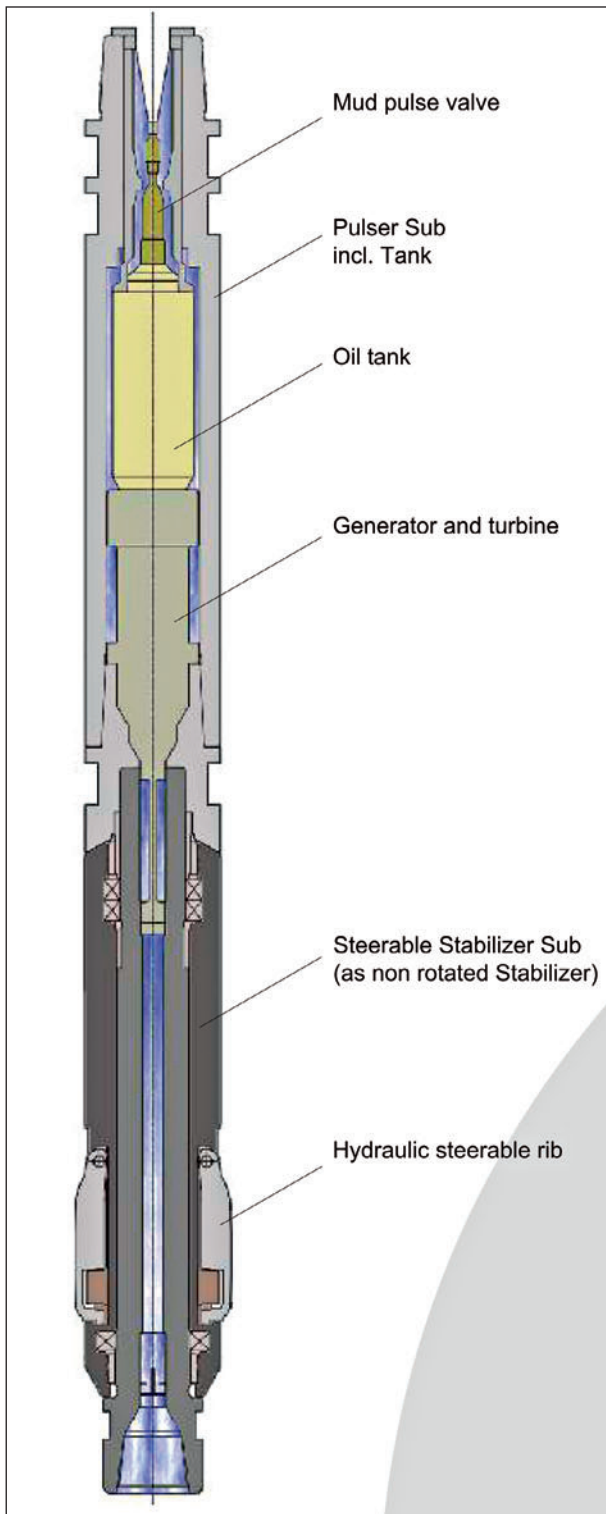
This method can currently only be used for vertical drilling without problems at present. For inclined bores the methods applied in the mineral oil and natural gas industry are used, which are more expensive and more time-consuming than the methods described above. Thus, for example, the pilot boring can be controlled via drill turbines. Towards this end, a drill motor set up immediately behind the pilot bit is installed. This motor rotates the pilot bit; the drill rod only rotates to provide another direction for boring. In contrast to the previously mentioned automatic target boring technology, which corrects deviations from the intended axis in millimetres, the correction range provided by the drill motor is far more widespread.

Pilot drillings can of course also be surveyed, with a distinction drawn between 2 possibilities:

1. surveying the drill hole by means of single or multi-shot units, for which purpose the drill rod must be extracted, or
2. the so-called measuring-while-drilling system (MWD). Here the course of the drill hole is measured during drilling itself, in other words without the drill rod having to be removed.



9 Verschiedene Typen von Meisseln für die Aufweitkrone
Various types of bit for the enlargement reamer



10 Systemskizze Rotary Vertical Drilling System
System sketch of the rotary vertical drilling system

6 Raise Boring als Schutterschacht

Mit der Raise-Boring-Methode können unter anderem auch sogenannte Schutterschächte gebohrt werden. Diese erleichtern wesentlich die Herstellung von Schächten, die im Sprengverfahren aufgeföhren werden.

The data gained during drilling are transferred to the surface from the sensor by means of the pressure-pulse method.

5 Risks of raise boring

Geological risks exist alongside technical ones.

The technical risks were partially described in Chapter 2. The choice of drill rod mainly depends on the drilling diameter, as the drill rod is subjected to the greatest strain during the enlargement process. Apart from tensile forces, extremely high torque forces ensue. Both components compress in the threaded sections of the drill rod. Thanks to a specially developed double thread, these forces are sustained.

It goes without saying that the geology to be mastered was and still remains the greatest challenge. The geology is always the key to whether a shaft with corresponding diameter and great depth can be drilled or not. As in the case of all underground structures, good geological exploration is essential for proper planning. Basically this method needs stable rock. Fissured rock can have an unfavourable effect, first and foremost when major fissures, which do not accommodate cuttings, are involved.

In some cases, geological fault zones can be established during pilot drilling. Should this be the case, then such a fault zone can be penetrated and attempts made to stabilise it by means of grouting. In the case of major fault zones, it can happen that such rock-improving measures have to be repeated several times. Even if the pilot drilling was actually completed in spite of such fault zones, the danger exists that caving can occur in the shaft during enlargement reaming. Such cases of caving have to be eliminated in a separate working step and secured using supports such as structural steel meshing, shotcrete and anchors. Towards this end, it is essential to install a shaft inspection unit with which such jobs can be carried out. It can sometimes happen, although seldom, that a slab of rock falls into the shaft from a geologically steep dipping layer. This blocks the drilled shaft, making it impossible to continue with boring the enlargement as the cuttings are unable to fall to the shaft bottom. This obstructed part of the shaft must be painstakingly freed by blasting to be able to press on with drilling the enlargement.

6 Raise boring as mucking shaft

So-called mucking shafts can also be produced using the raise-boring method. These considerably facilitate the production of shafts created via drill+blast.

In this way, there is no need for a complicated mucking system which transfers the blasted rock from the shaft bottom to the surface. This combined system also possesses the advantage that it reduces construction time. The blasted rock largely falls into the mucking shaft (raise-boring shaft) during the blasting phase. The residual blasted rock can be

Producing Shafts with Raise Boring

Es entfällt die Installation eines aufwendigen Schuttersystems, welches den gesprengten Fels von der Schachtsohle nach oben fördert. Dieses kombinierte System hat auch den Vorteil einer kürzeren Bauzeit. Der gesprengte Fels fällt zu einem grossen Teil bereits während der Sprengung in den Schutterschacht (Raise-Boring-Schacht). Der restliche gesprengte Fels kann je nach vorhandener Fläche durch Druckluft oder mithilfe eines Schuttergerätes über den vorhandenen Schutterschacht abgefördert werden.

Gründe für die Herstellung von Schächten im Sprengverfahren können unter anderem sein:

- ungünstige Geologie für Raise-Boring-Schächte mit grossem Durchmesser
- Durchmesser, die mit Raise Boring nicht gebohrt werden können
- Herstellungskosten in Billiglohnländern

Der Durchmesser des Schutterschachtes hängt vom endgültigen Schachtdurchmesser ab, sollte aber nicht weniger als 1.80 m betragen. Bei kleineren Durchmessern besteht die Gefahr, dass im Nachhinein mittels Sprengverfahren sich der Schacht mit gesprengtem Fels verlegt. Die Erfahrung hat gezeigt, dass Durchmesser für den Schutterschacht mit 2.20 und 3.00 m am günstigsten sind.

7 Alternative zum Raise Boring

Als Konkurrenz zu der vorgenannten Raise-Boring-Methode steht der konventionelle Aufbruch mittels Alimak. Der Vorteil der Alimakmethode liegt darin, dass zum Schachtkopf kein Zugang erforderlich ist. Weiters können Alimak-Schächte in runden, ovalen oder quadratischen Querschnitten ausgeführt werden. Bei kurzen Schächten sind auch unter gewissen Randbedingungen die Kosten der Alimakmethode günstiger. Trotzdem überwiegen in Summe die Vorteile der Schachtherstellung mittels Raise Boring:

- hohe Sicherheit für das Personal
- Einsparungspotenzial an Personal (1-Mannbetrieb nicht ausgeschlossen)
- schnellerer Ausbruchvorgang
- gebirgsschonender Ausbruch
- glatte Ausbruchlaibung und somit > 300 % geringerer Energieaufwand, um Luftmengen durch Wetterschächte zu blasen
- geringeres Ausschlagen bei Sturzschächten wegen der glatten Schachtwandung
- kein Stützmitteleinbau (Anker, Baustahlgitter, Spritzbeton)

removed via compressed air or with the aid of a mucking unit via the existing mucking shaft, depending on the space available.

Reasons for producing shafts by drill+blast can among other things be:

- unfavourable geology for raise boring shafts with large diameters
- diameters which cannot be accomplished by raise boring
- production costs in low-wage countries

The mucking shaft's diameter depends on the final shaft diameter, but should not be less than 1.80 m. In the case of smaller diameters, there is the danger that the shaft is ultimately filled with blasted rock if drill+blast is applied. Experience has revealed that diameters for the mucking shaft of 2.20 and 3.0 m are the most favourable.

7 Alternative to raise boring

Conventional excavation by means of Alimak represents an alternative to the above-mentioned raise-boring method. The advantage of the Alimak method is that no access is needed to the shaft head. In addition, Alimak shafts can be produced with round, oval or quadratic cross-sections. In the case of short shafts, the costs are more favourable for Alimak shafts under certain conditions. Nonetheless, there are more advantages for producing shafts using raise boring:

- high safety for manpower
- savings potential on manpower (1-man operation not precluded)
- speedier excavation procedure
- smoother excavation
- even rock wall and in turn > 300 % less energy output to blow quantities of air through ventilation shafts
- less deflection in the case of gravity shafts owing to the even shaft wall
- no need for support agents (anchors, structural steel meshing, shotcrete)

Literatur/References

- [1] Handbook of Mining and Tunnelling Machinery
- [2] Hans Werner Tonscheidt und Hans-Jürgen Großekemper
- [3] Micon Mining and Construction Products

Claudia Pollak-Reibenwein, Dr. techn., Dipl.-Ing., Andritz Hydro GmbH, Linz/A

Helmut Friedl, Dipl.-Ing., Product Group Penstock & Gates, Global Site Management, Vice President, Andritz Hydro GmbH, Linz/A

Sanierungsprojekt Cleuson-Dixence

Schnittstelle Betonbau und Stahlwasserbau

Der Schnittstelle zwischen den Disziplinen Betonbau und Stahlwasserbau muss bei der Montage und Einbetonierung einer Druckrohrleitung besonderes Augenmerk geschenkt werden – wie hier am Beispiel des Sanierungsprojektes Cleuson-Dixence aufgezeigt wird. Unzulängliche Ovalisierungen des Rohres, die durch schlechte Betonvorgaben entstehen, stellen ein enormes Beulrisiko dar und können bei Unterschätzung der hohen Anforderungen an die Ausführung zu Problemen führen.

Cleuson-Dixence Rehabilitation Project

Interface concrete and steel structure engineering

The interface between concrete and steel structure engineering must be accorded special attention for assembling and concreting a penstock. This is shown here taking the example of the Cleuson-Dixence rehabilitation project. Impermissible ovalisations of the pipe, caused by poor concreting specifications, represent an enormous risk for buckling and can lead to problems if the high demands placed on quality are underestimated.

1 Einleitung

Aufgrund des zu vermeidenden Beulrisikos von Panzerungen infolge Aussendruckes ist eine ausreichende Rundheit des Rohres sicherzustellen. Bereits minimale Abweichungen von der optimalen kreisrunden Querschnittsform des Rohres erhöhen das Beulrisiko enorm.

Unter dem Begriff Aussendruck kann einerseits der durch mögliches Sickerwasser entstehende Aussendruck auf die Rohrleitung im entleerten Zustand und andererseits der während des Betonierens hervorgerufene Druck verstanden werden. Ersterer Lastfall wird im Stahlwasserbau unter anderem bei der Auslegung der Wanddicken der Panzerung berücksichtigt – z.B. nach analytischen Berechnungsansätzen von S. Jacobsen [1] oder E. Amstutz [2]. Das Beulrisiko einer Panzerung wird durch zusätzliches Anbringen von aussenliegenden Beulringen minimiert – falls dies erforderlich ist. Man spricht dann von einer ringversteiften Panzerung im Unterschied zu einer glatten Panzerung. Letzterer Lastfall hingegen muss für die Montage und Einbetonierung der Druckrohrleitung berücksichtigt werden. Konstruktive Massnahmen, wie verfahrbare und mit dem Bühnenzug verbundene Betonringe oder temporär eingebaute Spinnen verhindern dabei das unzulässige Ovalisieren des Rohres während des Betoniervorgangs. Auch die Lagesicherung und

1 Introduction

It is essential to ensure that the pipe is sufficiently round on account of the buckling risk for steel linings caused by external pressure. Even minimal deviations from the optimal circular cross-section increase the buckling risk enormously.

The term external pressure on the one hand can denote the external pressure caused by possible seepage water on the pipeline when it is empty and on the other pressure caused during the concreting phase. The first load case is taken into account in steel structure engineering among other things by specifying the wall thicknesses of the lining – e.g. in keeping with analytical computations by S. Jacobson [1] or E. Amstutz [2]. The buckling risk for a steel lining can be minimised by adding buckling rings on the outside – should this be necessary. This is called a ring-stiffened lining in contrast to a smooth lining. The latter load case on the other hand must be considered for assembling and concreting the penstock. Constructional measures, such as mobile concreting rings connected with the rig or temporarily installed struts, prevent impermissible ovalisation of the pipe during the concreting phase. Securing the position and alignment of the pipeline must also be assured thanks to adequate specifications of concrete and steel structure engineering.

Projet de réhabilitation de Cleuson-Dixence

L'interface entre construction béton et construction métallique

L'interface entre les disciplines de la construction en béton et de la construction métallique doit faire l'objet d'une attention toute particulière au montage et à l'embétonnement d'une conduite forcée, comme dans l'exemple du projet de réhabilitation Cleuson-Dixence montré ici. Des ovalisations intolérables du tube d'acier, dues à un mauvais cahier des charges au niveau du bétonnage, représentent un énorme risque de flambage et peuvent, en cas de sous-estimation des hautes exigences en place, entraîner des problèmes à la réalisation.

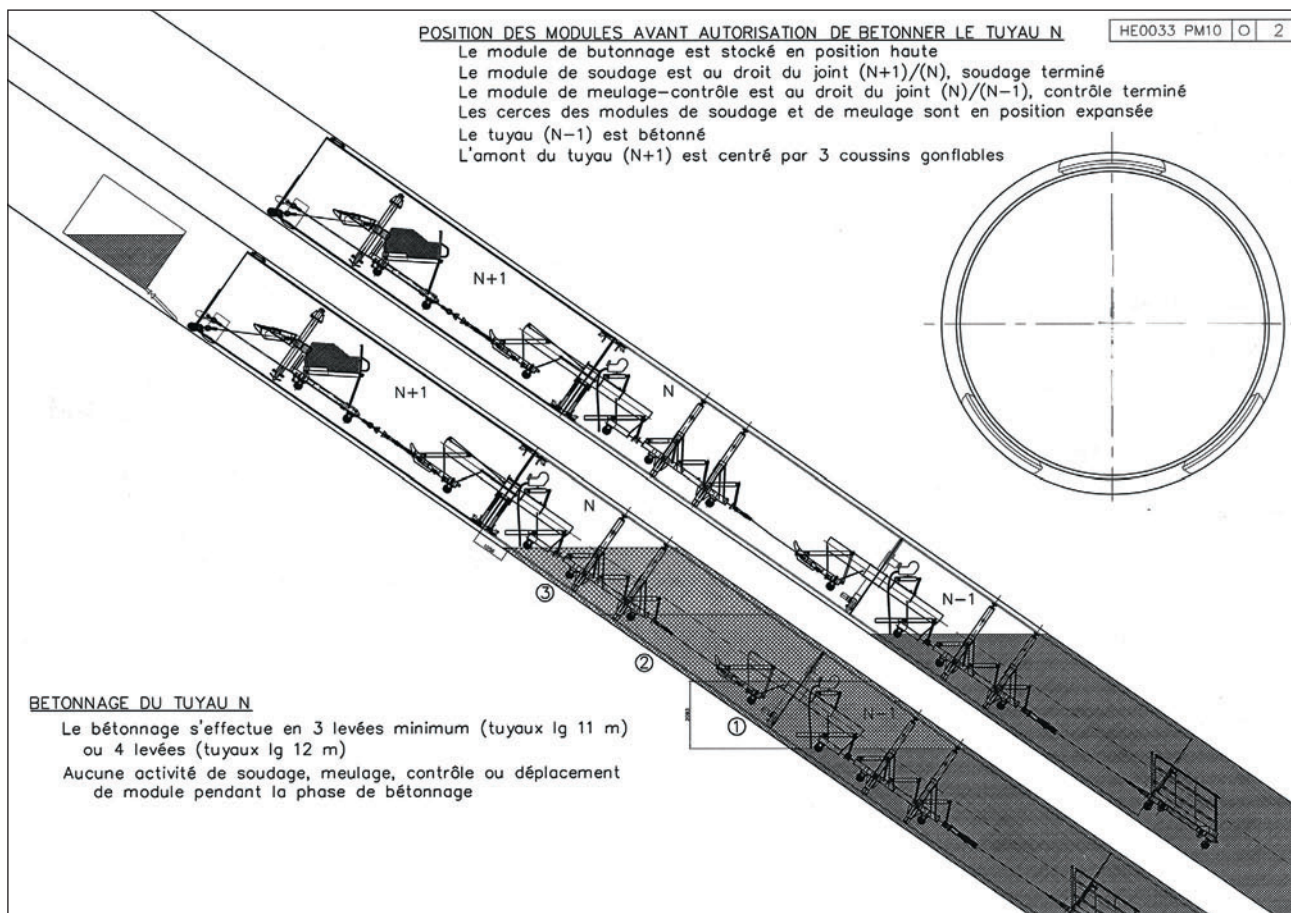
Progetto di risanamento Cleuson-Dixence

Interfaccia tra calcestruzzo e costruzione idraulica in acciaio

Nel montaggio e nell'annegamento in calcestruzzo di una condotta forzata si deve tenere in considerazione l'intersezione tra la costruzione in calcestruzzo e la costruzione idraulica in acciaio, come esemplificato con il progetto di risanamento di Cleuson-Dixence. Le insufficienti ovalizzazioni della condotta, dovute alle insufficienti norme di getto del calcestruzzo, rappresentano un rischio enorme di pressoflessione causandoci problemi nel caso in cui vengano sottovalutati i severi requisiti posti alla costruzione.

Linienführung der Rohrleitung müssen durch entsprechende Vorgaben von Beton- und Stahlwasserbau an die Ausführung gewährleistet werden.

The example of the pipe inlining in the pressure shaft at Cleuson-Dixence permits the sensitivity of this interface to be particularly well demonstrated, as in this case the only



1 Montagekonzept von SDEM Entreprises für Los I von Cleuson-Dixence gemäss Vorgaben von ANDRITZ HYDRO GmbH
 Assembly concept by SDEM Enterprises for contract section I at Cleuson-Dixence according to specifications by ANDRITZ HYDRO GmbH

Am Beispiel des Rohr-Inlining im Druckschacht von Cleuson-Dixence lässt sich die Empfindlichkeit dieser Schnittstelle besonders gut aufzeigen, da hierbei als zusätzliche Herausforderung der nur 130 mm messende Ringspalt zwischen dem bisherigen Panzerrohr und der neuen Druckrohrleitung mit einem speziellen selbstverdichtenden Beton aufgefüllt werden musste.

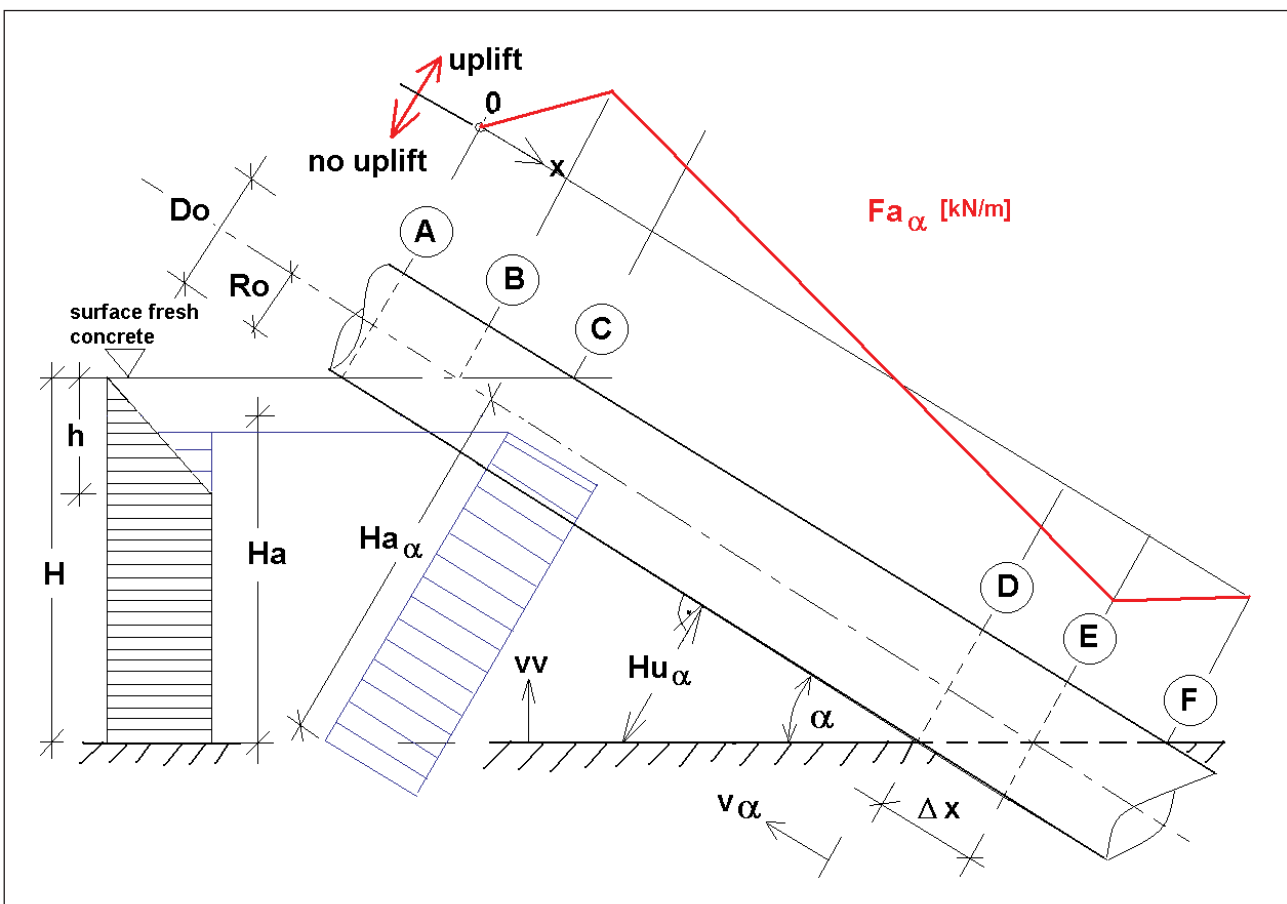
2 Berechnungsablauf an der Schnittstelle Betonbau – Stahlwasserbau

Wie bereits zuvor erwähnt, gibt es eine enge wechselseitige Beziehung zwischen Betonbau und Stahlwasserbau, wodurch der Berechnungsablauf für den aussergewöhnlichen Lastfall „Betonieren“ erheblich erschwert wird. Dem Stahlwasserbau fällt dabei die Aufgabe zu, die Blechdicken der Rohrleitung entsprechend den geforderten Tragsicherheitsnachweisen (geregelt z.B. nach Vorgaben in DIN 19704-1 [3] in Kombination mit DIN 18800 [4] und C.E.C.T. [5]) auszuliegen. Die Schnittstelle zwischen Stahlwasserbau und Betonbau hat dafür zu sorgen, dass durch den temporären Eingriff der Montage und des Betonierens die Stabilität des Rohres nicht gefährdet wird und das Rohr für den Betriebsfall eine ausreichende Rundheit bewahrt. Im Folgenden wird kurz erläutert, welche Schritte aus Sicht der Statik für die Berech-

130 mm large annular gap between the existing and the new steel lining had to be filled with a special self-compacting concrete – presenting a special challenge.

2 Computational sequence at the concrete – steel structure engineering interface

As previously mentioned, there is a reciprocal relationship between the concrete and steel structure engineering, as a result of which the computational sequence for the extraordinary load case “concreting” is made considerably more difficult. In this respect, steel structure engineering is charged with determining the plate thicknesses for the steel lining in keeping with the required safety concepts (according to, for example, specifications laid down in DIN 19704-1 [3] combined with DIN 18800 [4] and C.E.C.T. [5]). The interface between steel structure and concrete engineering must ensure that the pipe’s stability is not endangered by the temporary intervention of the assembly and concreting and that the pipe retains sufficient roundness for the operational state. In the following it will be briefly explained just which steps are necessary from the static viewpoint for the calculation and the resultant dimensioning of the bracings and uplift control.



2 Frischbetondruckverteilung auf eine schräge Rohrleitung mit resultierendem Auftriebskraftverlauf
Fresh concrete pressure distribution of an inclined pipeline with resulting uplift forces

nung und die daraus resultierende Dimensionierung der Aussteifungen und Auftriebsicherungen erforderlich sind.

2.1 Überlegungen zum Montagekonzept

Wie viele Rohrschüsse sollen angebaut sein, ehe diese teilweise oder zur Gänze einbetoniert werden? Welche Rohrstrecke kann hinterbetoniert werden? Aus stahlbaulicher Sicht ist ein Vorbau von mehreren Schüssen vorteilhaft, damit die Nachwärmung sowie die Wartezeit für die zerstörungsfreie Prüfung und allfällige Schweissnahtreparaturen zu keinen Bauzeitverzögerungen führen.

Wird der Beton ausgespiegelt oder kommt es zu einer Abschaltung? Diese Faktoren definieren die Position von Auflagern oder Niederspannungen des zu montierenden und eines zu betonierenden Rohrstrangs und führen damit zu konstruktiven Überlegungen hinsichtlich der Aufnahme möglicher Auflagerreaktionskräfte. Um die Spannungen und Deformationen der Rohrschale zu minimieren, sind unter Umständen zusätzliche Rohraussteifungsmassnahmen vorzusehen (Bild 1).

2.2 Fragen zur Betoneinbringung

Die Betoneinbringung muss überlegt werden – kommen Rinnenbeton von oben, Pumpbeton von unten mit mitgeführter verloraener Pumpleitung oder Betonwägen, die mit der Winde abgelassen werden, zum Einsatz? Welche Betoniergeschwindigkeit soll angenommen werden? In welchen Etappen soll betoniert werden? Dies hängt vor allem von den Gegebenheiten vor Ort ab, d. h. wie viel Beton kann eingebracht werden. Die Betonmischwägen müssen oft lange Transportwege bis zur hochalpinen Baustelle unter widrigen Umständen zurücklegen (enge und schlechte Strassenverhältnisse, winterliche Bedingungen).

2.3 Ermittlung des Betondrucks

Der von der Betoniergeschwindigkeit und zahlreichen anderen Faktoren abhängige Frischbetondruck, der der Berechnung zugrunde zu legen ist, wird z. B. gemäss DIN 18218 [6] geregelt. Der Betondruck wird dabei als Auftrieb, lotrecht auf die Achse der Rohrleitung wirkend, angesetzt (Bild 2). In den im Bild 2 markierten Schnittebenen A bis F ergibt sich die Druckverteilung des Frischbetons auf die Rohrschale gemäss Bild 3.

2.4 Statisches Modell der Rohrleitung und des Rohrquerschnitts

All diese Randbedingungen führen letztlich zu einem statischen Modell der Rohrleitungssektion mit der Überlagerung der Belastungen aus Eigengewicht (inklusive des Gewichts möglicher Rohrtransportwägen, Bühnen, Gerüste etc.) und aus dem als Auftrieb wirkenden Betondruck. Die Auflagerreaktionen sowie die Gesamtverformung der Rohrachse können dann mithilfe stabstatischer Rechenprogramme bestimmt werden.

Die Rohrschalen im Bereich der Auflager sowie an der Einspannstelle (Position A und E bis F in Bild 2) müssen hinsicht-

2.1 Considerations regarding the assembly concept

Just how many pipe elements must be installed before these are partially or fully concreted? Which pipe length can be backfilled with concrete? Seen from the steel engineering viewpoint, it is advantageous to install several elements, as warming-up as well as the waiting period for the non-destructive test and possible repairs to welding seams do not lead to any delays in the erection schedule.

Has the concrete levelled out or is formwork introduced? These factors define the position of supports or measures for pulling down the pipes that have to be assembled and concreted and thus lead to constructional considerations in conjunction with the assumption of possible support reaction forces. In order to minimise the stresses and deformations of the pipe shell, additional pipe bracing measures might also have to be undertaken depending on the circumstances (Fig. 1).

2.2 Issues regarding placing the concrete

Placing the concrete has to be considered – will highly flowable concrete from above, pump concrete from below with an accompanying abandoned pump line or a concrete carrier, which is set down by a heavy duty winch, be used? Which concreting speed should be chosen? In which stages should concreting take place? This primarily depends on the circumstances on the spot, i.e. how much concrete can be poured down. The concrete trucks must often travel considerable transport distances to reach an erection site high in the Alps under adverse circumstances (narrow and poor road conditions, wintry conditions).

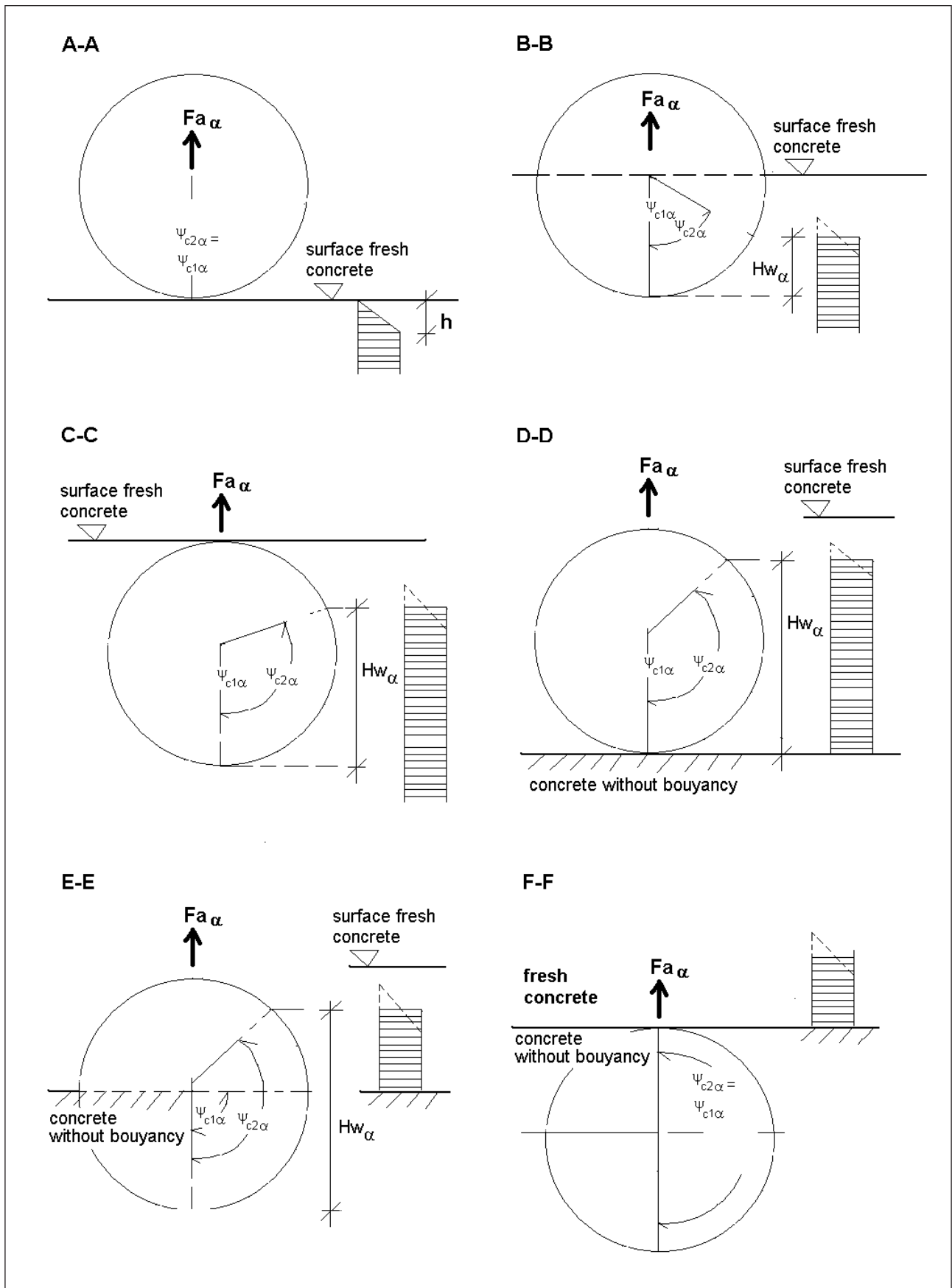
2.3 Determining the concrete pressure

The fresh concrete pressure on which the calculation is based, which depends on the concreting speed and numerous other factors, is, for example, regulated according to DIN 18218 [6]. In this respect, the concrete pressure is applied as uplift, acting perpendicularly to the axis of the pipeline (Fig. 2). In the section levels A to F marked in Fig. 2, the pressure distribution of the fresh concrete on the pipe shell results according to Fig. 3.

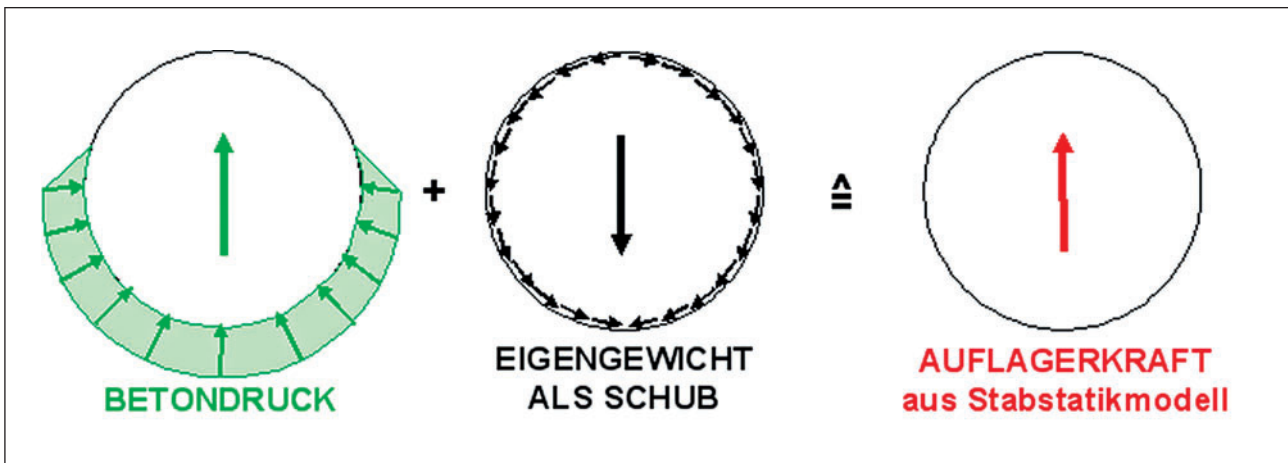
2.4 Static model of the pipeline and the pipe cross-section

All these basic conditions ultimately lead to a static model for the pipeline section covered by the loads resulting from the dead weight (including the weight of possible pipe carriers, platforms, scaffolding, etc.) and the concrete pressure acting as uplift. The supporting reactions as well as the total deformations of the pipe axis can then be established with the help of programmes, based on beam theory.

The pipe shells at the supports as well as at the clamping area (position A and E to F in Fig. 2) have to be considered separately with regard to permissible stresses and deformations. Towards this end, the supporting forces obtained from the static model for the pipeline are applied to the pipe cross-section (Fig. 4).



3 Frischbetondruck auf den Querschnitt einer schrägen Rohrleitung an unterschiedlichen Stellen
 Fresh concrete pressure on the cross-section of an inclined pipeline at different locations



4 Ansatz der Belastung aus Betondruck und Eigengewicht auf den Rohrquerschnitt im Auflagerbereich
Application of the loads derived from concrete pressure and dead weight on the pipe cross-section in the support area

lich zulässiger Spannungen und Verformungen getrennt betrachtet werden. Dazu werden die aus dem statischen Modell der Rohrleitung gewonnenen Auflagerkräfte auf den Rohrquerschnitt angesetzt (Bild 4).

Auch die Rohrschale im Bereich zwischen den Auflagern ist einer gesonderten Untersuchung zu unterziehen. Hierbei soll festgestellt werden, ob eventuelle Innenaussteifungen wie Betonierringe oder Spinnen vorzusehen sind. Dies kann erforderlich werden, wenn die Rohrschale unzulässig ovalisiert (Bild 5) oder das zulässige Spannungsniveau überschritten wird.

Die C.E.C.T. [5] gibt Richtlinien für die Ovalitätstoleranz von Panzerungen vor. Der Unrundheitsfaktor η (Bild 6) darf dabei 1 % des Rohrradius nicht überschreiten.

Um den minimal erforderlichen Ringabstand der Betonier-
ringe zu berechnen, können z.B. Formelapparate nach Koll-
brunner et al. [7] herangezogen werden: Dabei wird von
einer zunächst „frei verlegten“ Rohrleitung unter Berücksich-
tigung einer allfälligen Ovalität ausgegangen. Der kritische
Beuldruck des durch die Ringe versteiften Rohres infolge
Aussendruckes wird ermittelt (hier infolge des Betondrucks)
und dann mit dem Beuldruck des unversteiften Rohres ver-
glichen ([7], Teil A).

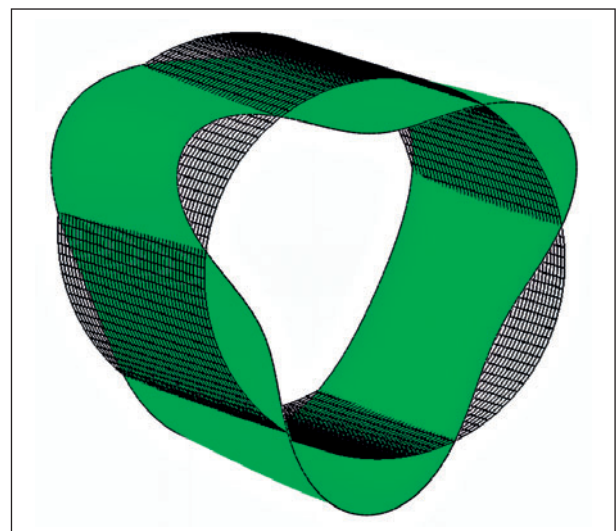
Besonders ist auch darauf zu achten, dass es im Falle einer
Ausspiegelung des Betons nicht zu asymmetrischen Belas-
tungen auf die Rohrschale kommt, was ebenfalls das Beul-
risiko erheblich erhöhen würde.

Bezüglich der Betoneigenschaften im Einspannungsbereich
des Betonierabschnitts (Position E und F in Bild 2) muss
man sich hinsichtlich der Berechnung ebenfalls Gedanken
machen: Falls der Einspannungsbereich nicht als „starre“ Ein-
spannung im Sinne der Statik angesetzt werden kann (was
auf die Eigenschaften des Ringspaltbetons von Cleuson-

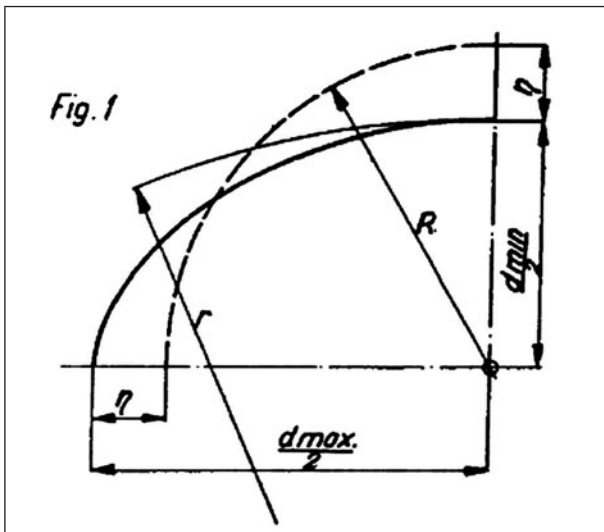
The pipe shell at the area between the supports must be
subjected to a special examination. Towards this end, it must
be determined whether possible inner bracings such as con-
creting rings or struts are preferable. These can be required if
the pipe shell is impermissibly ovalised (Fig. 5) or the permis-
sible stress level is exceeded.

The C.E.C.T. [5] provides recommendations for the ovality
tolerance of steel linings. The ovality factor η (Fig. 6) must
not exceed 1 % of the pipe radius in this connection.

In order to calculate the minimal required distance of
the concreting rings, formula apparatuses according to
Kollbrunner et al. [7] can be applied: towards this end, an
initially “exposed” steel lining taking possible ovality into
account is assumed. The critical buckling pressure of the



5 Eine mögliche Beulfigur eines zylindrischen Rohres – simuliert
mithilfe des Finiten Elemente Programms Abaqus/CAE 6.11
A possible buckling figure provided by a cylindrical pipe – simulat-
ed with the aid of the Finite Element Programme Abaqus/CAE 6.11



6 Darstellung des Unrundheitsfaktors η . Aus C. E. C. T. [2], S. 37, Bild 1
Presentation of the ovality factor η . From C. E. C. T. [2], p. 37, Fig. 1

Dixence zutraf), müssen Annahmen für den Elastizitätsmodul des Betons getroffen werden. Der gewählte Elastizitätsmodul geht dann direkt in die Bettungsberechnung an der Einspannstelle ein. Diese Überlegungen sind hinsichtlich der Linienführung der Rohrleitung und des Rohranbaus wichtig: Je steifer der Beton angenommen wird, desto weniger wird die Rohrachse in diesem Bereich ausweichen.

3 Wahl der Aussteifungsmassnahmen

Zur Auftriebssicherung sowie zur Vermeidung des Einbeulens der Rohrleitung während der Montage und des Betonierens einer Sektion müssen Aussteifungsmassnahmen ergriffen werden. Je nach Montagekonzept sind unterschiedliche konstruktive Lösungen möglich.

Werden die Rohrschüsse – so wie im Beispiel Cleuson-Dixence – mittels Rohrtransportwagen (Bild 7) eingebracht, können die Betonierringe, die mit dem Bühnenzug verbunden sind, mit dem Rohrtransportwagen manipuliert werden. Diese Betonierringe werden über hydraulische Pressen gegen die Rohrschale gedrückt und so in ihrer Lage fixiert (Bild 8). Die Position muss solange beibehalten werden, bis der Beton keinen Auftrieb mehr verursacht bzw. erstarrt ist. Danach können die Betonierringe gelöst und dank ihrer zusammenklappbaren Ausführung und der Verbindung zwischen Bühnenzug und Rohrtransportwagen zur nächsten Betonierposition verschoben werden. Die Gelenke dieser Betonierringe sind aus statischer Sicht besonders heikel und müssen gesondert nachgewiesen werden.

Bei dem in Cleuson-Dixence verwendeten, sehr dünnflüssigen Beton kam erschwerend hinzu, dass die ursprüngliche Ringkonstruktion, die für das Betonieren des obersten Bauloses mit dünnen Wanddicken zum Einsatz kommen sollte, für diesen speziellen Fall nicht geeignet war. Der anfänglich offene Firstbereich wurde dann als geschlossene

ring-stiffened pipe caused by external pressure is established (here due to the concrete pressure) and then compared to the buckling pressure of the smooth pipe ([7], Part A).

Particular care must also be taken that no asymmetrical loads affect the pipe shell, which would also substantially increase the buckling risk, when the concrete levels out.

With regard to the concrete properties in the restrained position of the concreting section (Position E and F in Fig. 2) the calculations must also be carefully appraised. If the restrained position cannot be applied as a "fully constrained" in accordance with statics (something which applied to the annular gap concrete for Cleuson-Dixence), assumptions for the concrete elasticity modulus must be made. The selected elasticity modulus then passes directly into the bedding analysis for the restrained parts. These considerations are important for the alignment and the pipe assembly: the more rigid the concrete is assumed to be, the less the pipe axis will deviate in this area.

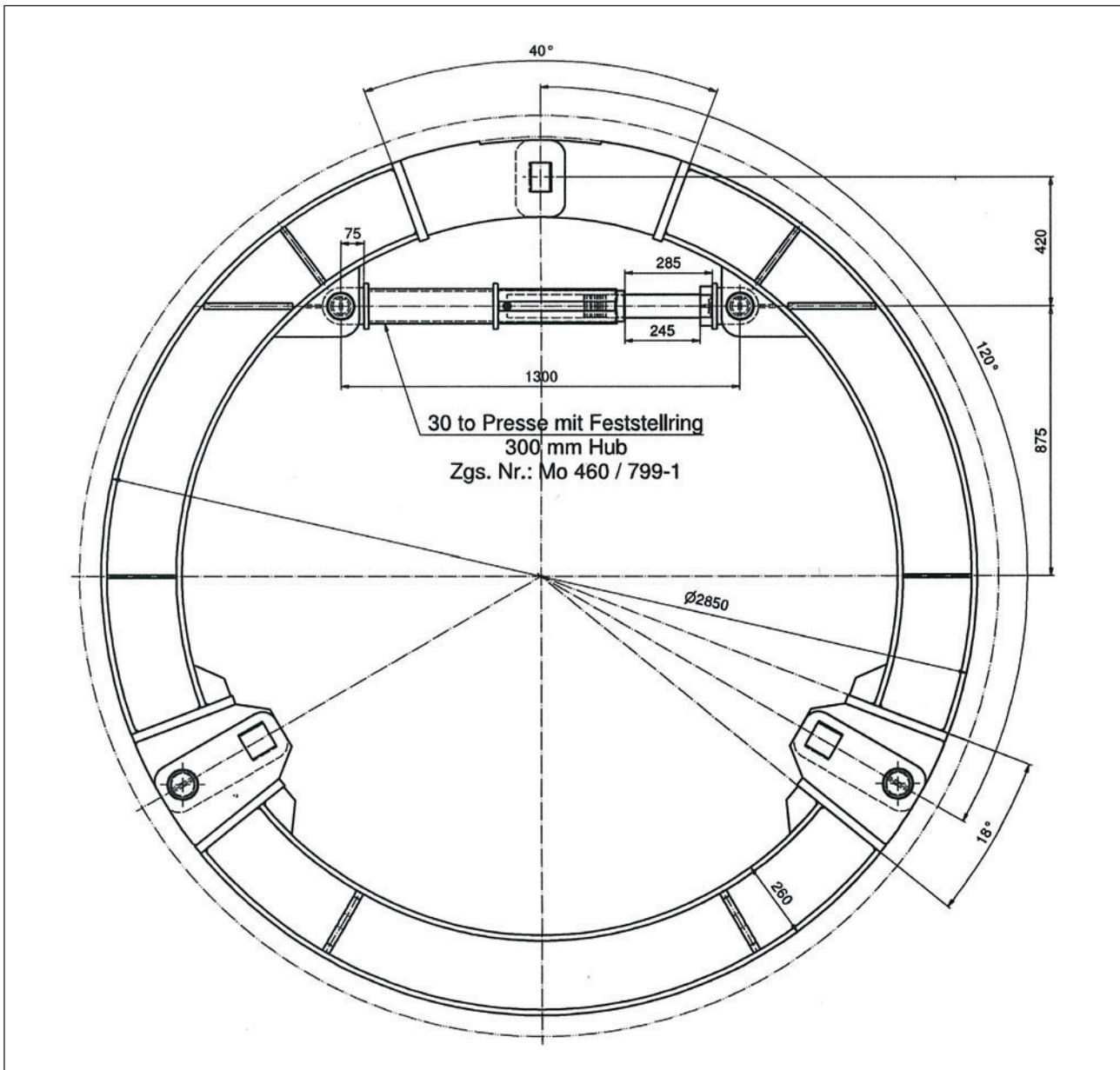
3 Choice of bracing measures

To secure uplift as well as to avoid the pipeline buckling when a section is being assembled and concreted, bracing measures must be carried out. Various constructional solutions are feasible depending on the assembly concept.

If the pipe elements – as in the case of Cleuson-Dixence – are brought by pipe carriers (Fig. 7), the concreting rings which are connected with the rig can be manipulated with the pipe carrier. These concreting rings are pressed against the pipe shell via hydraulic jacks and thus fixed in position (Fig. 8). This position must be maintained until the concrete no longer causes uplift or is set. Then the concreting rings can be dismantled and relocated at the next concreting position thanks to the fact that they can be folded up and the connection between the rig and the pipe carrier. The joints of



7 Rohrtransportwagen, der bei den Arbeiten in Cleuson-Dixence zum Einsatz kam
Pipe carrier which was used during the work at Cleuson-Dixence



8 Betonierringausführung von MCE Industrietechnik gemäss Vorgaben von ANDRITZ HYDRO GmbH für Cleuson-Dixence, Los II
 Concreting ring execution by MCE Industrietechnik according to specifications from ANDRITZ HYDRO GmbH for Cleuson-Dixence, contract section II

ne Konstruktion ausgeführt und das Widerstandsmoment durch Aufdoppelung des Querschnitts mit einem zweiten Ring erhöht. Letztere Massnahme diente zur Aufnahme der aufgrund des Betondrucks resultierenden hohen Biegemomente (Bild 9).

Falls der Betonierabschnitt zu lange und die Distanz zwischen den mit dem Bühnenzug verbundenen Ringen zu gross ist (oder als Alternative zu Betonierringen), ermöglicht die Verwendung zusätzlicher „Spinnen“ im Bereich dazwischen eine Gewährleistung ausreichender Rundheit des Rohres (Bild 10). Auch hier ist darauf zu achten, dass die punktuelle Belastung der Rohrschale durch die „Spinnenfüsse“ nicht zu einer unzulässigen Spannungserhöhung

the concreting rings are particularly sensitive from the static point of view and have to be specifically proved.

In the case of the extremely thin-flowing concrete used at Cleuson-Dixence, a further difficulty was that the ring design originally planned for concreting the uppermost contract section with thin wall thicknesses was unsuitable for this particular case. The initial open apex area was then produced as a closed structure and the moment of resistance increased by doubling the cross-section with a second ring. This latter measure served to sustain the high bending moments resulting from the concrete pressure (Fig. 9).

führt. Zudem sind die Profile so zu dimensionieren, dass eine Knickgefahr ausgeschlossen werden kann.

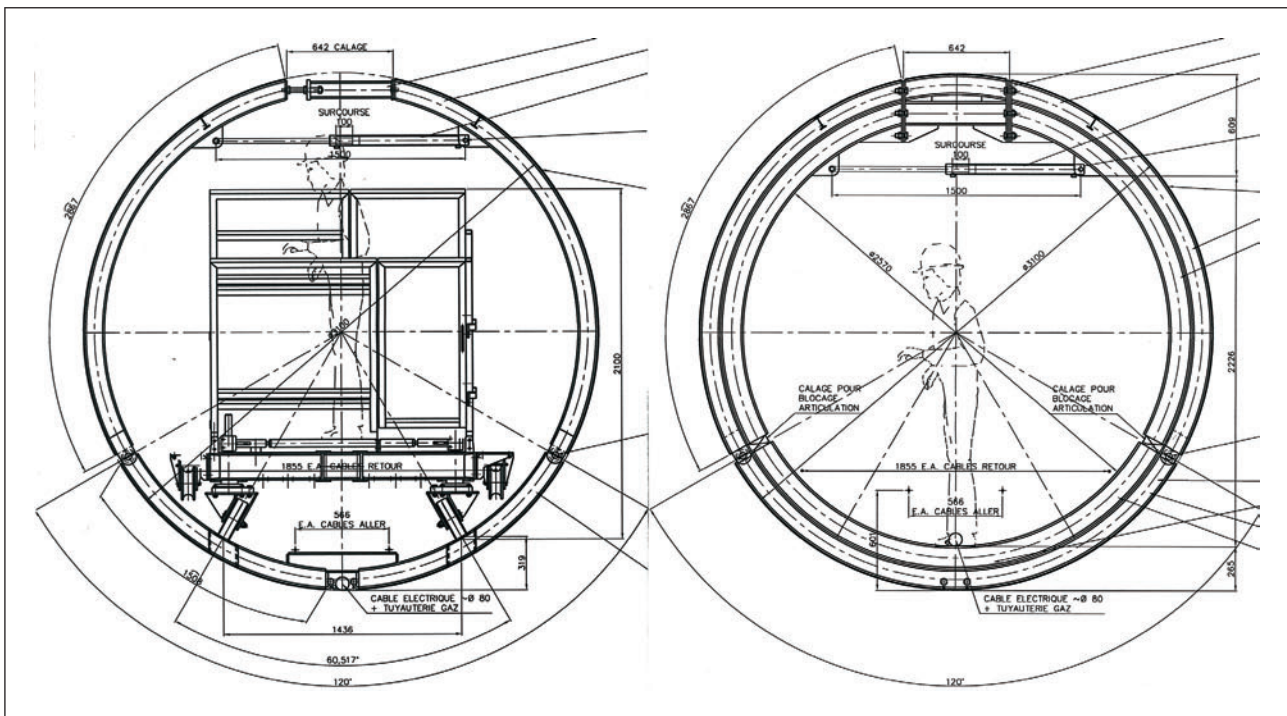
4 Möglichkeiten der Auftriebsicherung

In den Auflagerbereichen – in der Regel zu Beginn und am Ende eines Betonierabschnitts – müssen die Betonierringe zusätzlich die infolge Betondrucks resultierende Auftriebskraft sicher in die Rohrschale und von dort auf den umgebenden Beton über Auftriebsicherungen wie Profile und Keile aus Stahl, mit Beton gefüllte Bullflex-Säcke oder Niederspannungen abgeben. Im Fall von Cleuson-Dixence wurden Rohrlängen von bis zu 48 m (4-Rohrvariante) montiert und über Längen von bis zu 12 m noch während des Rohranbaus betoniert. Daraus ergaben sich auch enorme Kräfte infolge Eigengewichts der Rohre, die über Abstützungen im Sohlbereich abgefangen werden mussten. In der Regel verbleiben die Profilsicherungen vor Ort oder werden im Fall von Keilsicherungen wieder herausgezogen. In Cleuson-Dixence war die Vorgabe, die Rohrschale durch ein etwaiges Verbleiben von Profilsicherungen nicht punktuell zu schwächen (unter Innendruck würde sich die Rohrschale gegen die im Beton verbliebenen Stahlprofile, die letztlich viel steifer als der sie umgebende Beton sind, stützen und so zusätzliche Biegespannungen in die Schale induzieren). Aufgrund des geringen Ringspalts (zwischen 10 und 16 cm Zwischenraum) war auch ein Herausziehen von Keilsicherungen nicht denkbar. Die Lösung dieses Problems bestand in der Verwendung von Bullflex-Säcken (Bild 11). Diese Säcke wurden mit herkömmlichem Beton gefüllt und im engen Spalt

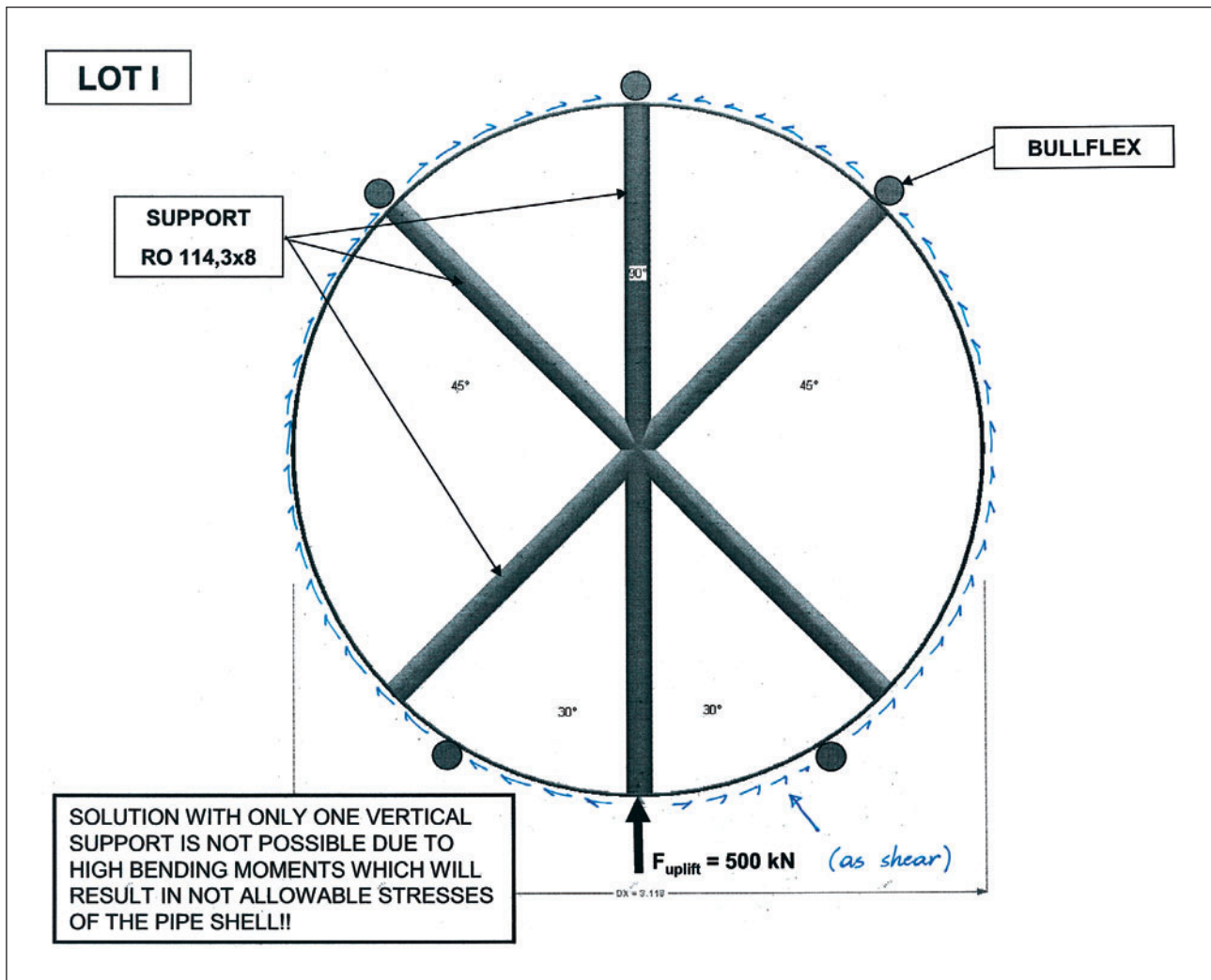
The application of additional struts in the area in between guarantees sufficient roundness of the pipe should the concreting section be too long and the distance between the rings connected with the rig be too large (or as an alternative to concreting rings) (Fig. 10). Here as well care should be taken to ensure that the load imposed on the pipe shell at points by the strut base does not lead to an impermissible increase in stress. In addition, the profiles should be dimensioned in such a way that a loss of stability can be precluded.

4 Possibilities for controlling uplift

In the support areas – generally at the start and end of the concreting section – the concreting rings must safely transfer the lifting force resulting from the concrete pressure to the pipe shell and subsequently to the surrounding concrete via safeguards against uplift such as profiles and wedges made of steel, Bullflex sacks filled with concrete or pulling down measures. In the case of Cleuson-Dixence, pipe lengths of up to 48 m (4 pipe variants) were assembled and concreted over lengths of up to 12 m while the pipes were still being attached. This resulted in enormous forces on account of the dead weight of the pipes, which had to be sustained by supports in the bottom region. Generally, the profile supports are abandoned on the spot or removed again in the case of wedge supports. In Cleuson-Dixence it was specified that the pipe shell had not to be weakened at points by possibly leaving the profile supports in place (under internal pressure the pipe shell would support itself against the steel profiles



9 Betonierringausführung von SDEM Entreprises: Links: Ursprüngliche Konstruktion. Rechts: Ausführung gemäss Vorgaben von ANDRITZ HYDRO GmbH
 Concreting ring execution by SDEM Entreprises: Left: original structure. Right: execution according to ANDRITZ HYDRO GmbH



10 Statisches System einer Spinnenbemessung für Cleuson-Dixence, Los I
 Static system for dimensioning a strut for Cleuson-Dixence, contract section 1

zwischen alter und neuer Panzerung entsprechend der statischen Vorgaben entlang des Rohrumfangs positioniert. Der Vorteil dieser Massnahme besteht dadurch, dass die Steifigkeit des Bullflex und die Steifigkeit des eingebrachten Ringspaltbetons letztlich in etwa vergleichbar sind und es dort im Betriebszustand nicht zu einer punktuellen Spannungserhöhung in der Rohrschale kommt.

5 Beton-Hinterfüllarbeiten am Beispiel Cleuson-Dixence

Da für das Hinterfüllen des engen Ringspalts zwischen alter und neuer Panzerung in Cleuson-Dixence ein äusserst dünnflüssiger, selbstverdichtender Mikro-Beton verwendet wurde, führte dies sowohl für die Berechnung als auch für die Montage und die Einbringung des Betons zu besonderen Herausforderungen. Da das Erstarrungsende dieses Betons wesentlich länger dauerte und sich nicht eine wie in DIN 18218 [8] beschriebene Druckverteilung einstellen würde, wurde mit einer hydrostatischen Druckverteilung gerechnet (vergleichbar mit Wasserdruck), was zu erheb-

bleibenden im Beton, die nach allem, beträchtlich steifer als der umgebende Beton sind, was zu zusätzlichen Biege- und Schubspannungen in der Schale führt. Aufgrund des geringen Ringabstands (zwischen 10 und 16 cm) war die Entfernung der Keilstützen ebenfalls nicht denkbar. Das Problem wurde durch die Anwendung von Bullflex-Säcken (Fig. 11) gelöst. Diese Säcke wurden mit gewöhnlichem Zementmörtel gefüllt und in den engen Spalt zwischen der alten und neuen Linierung eingebracht, um die statischen Anforderungen zu erfüllen. Der Vorteil dieser Massnahme war, dass die Steifigkeit des Bullflex und die Steifigkeit des installierten Ringabstandsbetons im Grunde vergleichbar sind, so dass es zu keiner Stresserhöhung an den Punkten in der Rohrschale während des Betriebs kommt.

5 Concrete backfilling activities taking the example of Cleuson-Dixence

An extremely thin-flowing, self-compacting micro concrete was used for backfilling the narrow annular gap between the old and new steel lining at Cleuson-Dixence. This led to special challenges both for the calculation as well as the



11 Bullflex im Ringspalt zwischen alter und neuer Panzerung in Cleuson-Dixence
Bullflex in the annular gap between old and new steel lining at Cleuson-Dixence

lichen Auftriebskräften führte. Die später durchgeführte stichprobenweise Unrundheitsmessung vor Ort ergab, dass sich diese Annahmen als richtig erwiesen haben und sich die auftretenden Verformungen des Rohres innerhalb der zulässigen Grenzen bewegten. Anzumerken ist hierbei, dass für die Berechnung zum damaligen Zeitpunkt die nun gültige Frischbetonnorm von 2010, die auch auf einen selbstverdichtenden Beton eingeht, noch nicht existierte.

Ein wichtiger Punkt neben der Bemessung und Konstruktion der auf diese Betoneigenschaften zugeschnittenen Aussteifungsmassnahmen und Auftriebsicherungen war auch, zu testen, ob der Beton, der Längen von bis zu 48 m fliegend zurücklegen musste, sich gleichmässig im Ringspalt verteilen würde. Zu diesem Zweck wurde ein Modellversuch im Massstab 1:1 mit einer Rohrlänge von 12 m und einer Neigung von 12° vor Ort durchgeführt (Bild 12). Einerseits sollte festgestellt werden, ob es durch den langen Fließweg nicht schon zu einer vorzeitigen Entmischung des Betons kommt und zum anderen konnte über ein Sichtfenster die gleichmässige Verteilung des Betons im Ringspalt überprüft werden.

6 Schlusswort

Der temporäre Lastfall Betonieren stellt ein nicht zu unterschätzendes Risiko während der Montage einer Rohrleitung dar. Gründe dafür sind einerseits die enorme Sensibilität der Rohrschale in Hinblick auf ihren Stabilitätsverlust beim Vorhandensein von geringfügigen Imperfektionen. Wenn im Zuge des Betoniervorgangs grosse bleibende Ovalisierungen der Rohrschale entstehen, können diese beim möglichen Auftreten von Druck durch anstehendes Bergwasser auf die entleerte Panzerung zum Beulen des Rohres führen, obwohl dieser Lastfall bei der Auslegung der Wanddicken bereits berücksichtigt wurde. Andererseits kann es durch das „Einfrieren“ der Spannungen in der Rohrschale im Bereich von z.B. Auftriebsicherungen zu einer unzulässigen Spannungsüberschreitung kommen. Grund hierfür ist, dass die

assembly and placing of the concrete. As it took longer for this concrete to set properly and there was no pressure distribution as described in DIN 18218 [8], hydrostatic pressure distribution was assumed (comparable to water pressure), which led to considerable lifting forces. The random ovality measurements later undertaken on site revealed that these assumptions turned out to be correct and that the pipe deformations that occurred remained within the permissible limits. It should be noted in this connection that at that particular point in time the 2010 fresh concrete standard, now valid, which also relates to a self-compacting concrete, did not then exist.

An important point alongside dimensioning and designing the bracing measures and uplift controls geared to these concrete properties was testing to find out whether the concrete, which had to cope with lengths of up to 48 m while flowing, would distribute itself uniformly in the annular gap. For this purpose, a model test on a 1:1 scale with a pipe length of 12 m and a 12° inclination was carried out on the spot (Fig. 12). On the one hand it had to be established whether the concrete did not demix prematurely on account of the long flow path and on the other the uniform



12 Modellversuch zum Ringspaltbeton für die Beton-Hinterfüllarbeiten in Cleuson-Dixence
Model test on annular gap concrete for the concrete backfilling work at Cleuson-Dixence

durch den Innendruck entstehenden Längsspannungen im Betrieb nun mit den aus dem Betonieren „eingefrorenen“ Spannungen überlagert werden müssten, wodurch geforderte Sicherheiten nicht mehr eingehalten würden. Darum sollten die Anforderungen an die Berechnung und an die Ausführung an der Schnittstelle zwischen Betonbau und Stahlwasserbau bei der Errichtung einer Druckrohrleitung nicht unterschätzt werden.

Literatur/References

- [1] Jacobsen, S.: Buckling of circular rings and cylindrical tubes restrained against radial displacement under external pressure. *Water Power* (Dezember 1974)
- [2] Amstutz, E.: Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen. *Schweizerische Bauzeitung*, 87. Jahrgang, Heft 28 (10. Juli 1969)
- [3] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): DIN 19704-1 – Stahlwasserbauten; Teil 1: Berechnungsgrundlagen. Berlin: Beuth Verlag GmbH (1998)
- [4] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): DIN 18800 Teil 1 bis 4: Stahlbauten. Berlin: Beuth Verlag GmbH (2008)
- [5] Comité Européen de la Chaudronnerie et de la Tolerie (C. E. C. T.): Recommendations for the Design, Manufacture and Erection of Steel Penstocks of Welded Construction for Hydro Electric Installations. Édition 1984, 1979
- [6] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): DIN 18218 – Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen. Berlin: Beuth Verlag GmbH (2010)
- [7] Kollbrunner, C., Milosavljevic, S.: Neuer Beitrag zur Berechnung von auf Aussendruck beanspruchten kreiszylindrischen Rohren; Freiverlegtes Rohr und einbetoniertes Rohr. *Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau*, Heft Nr. 31 (Januar 1965). A. G. Conrad Zschokke (Hrsg.), Zürich: Verlag Leemann
- [8] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): DIN 18218 – Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen. Berlin: Beuth Verlag GmbH (1980)

distribution of the concrete in the annular gap could be monitored through an inspection window.

6 Summary

The temporary load case concreting represents a risk that should not be underestimated during the assembly of a steel lining. The reasons for this are on the one hand the enormous sensitivity of the pipe shell with regard to its stability loss, should slight imperfections be present. Should ovalisations occur during the concreting process, which continue to be large, these can lead to the pipe buckling if there is pressure from any resultant underground water exerted on the empty lining. This is the case even although this load case was taken into account when designing the wall thicknesses. On the other hand “freezing” of the stresses in the pipe shell close to e.g. safeguards against uplift can lead to the stress limit being exceeded impermissibly. The reason for this is that the longitudinal stresses due to internal pressure while operational had to be superimposed by the “frozen” stresses resulting from concreting, so that the safety factors required could no longer be adhered to. Consequently the demands placed on calculation and execution at the interface between concrete construction and steel hydraulic engineering when erecting penstock should not be underestimated.

Piero Chirco, Dipl. Bauing. ETH, Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH

Baulogistik von Kraftwerksbauten

Der Einfluss von Natur, örtlichen Gegebenheiten und Bauzeit

Eine gute Baulogistik erfordert eine Optimierung der Baustellenzufahrten über und unter Tag. Unter Tag sind Stollenquerschnitte grosszügig zu dimensionieren und lokale baulogistische Ausbrüche für Installationen vorzusehen. Ein nachträgliches Vergrössern ist kostspielig. Zur Dimensionierung sind alle Bauphasen, Lüftung, Unterhalt, Montage sowie Einflüsse durch Naturgefahren zu berücksichtigen.

Construction Logistics of Power Plant Structures

The influence of nature, local conditions and construction time

Good construction logistics require the optimisation of construction site accesses above and below ground. Under the surface, tunnel cross-sections have to be generously dimensioned and local constructional logistical cavities provided for installations. Subsequent enlargements can be expensive. As far as dimensioning is concerned, all construction phases, ventilation, maintenance, assembly as well as influences resulting from natural hazards must be taken into consideration.

1 Definition Baulogistik

Die Baulogistik beinhaltet zum einen die Versorgung des Projektes mit Baustoffen und deren terminliche Koordination zur Verarbeitung in dem zu erstellenden Bauwerk. Zum anderen ist eine ganzheitliche Planung von Prozessen in den verschiedenen Bauzuständen erforderlich. Die Bau-logistik berücksichtigt die laufenden Veränderungen der Baustelle und optimiert den Einsatz von Gütern, Personen und Transportmitteln und deren Umschlagplätze. Die Bau-logistik sichert den quantitativen und qualitativen Erfolg von Bauprozessen und dient der Einsparung von Zeit-, Material- und Transportkosten.

Aus diesem Grund ist es wichtig, dass die Bau-logistik schon in einem frühen Planungsstand eines Bauvorhabens mit einbezogen wird. Dabei ist auf die Gesamtwirtschaftlichkeit zu achten. Diese beinhaltet Erstellungskosten, Rückbau, Schutzmassnahmen, Bauzeit, Effizienz und vieles mehr.

Bei Kraftwerksbauten im Alpenraum sind einerseits die Zufahrten (über/unter Tag), die Materialbewirtschaftung, die Betonherstellung sowie die Versorgung mit Wasser, Luft und Strom von grosser Bedeutung. Andererseits beeinflussen die Naturgefahren (Steinschlag, Lawinen etc.) sowie Witterung die Wahl von Deponiestandorten, Baustelleneinrichtungen und Linienführungen von Zufahrten.

1 Definition of construction logistics

On the one hand, construction logistics relate to the provision of building material for the project and ensuring their scheduled coordination for processing in the structure being produced. On the other hand, holistic planning of processes in the various construction states is necessary. Construction logistics take into account ongoing changes on site and optimise the deployment of goods, manpower and means of transportation and their reloading points. Construction logistics furthermore secure the quantitative and qualitative success of construction processes and serve to cut down on time, material and transport costs.

For this reason, it is essential that construction logistics are included at an early planning stage in a building scheme. Towards this end, attention must be paid to the overall economy. This involves production costs, demolition, protective measures, construction time, efficiency and a great deal more.

For power station structures in the Alpine region on the one hand the accesses (above/below ground), the material management, concrete production as well as provision with water, air and electricity are of major significance. On the other hand, natural hazards (rockfall, avalanches, etc.) as well as the elements influence the choice of dump locations, construction site installations and the route alignment for accesses.

Logistique de construction des centrales hydroélectriques

Influence de la nature, des conditions in situ et de la durée des travaux

Une bonne logistique de construction exige une optimisation des accès au chantier, en surface comme en souterrain. Au niveau souterrain, les sections des galeries doivent être largement dimensionnées et on doit prévoir des excavations locales logistiques pour les installations. Une extension a posteriori est coûteuse. Pour le dimensionnement, la logistique doit tenir compte de toutes les phases de construction, ventilation, entretien, montage, ainsi que des influences induites par les risques naturels.

Logistica nella costruzione di centrali elettriche

I fattori natura, situazione locale e tempi di costruzione

Una buona logistica richiede un'ottimizzazione degli accessi al cantiere, sia in sotterraneo che in superficie. In sotterraneo, le sezioni delle gallerie devono essere dimensionate generosamente e si devono prevedere degli scavi locali per la logistica delle installazioni. Allargamenti effettuati a posteriori comporterebbero costi elevati. Per quanto riguarda il dimensionamento, sono da tenere in considerazione le fasi costruttive, di ventilazione, manutenzione, montaggio nonché dei pericoli naturali.

2 Baustellenzufahrten

Ein Grossteil von Kraftwerksbauten wird unterirdisch erstellt. Die Wahl der Standorte der Baustelleneinrichtungen und Portale der Zugangstollen ist mit Bedacht zu treffen. Eine Optimierung hängt von verschiedenen Faktoren ab. Einerseits sind für die Baustelleneinrichtungen ausreichend grosse Flächen erforderlich. Diese müssen gegen Naturgefahren geschützt sein und den Belangen des Umweltschutzes genügen. Andererseits ist ein Optimum zu finden aus den Zufahrten ab Erschliessungsstrassen und den neu zu erstellenden Zugangstollen. Als Option zu Strassentransporten ist die Möglichkeit des Einsatzes von Bahntransporten ebenfalls zu untersuchen.

2.1 Baustellenzufahrten (über Tag)

Bei den Zufahrten über Tag sind die vorhandenen Infrastrukturen auf Verfügbarkeit sowie Nutzbarkeit des bestehenden Strassennetzes für die erforderlichen Transporte zu untersuchen. Hier sind Faktoren wie Strassenzustand, Verkehrsaufkommen, Last einschränkungen, Lichtraumprofile und Witterungsabhängigkeit abzuklären. Auf der anderen Seite sind die vorgesehenen Transporte in Mengen, Abmessungen und



1a+b Transport eines Panzerungsrohres auf Passstrasse
Transporting a lining pipe over a pass road

2 Construction site accesses

A major portion of power station facilities are built underground. The choice of locations for the site installations and portals for the access tunnels must be pondered over carefully. Optimisation depends on various factors. On the one hand, sufficiently large spaces must be available for the site installations, which have to be protected against natural hazards and comply with environmental demands. On the other hand, the accesses must be optimised from development roads and the new access tunnels produced. The possibility of using rail transportation in place of road must also be investigated.

2.1 Construction site accesses (above ground)

The existing infrastructures should be investigated with respect to availability as well as usability of the existing road network for the required transports as far as the surface accesses are concerned. Factors such as road state, traffic volume, load restrictions, clearance profile and dependence on the elements must be clarified here. On the other hand, the intended transports must be assessed in terms of quantity,



Baulogistik von Kraftwerksbauten • Einfluss Natur, örtliche Gegebenheiten und Bauzeit

Lasten zu quantifizieren. Diese Vorabklärungen können zu baulichen Massnahmen oder zu Beschränkungen von Transportabmessungen und Lasten führen (Bild 1).

2.1.1 Bestehendes Strassennetz

Beim bestehenden Strassennetz sind vor allem die zulässigen Lichtraumprofile und Gewichtszulassungen bei Brücken, Unterführungen und Tunneln zu untersuchen. Dabei sind auch Einschränkungen durch Bauwerke, enge Kurven und Steigungen zu berücksichtigen. Müssen Passstrassen als Baustellenerschliessung verwendet werden, sind die Einflüsse von Wintersperren oder vorübergehende Lawinsperren zu berücksichtigen. Bei Transporten von Massengütern wie Ausbruchmaterial, Kies, Zement, Stahl etc. sind auch die Verkehrsbehinderungen auf den Verkehr sowie auf den Baustellenverkehr zu untersuchen.

2.1.2 Naherschliessung

In der Nähe der Baustelle ist die Erschliessung mit bestehenden Strassen in der Regel nicht mehr ausreichend. Entweder müssen bestehende Strassen oder Pisten den Anforderungen angepasst werden, oder es sind gar neue Strassenbauten notwendig. Hier sind die gesetzlichen Rahmenbedingungen, Bewilligungsverfahren und Einflüsse auf die Umwelt rechtzeitig abzuklären. Langwierige Bewilligungsverfahren oder kostspielige Auflagen können zu Bauzeitverlängerungen führen. Dabei können Alternativen wie Tunnelbauten oder Seilbahnen vorteilhaft werden.

2.1.3 Bahn

Der Einsatz von Bahntransporten ist für den Transport von Massengütern zu evaluieren. Hier ist zu berücksichtigen, dass ausreichend Platz bei den Umladestellen zur Verfügung steht. Sind bestehende Infrastrukturen vorhanden, kann ein Bahneinsatz wirtschaftlich sein. Sind Neubauten erforderlich, müssen allfällige Synergien mit anderen Bauvorhaben oder Bahnausbauten geprüft werden. Ein häufiges Umladen der Güter ist für eine zeit- und kostensparende Logistik nicht förderlich.

2.1.4 Seilbahn

Für die Überwindung von grossen Höhenunterschieden steht neben aufwendigen Passstrassen oder langen Tunneln auch der Einsatz von Seilbahnen zur Diskussion. Ein sorgfältiger Vergleich der verschiedenen Möglichkeiten ist erforderlich. Beim Ausbau oder gar Neubau von Passstrassen sind Bewilligungsverfahren, Umweltschutz, Bauzeit und Kosten zu ermitteln. Dasselbe gilt auch für eine unterirdische Verbindung. Dem ist Erstellung, Betrieb und allfälliger Rückbau einer Seilbahn gegenüberzustellen. Zudem sind an Tal- und Bergstation ausreichende Umschlagplätze erforderlich. Die Prüfung einer späteren Zugänglichkeit von Anlageteilen ist erforderlich. Im Weiteren ist der Einsatz einer Seilbahn witterungsabhängig (Bild 2).

2.2 Baustellenzufahrten (unter Tag)

Bei den Zufahrten unter Tag sind die geologisch, witterungs- und projektbedingten Standorte der Portale und Stollen

dimensions and loads. Such advance clarifications can lead to structural measures or to limitations of transport dimensions and loads (Fig. 1).

2.1.1 Existing road network

As far as the existing road network is concerned, first and foremost the permissible clearance profiles and permitted weights for bridges, underpasses and tunnels have to be investigated. In this connection, restrictions owing to buildings, narrow bends and gradients have to be considered. If pass roads have to be used for developing sites, the influences of winter closures or temporary closures on account of avalanches must be taken into account. When mass goods such as excavated material, gravel, cement, steel, etc. are being transported, obstructions to traffic as well as site traffic must be examined.

2.1.2 Local development

In the vicinity of the site, developing existing roads is usually insufficient. Either existing roads or tracks have to be adapted to requirements or new roads have to be built. In this connection, the legal basic conditions, approval proceedings and influences on the environment have to be appropriately clarified. Unending approval proceedings or expensive restrictions can lead to the construction period being extended. In this respect, alternatives such as tunnel structures or cable railways can be an advantage.

2.1.3 Rail

The deployment of rail transports should be evaluated for carrying mass goods. It must be taken into account here that sufficient space is available at the reloading points. If existing infrastructures are available, then using rail facilities can be economic. If new buildings are needed, possible synergies with other construction projects or rail developments must be scrutinised. Frequent reloading of goods is not useful for logistics aimed at saving time and money.

2.1.4 Cable railway

The deployment of cable railways can be mooted instead of complicated pass roads or long tunnels for overcoming major differences in altitude. It is essential to compare the various possibilities with care. If pass roads have to be upgraded or built from scratch, approval proceedings, environmental protection, construction time and costs have to be established. The same applies for an underground link. The production, operation and possible dismantling of a cable railway are factors that have to be weighed up against this. Furthermore, sufficient reloading space must be available at the valley and mountain stations. It is necessary to examine the subsequent accessibility for components. In addition, the deployment of a cable railway depends on the elements (Fig. 2).

2.2 Construction site accesses (underground)

As far as the underground accesses are concerned, the geological, weather and project-related locations for the portals and tunnels must be harmonised with developments on the

Construction Logistics of Power Plant Structures • Influence of nature, local conditions and construction time



2a+b Seilbahntransport von Baugerät
Cable railway transport of construction equipment

mit der Erschliessung über Tag abzustimmen. Im Weiteren sind die Stollenquerschnitte und Steigungen den entsprechenden Bedürfnissen anzupassen. Die Transporte von Maschinenteilen, Installationsteilen sowie die Baumaschinengrößen und Lüftungsquerschnitte sind zu berücksichtigen.

2.2.1 Stollenquerschnitt

Die erforderlichen Lichtraumprofile ändern sich mit dem Baufortschritt. Eine Berücksichtigung der Stollenbelegung für die verschiedenen Bauphasen ist von grosser Bedeutung, wobei die Lüftung auch einen Einfluss hat. Zudem ist eine Überprüfung von Einflüssen allfälliger Bauverzögerungen auf die Stollenbelegung bei der Dimensionierung der Stollenquerschnitte nützlich. Bei kleinen Querschnitten kann es wirtschaftlicher sein, einen grösseren Stollenquerschnitt zu

surface. Furthermore, the tunnel cross-sections and inclines must be adjusted to the corresponding needs. The transportation of machine parts, installation equipment as well as construction machinery and ventilation cross-sections must be lent consideration.

2.2.1 Tunnel cross-section

The required clearance profiles change as construction progresses. Consideration of the tunnel layout for the various construction phases is of great importance – with the ventilation having a role to play. In addition, examining the influences of possible delays in construction on the tunnel layout when dimensioning the tunnel cross-sections is practical. It can be more economic in the case of small cross-sections to select a larger cross-section, as this can be produced more efficiently and with more powerful construction machinery. As the tunnel cross-sections have to be selected at a very early stage of the project, it is advisable to dimension the cross-sections with some reserve in hand. Enlargement at a later stage entails high costs, delays in construction time or further adjustments (Fig. 3).

2.2.2 Tunnel Incline

The tunnel incline should be confined to below 12 % for tyre operation as far as possible. The incline can be as much as 15 % when short distances are involved. Local construction dirt roads can go up to 20 %. Safety can no longer be assured given greater gradients and it necessary to revert to crawler operation. However, if various lengthy transports are required for inclines of this nature, then additional winches must be applied as auxiliary measures – something that exacerbates the logistics. Rail services can only be used for small gradients. Rail services also require winches to be applied in steeper tunnels.

2.2.3 Transport system

The transport system during construction as well as operational state (e.g. inspections) influences the tunnel cross-section as well as the route alignment. Factors such as tunnel length, proximity to the surface and alternative routes must be taken into consideration.

If single-track tunnels with safety recesses are selected, the excavated cross-section can be kept small although the flow of traffic will be hampered. Constant braking, waiting and starting up lead to increased maintenance costs in steep tunnels (machines), worsening of the air quality and greater production losses. The tunnel is impassable in the event of breakdowns. This can be ameliorated through single-track traffic in an interlinked tunnel system. In the case of twin-track tunnels admittedly there is an increase in the excavated cubage. At the same time, the previously mentioned disadvantages are swept away. Passing through major structures (chambers) should be avoided. Bypass tunnels to split up construction activities are recommendable. The purpose of the tunnel must be taken into account both in constructional as well as operational status. If the tunnel system is tucked



3 Transport eines zerlegten Baugeräts durch einen Stollen
Transporting dismantled construction equipment through
a tunnel

wählen, da dieser effizienter und mit leistungsstärkeren Baumaschinen erstellt werden kann. Da die Stollenquerschnitte zu einem sehr frühen Projektstadium gewählt werden müssen, empfiehlt es sich, die Querschnitte mit einer Reserve zu dimensionieren. Ein späteres Vergrössern ist mit hohen Kosten, Bauzeitverzögerungen oder weiteren Anpassungen verbunden (Bild 3).

2.2.2 Stollensteigung

Die Stollensteigung ist für Pneumbetrieb soweit möglich unter 12 % zu halten. Bei kurzen Strecken kann die Steigung auf bis zu 15 % erhöht werden. Lokale Baupisten können 20 % erreichen. Bei grösseren Steigungen ist die Sicherheit nicht mehr gewährleistet und ein Umstellen auf Raupenbetrieb ist erforderlich. Sind hingegen verschiedene längere Transporte bei solchen Steigungen erforderlich, so müssen zusätzlich Winden als Hilfsmittel verwendet werden, was die Logistik wesentlich erschwert. Gleisbetrieb kann nur bei kleinen Steigungen erfolgen. In steileren Stollen erfordert der Gleisbetrieb ebenfalls den Einsatz von Winden.

2.2.3 Verkehrsregime

Das Verkehrsregime während des Baus wie auch im Betriebszustand (z.B. Revisionen) beeinflusst die Stollenquerschnitte sowie die Linienführung ebenfalls. Faktoren wie Stollenlänge, Oberflächennähe und Alternativwege sind zu berücksichtigen.

Bei der Wahl von Einspurtunneln mit Ausstellnischen kann der Ausbruchquerschnitt klein gehalten werden. Hingegen wird der Verkehrsfluss behindert. Ständiges Bremsen, Warten und Anfahren führen vor allem bei steilen Stollen zu erhöhten Unterhaltskosten (Maschinen), Verschlechterung der Luftqualität und erhöhten Produktionsverlusten. Bei Pannen ist der Stollen nicht mehr passierbar. Dies kann durch Einbahnverkehr in einem zusammenhängenden Stollensystem entschärft werden. Bei Doppelspurtollen erhöhen sich zwar die Ausbruchkubaturen. Demgegenüber entfallen die vorgängig erwähnten Nachteile. Durchfahrten

away well within the interior of the mountain, it is quite likely that there will not be sufficient storage areas available on site. Local storage bottlenecks can be temporarily covered by resorting to twin-track tunnels. Furthermore, installations such as ventilation, water and power supplies or even belt conveyors are located in the tunnel. They all need constant servicing. Tunnel systems are also used for the route alignments (air, water, electricity, etc.) of the definitive operational installations. This leads to construction states, in which the definitive installations are assembled parallel to the existing temporary ones. These space conditions/requirements must be considered when the tunnel cross-sections are dimensioned.

Should the choice of cross-sections be too small, then the tunnels are impassable during maintenance and assembly activities. This can lead to the construction cycle being hampered. It is advisable to provide twin-tracks for the cross-sections of main connecting tunnels.

3 Yards

Yards are on the one hand required for installations (concrete plants, preparing gravel, workshops, storing construction material, offices, etc.) and on the other for storing materials. Sufficiently large areas on the surface, which are not exposed to natural hazards (avalanches etc.), are generally rare. These areas must be managed in keeping with requirements. It is essential to optimise the underground space. In this respect, synergies for using cavities for various functions given different construction states are also possible. Should sub-sites be located deep inside the mountain, then outlays on transportation with losses in efficiency vis-à-vis additional cavities set up locally must be considered. Towards this end, the entire transport chain must be taken into consideration. If accesses that can be safely negotiated in winter are possible, the outlays on transportation with losses in efficiency are smaller than in the case of endangered accesses and cable railway transports. In addition, the safety aspects (fire loads, etc.) also have to be considered for underground installations (Fig. 4).

3.1 Underground concrete plants

When dimensioning the space requirements for a concrete plant on the one hand, the performance requirements are important factors and the storage capacity for the aggregates on the other. If only a few types of concrete are used, the number of cement silos can be restricted. If the supply of aggregates can be reliably assured, then the local silo capacities can also be reduced, something that influences the cavern size for a concrete plant. The space needed for assembly and maintenance must also be included in the equation (Fig. 5).

3.2 Underground precrushers/belt conveyors

In order to be able to reduce diesel-operated material transports, transportation via belt conveyor is preferable. In this connection, it should be taken into account that a precrush-

Construction Logistics of Power Plant Structures • Influence of nature, local conditions and construction time

von Hauptbauteilen (Kavernen) sind zu vermeiden. Es sind Umfahrungsstollen zur Entflechtung der Bauarbeiten zu empfehlen.

Die Nutzung der Stollen ist im Bauzustand wie auch im Betriebszustand bei der Dimensionierung zu berücksichtigen. Befindet sich das Stollensystem weit im Berginnern, ist damit zu rechnen, dass nicht ausreichend Lagerflächen auf der Baustelle verfügbar sind. Mit der Auslegung auf Doppelspurstollen können vorübergehend lokale Lagerengpässe abgedeckt werden. Im Weiteren befinden sich Installationen wie Lüftung, Wasser- und Stromversorgung oder gar Förderbänder in den Stollen. Diese sind laufend zu warten. Die Stollensysteme werden auch für die Trasseführungen (Luft, Wasser, Strom etc.) der definitiven Betriebseinrichtungen verwendet. Dies führt zu Bauzuständen, in welchen die definitiven Einrichtungen parallel zu den bestehenden provisorischen Einrichtungen montiert werden. Diese Platzverhältnisse bzw. -bedürfnisse sind bei der Dimensionierung der Stollenquerschnitte zu berücksichtigen.

Werden die Stollenquerschnitte zu klein gewählt, sind die Stollen während den Unterhalts- und Montagearbeiten nicht passierbar. Dies kann zu Behinderungen im Bauablauf führen. Es empfiehlt sich, für Hauptverbindungsstollen die Querschnitte auf Doppelspur auszulegen.

er must be set up for charging the belt conveyors. This needs a small cavern, which conceivably can be combined with the one for the concrete plant as well as a manoeuvring area for charging with wheel loaders.

The excavated material is usually used again for concrete production. A triage of useable and non-useable material is necessary. This leads to different material transfers on belt conveyors. The space conditions for the conveyor belt transfer points must not be neglected and lead to local overbreaks. The standard cross-sections are not decisive in the case of tunnel cross-section either, but the areas at the belt transfer points are (Fig. 6).

3.3 Preparing gravel

Gravel preparation plants require a great deal of space. Furthermore, they produce dust and noise. It is uneconomic to set them up underground. Locations on the fringe of the site should be sought for this purpose, which can be run in conjunction with belt conveyors or lorries. Disposal of the slurry that accrues deserves particular attention.

3.4 TBM assemblies

Mechanised drives are frequently applied in addition to conventional drill+blast. Assembly and/or disassembly yards are often located underground. External lifting devices have to



4 Installationsplatz über Tag bei engen Verhältnissen
Installation yard on the surface with constricted conditions

3 Plätze

Plätze sind einerseits für Installationen (Betonanlagen, Kiesaufbereitung, Werkstätten, Baumateriallager, Büros etc.) und andererseits für Materialdepots erforderlich. Ausreichend grosse Flächen über Tag, welche nicht den Naturgefahren (Lawinen etc.) ausgesetzt sind, sind in der Regel Mangelware. Die Flächen müssen den Bedürfnissen entsprechend bewirtschaftet werden. Eine Optimierung der erforderlichen Hohlräume unter Tag ist erforderlich. Dabei sind auch Synergien der Nutzung von Hohlräumen für verschiedene Funktionen zu verschiedenen Bauzuständen möglich. Befinden sich die Teilbaustellen tief im Berginnern, müssen Transportaufwendungen mit Effizienzeinbussen gegenüber lokalen zusätzlichen Hohlräumen für Installationen geprüft werden. Dabei ist die gesamte Transportkette zu berücksichtigen. Sind wintersichere befahrbare Zufahrten möglich, werden die Transportaufwendungen mit Effizienzeinbussen kleiner als bei gefährdeten Zufahrten und Seilbahntransporten. Im Weiteren sind bei Untertaginstallationen die Sicherheitsaspekte (Brandlasten etc.) ebenfalls zu berücksichtigen (Bild 4).

3.1 Betonanlagen unter Tag

Bei der Dimensionierung des Platzbedarfs einer Betonanlage sind einerseits die Leistungsanforderungen und andererseits die Lagerkapazität der Zuschlagstoffe wichtige Faktoren. Werden wenige verschiedene Betonsorten verwendet, kann die Anzahl der Zementsilos klein gehalten werden. Die zuverlässige Gewährleistung der Zulieferung von Zuschlagstoffen kann die erforderlichen lokalen Silokapazitäten ebenfalls reduzieren, was die Kavernengrösse einer Betonanlage beeinflusst. Der Platzbedarf für Montage und Unterhalt ist einzurechnen (Bild 5).

3.2 Vorbrecher/Förderbänder unter Tag

Damit die dieselbetriebenen Materialtransporte reduziert werden können, sind Transporte mit Förderbändern zu bevorzugen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass für die Beschickung der Förderbänder ein Vorbrecher eingerichtet werden muss. Dieser benötigt eine kleine Kaverne, welche allenfalls mit derjenigen der Betonanlage kombiniert werden kann, sowie Manövriertfläche für die Beschickung mit Radladern.

Das Ausbruchmaterial wird in der Regel für die Betonherstellung wieder verwendet. Eine Triage von brauchbarem und nicht brauchbarem Material ist erforderlich. Dies führt zu verschiedenen Materialübergaben auf Förderbänder. Die Platzverhältnisse der Bandübergaben sind nicht zu vernachlässigen und führen zu lokalen Mehrausbrüchen. Auch bei den Stollenquerschnitten mit Förderbändern sind nicht die Regelquerschnitte entscheidend, sondern die Bereiche bei den Bandübergaben (Bild 6).

3.3 Kiesaufbereitung

Kiesaufbereitungsanlagen sind sehr platzintensiv. Zudem erzeugen sie Staub und Lärm. Eine Anordnung unter Tag ist



5 *Betonanlage unter Tag*
Underground concrete plant

be used to handle the heavy machine parts. The space required for this must not be underestimated. Assembly chambers can also be made use of for other purposes at some other point in time (Fig. 7).

3.5 Workshops

Workshops should be set up on the surface if possible. If the site is difficult to access or requires time to do so, a workshop cavern makes sense. This should be established as near to the construction activities as possible so that the underground transport routes can be confined to a minimum.

3.6 Offices, canteen, accommodation

Locations on the surface are also preferable for these installations. If the site is difficult to access or requires time to do so, it is advisable to set up offices and catering facilities underground. For safety reasons, accommodation should not be made available underground.

3.7 Storage yards

Storage yards take up space and are rarely found underground. Depending on the construction status, excavated cavities can be used temporarily as storage yards. If tunnels are generously dimensioned, one track can be used for storage purposes at least temporarily. Vehicles should be used as little as possible as each vehicle occupies invaluable space.

The excavated material that ensues is in part used for producing concrete. However, the flow of material is not constant. This on the one hand, requires intermediate storage yards and on the other definitive storage facilities. These should be set up as close to the portals as possible. In winter such locations are jeopardised by avalanche or are inaccessible. A clear concept for the material management is essential from the very beginning.

4 Ventilation

Ventilation of the sites underground is extremely important. In the case of power plant structures, various construction

Construction Logistics of Power Plant Structures • Influence of nature, local conditions and construction time

nicht wirtschaftlich. Hierfür sind Standorte über Tag im Baustellenperimeter zu suchen, welche mit Förderbändern und/oder mit Lkw bewirtschaftet werden können. Der Entsorgung des anfallenden Schlamms ist besondere Beachtung zu schenken.

3.4 TBM-Montagen

Neben dem konventionellen Sprengvortrieb sind häufig auch mechanische Vortriebe im Einsatz. Montage- und/oder Demontageplätze befinden sich häufig unter Tag. Die Handhabung der schweren Maschinenteile erfordert den Einsatz von externen Hebezeugen. Der hierfür benötigte Platzbedarf darf nicht unterschätzt werden. Montagekavernen können auch zu einem anderen Zeitpunkt für weitere Zwecke synergiennutzend verwendet werden (Bild 7).

3.5 Werkstätten

Werkstätten sind wenn möglich über Tag vorzusehen. Bei erschwerter oder zeitraubender Zugänglichkeit zur Baustelle ist die Errichtung einer Werkstattkaverne sinnvoll. Diese sollte dann möglichst nahe am Baugeschehen errichtet werden, damit die Transportwege unter Tag kleingehalten werden können.

3.6 Büros, Kantine, Unterkünfte

Auch für diese Installationen sind Standorte über Tag zu bevorzugen. Ist die Zugänglichkeit zur Baustelle erschwert oder zeitraubend, ist die Erstellung von Büro- und Essräumen unter Tag sinnvoll. Unterkünfte unter Tag sind aus Gründen der Sicherheit zu vermeiden.

3.7 Lagerplätze

Lagerplätze sind platzraubend und unter Tag Mangelware. Je nach Bauzustand können vorübergehend ausgebrochene Hohlräume als Lagerplätze verwendet werden. Bei ausreichend gross dimensionierten Stollen kann zeitweise eine Spur als Lagerplatz verwendet werden. Die Verwendung von Fahrzeugen ist auf das Wesentliche zu beschränken, da jedes Fahrzeug eine kostbare Fläche beansprucht.

Das anfallende Ausbruchmaterial wird teilweise für die Betonherstellung verwendet. Der Materialfluss ist jedoch nicht konstant. Dies erfordert einerseits Zwischenlagerplätze und andererseits definitive Ablagerungsplätze. Diese sind möglichst in der Nähe der Stollenportale vorzusehen. Häufig sind die Standorte jedoch im Winter lawinengefährdet oder nicht zugänglich. Ein klares Konzept der Materialbewirtschaftung ist von Baubeginn her erforderlich.

4 Lüftung

Die Be- und Entlüftung der Baustellen unter Tag ist äusserst wichtig. Bei Kraftwerksbauten erschweren verschiedene Bauzustände mit stark verzweigten und verhängten Stollensystemen sowie grossen Höhenunterschieden eine klare Dimensionierung. Je nach Witterungsverhältnissen ergeben sich zudem Inversionslagen, welche die Luftzirkula-

states with extremely bifurcated and intricate tunnel systems as well as major differences in elevation hamper clear dimensioning. Furthermore, depending on the elements, inversion layers occur which can cause the air circulation to differ according to season. Natural thermal conditions should be used if possible. It is also advantageous to use clean fresh air for the supply system. This can be done without great difficulty in the case of short access tunnels, although it possibly requires the intake air to be climatized. In the case of long access tunnels, the fresh air can be obtained from the tunnel system. If the site is divided into several contract sections, the interfaces when the tunnels are broken through must be paid attention to. Also the geology (gases, radon, etc.) influences the air requirement and the ventilation concept setup to a great extent. The amount of air required is very different in the course of the construction phases. It is high during the excavation operations. Blasting work and dumper transports cause a major amount of pollution, which leads to the excavation work being rearranged. The impact on the air can be reduced in part through applying belt conveyors and/or mechanised driving. During concreting operations the degree of pollution drops. The assembly work on the linings leads to major welding activities with concentrated fumes, which must be collected and removed. Should this be impossible, large amounts of fresh air, which must be fed in, are needed to dilute the fumes. The latter leads to unwanted air currents during the welding work (Fig. 8).

4.1 Ventilation sections

In order to ventilate the complex tunnel system with its differences in elevation properly, it is necessary to divide the site up into ventilation sections. These can alter during the various construction phases. The ventilation sections are also used as fire sections. The interfaces at contract sections as well as at breakthroughs with major differences in elevation (thermal conditions) are especially significant.

The closures applied are of course firmly installed partitions. They are not passable during the actual construction phase and are deployed at secondary areas. Simple gates are used for tunnel passages in which traffic runs regularly, but which



6 Montage-Übergabebereich zu Schrägförderband
Assembly transfer area to inclined belt conveyor

tion saisonal verschieden gestalten. Die natürliche Thermik sollte möglichst genutzt werden. Zudem ist mit Vorteil saubere Frischluft zur Versorgung zu verwenden. Bei kurzen Zugangsstollen ist dies ohne grossen Aufwand möglich, erfordert jedoch unter Umständen eine vorgängige Klimatisierung der Zuluft. Bei langen Zugangsstollen kann die Frischluft aus dem Stollensystem bezogen werden. Wird die Baustelle in mehrere Baulose aufgeteilt, so sind den Schnittstellen bei Stollendurchbrüchen eine grosse Beachtung zu schenken. Auch die Geologie (Gase, Radon etc.) beeinflussen den Luftbedarf und die Auslegung des Lüftungskonzeptes stark. Der Luftmengenbedarf ist im Verlaufe der Bauphasen sehr unterschiedlich. Während der Ausbrucharbeiten ist er hoch. Sprengarbeiten und Dumpertransporte führen zu grossen Verunreinigungen, was zu einer Staffelung der Ausbrucharbeiten führt. Die Belastung der Luft kann teilweise mit dem Einsatz von Förderbändern und/oder mechanischem Vortrieb reduziert werden. Während der Betonarbeiten verringert sich der Verschmutzungsgrad. Die Montagearbeiten der Panzerungen führen zu grossen Schweissarbeiten mit konzentrierten Abgasen, welche gefasst und abgeführt werden müssen. Kann dies nicht erfolgen, ist eine starke Verdünnung mit grossen Frischluftmengen erforderlich, welche eingeblasen werden müssen. Letzteres führt zu unerwünschten Luftströmungen bei den Schweissarbeiten (Bild 8).

4.1 Lüftungsabschnitte

Damit die komplexen Stollengebilde mit grossen Höhenunterschieden gezielt belüftet werden können, ist die Aufteilung der Baustelle in Lüftungsabschnitte erforderlich. Diese können sich in den verschiedenen Bauphasen verändern. Die Lüftungsabschnitte werden auch als Brandabschnitte verwendet. Wichtig sind die Schnittstellen bei Baulosen sowie bei Durchbrüchen mit grossen Höhendifferenzen (Thermik).

Die verwendeten Abschlüsse sind einerseits fest installierte Abschottungen. Diese sind während der aktuellen Bauphase nicht passierbar und werden an untergeordneten Bereichen eingesetzt. Einfache Tore werden bei Stollendurchgängen verwendet, welche einen regelmässigen Verkehr aufweisen, jedoch abgetrennt sein sollen und sich innerhalb eines Brandsektors befinden. Die Hauptschleusen trennen die verschiedenen Abschnitte voneinander und sind mit Doppeltoren bestückt. Doppeltore sind je nach Bedarf auch zum Umgang mit grossen Thermikströmungen erforderlich.

4.2 Separate Lüftungstollen

Erfolgt die Frischluftversorgung aus dem Stollensystem, ist darauf zu achten, dass die Frischluft möglichst nicht aus der Haupteinschliessung der Baustelle bezogen wird. Diese Luft wird durch den Baustellenverkehr belastet und kann bei einem Brandunfall nicht mehr zur Belüftung verwendet werden. Die Verwendung eines Nebentollens zur Frischluftversorgung ist vorteilhaft.



7 Montage der TBM unter Tag
TBM assembly underground

must be partitioned off and located within a fire sector. The main locks separate the various sections from one another and are equipped with double gates. Double gates are needed for dealing with major thermal currents, depending on the circumstances.

4.2 Separate ventilation tunnel

If the fresh air is supplied from the tunnel system, care must be taken to ensure that it is not obtained from the site's main development, if possible. The air here is affected by the site traffic and cannot be used for ventilation purposes in the event of fire. The deployment of a secondary tunnel for supplying fresh air is advantageous.

As the exhaust air is contaminated and also contains smoke gases in the event of fire, it is advisable to conduct the exhaust air via a separate tunnel that is not particularly busy. In this way, site safety can be enhanced.

5 Natural hazards

Natural hazards are omnipresent in the mountains. The choice of location for tunnel portals, installation yards and dumps is of immense significance for an optimal construction cycle and can also influence the latter considerably. In summer, mountain brooks or mudflows can hamper individual locations, which can only be made operational thanks to major protective measures. In winter, enormous amounts of snow at high altitudes present an obstacle and avalanches can represent a great danger for passages and installation yards. These hazards call for continuous monitoring and ongoing access management for the endangered areas.

5.1 Mountain streams

When the snow is melting and during heavy falls of rain, mountain streams swell considerably. Properly dimensioned passages or bypasses are necessary when dumps and installation yards are being planned. The fact that such streams can carry mud and debris must be lent consideration.

Da die Abluft kontaminiert ist und im Brandfall auch Rauchgase enthält, ist es empfehlenswert, die Abluft über einen separaten Stollen zu führen, welcher nicht stark frequentiert wird. Dadurch kann die Sicherheit auf der Baustelle erhöht werden.

5 Naturgefahren

Naturgefahren sind in den Bergen allgegenwärtig. Die Wahl der Standorte von Stollenportalen, Installationsflächen und Deponien ist für einen optimalen Bauablauf von grosser Wichtigkeit und kann Letzteren auch stark beeinflussen. Im Sommer können Bergbäche oder Murgänge einzelne Standorte behindern oder nur mit grossen Schutzaufwendungen nutzbar machen. Im Winter sind enorme Schneemengen in höheren Lagen hinderlich; ausserdem können Lawinenzüge für Durchgänge und Installationsplätze von grosser Gefahr sein. Diese Gefahren bedingen eine kontinuierliche Überwachung und ein laufendes Zugangsmanagement der gefährdeten Bereiche.

5.1 Bergbäche

Während der Schneeschmelze und bei starken Regenfällen schwellen die Bergbäche stark an. Bei der Planung von Deponien und Installationsflächen sind ausreichend dimensionierte Durchlässe oder Umleitungen erforderlich. Dem Mitführen von Schlamm und Geröll ist Rechnung zu tragen.

5.2 Steinschlagschutz

In steilen Berghängen ist jederzeit mit Steinschlag zu rechnen. Die Hänge über den Arbeitsstellen sind laufend zu überwachen. Gefährdete Felspartien sind zu sichern oder zu entfernen. Zudem sind regelmässige Felsräumarbeiten einzurechnen. Bei Bedarf sind Steinschlagschutznetze vorzusehen. All diese Arbeiten sind zeitintensiv und wetterabhängig. Sie müssen aus Gründen der Arbeitssicherheit vor dem eigentlichen Baubeginn im gefährdeten Bereich ausgeführt werden. Es müssen ausreichende Bauzeitreserven eingerechnet werden, damit bei der Bauausführung keine Überraschungen auftreten.

5.3 Lawinenschutz

Viele Installationsflächen über Tag können in den höheren Lagen im Winter nur schlecht oder gar nicht bewirtschaftet werden. Durch ständiges Schneeräumen und/oder laufendes Sprengen in potenziellen Lawinenzügen sowie mit einer kontinuierlichen Überwachung und einem laufenden Zugangsmanagement kann die Möglichkeit der Bewirtschaftung der Installationsflächen erhöht werden. Dabei sind die Kosten und die Restrisiken mit allfälligen Aufwendungen für Schutzbauten oder unterirdische Zugänge zu vergleichen und zu optimieren. Die Einflüsse auf Bauabläufe und Bauzeit müssen untersucht und optimiert werden, dürfen jedoch nicht unterschätzt werden.



8a+b Lüftungszentrale unter Tag
Underground ventilation centre

5.2 Rockfall protection

Rockfalls can occur at any time on steep mountain slopes. The slopes above workplaces have to be monitored constantly. Dangerous rock zones have to be secured or removed. Furthermore, work to clear the rock must be undertaken regularly. If need be, rockfall protection netting must be provided. All these tasks are work-intensive and depend on the elements. They have to be executed for safety reasons in the endangered zone prior to the actual commencement of work. Sufficient construction time reserves have to be planned in order to avoid surprises when construction actually starts.

5.3 Avalanche protection

Many installation yards on the surface cannot be exploited properly or not at all in winter at higher elevations. The opportunity of managing the installation yards can be enhanced by continuously clearing snow and/or continuous blasting in potential avalanche passages as well as non-stop monitoring and ongoing access management. In this connection, the outlays and the residual risks must be compared and optimised with possible outlays on protective structures or underground accesses. The influences of construction cycles and construction time must be investigated and optimised while at the same time not being underestimated.

Helmut Wannemacher, Amberg Engineering AG, Sargans/CH

Harald Krenn, Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H, Wien/A

Norbert Komma, STRABAG AG, Tunneling – Waterproofing, Wien/A

Michael Bauert, Amberg Engineering AG, Sargans/CH

Urs Grunicke, ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH, Salzburg/A

Fallstudie Niagara Tunnel Facility Project

Technische und wirtschaftliche Aspekte passiv vorgespannter Druckstollen

Das derzeit im Bau befindliche Niagara Tunnel Facility Project in der Provinz Ontario in Kanada ist eine Erweiterung des im 19. Jahrhundert erbauten Sir-Adam-Beck-Wasserkraftwerkes. Das Projekt umfasst den Bau eines Umleitungsstollens, der das bestehende Wasserkraftwerk mit zusätzlichen 500 m³ Wasser pro Sekunde speisen soll. Für die langfristige Stabilität der unbewehrten Betonschale wird die Schale nach dem Prinzip der passiven Vorspannung nach Seeber vorgespannt. Die betrieblichen Wasserdrücke erreichen am tiefsten Punkt des Tunnels knapp 13 bar. Die radiale Deformation infolge Vorspannung der Betonschale beschränkt sich auf wenige Millimeter. Um die geringen Verschiebungen der Schale messtechnisch überwachen zu können, musste eine innovative ausgeklügelte Vermessungsmethode entwickelt werden.

A Case Study of the Niagara Tunnel Facility Project

Technical and economical aspects of passive prestressed pressure tunnels

The Niagara Tunnel Facility Project in Ontario, Canada, is one of the most outstanding hydropower projects currently under construction. The pressure tunnel with a nominal internal diameter of 12.8 m is constructed with a final unreinforced concrete lining (minimum thickness 500 mm). The long-term stability of the lining is ensured by a passive prestressed concrete lining facing an operating pressure of up to 13 bar at the low point of the tunnel. The prestressing process is a rather delicate process in capturing the small strain rates of the lining in the various stages prior to watering-up. A sophisticated monitoring method had to be established to fulfill the measuring accuracy of a fifth of a millimetre.

1 Das Niagara Tunnel Facility Project

Das derzeit sich im Bau befindliche Niagara Tunnel Facility Project (NTFP) in Ontario, Kanada ist eine Erweiterung des im 19. Jahrhundert erstellten Sir-Adam-Beck-Wasserkraftwerkes. Das Projekt umfasst den Bau eines Umleitungsstollens, der das bestehende Wasserkraftwerk mit zusätzlichen 500 m³ Wasser pro Sekunde speisen soll. Der Innenausbau besteht aus einer unbewehrten Betonschale mit einer Schalenstärke von 600 mm [1].

Die langfristige Stabilität der gewählten unbewehrten Betonschale wird durch eine passive Vorspannung erreicht. Die betrieblichen Wasserdrücke erreichen am tiefsten Punkt des Tunnels bis zu 13 bar. Für die passive Vorspannung wird eine Zementsuspension in den Spalt zwischen Spritzbeton

1 The Niagara Tunnel Facility Project

The Niagara Tunnel Facility Project (NTFP) in the province of Ontario, Canada, is one of the most outstanding hydropower projects currently under construction. The pressure tunnel, with a nominal internal diameter of 12,800 mm, is being constructed with a final unreinforced concrete lining with a regular thickness of 600 mm and will provide a water flow of 500 m³/sec [1].

The long-term stability of an intentionally desired uncracked final lining is ensured by a passive prestressed concrete lining designed for an operating pressure of up to 13 bar, encountered at the low point of the tunnel. Upon installation of the final concrete lining, interface grout is injected at high pressure between the waterproofing system and the

Étude de cas: le projet de tunnel sous les chutes du Niagara

Aspects techniques et économiques des galeries en charge avec précontrainte passive

Le tunnel sous les chutes du Niagara, actuellement en construction dans la province de l'Ontario au Canada, est une extension de l'aménagement hydraulique construit au XIX^e siècle par Sir Adam Beck. Le projet comprend la construction d'une galerie de déviation qui doit alimenter la centrale hydroélectrique existante avec un débit de 500 m³/s supplémentaire. Pour la stabilité à long terme du revêtement en béton non armé, celui-ci sera précontraint suivant le principe de la précontrainte passive selon Seeber. Les pressions d'exploitation de l'eau atteignent près de 13 bars au point le plus profond du tunnel. La déformation radiale due à la précontrainte du revêtement en béton est limitée à quelques millimètres. Pour pouvoir surveiller par des mesures les faibles déplacements du revêtement, une méthode de mesure innovante très sophistiquée a dû être mise au point.

Studio del caso Niagara Tunnel Facility Project

Aspetti tecnici ed economici delle condotte forzate in cemento pre-compresso

Il Niagara Tunnel Facility Project, attualmente in costruzione nella provincia di Ontario in Canada, è un ampliamento della centrale idroelettrica Sir Adam Beck costruita nel 19° secolo. Il progetto comprende la costruzione di una galleria di deviazione, che dovrà alimentare la centrale idroelettrica esistente con altri 500 m³ di acqua al secondo. Per mantenere a lungo termine la stabilità del rivestimento in calcestruzzo non armato, il rivestimento viene pre-compresso secondo il principio di Seeber. La pressione dell'acqua nel punto più basso del tunnel raggiunge i 13 bar. La deformazione radiale in seguito alla compressione del rivestimento in calcestruzzo è limitata a pochi millimetri. Per poter monitorare i piccoli spostamenti del rivestimento, è stato necessario sviluppare un sofisticato metodo di misurazione innovativo.

und Folienabdichtung unter hohem Druck eingebracht. Bei der Injektion erfahren sowohl das Gebirge als auch das System Innenschale/Folienabdichtung eine Kompression.

Das notwendige Mass der Vorspannung der Innenschale hängt in erster Linie von der Schalenstärke sowie dem Steifigkeitsverhältnis von Beton und Gebirge ab. Allfällige Vorspannverluste durch Kriechen, Schwinden und Abkühlung bei Erstbefüllung müssen bereits vorgängig berücksichtigt werden. Der Abdichtungsträger garantiert eine vollkommene Wasserdichtigkeit des Druckstollens.

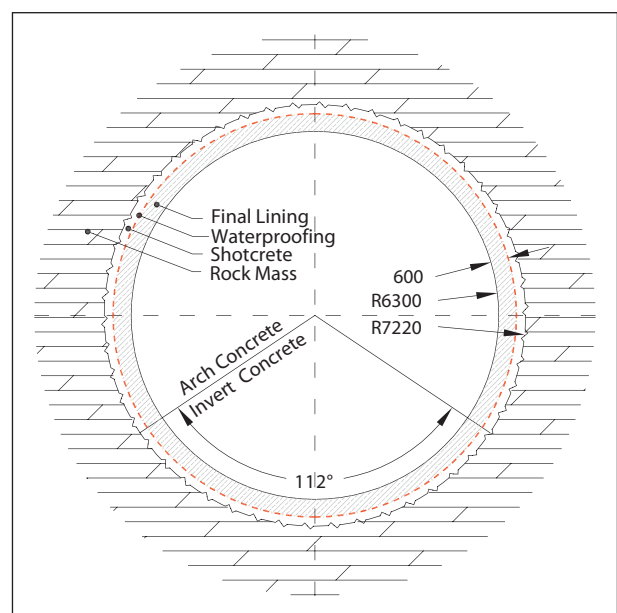
Die mathematische und grafische Methode zur Entwicklung der Vorspannung wurde von Seeber [2] in den 1960er Jahren entwickelt und wird im Hinblick auf das NTFP eingehend erläutert (Bild 1).

2 Projektbeschreibung

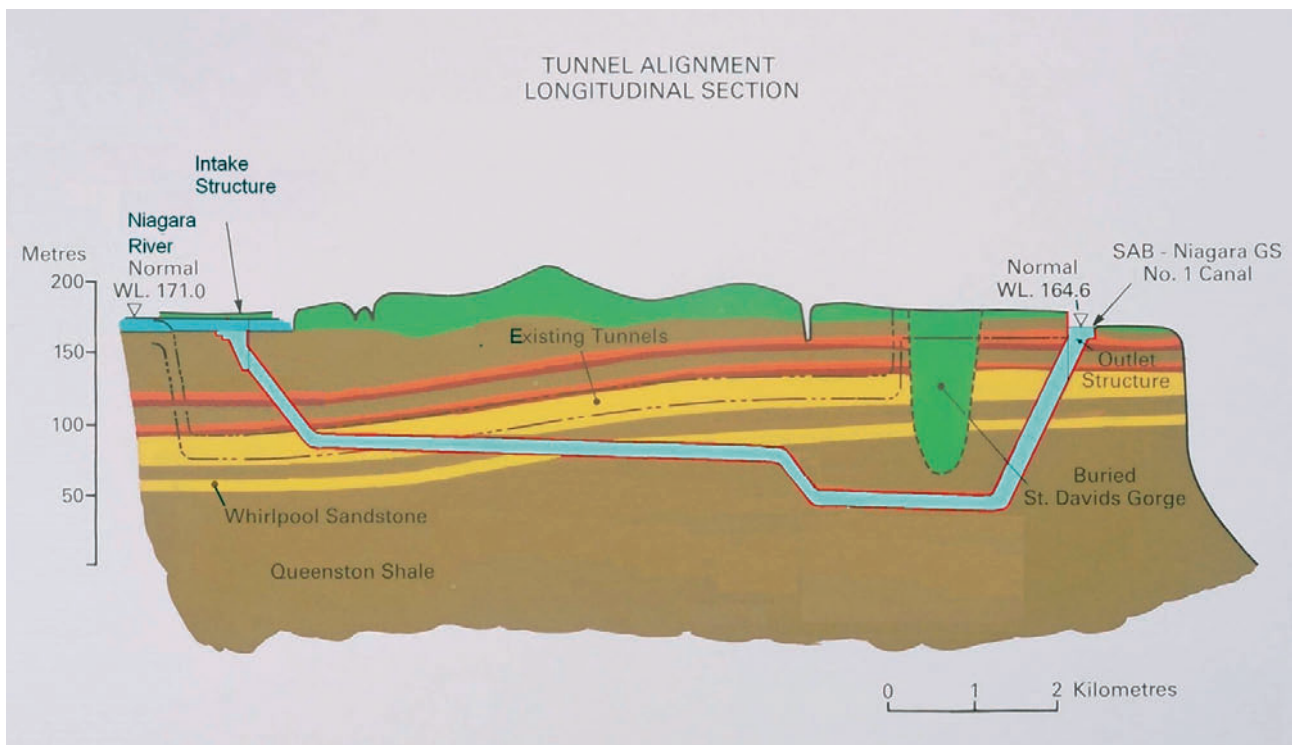
Das NTFP befindet sich im südlichen Teil des Niagara Escarpment. Der Druckstollen durchörtert die Lockport-Formation, die Clinton- und Cataract-Groups und die Upper-Queenston-Formation [3]. Ein vereinfachter Längenschnitt des Druckstollens ist in Bild 2 dargestellt. Die horizontale Schichtung ist charakteristisch für die geologischen Verhältnisse des Druckstollens (Bild 3). Das Gebirgsverhalten entlang des Druckstollens ist von sehr hohen horizontalen Primärspannungen gekennzeichnet ($K_0 = 4$ und höher). Das spannungsinduzierte Versagen der Schichtflächen in der Firste und Sohle führten zu lokalen Mehrausbruch während der Vortriebsarbeiten [3, 4].

temporary shotcrete lining. Both the final lining and the surrounding rock mass are compressed by the applied grouting pressure.

The deformation of the lining, which is necessary to withstand the operational water pressure, depends on the strength, deformability (stress-strain behaviour) and creep parameters of the concrete lining and the surrounding



1 Vereinfachtes Normalprofil des Druckstollens Niagara
Simplified cross-section of the NTFP



2 Vereinfachter geologischer Längenschnitt NTFP – Darstellung überhöht
Simplified and strongly distorted geological longitudinal section NTFP
(Quelle/Source: OPG)

Aufgrund der ungünstigen geologischen Verhältnisse musste der Unternehmer spezifische Methoden zur Aufrechterhaltung eines Vortriebs entwickeln. Für die Nachprofilierungsarbeiten waren umfassende Konsolidierungsinjektionen notwendig, um die gewünschten Eigenschaften des Gebirges für die Bettung der Innenschale wieder zu erlangen [4].

3 Entwicklung passiv vorgespannter Druckstollen

Druckstollenauskleidungen mit Beton stellen eine bevorzugte Auskleidungsvariante für Druckstollen und Schächte wegen ihrer günstigen Rauigkeitseigenschaften dar. Da Druckstollen öfters unter geologisch ungünstigen Bedingungen, bei zugleich höherem Innendruck, geplant und gebaut werden, sind optimierte Baumethoden nötig, um die Belastbarkeit des Bauwerks zu verbessern. Druckstollen mit passiver Vorspannung weisen bereits eine lange geschichtliche Tradition auf, beginnend mit der erfolgreichen Umsetzung des Catskill-Druckstollens in New York, die von White dokumentiert wurde [5]. Er unterstrich die Bedeutung der Kontaktinjektion mittels Zementinjektion für die langfristige Stabilität der Auskleidung.

Nachfolgend integrierte Kieser [6] die Theorie des dickwandigen Rohres und berücksichtigte eine Vorspannung der Auskleidung für Druckstollen. 1943 stellte er als Alternative zu stahlverkleideten Druckstollenauskleidungen die sogenannte Kernring-Auskleidung mit einer Anwendungsgrenze

ground, as well as the shrinkage of the concrete lining and strain losses due to the rapid temperature changes at the concrete surface during watering-up. The waterproofing membrane in place guarantees full tightness of the pressure tunnel and acts as a seepage barrier.

The mathematical and graphical method to model pre-stressing was established by Seeber [2] in the 1960s and is explained in further detail in the context of the Niagara Tunnel Facility Project (Fig. 1).



3 Gradueller Kontakt zwischen dem Queenston Tonstein und dem Thorold Sandstein [3]
Gradual contact between laminated Queenston Shale and Thorold Sandstone [3]

von Betriebsdrücken bis 10 atü = 11 bar vor. Lauffer, Seeber und Kaindl [7] beschreiben eine logische Weiterentwicklung der Kernring-Auskleidung nach Kieser für kreisrunde Betonschalen mit einem Injektionsverfahren mittels Manschettenrohren. Die Injektion mittels Manschettenrohren verhindert lokale Spannungsspitzen und erlaubt durch eine angestrebte flächige Injektionsausbreitung [8]. Die Methode basiert auf der vollständigen Verfüllung des Zwischenraums zwischen der Innen- und der Spritzbetonschale mittels eingebauter radialer und längslaufender Injektionsschläuche. Um die Penetration des Injektionsmaterials in diesen Absetzspalt zu erleichtern, wurden Trennmittel sowie Kunststoff-Membranen eingesetzt. Dadurch wird die Haftung der Innenschale am Spritzbeton/am Gebirge reduziert bzw. ganz vermieden. Dieser Entwicklungsschritt erlaubt eine vollständige und flächige Verfüllung des Absetzspaltes.

Der erste erfolgreiche Einsatz des Spaltinjektionsverfahrens der TIWAG findet bei der Planung des Kaunertal-Kraftwerks in Österreich Erwähnung [9]. Über mehr als 2 Jahrzehnte hinweg wurde das System mit Erfolg beim Bau zahlreicher Druckstollen weltweit eingesetzt. Dennoch beschränkt sich die Umsetzung und Erfahrung bei realisierten Projekten auf übliche Durchmesser von $d_o \approx 5.5$ m.

Alle genannten Projekte [8, 10 bis 15] weisen eine relativ dicke Schale im Vergleich zur Ringzugkraft auf.

Das NTFP zeichnet sich im Gegensatz zu den genannten Projekten durch eine, im Verhältnis zum Aussendurchmesser, relativ dünne Schale aus. Bild 4 zeigt das Verhältnis zwischen der Ringzugkraft [2] und dem Schlankheitsgrad der Schale im Vergleich zu ähnlichen Projekten. Der Schlankheitsgrad des NTFP liegt bei 10.5 – damit ist er verglichen mit den genannten Projekten aussergewöhnlich hoch. Dieser Sachstand erklärt damit auch den hohen Aufwand zur Dokumentation und Steuerung der Vorspannarbeit. Die Ringzugkraft (Z) und der Schlankheitsgrad (SR) sind in Gleichung 1 und 2 dargestellt.

$$Z = p_i \cdot \bar{r} \quad (1)$$

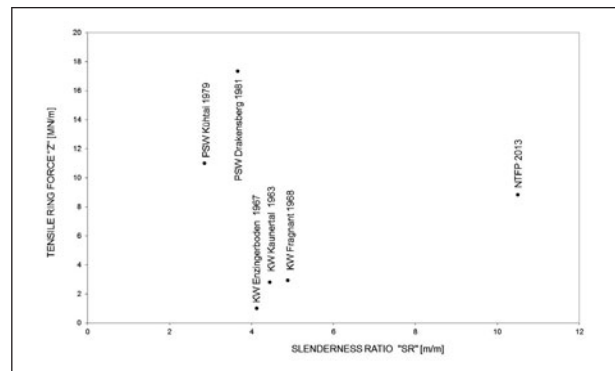
$$SR = \bar{r} / d \quad (2)$$

Wobei p_i den Innenwasserdruck [bar], \bar{r} den mittleren Radius der Auskleidung [m] und d die Schalendicke bezeichnen [m].

4 Planungsansätze

4.1 Konstruktive Aspekte der passiv vorgespannten Betonauskleidung

Der Tonstein des NTFP weist ein hohes Quellpotenzial auf [16]. Dieser Sachstand erfordert eine wasserdichte Auskleidung, um ein allfälliges Quellen des Tonsteins zu verhindern. Die Betonauskleidung selbst gewährleistet keine absolute Dichtheit der Auskleidung, sodass zusätzlich eine Folie zur Anwendung kam.



4 Darstellung der Ringzugkraft (Z) und der Schlankheitsverhältnisse (SR)
Correlation of Z and SR for passive prestressed tunnels

2 Pressure tunnel layout

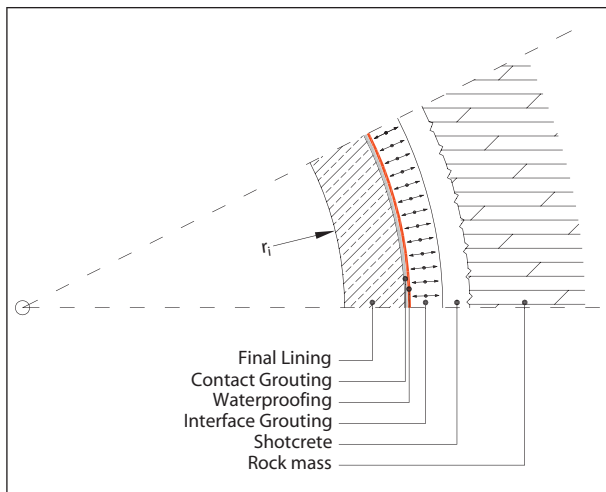
The NTFP is located in the southern part of the Niagara escarpment. The tunnel cuts through the Lockport Formation, the Clinton and Cataract Groups and the Upper Queenston Formation [3]. A simplified longitudinal section of the tunnel project is shown in Fig. 2. Horizontal bedding is the dominant structure along the tunnel alignment (Fig. 3). The rock mass behaviour along the tunnel is highly influenced by the high horizontal stress regime, with a stress ratio K_0 of ~ 4 and higher. Stress-induced failure, mainly along bedding planes in the crown and invert, resulted in extensive overbreak during tunnel excavation [3, 4].

The tunnelling conditions pushed the contractor far beyond standard tunnelling solutions. Reshaping works included extensive consolidation grouting to achieve the desired rock mass strength for the bedding of the final lining. Detailed information on the operation is given in [4].

3 Development of passive prestressed pressure tunnels

Concrete linings have been widely accepted in construction as hydraulic surfaces for water conduits and shafts as alternatives to unlined or steel-lined tunnels. As tunnels are constructed in more marginal and geologically adverse conditions, together with higher internal operating pressures, improved construction methods are necessary to enhance the structural capacity of the conduit lining. The design method of prestressed pressure tunnel linings has a long history. It started with the successful application of the Catskill pressure tunnel in New York, which has been documented by White [5]. He highlighted the importance of the contact grouting with cement-based grout mixes to obtain a long-term stability of the lining.

Subsequently, Kieser [6] considered the theory of the thick-walled cylinder and the prestressing of the lining for water conduits for design and construction. In 1943, he introduced



5 Darstellung des Schichtaufbaus mit Spaltinjektion
Schematic detail of final lining with interface grouting

Zur aktiven Vermeidung von Wasseraustritten wird der Druckstollen mit einer wasserdichten Folie ausgekleidet. Die wasserdichte Folie ist eine kostenwirksame Alternative für dichte Stollenauskleidungen bei begrenzten Innenwasserdrücken. Der Schichtaufbau der Auskleidung besteht aus der Spritzbetonaussenschale, einer wasserdichten Folie und einer Betonauskleidung, welche passiv vorgespannt wird, um einer Rissbildung im Zuge der Erstbefüllung entgegenzuwirken. Die passive Vorspannung wird mittels einer Hochdruckinjektion zwischen der wasserdichten Folie und der Spritzbetonschale realisiert. Sowohl die Betonauskleidung als auch das Gebirge erfahren im Zuge der Vorspannung eine tangentielle wie radiale Beanspruchung.

Zur Gewährleistung einer gleichmässigen Bettung der Folie an der Aussenseite der Betonauskleidung sowie zum Ausgleichen von Unregelmässigkeiten des Betons wird der Vorspanninjektion vorausgehend eine Niederdruckkontaktinjektion ausgeführt (Bild 5).

Die Abdichtung ist für die Spaltinjektion von äusserster Wichtigkeit, da ein direktes Eindringen des Injektionsguts in den Spalt durch die Trennung der Schichten gewährleistet wird. Die wasserdichte Folie besteht aus 3 Schichten eines modifizierten PE-VLD und 2 zusätzlichen PP-Vlies-Schichten, die durch Koextrusion zu einer einzigen Schicht zusammengeführt wurden. Mithilfe von elektrischen Hochspannungsmessungen können allfällige Fehlstellen oder Risse der Folie detektiert werden.

Die Suspension wird mittels Manschettenschläuchen injiziert. Die Schläuche sind an den Austrittsöffnungen mit einer Gummimanschette ummantelt und werden in regelmässigen Abständen entlang des Stollenumfanges verteilt installiert.

Hinsichtlich der Austeilung der Manschettenschläuche im Tunnelquerschnitt ist zwischen einem oberen und unteren

the so-called Kernring (core ring) lining as a substitute for steel-lined water tunnels, limited to operating pressures of 10 atü = 11 bar. Thereafter, Lauffer, Seeber and Kaindl [7] described a logical development of Kieser's "Kernring" lining for circular concrete linings and tube-a-manchette grouting systems. The tube-a-manchette helped to overcome one of the greatest drawbacks, borehole grouting, which resulted in highly variable lining prestressing and, furthermore, local stress spikes [8]. The method relies on a full penetration of the interface between the inner and the shotcrete lining by embedded circumferential and axial pipes. To facilitate overall penetration of this interface, debonding agents as well as synthetic membranes were used to minimise or avoid bonding of inner lining and shotcrete/rock mass. Due to this development, the injected grout could easily penetrate the interface.

The first successful application of the TIWAG Interface Grouting method (Spaltinjektionsverfahren) is mentioned in Kaunertal hydraulic scheme, in Austria [9]. Over 2 decades, the system had been successfully applied to many pressure tunnels around the world. Nevertheless, the experience of prestressing water tunnels is limited to tunnel diameters of $d_o \sim 5.5$ m. All the mentioned projects [8, 10 to 15] have a relatively thick lining in relation to the ring tensile force in common.

The NTFP is characterised by a relatively thin lining thickness proportional to the outer diameter. Figure 4 shows the relationship between the characteristic tensile ring force [2] and the slenderness ratio of the lining in regard to comparative structures. The slenderness ratio of NTFP is 10.5, which is extraordinarily high compared to the mentioned projects, requiring a higher accuracy for the overall prestressing work.

The tensile ring force (Z) and the slenderness ratio (SR) are defined in equations 1 and 2.

$$Z = p_i \cdot \bar{r} \quad (1)$$

$$SR = \bar{r} / d \quad (2)$$

where p_i is the internal water pressure [bar], \bar{r} is the average radius of the final lining [m] and d is the thickness of the final lining [m].

4 Design considerations

4.1 Design aspects for a passive prestressed concrete lining

The claystone at the NTFP shows a high swelling potential [16], which requires the construction of an impervious liner to prevent swelling. For this reason, a waterproof membrane is installed to prevent seepage through the concrete lining into the rock mass. The waterproofing membrane is a cost-effective alternative for low-pressure regimes. The sandwich construction type consists of a passive prestressed

Case Study Niagara Tunnel Facility Project •

Technical and economical aspects of passive prestressed pressure tunnels

Abschnitt zu unterscheiden. Der obere Abschnitt deckt mit einer Länge von 33 m die Firste, der untere Abschnitt mit einer Länge von 15 m die Sohle ab. Die Schläuche werden vor dem Einbau der wasserdichten Folie provisorisch mit einfachen Klemmen an der Spritzbetonschale befestigt.

Mittels speziell angefertigten Anschlüssen werden die Schläuche durch Folie und Betonschale an die Oberfläche der Innenschale geführt. An der Innenseite der Betonauskleidung kann die Injektionsleitung der Injektionspumpe direkt an ein Anschlussstück, welches an die Injektionsschläuche angeschweisst wird, angeschlossen werden (Bild 6).

Die gesamte Injektionsleitung besteht aus einem Schlauch mit Austrittsöffnungen, Gummimanschetten zur Abdeckung und speziell gefertigten Anschlussstücken für die Verbindung mit dem Pumpensystem. Das Injektionssystem muss hierbei dem maximalen Leitungsdruck für die Initialöffnung des Spaltes standhalten. Der Durchmesser muss einen steten Durchfluss für einen gleichmässigen Austritt bei allen Austrittsöffnungen der Leitung erlauben.

Änderungen des Schlauchdurchmessers, Knicke im Schlauch und dergleichen müssen auf ein Minimum reduziert werden, um einem Verstopfen der Injektionsleitung vorzubeugen. Es ist wichtig, dass das gesamte Leitungssystem problemlos gereinigt und für weitere Injektionsdurchgänge eingesetzt werden kann.

Erste Erfahrungen zeigen, dass Leitungslängen von mehr als 15 m sich negativ auf den Injektionsvorgang auswirken. Es empfiehlt sich daher für jedes Projekt eine Optimierung der Schlauchlängen auf die jeweiligen Rahmenbedingungen. Zusätzliche kurze Injektionsrohre an jedem Betonblock, welche auch die Folie durchdringen, würden eine primäre Verfüllung des Spalts mit hohen Injektionsmengen ermöglichen. Diese kurzen Rohre könnten zusätzlich auch beim Spaltinjektionsverfahren als Reserveleitung verwendet werden.

Es ist von grosser Wichtigkeit, dass Injektionsleitungen, die Gummimanschetten und Anschlussstücke für die unterschiedlichen Druckstufen des Injektionsvorgangs vorgängig getestet werden.

Der Öffnungs- oder Wiederöffnungsdruck der Gummimanschetten sowie der Druck zur abermaligen Penetration bereits verfüllter Injektionsabschnitte können den angestrebten Nennwert des Vorspanndrucks bei Weitem überschreiten und für kurze Zeit bis auf 150 bar ansteigen.

Durchschnittliche Aufreissdrücke liegen im Bereich von 80 bar. Das gesamte Verpresssystem, einschliesslich des Injektionspumpensystems und der Injektionsleitungen usw., muss so konzipiert werden, dass es diesen Aufreissdrücken standhält.



6 Abdichtungsfolie mit Injektionsanschlüssen während des Einbaus
Waterproofing membrane with grouting hoses during assembly

final concrete lining to avoid cracking during watering-up, a waterproofing membrane and a primary shotcrete lining.

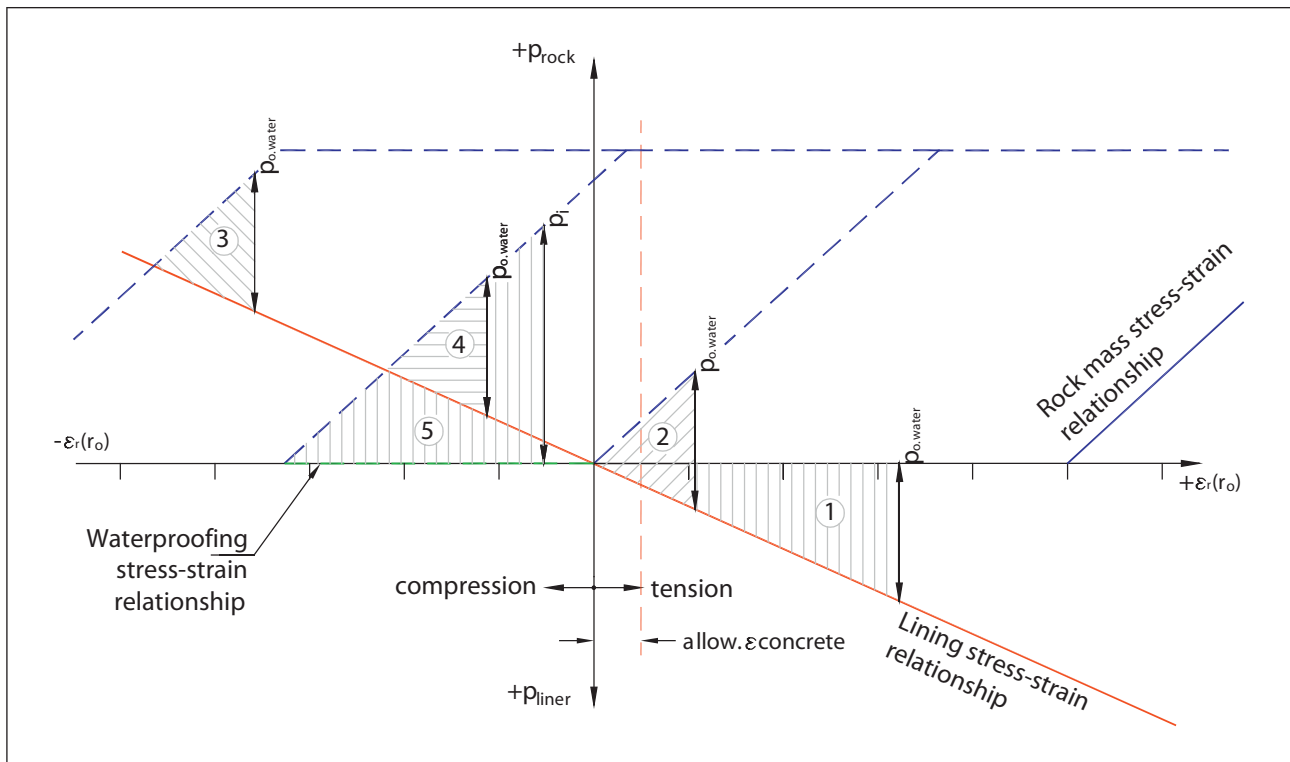
The passive prestressed lining is facilitated by the interface grouting between the waterproofing membrane and the temporary shotcrete lining with high pressure using cement-based suspension.

The interface grouting pressure introduces a tangential stress in the concrete lining and rock mass. To ensure a proper bedding of the waterproofing membrane on the outer surface of the concrete lining and to eliminate any anomalies of the concrete, contact grouting at low pressure is carried out prior to the prestressing works (Fig. 5).

The waterproofing is of high importance for the interface grouting since direct penetration of the grout is guaranteed by means of the separation of the layers. The waterproofing membrane consists of 3 layers of a modified VLD PE and 2 additional layers of PP fleece which are co-extruded to a single layer. High voltage measurements upon installation allow for the detection of any voids or defects of the membrane.

The suspension used for the prestressing of the NTFP is injected via manchette hoses. These hoses have rubber sleeves, like a tube-a-manchette, as covers and are located at regularly spaced intervals along the perimeter of the tunnel.

The tunnel section is divided into 2 parts for the layout of the hoses; the upper part covering the roof with an approximate length of 33 m and a lower part to cover the invert area with a length of approximately 15 m. The hoses are installed prior to the installation of the waterproofing membrane and are temporarily fixed to the shotcrete surface by simple clamps. Via specially developed prefabricated membrane sleeves, the hoses are connected through the membrane and concrete lining to the final concrete surface. At the concrete surface, a fitting is welded onto the grouting hoses to connect the grouting hoses to the grouting pumps (Fig. 6).



7 Darstellung der Phasen einer passiv vorgespannten Innenschale
 Operational stages of a prestressed concrete lining

4.2 Systembeschreibung für das NTFP

Aufgrund der Anpassung an die effektiven Innendrucke und aufgrund der Anpassung an örtliche geologische Überprofile weist die Innenschale des NTFP eine variable Schalendicke auf. Die durchschnittliche Schalendicke variiert zwischen 500 und 750 mm. Dies hat Einfluss auf das Vorspannverfahren, da die Schalendicke den erforderlichen Vorspanndruck und somit die Vorspanninjektion an sich beeinflusst.

Grundsätzlich können im Zuge der Vorspanninjektion 5 Phasen (Bild 7) unterschieden werden, welche exemplarisch mittels Seeber-Diagramm erläutert werden [2]. Für eine kurzfristige Betrachtung kann angenommen werden, dass der Innenwasserdruck zunächst nur im Tunnelinneren wirkt und der Innenwasserdruck anteilmässig vom Gebirge und der Innenschale getragen wird (Phase 1 bis Phase 4). Am Injektionsspalt stellt sich somit zunächst ein radialer Druck infolge Innenwasserdrucks ein ($p_{o,water}$). Während der Betriebsphase wird der Innenwasserdruck vollständig auf das Gebirge übertragen (Phase 5), da sich der Innenwasserdruck infolge von Undichtigkeiten des Betonrings allmählich auch im Injektionsspalt zwischen Innenschale und Membran aufbaut.

Aufgrund des Schwindens und allfälliger Imperfektionen der Betonoberfläche entsteht ein Spalt zwischen der Folie und der Innenschale (Phase 1). Würde hier eine unmittelbare Erstbefüllung erfolgen, müsste der gesamte Druck $p_{o,water}$ von der Innenschale alleine aufgenommen werden. Die re-

The overall grouting hose system consists of a hose with the grouting holes, rubber sleeves, which cover the holes, and special fittings for the connection to the grouting pump system. It is important that the grouting hose system will be designed with a compliant diameter and material of the hoses to accommodate the grouting pressure, the rupture pressure prior to grouting, to achieve a continuous flow of grout at each hole in the grouting hose. Any changes of the diameter of the hoses, sharp corners, etc., need to be reduced to a minimum to prevent the grouting system from clogging up. It is necessary that the whole system can easily be cleaned and reused for iterative grouting steps.

First experiences with hoses longer than 15 m have shown disadvantages for grouting. More and shorter hoses would allow for a more targeted grouting process during the prestressing. Additional short tubes at each concrete block protruding through the waterproofing membrane would enable direct filling of the interface, in bays with high grout take. These short tubes could also be used as an additional back-up level for interface grouting.

It needs to be highlighted that grouting hoses, rubber sleeves and fittings need to be pressure tested for the various pressure stages during the grouting operation. The opening or re-opening pressure of the rubber sleeves, the crack pressure to penetrate grouted sections, may exceed the prestressing pressure which can be as high as 150 bar for a fraction of time. Routine rupture pressures of up to 80 bar

sultierende Dehnung würde die zulässige Betondehnung ($\text{allow.}\varepsilon_{\text{concrete}}$) überschreiten und zu einer Rissbildung der Innenschale führen.

Zur Verbesserung der Bettung der Innenschale wird daher vorgängig eine Kontaktinjektion ausgeführt, um den Absatzspalt zu füllen (Phase 2). Die Kontaktinjektion erzeugt eine Koppelung zwischen dem Betonring und dem Gebirge, sodass das Gebirge den Druck $p_{o,\text{water}}$ entsprechend seiner Steifigkeit bereits aufnehmen kann. Trotzdem würde die resultierende Verformung der Schale zu einer irreversiblen Rissbildung in der Innenschale führen.

Erst die Vorspanninjektion gewährleistet eine langfristige zugriffsfreie Ausbildung der Innenschale (Phase 3). Die vorgespannte Innenschale erfährt in der Zeitspanne zwischen der Vorspanninjektion und der Erstbefüllung aufgrund des Kriech- und Schwindverhaltens sowie des Temperaturunterschiedes während der Erstbefüllung eine partielle Reduktion der Vorspannung (Phase 4). Die verbleibende langfristige Vorspannung muss derart bemessen sein, dass die Innenschale zum einen dauerhaft überdrückt bleibt und dass sich zum anderen die Schale langfristig nicht vom Gebirge löst.

Die wasserdichte Folie stellt im Vergleich zum Beton eine undurchlässige Barriere dar. Unter Berücksichtigung bautechnischer Unstetigkeiten der Innenschale (radiale Fugen zwischen Sohle und Gewölbe und Blockfugen) als auch einer gewissen Durchlässigkeit des Betongefüges selbst muss langfristig ein Durchsickern des Betriebswassers angenommen werden [17 bis 19]. Aufgrund des langfristigen Wasserdruckausgleiches zwischen Innen- und Aussenseite des Betonrings wirkt während der Betriebsphase der Innenwasserdruck unmittelbar auf die wasserdichte Folie. Der Innenwasserdruck wird direkt auf das Gebirge übertragen (Phase 5). In der Betriebsphase übernimmt das Gebirge den gesamten Innenwasserdruck p_r , während die Betonschale entlastet wird.

Die Verformungen und die Spannungen der Innenschale und des Gebirges für kreisrunde Druckstollen können auf Basis

are required in any case. The whole system, including the grouting equipment, the feeding hoses etc. need to be designed for these pressures.

4.2 System description for the NTFP

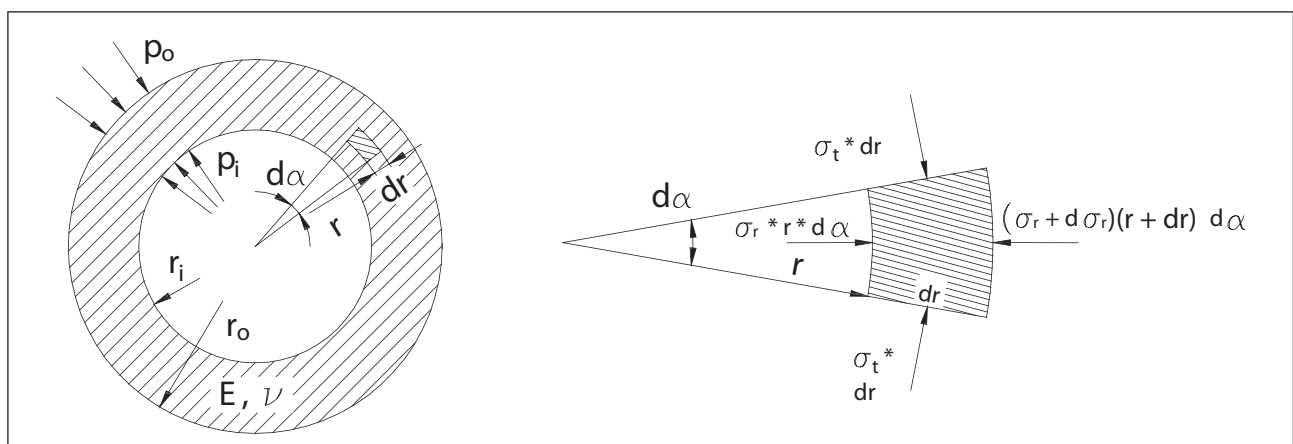
The internal diameter of NTFP changes due to the varying internal pressure along the alignment and required additional adoption to compensate large local overbreaks. The average lining thickness varies between 500 to 750 mm, which has a high influence on the pre-stressing operation, since thinner lining thicknesses result in a higher pre-stressing pressure compared to thicker lining sections.

Generally 5 distinct phases (Fig. 7) can be identified for the prestressing of pressure tunnels and are explained subsequently utilising the Seeber diagram [2]. For short-term perspectives, the internal water pressure related on the interface ($p_{o,\text{water}}$) is covered by the rock mass and the final lining (Phase 1 to Phase 4). During operation, the partial load of the internal water pressure related on the interface is fully transferred to the rock mass (Phase 5).

Due to shrinkage and imperfections at the outer side of the concrete lining, a gap between the waterproofing membrane and the final lining occurs (Phase 1). In this case, the full pressure $p_{o,\text{water}}$ must be covered by the final lining in case of direct watering-up. The induced strain would exceed the allowable strain of the concrete ($\text{allow.}\varepsilon_{\text{concrete}}$), leading to extensive cracking of the final lining.

To enhance the bedding conditions of the final lining, a contact grouting is carried out to close the initial gap (Phase 2). A structural coupling of the layers is hereby achieved, and the rock mass can now partially cover the pressure $p_{o,\text{water}}$ related to its stiffness. Nevertheless, the induced strain would still lead to a cracking of the final lining.

To guarantee an uncracked lining, prestressing is necessary (Phase 3). The time span between the prestressing and the watering-up leads to losses of the prestressing due



8 Gleichgewichtsbedingung eines Volumenelements für das dicke dickwandige Rohr
Equilibrium consideration of a volume element of the thick-walled cylinder

Fallstudie Niagara Tunnel Facility Project • Technische und wirtschaftliche Aspekte passiv vorgespannter Druckstollen

des dickwandigen Rohrs bestimmt werden. Die analytische Lösung berücksichtigt hierbei das Hooke'sche Gesetz, den ebenen Spannungszustand, und setzt ein elastisches isotropes Materialverhalten des Betons und des Gebirges voraus. Unter Voraussetzung einer begrenzten Durchlässigkeit des ungerissenen Betonrings kann für den unmittelbaren Zeitraum nach Erstbefüllung von einer kurzfristig wasserdichten Innenschale ausgegangen werden. Strömungskräfte, welche sich aufgrund des Druckgefälles in Abhängigkeit mit der Durchlässigkeit einstellen, werden für die nachfolgende Betrachtung vernachlässigt.

Bild 8 zeigt ein dickwandiges Rohr unter der äusseren Einwirkung p_o und der inneren Einwirkung p_i .

Die radialen Spannungen im Abstand zur Tunnelachse ergeben sich wie in Gleichung 3 dargestellt.

$$\sigma_r(r) = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 - r_o^2}{r^2} + p_o \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 - r_i^2}{r^2} \quad (3)$$

Die tangentialen Spannungen im Abstand zur Tunnelachse ergeben sich aus Gleichung 4,

$$\sigma_t(r) = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_o^2}{r^2} + p_o \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_i^2}{r^2} \quad (4)$$

wobei σ_r die radiale Spannung, σ_t die tangential Spannung, r_i den Innenradius, r_o den Aussenradius, p_o den äusseren Druck und r allgemein einen Radius, begrenzt durch r_i und r_o , bezeichnet.

Das radiale Spannungs-Dehnungsverhalten kann durch Gleichung 5 gelöst werden,

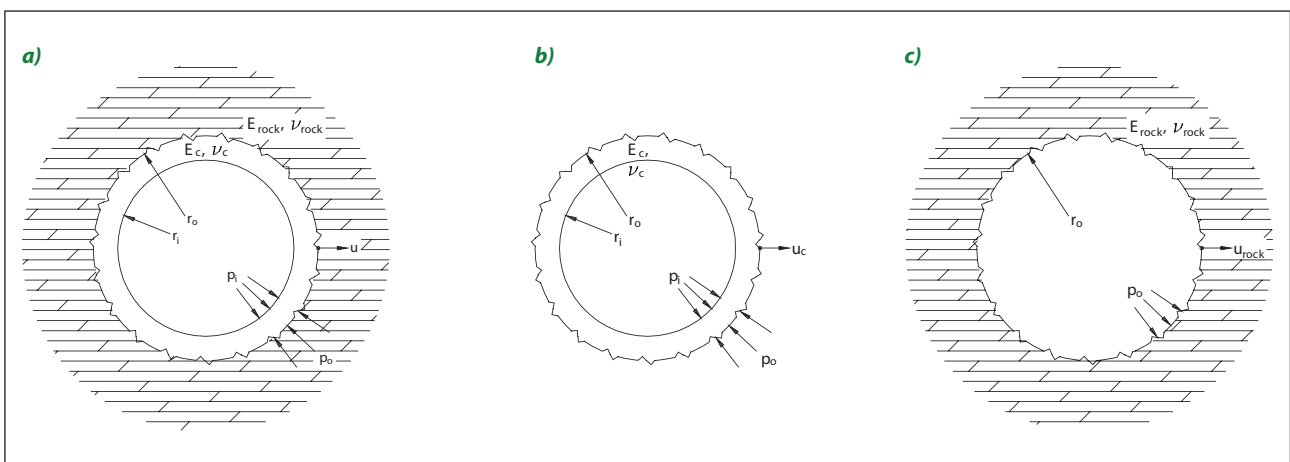
to shrinkage, creeping and temperature changes during watering-up (Phase 4). The long-term prestressing, considering all losses, shall guarantee a permanent compressional state of the final lining and constant contact between lining and rock.

The waterproofing membrane acts as an impermeable layer compared to the permeability of the concrete. Due to imperfections in the concrete lining (radial and axial construction joints) and the overall permeability of the concrete, seepage of the water through the liner must be considered over time [17 to 19]. Due to the seepage, the internal water pressure will directly act on the water-proofing membrane and the load is transferred to the rock mass (Phase 5). In this case, the bearing resistance of the rock mass covers the full internal water pressure p_i during operation, while the stresses in the concrete lining are relieved.

The deformations and stress states within the liner and the rock mass for circular pressure tunnels can be derived from the theory of the thick-walled cylinder. The analytical solution is based on Hooke's law and plane stress conditions, and considers an elastic isotropic behaviour of the concrete for the calculation. On the basis of the low permeability of the uncracked final lining, a water tightness of the cylinder can be postulated in an initial stage after commissioning. Seepage forces are not considered in the analytical design approach of Seeber [2].

Figure 8 shows a thick-walled cylinder, loaded by a pressure p_o from the outside and a pressure p_i from inside. The equilibrium of the acting radial and tangential forces in radial direction leads to the following equation 3 for the radial and tangential stress and radial strain.

The radial stress related to the distance from the centre of the tunnel is as follows in equation 3.



9 Vereinfachtes Berechnungsmodell, dickwandiges Rohr, unausgekleideter Tunnel

a) Querschnitt des vereinfachten Systems, b) dickwandiges Rohr (Innenschale), c) unausgekleideter Stollen (Gebirge)

Cross-section of the simplified system, thick-walled cylinder and unlined tunnel

a) cross-section of the simplified system, b) thick-walled cylinder (concrete lining), c) unlined tunnel (rock mass)

$$\varepsilon_r(r) = \frac{u(r)}{r} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_i^2 \cdot r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \left[p_i \cdot \left(\frac{r^2}{r_o^2} \cdot (1-2\nu) + 1 \right) - p_o \cdot \left(\frac{r^2}{r_i^2} \cdot (1-2\nu) + 1 \right) \right] \quad (5)$$

wobei ε_r die radiale Dehnung, u die radiale Verschiebung, ν die Poissonzahl und E den E-Modul bezeichnet.

5 Das analytisch-grafische Verfahren

Das analytisch-grafische Verfahren nach Seeber [2] stellt eine praktische Methode zur Bestimmung der Vorspannung der Innenschale, der Vorspannungsverluste in Abhängigkeit vom Spannungs-Dehnungs-Verhältnis zwischen Gebirge und Beton und des Innenwasserdrucks dar. Das Seeber-Diagramm setzt homogene und isotrope Materialeigenschaften voraus und ist auf die Betrachtung von 2 konzentrischen Ringen (Innenschale und Gebirge) limitiert (Bild 9).

Für genauere Analysen ohne Einschränkung auf isotrope Verhältnisse oder die Anzahl von Schichten sind Finite-Elemente-Methoden [20] oder hochwertigere analytische Ansätze [21, 22] erforderlich.

Die Spaltinjektion selbst wird wegen ihrer vernachlässigbaren und begrenzten Dicke bei der Modellbildung hier nicht berücksichtigt. Für die vereinfachte Betrachtung wird die Spaltinjektion als Kontaktdruck „ p_o “ zwischen der Innenschale und dem Gebirge berücksichtigt.

Bild 9a zeigt den Querschnitt des vereinfachten Berechnungsmodells. Gemäss dem analytisch-grafischen Verfahren nach Seeber [2] wird der Querschnitt in 2 Schichten unterteilt; dem dickwandigen Rohr (Bild 9b) mit den von innen (p_i) und aussen (p_o) gerichteten Spannungen, sowie dem Gebirge (Bild 9c) mit der Spannung p_o , welche auf das Gebirge wirkt.

Grundsätzlich stellt das Seeber-Diagramm das Spannungs-Dehnungsverhalten in der Kontaktfuge zwischen den Ringen Beton und Gebirge dar. Aufgrund dieser Prämisse müssen sämtliche Einwirkungen auf das System auf diese Kontaktfuge umgerechnet werden.

5.1 Bestimmung des Spannungs- und Dehnungsverhaltens des Gebirges und des Betons

Die Bestimmung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges gehört zu den herausforderndsten Fragestellungen der Geomechanik. Laut Seeber [23] ist eine realitätsnahe Bestimmung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges nur durch In-situ-Tests in Pilotstollen möglich. Die von Seeber entwickelten Radialpresse- [24] oder Lastplattenversuche [25] liefern eine zuverlässige Methode zur Bestimmung der tatsächlichen mechanischen Eigenschaften des Gebirges. Das Gebirge wird für die vereinfachte Betrachtung mit linear-elastischem und idealplastischem Verformungs-

$$\sigma_r(r) = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 - r_o^2}{r^2} + p_o \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 - r_i^2}{r^2} \quad (3)$$

The tangential stress related to the distance from the centre of the tunnel is as follows in equation 4

$$\sigma_t(r) = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_o^2}{r^2} + p_o \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_i^2}{r^2} \quad (4)$$

where σ_r is the radial stress, σ_t is the tangential stress, r_i is the internal radius, r_o is the outer radius, p_o is the external pressure and r is a radius within r_i and r_o .

The radial stress strain relationship can be found by the following equation 5

$$\varepsilon_r(r) = \frac{u(r)}{r} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_i^2 \cdot r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \left[p_i \cdot \left(\frac{r^2}{r_o^2} \cdot (1-2\nu) + 1 \right) - p_o \cdot \left(\frac{r^2}{r_i^2} \cdot (1-2\nu) + 1 \right) \right] \quad (5)$$

where ε_r is the radial strain, u is the radial displacement, ν is the Poisson's ratio and E is the modulus of elasticity.

5 The analytical-graphical design approach

The analytical-graphical solution of Seeber [2] provides a practical method to account for prestressing, losses of prestressing in relation to the rock mass and concrete stress-strain relationship and the internal water pressure. The Seeber diagram is based on, as mentioned, homogeneous, isotropic conditions and 2 concentric layers (lining and rock), as shown in Figure 9.

For more detailed analyses, without any limitation on isotropy or the number of rock strata, finite element solutions [20] or sophisticated analytical solutions [21, 22] must be considered.

The interface grouting is not considered as an individual layer for the modelling, due to overall negligible limited thickness developing. For the simplified design, the interface grouting layer shall be considered as a contact pressure “ p_o ” between final lining and the rock mass.

Figure 9a shows the cross-section of the simplified design approach. For the analytical-graphical design approach after Seeber [2], the cross-section is divided into 2 parts; the thick-walled cylinder (Fig. 9b) with stresses acting on the inside p_i and outside p_o and the rock mass (Fig. 9c) with a stress p_o acting on the surface of the rock mass.

The Seeber diagram is a stress-strain diagram, representing the stiffness of the concrete and the rock mass related to the interface between the lining and the rock mass. Due to this

verhalten angenommen. Der elastische Anteil des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges kann anhand der Theorie eines unendlich dickwandigen Rohres beschrieben werden. Zu diesem Zweck wird der äussere Radius r_o des Gebirges unendlich und der äussere Druck mit $p_o = 0$ angenommen (Bild 9c). Diese Annahme führt zu Gleichung 6 unter Berücksichtigung der mechanischen Parameter (E_{rock}, ν_{rock}) wie in Bild 9 dargestellt. Der erforderliche Gebirgs widerstand zur Begrenzung der hydraulischen Rissbildung wird von der minimalen Gebirgsspannung σ_3 begrenzt. Die Spannung p_o kann als Funktion der Radialdehnung (ϵ_r) am Spalt zwischen Innenschale und Gebirge bestimmt werden.

$$p_{rock}(\epsilon_r) = \frac{E_{rock}}{1 + \nu_{rock}} \cdot \epsilon_r \quad (6)$$

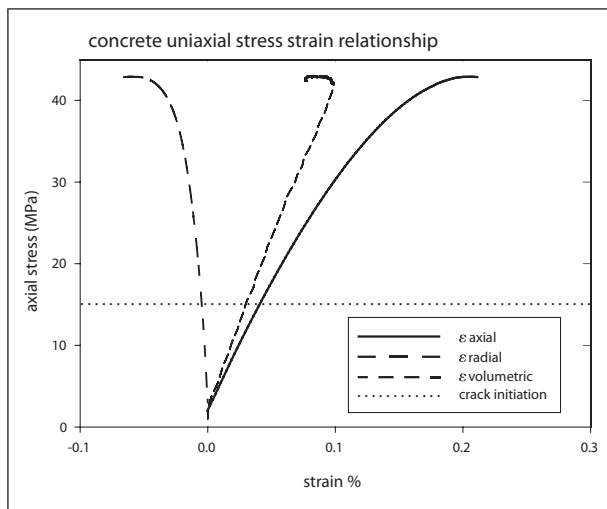
$p_{rock}(\epsilon_r)$ bezeichnet das Spannungs-Dehnungsverhalten des Gebirges, E_{rock} den E-Modul des Gebirges, ν_{rock} die Poissonzahl des Gebirges und ϵ_r die radiale Dehnung des Gebirges.

Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons wird ebenso linear-elastisch angenommen. Gleichung 5 zeigt die allgemeine Lösung eines elastischen Spannungs-Dehnungsverhaltens für das dickwandige Rohr. Unter der Annahme dass $p_i = 0$ und $r = r_o$ kann der Druck p_o in der Kontaktfuge in Funktion der Radialdehnung (ϵ_r) berechnet werden.

$$p_{liner}(\epsilon_r) = -\frac{E_c}{1 + \nu_c} \cdot \left[\frac{r_o^2 - r_i^2}{r_o^2 \cdot (1 - 2\nu_c) + r_i^2} \right] \cdot \epsilon_r \quad (7)$$

wobei $p_{liner}(\epsilon_r)$ die Spannung in Funktion der Dehnungen bezeichnet, E_c den E-Modul des Betons, ν_c die Poissonzahl des Betons und ϵ_r die radiale Dehnung des Betons.

Die Spaltinjektion mit dem Vorspanndruck p_{st} verursacht eine Druckspannung in der Innenschale und führt zu einer Zugbeanspruchung im Gebirge. Die Vorspannung der Betonschale wird mittels Parallelverschiebung der Arbeitslinie



10 Einaxialer Druckversuch einer Betonprobe der Auskleidung
Uniaxial compressive test of a concrete sample of the final lining

boundary condition, every acting pressure must be converted to this interface.

5.1 Determination of stress-strain relationship of rock mass and concrete

The determination of the rock mass stress-strain relationship is probably one of the most challenging fields in geomechanics. Seeber [23] concludes that the "exact" determination of the rock mass stress-strain relationship is only possible by in-situ testing in pilot tunnels. The radial stress developed by Seeber [24] or load plate tests [25] provide a reliable method for determining the true mechanical properties of a rock mass. For the analyses, the rock mass behaviour is assumed as linearly elastic and ideally plastic. The elastic part of the rock mass stress-strain relationship can be expressed by the theory of an infinite thick-walled cylinder. The outer radius r_o of the rock mass is then infinite with an outside pressure p_o of zero in Fig. 9c. This assumption leads to equation 6 in respect to the mechanical parameters (E_{rock}, ν_{rock}), as shown in Fig. 9. The rock mass resistance to prevent hydro-fracturing is limited by the minimum principle stress σ_3 . The stress p_o can be expressed as a function of the radial strain (ϵ_r) at the interface between lining and rock mass as follows in equation 6.

$$p_{rock}(\epsilon_r) = \frac{E_{rock}}{1 + \nu_{rock}} \cdot \epsilon_r \quad (6)$$

where $p_{rock}(\epsilon_r)$ is the stress-strain relationship of the rock mass, E_{rock} is the modulus of elasticity of rock mass, ν_{rock} is the Poisson's ratio of rock mass and ϵ_r is the radial strain.

The behaviour of the concrete stress-strain relationship is assumed linearly elastic. Equation 5 represents the general solution of an elastic stress-strain relationship of a thick-walled cylinder. Considering an internal pressure of $p_i = 0$ and the radius $r = r_o$, the pressure p_o at the interface can be expressed as a function of the radial strain (ϵ_r) as follows in equation 7

$$p_{liner}(\epsilon_r) = -\frac{E_c}{1 + \nu_c} \cdot \left[\frac{r_o^2 - r_i^2}{r_o^2 \cdot (1 - 2\nu_c) + r_i^2} \right] \cdot \epsilon_r \quad (7)$$

where $p_{liner}(\epsilon_r)$ is the stress-strain relationship of the concrete lining, E_c is the modulus of elasticity of concrete, ν_c is the Poisson's ratio of concrete and ϵ_r is the radial strain.

The prestress pressure p_{st} will induce compression within the concrete lining and tension in the rock mass. To visualise the prestressing of the concrete lining in the Seeber diagram (Fig. 7), the rock mass stress-strain relationship can be moved to the intersection of the horizontal line p_{st} and the lining stress-strain relationship (Phase 3, Fig. 7).

5.2 Determination of strain and stresses within the concrete lining due to interface grouting

The short-term compressive strain of the concrete lining $\epsilon_{c,st}$ (Fig. 7) due to prestressing at the outer radius r_o is shown in

des Gebirges zum Schnittpunkt der horizontalen Linie p_{st} mit der Arbeitslinie der Innenschale (Bild 7) im Seeber-Diagramm verbildlicht (Phase 3, Bild 7).

5.2 Bestimmung der Dehnungen und Spannungen der Innenschale infolge der Spaltinjektion

Die kurzfristige Dehnung der Betonschale $\varepsilon_{c,st}$ (Bild 7) als Folge der Vorspannung am äusseren Radius r_o kann mit der Gleichung 8, die Dehnung des Gebirges $\varepsilon_{rock,st}$ anhand der Gleichung 9 berechnet werden.

Die kurzfristige Dehnung der Innenschale kann gemäss Gleichung 8 berechnet werden,

$$\varepsilon_{c,st} = -\frac{1+\nu_c}{E_c} \cdot \left[\frac{r_o^2 \cdot (1-2\nu_c) + r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \right] \cdot p_{st} \quad (8)$$

wobei $\varepsilon_{c,st}$ die kurzfristige Dehnung der Innenschale und p_{st} den Injektionsdruck der Fuge bezeichnen.

Die kurzzeitige Dehnung des Gebirges kann mit Gleichung 9 bestimmt werden,

$$\varepsilon_{rock,st} = \frac{1+\nu_{rock}}{E_{rock}} \cdot p_{st} \quad (9)$$

wobei $\varepsilon_{rock,st}$ die kurzfristige Dehnung des Gebirges bezeichnet.

Die theoretische Spaltbreite zwischen der Betonschale und dem Gebirge ist als Summe der kurzfristigen Dehnungen des Gebirges und der Betonschale, multipliziert mit dem Radius r_o , ableitbar.

Die Spaltbreite des Injektionsspalt ist mit Gleichung 10 zu berechnen.

$$gap_{st} = (\varepsilon_{rock,st} + |\varepsilon_{c,st}|) \cdot r_o \quad (10)$$

Die tangentialen Spannungen und die Dehnung des äusseren Radius r_o sind etwas niedriger als die Spannungen und die Dehnung am inneren Radius r_i . Die berechnete kurzfristige tangentiale Druckbeanspruchung sollte aus diesem Grund die Bemessungsfestigkeit des Betons f_{cd} (Gleichung 11) nicht überschreiten.

$$\sigma_{c,st}(r) = \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_i^2}{r^2} \cdot p_{st} \quad \dots \text{für } r_i \leq r \leq r_o \quad (11)$$

Die Annahme eines linear-elastischen Verhaltens des Betons hat grundsätzlich nur für den unteren Ast der Arbeitslinie des Betons Gültigkeit. Solange der effektive Injektionsdruck in der entsprechenden Grössenordnung unterhalb der Mikrorissbildung im Beton verbleibt ([26], Bild 10), ist die vereinfachte Annahme eines linear-elastischen Verhaltens gerechtfertigt. Die Grenze zur Mikrorissbildung kann hierbei anhand der volumetrischen Dehnung definiert werden.

equation 8. The short-term tension strain of the rock mass $\varepsilon_{rock,st}$ can be derived from equation 9.

The short-term compressive strain in lining is as follows in equation 8

$$\varepsilon_{c,st} = -\frac{1+\nu_c}{E_c} \cdot \left[\frac{r_o^2 \cdot (1-2\nu_c) + r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \right] \cdot p_{st} \quad (8)$$

where $\varepsilon_{c,st}$ is the short-term compressive strain of the concrete lining and p_{st} is the short-term grouting pressure.

The short-term compressive strain in rock mass is as follows in equation 9

$$\varepsilon_{rock,st} = \frac{1+\nu_{rock}}{E_{rock}} \cdot p_{st} \quad (9)$$

where $\varepsilon_{rock,st}$ is the short-term compressive strain of the rock mass.

The theoretical gap width of the grout injected between the concrete lining and the rock mass is hereby given as the sum of the short-term strains of the rock mass and the concrete lining multiplied by the radius r_o .

The short-term gap/width (gap_{st}) is as follows in equation 10.

$$gap_{st} = (\varepsilon_{rock,st} + |\varepsilon_{c,st}|) \cdot r_o \quad (10)$$

The tangential stresses and the strain at the outer radius r_o are slightly lower than at the inner radius r_i . The derived short-term compressive tangential stress should therefore not exceed the design concrete strength f_{cd} (equation 11).

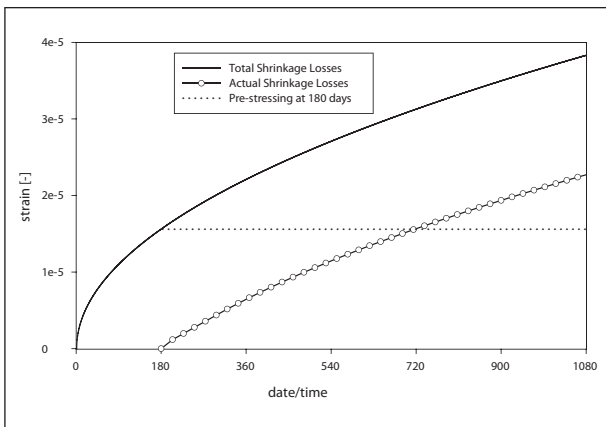
The short-term tangential stress distribution ($\sigma_{c,st}(r)$) within the final lining is as follows in equation 11.

$$\sigma_{c,st}(r) = \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_i^2}{r^2} \cdot p_{st} \quad \dots \text{for } r_i \leq r \leq r_o \quad (11)$$

It should be noted that the assumption of a linearly elastic behaviour for the concrete is only true for low stress-strain regimes. The effective grouting pressure for prestressing is therefore kept within the range of lower bound strength (crack initiation) of the concrete [26] (Fig. 10), which enables the linearly elastic assumption of the design of Seeber [2]. The lower bound strength is hereby defined as the offset of the linear behaviour of the volumetric strain.

5.3 Determination of prestress loss

The prestress of the final lining is gradually lost due to shrinkage effects of the concrete, temperature changes (e.g. at watering-up) and creeping of the final lining and the rock mass. Therefore, the specific resistance of the lining against the tensile stresses from the inside water pressure will decrease.



11 Zeitliche Entwicklung des Betonschwindens für eine passiv vorgespannte Betonauskleidung
Development of concrete shrinkage over time for a prestressed concrete lining

5.3 Bestimmung der Vorspannverluste

Die Vorspannung der Innenschale baut sich aufgrund des Schwindens des Betons, der Abkühlung bei der Erstbefüllung und des Kriechens der Innenschale und des Gebirges ab. Dadurch nimmt der Widerstand der Innenschale gegenüber der zu vermeidenden Ausbildung tangentialer Zugspannungen ab.

Die Verluste des Betons (durch beispielsweise Temperaturunterschied, Schwinden und Kriechen) können mithilfe von Labortests hinreichend genau bestimmt werden. Im Gegensatz dazu sind die Verluste auf der Gebirgsseite (z. B. Abkühlung bei der Erstbefüllung und Kriechen) relativ schwierig zu bestimmen und zudem auch sehr stark abhängig von den lokalen Spannungsverhältnissen.

Bei verhältnismässig günstigen Gebirgsverhältnissen, wie sie generell bei Druckstollen zu erwarten sind, sind die Vorspannungsverluste auf der Gebirgsseite geringer als die Vorspannungsverluste der Innenschale. Die Verluste können wie nachstehend beschrieben bestimmt werden.

5.3.1 Temperaturänderung des Gebirges

Ein Vorspannverlust des Gebirges infolge einer Temperaturänderung im Zuge der Erstbefüllung wird für die nachfolgende Betrachtung vernachlässigt.

5.3.2 Kriechen des Gebirges

Wichtiger als Temperatureinwirkungen sind die kurz- und langfristigen Kriecheffekte des Gebirges, welche entsprechend ihrer Belastungsgeschichte angesetzt werden müssen. Kurzfristige Kriecheffekte im Zuge der Verfüllung sind von geringerer Bedeutung im Vergleich zu allfälligen langfristigen Kriecheffekten, welche i. A. aufwendige Untersuchungen erfordern. Aufgrund der allgemein niedrigen Beanspruchung des Gebirges an der Kontaktfuge werden in den nachfolgenden Betrachtungen keine Kriecheffekte berücksichtigt.

The losses of the concrete (e.g. temperature change, shrinkage and creep) can be adequately assessed and derived from lab tests; however, the losses of the rock mass (e.g. temperature change and creeping), on the other hand, are rather difficult to predict and are highly affected by the horizontal stress regime.

In case of favourable rock conditions as generally encountered in pressure tunnels, prestress losses of the rock mass are of inferior significance compared to prestressing losses of the final lining. The losses can be assessed as follows.

5.3.1 Temperature change of the rock mass

A loss of prestressing at watering-up due to temperature changes within the rock mass can be more or less neglected.

5.3.2 Creeping of rock mass

Of higher importance are the short- and long-term creep effects of the rock mass, which shall be considered in regard to the specific loading path of the rock mass. Short-term creep effects due to watering-up are of minor importance in general contrast to long-term effects, which must be assessed in detail. Due to the overall minor loading of the rock mass, creep effects are neglected for the subsequent considerations.

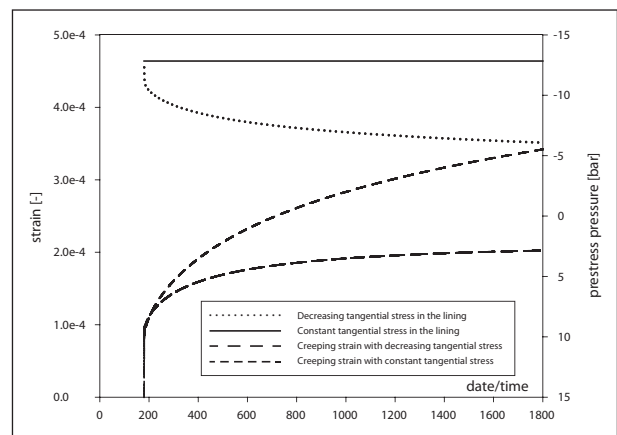
5.3.3 Temperature change of the concrete lining

The strain loss due to temperature change ($\epsilon_{c,temp}$) at watering-up is derived as the product of the temperature change (ΔT) and the thermal expansion coefficient for concrete (α_c) (equation 12).

$$\epsilon_{c,temp} = \Delta T \cdot \alpha_c \quad (12)$$

5.3.4 Shrinkage of the concrete lining

The shrinkage loss of concrete in tunnels exposed to high humidity is generally small. In the case of a relatively small timespan between interface grouting and watering-up and high humidity, the shrinkage loss could be neglected. The assessment of shrinkage loss is generally project-dependent and can be done by lab tests.



12 Kriechkurve für eine konstante und abnehmende Vorspannung
Creeping curve in relation to constant and decreasing prestress pressure

5.3.3 Temperaturänderung der Betonschale

Die Abnahme der Dehnung ($\epsilon_{c,temp}$) infolge einer Temperaturänderung bei der Erstbefüllung kann durch Multiplikation des Temperaturunterschieds (ΔT) mit dem Wärmeausdehnungskoeffizienten für Beton (α_c) entsprechend Gleichung 12 berechnet werden.

$$\epsilon_{c,temp} = \Delta T \cdot \alpha_c \quad (12)$$

5.3.4 Schwinden der Betonschale

Der Vorspannungsverlust aufgrund von Schwinden des Betons ist in Druckstollen bei einer hohen relativen Luftfeuchte gering. Bei einer begrenzten Zeitspanne zwischen der Spaltinjektion und der Erstbefüllung, sowie bei hoher Luftfeuchte im Tunnel bis zur Erstbefüllung kann in einem vereinfachten Ansatz das Schwinden vernachlässigt werden. Der Anteil des Vorspannungsverlustes durch Schwinden ist projektabhängig und kann mittels Labortests im Detail bestimmt werden.

Schwindverluste für das NTFP wurden gemäss dem Ansatz von Bazant [27] berücksichtigt. Anhand des Modells von Bazant können Vorspannungsverluste durch Schwinden und Kriechen unter der Berücksichtigung der Faktoren Feuchtigkeit, Temperatur, Betonfestigkeit, Zementtyp, Geometrie und Alter des Betons realitätsnahe erfasst werden. Der Vorteil des Modells nach Bazant liegt im Vergleich zu zahlreichen anderen Regelwerken [28 bis 30] in der Berechnung des Schwindens als Funktion der Zeit.

Schwindverluste, die bereits vor der Spaltinjektion stattfinden, werden durch die Kontaktinjektion kompensiert, sodass diese nicht berücksichtigt werden müssen (Bild 11).

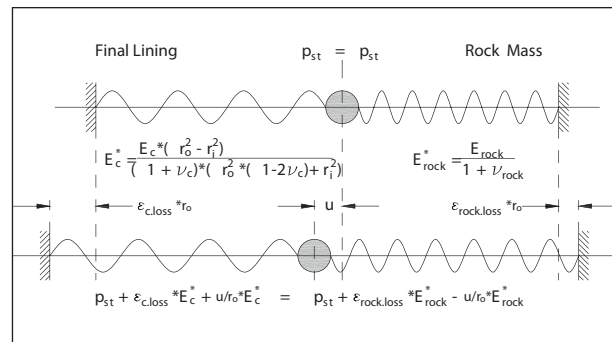
5.3.5 Kriechen der Betonschale

Die grössten Kriechverluste treten kurz nach der Spaltinjektion auf. In dieser Phase fällt die Vorspannung relativ schnell ab. Die Belastungsgeschichte der vorgespannten Innenschale wird von standardmässigen Kriechtests mit konstanten Belastungen genaugenommen nicht richtig abgebildet [28 bis 30]. Konstante Belastungen führen zu einer Überschätzung der Kriechraten des Betons und resultieren in einem konservativen Ansatz, der den realen Belastungspfad der Innenschale nur bedingt widerspiegelt. Der Kriechprozess der Innenschale kann eher mit einer Relaxation beschrieben werden, unter Berücksichtigung eines stets abfallenden Spannungsniveaus (p_{st}) und zunehmender Dehnung beschrieben werden.

Die anzunehmenden Kriechverluste des NTFP berücksichtigen den analytischen Ansatz von Bazant [27]. Bazant beschreibt die Kriechverluste als Funktion der Zeit. Bild 12 zeigt die Kriechkurve in Abhängigkeit vom abnehmenden Vorspanndruck.

5.3.6 Zusammenstellung der Verluste

Eine langfristige Koppelung zwischen Betonring und Gebirge wird durch die Spaltinjektion erzielt. Die Verluste durch



13 Federmodell zur Untersuchung des Vorspannverlustes der Betonauskleidung und des Gebirges
Spring model for prestress losses in the lining and the rock mass

Shrinkage losses were determined on the basis of the analytical design approach of Bazant [27]. The model of Bazant allows to determine shrinkage and creep-induced strain losses based on environmental aspects such as humidity, temperature, concrete strength, cement type, geometry and concrete age. The advantage of this approach compared to several other standards [28 to 30] is in fact the simple assessment of shrinkage as a function of time.

It can be assumed that the shrinkage losses prior to prestressing are compensated by contact grouting. The actual shrinkage losses after contact grouting are shown in Fig. 11 in relation to the overall shrinkage curve.

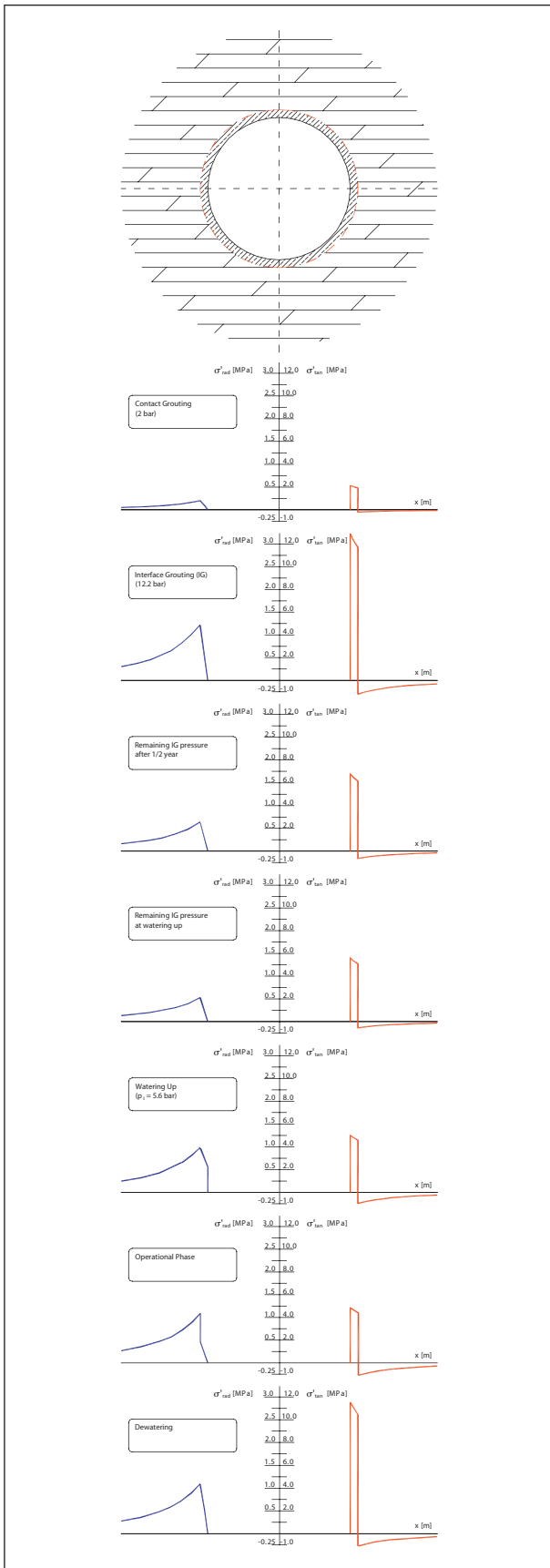
5.3.5 Creep of the concrete lining

The highest creep loss rates occur shortly after the completion of interface grouting, and prestress decreases rapidly in this initial phase. This behaviour is not reflected by standard creep tests with constant loading conditions [28 to 30]. Neglecting the true loading conditions and applying constant loading conditions would lead to a conservative approach. The creep process of the final lining is more precisely described by the process of a relaxation, which considers a change of the prestressing pressure (p_{st}) within the decreasing strain due to creep and shrinkage.

The design of the NTFP considers the analytical design approach of Bazant [27]. Bazant defines the creep losses as a function over time. The design approach is hereby slightly modified considering a prestressing pressure (p_o) as a function of the creep and shrinkage losses. In Fig. 12 the creep curve is shown as a function of the decreasing prestressing pressure.

5.3.6 Compilation of losses

A long-term structural coupling of the layers is achieved by means of interface grouting. Due to the losses, the prestressing pressure (p_{st}) will decrease over time. For the assessment of the losses, depending on varying stiffnesses of the rock mass and the final lining, Seeber [2] suggested modelling the behaviour of the different layers



14 Spannungsverteilung in der Betonauskleidung und dem Gebirge
Stress distribution in the final lining and rock mass

with a simple spring model. The model considers 2 in series connected springs with different stiffnesses, as shown in Fig. 13. The relative displacement (u) of the interface results in different prestress losses of the layers ($\epsilon_{c,loss}$ and $\epsilon_{rock,loss}$).

The prestress loss $\Delta p_{o,loss}$ considers an equilibrium of the stresses on both sides (Fig. 13), as shown in equation 13

$$p_{st} + \epsilon_{c,loss} \cdot E_c^* + \frac{u}{r_o} \cdot E_c^* = p_{st} + \epsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}^* - \frac{u}{r_o} \cdot E_{rock}^* \quad (13)$$

where $\epsilon_{c,loss}$ is the total strain loss of the concrete, E_c^* is the modulus of deformation of concrete, $\epsilon_{rock,loss}$ is the total strain loss of rock mass and E_{rock}^* is the modulus of deformation of rock mass.

The relative strain (u/r_o) of the interface can be obtained from equation 14.

$$\frac{u}{r_o} = \frac{\epsilon_{c,loss} \cdot E_c^* - \epsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}^*}{E_c^* + E_{rock}^*} \quad (14)$$

Considering the relative strain (u/r_o) from equation 14 inserted in equation 13, the prestress loss $\Delta p_{o,loss}$ is as follows in equation 15.

$$\Delta p_{o,loss} = E_c^* \cdot \left[\epsilon_{c,loss} - \frac{\epsilon_{c,loss} \cdot E_c^* - \epsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}^*}{E_c^* + E_{rock}^*} \right] \quad (15)$$

5.4 Determination of initial acting water pressure at the outer radius

As mentioned above, the Seeber diagram represents a stress-strain relationship at the interface of a concrete lining and the rock mass. Due to this limitation, the acting pressures must be converted to the interface in relation to the thickness of the lining and the stiffness of the lining and the rock mass. The internal water pressure acting on the interface between lining and rock mass ($p_{o,water}$) can be obtained from equation 16 for the assumption of a watertight lining.

$$p_{o,water} = \frac{2 \cdot p_{i,water} \cdot (1 - \nu_c)}{(1 + \nu_{rock})^* E_c \cdot \left(\frac{r_o^2}{r_i^2} - 1 \right) + (1 - 2\nu_c)^* \frac{r_o^2}{r_i^2} + 1} \quad (16)$$

The pressure $p_{o,water}$ as obtained from equation 16 acts only over a limited time span shortly after watering-up, while water pressures between intrados and extrados of the lining are unbalanced. Due to joints and the overall permeability of the concrete lining, the pressure gradient between intrados and extrados will level off over time. In the long run, the internal water pressure p_i will hence act directly on the waterproofing membrane (Fig. 7, Phase 5).

Temperatur, Kriechen und Schwinden bestimmen die Abnahme des Vorspanndrucks (p_{st}) über die Zeit.

Um die Verluste abhängig von der unterschiedlichen Steifigkeit des Gebirges und der Innenschale zu verdeutlichen, beschreibt Seeber [2] ein einfaches Federmodell zweier in Reihe geschalteter Federn mit unterschiedlicher Steifigkeit (Bild 13). Die relative Verschiebung (u) des Spaltes führt zu einem unterschiedlichen Vorspannverlust beider Schichten ($\varepsilon_{c,loss}$ und $\varepsilon_{rock,loss}$), jedoch unter Voraussetzung der Verformungskompatibilität.

Der Vorspannverlust $\Delta p_{o,loss}$ setzt ein Gleichgewicht der Spannungen auf beiden Seiten (Bild 13) voraus, wie in Gleichung 13 dargestellt.

$$p_{st} + \varepsilon_{c,loss} \cdot E_c + \frac{u}{r_o} \cdot E_c = p_{st} + \varepsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock} - \frac{u}{r_o} \cdot E_{rock} \quad (13)$$

Die relative Dehnung (u/r_o) des Spaltes kann anhand Gleichung 14 bestimmt werden.

$$\frac{u}{r_o} = - \frac{\varepsilon_{c,loss} \cdot E_c - \varepsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}}{E_c + E_{rock}} \quad (14)$$

Unter Berücksichtigung der relativen Dehnung (u/r_o) (Gleichung 14) und Einsetzen in Gleichung 13 erhält man den Vorspannverlust $\Delta p_{o,loss}$, wie in Gleichung 15 dargestellt.

$$\Delta p_{o,loss} = E_c \cdot \left[\varepsilon_{c,loss} - \frac{\varepsilon_{c,loss} \cdot E_c - \varepsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}}{E_c + E_{rock}} \right] \quad (15)$$

5.4 Auswirkung des kurzfristig wirksamen Innenwasserdrucks an der Kontaktfuge

Wie bereits erwähnt, bildet das Seeber-Diagramm das Spannungs-Dehnungsverhalten in der Fuge zwischen der Schale und dem Gebirge ab. Angesichts dieser Einschränkung muss jeder auf das System wirkende Druck, im Verhältnis zur Dicke der Innenschale und zur Steifigkeit der Innenschale und des Gebirges auf die Kontaktfuge, umgerechnet werden.

Die Radialspannung, welche infolge des Innenwasserdrucks an der Kontaktfuge zwischen Innenschale und Gebirge wirkt, kann mit der Gleichung 16 berechnet werden.

$$p_{o,water} = \frac{2 \cdot p_{i,water} \cdot (1 - \nu_c)}{(1 + \nu_{rock}) \cdot E_c \cdot \left(\frac{r_o^2}{r_i^2} - 1 \right) + (1 - 2\nu_c) \cdot \frac{r_o^2}{r_i^2} + 1} \quad (16)$$

Der Druck in der Kontaktfläche $p_{o,water}$ (Gleichung 16) wirkt jedoch nur in einer begrenzten Zeitspanne kurz nach der Erstbefüllung. Nach einer gewissen Zeit setzt aufgrund der nicht vollkommenen Dichtigkeit des Betonrings ein Ausgleich des Wasserdrucks zwischen Innen- und Aussenseite ein. Langfristig wirkt also der volle Innenwasserdruck p_i auf die Folie (Bild 7, Phase 5).



15 Vermessungseinheit mit Rotationslaser
Monitoring system with laser scanner

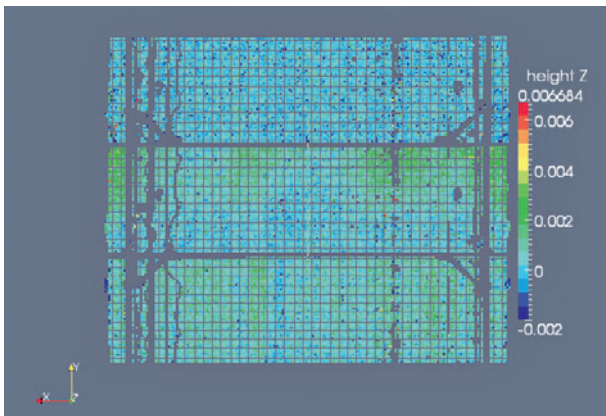
5.5 Results of Interface Grouting Section (IGS) – a case study of the IGS 31

The IGS 31 was used as a case study to show the stress development of the final lining over time. The IGS 31 is located at the transition of the Irondequoit, Reynales, Neagha, Thorold and Grimsby formation. The overall Young's modulus for the rock mass at this section is taken as $E_{rock} = 33$ GPa with a Poisson's ratio of $\nu_{rock} = 0.25$. The Young's modulus of the concrete is $E_c = 32$ GPa with a Poisson's ratio of $\nu_c = 0.2$, which is in the range of the homogenised stiffness of the rock mass. The lining thickness is considered with $d = 690$ mm and the radius with $r_i = 6250$ mm.

The radial (blue) and tangential (red) stress distribution for the final lining and the rock mass for specific construction stages and operation are shown in Fig. 14.

The low pressure contact grouting considering 2 bar already introduces already a small tangential stress within the lining. The effective prestressing of the final lining is achieved by the interface grouting of 12.2 bar. The maximum tangential stress developing in the final lining is +12.9 MPa, while a tangential tensile stress of -1.2 MPa is evolving. The tangential stress is within the range of crack initiation of the concrete, suggesting no micro damage of the concrete.

The decrease of the tangential stress in the lining over time follows the decrease of the prestressing pressure proportionally. The remaining prestressing pressure after half a year is 6.4 bar (loss of ~ 48 %) and decreases to 5.3 bar (loss of ~ 57 %)



16 Flächenhafte Auswertung für 3 Phasen einer Vorspanninjektion mit Füllphase (unten) und Vorspannung (oben)
Example of 3 aerial scans showing filling (bottom) and prestressing (top) stages

5.5 Die Vorspannsektion (IGS) 31, Ergebnisse und Diskussion

Anhand des Fallbeispiels der Vorspannsektion IGS 31 wird die Spannungsentwicklung in der Innenschale und im Gebirge erläutert. Der IGS 31 befindet sich am Übergang der Irondequoit-, Reynales-, Neagha-, Thorold- und Grimsby-Formation. Der Elastizitätsmodul des Gebirges in diesem Abschnitt wird mit $E_{rock} = 33$ GPa angesetzt, die Poissonzahl ist $\nu_{rock} = 0.25$. Der Elastizitätsmodul des Betons beträgt $E_c = 32$ GPa, mit einer Poissonzahl von $\nu_c = 0.2$. Die mittlere Steifigkeit des Gebirges und jene des Betons liegen in diesem Abschnitt in einem ähnlichen Bereich. Die durchschnittliche Schalendicke der IGS 31 beträgt $d = 690$ mm, der Innenradius beträgt $r_i = 6250$ mm.

Die radiale (blau) und tangentiale (rot) Spannungsverteilung der Innenschale und des Gebirges sind in Bild 14 dargestellt.

Im Zuge der Niederdruck-Kontaktinjektion (2 bar) erfährt die Schale bereits eine geringe tangentiale Spannung. Für die Vorspannung der Innenschale wird ein Injektionsdruck von 12.2 bar in der Kontaktfuge angenommen. Die maximale tangentiale Spannung der Innenschale erreicht hierbei ein Niveau von +12.9 MPa. Im Gebirge stellt sich am Ausbruchrand eine tangentiale Spannung von -1.2 MPa ein.

Die maximale tangentiale Spannung der Innenschale liegt unterhalb der Grenze der Mikrorissbildung des Betons. Mikroschädigungen des Betons können unterhalb dieser Grenze grundsätzlich vernachlässigt bzw. ausgeschlossen werden.

Der Verlust der tangentialen Spannung der Innenschale ist grundsätzlich proportional zum Verlust des Vorspanndrucks. Der verbleibende Vorspanndruck nach einem halben Jahr beträgt 6.4 bar (Verlust von ~ 48 %) und 5.3 bar bei der Erstbefüllung (Verlust von ~ 57 %). Als Zeitspanne zwischen der Vorspanninjektion und der Erstbefüllung werden 600 Tage angenommen.

by the time of watering-up. The time span between interface grouting and watering-up is considered to be 600 days.

At watering-up, an internal water pressure of $p_i = 5.6$ bar without seepage through the lining is considered for the modelling. The acting radial pressure at the interface is made up of the remaining long-term prestressing p_{lt} and the internal water pressure related to the outer surface $p_{o,water}$. The radial stress at the interface rises from 5.3 to 9.8 bar. The tangential stress drops at this stage from 6.7 to 5.6 MPa.

In the long run, due to seepage through the concrete lining, the internal water pressure ($p_i = 5.6$ bar) will act directly on the waterproofing membrane, causing radial straining of the rock. The lining will follow the receding rockmass until the strain energy (prestress) is consumed. Effective radial stresses acting on the outer side of the lining and effective tangential stresses will drop and just remain in the compression range if interface grouting pressures are selected appropriately.

The dewatering of the conduit always deserves special attention. The maximum tangential stress in the final concrete lining developing is in the range of 11.5 MPa.

6 Monitoring of prestressing

6.1 Monitoring system

Varying radial bedding conditions of the final lining due to geological inhomogeneity may cause undesired ovalisation and unfavourable grouting conditions. The ovalisation itself is hereby defined as the ratio of the maximum to the minimum diameter change of the final lining, which is a limiting factor for prestressing. With respect to the internal diameter of the NTFP of 12.6 m, which goes far beyond standard diameters for pressure tunnels, the monitoring systems available at the time could not capture the sensitivity of the required convergence monitoring or were limited due to constructional constraints. Due to the length and size of the tunnel as well as the ongoing tunnelling works, a completely new and improved monitoring method had to be developed. A laser system combined with a grouting control system was developed for this demanding task (Fig. 15).

The system is capable of measuring accuracies below 1 mm in real time constantly during the prestressing process, enabling non-restrictive and unlimited transport within the tunnel for construction purposes. Fig. 16 shows a developed view of the final lining during the prestressing process. Dark blue clusters indicate a deformation towards the centre of the tunnel in the range of -2 mm.

The improved monitoring system uses an aerial scan method [31], comparing the differential deformations in hundreds of aerial clusters per scan. The data is processed within a special software package combining the data from different grouting activities and deformation monitoring, enabling short interaction in case of unfavourable conditions, which would

Der anstehende Innenwasserdruck der IGS 31 beträgt $p_i = 5.6$ bar. Die Schale wird im Zuge der Erstbefüllung als zunächst als undurchlässig betrachtet. Der wirksame radiale Druck an der Fuge setzt sich aus dem verbleibenden Vorspanndruck p_{it} und dem sich aus der Reaktion zum Innenwasserdruck resultierenden Radialdruck $p_{o,water}$ zusammen. Die radiale Spannung an der Fuge steigt von 5.3 bar auf ein Niveau von 9.8 bar. Die tangentielle Spannung hingegen fällt von 6.7 MPa auf 5.6 MPa ab.

Langfristig wird jedoch der Innenwasserdruck ($p_i = 5.6$ bar) auf die wasserdichte Folie wirken. Dies führt zu einer weiterführenden Verformung des Gebirges. Die vorgespannte Innenschale folgt der Verformung des Gebirges elastisch nach, entsprechend der gespeicherten Verformungsenergie (Vorspannung), bis diese aufgebraucht ist.

Die effektive radiale Spannung an der Aussenseite der Innenschale, als auch die tangentialen Spannungen nehmen in Folge ab. Die Vorspannung muss derart ausgelegt werden, dass ein Druckzustand in der Schale verbleibt und somit keine Ablösung in der Fuge zum Gebirge stattfindet.

Der Revisionszustand eines jeden Druckstollens oder Druckschachts erfordert stets besondere Beachtung. Die maximale tangentielle Beanspruchung aufgrund eines verbleibenden Wasserdruckes zwischen Auskleidung und Abdichtung steigt in diesem Fall auf ein Niveau $\sim 11,5$ MPa an.

6 Überwachung der Vorspannung

6.1 Geotechnisches Überwachungssystem

Eine unterschiedliche Bettung der Innenschale aufgrund von geologischen Inhomogenitäten kann zu ungünstigen Injektionsbedingungen und in Folge zu einer unerwünschten Ovalisierung des Betonrings führen. Die Ovalisierung ist als Verhältnis der maximalen und minimalen Durchmesseränderung der Innenschale definiert und stellt einen limitierenden Faktor der Vorspannung bei einer Überschreitung dar.

Unter Berücksichtigung eines mittleren inneren Durchmessers des NTFP von 12.6 m konnte kein handelsübliches Vermessungssystem die geforderte Genauigkeit der Verformungsmessung abbilden bzw. unter den tunnelbauspezifischen Rahmenbedingungen operieren. Aufgrund der Länge und der Größe des Druckstollens sowie der gleichzeitig ablaufenden Tunnelbauarbeiten musste ein vollkommen neues und verbessertes Vermessungssystem entwickelt werden. Für diese anspruchsvolle Aufgabenstellung wurde eigens ein Vermessungssystem gekoppelt mit dem Injektionssystem entwickelt (Bild 15).

Das Vermessungssystem kann kontinuierlich während des Vorspannprozesses die Verformungen der Innenschale mit einer Genauigkeit von weniger als 1 mm in Echtzeit abbilden. Dabei arbeitet es uneingeschränkt bei laufendem Transport

force the grouting system to automatically shut down or interfere with the ongoing grouting process.

To cover pre- and post-deformations of the final lining due to grout flow before or after-grouting, 4 monitoring units are operated during prestressing. Two laser scanners are installed on a single monitoring carrier. Each unit surveys a single tunnel bay with a length of 12.5 m. In total, a length of approximately 50 m is monitored in real time during prestressing operations.

The combined monitoring and grouting control system enables following a new prestressing concept as it has never been applied in previous prestressing jobs for the construction of water tunnels. Rather than using a target pressure for prestressing, the compressive strain of the concrete lining is calculated in real time and used as a measure and guidance for the designed prestressing criteria. The grouting pressure can hardly be measured without any additional appliances installed behind the tunnel lining. Moreover, the pressure measured by pressure gauges during the grouting, at a test section of the NTFP, does not replicate the active pressure acting on the extrados of the lining due to several well-known influences, such as friction losses. The improved monitoring system allows monitoring the deformation of the lining at the bay where grouting is done, as well as the adjacent bay, in predefined small clusters, independent from the actual location of the injection.

Another advantage of the system is that any relaxation after completion of prestressing can be monitored over a certain period of time. Using the ovalisation as a boundary criterion and compressive strain as prestressing criteria has the advantage that the predefined prestressing criteria can be reached independently of the actual bedding conditions along the tunnel alignment cutting through different rock mass characteristics. Even different rock mass bedding characteristics in the crown, side walls and invert areas at a single tunnel bay do not influence the grouting targets due to the applied prestressing and monitoring concept.

The grouting control system combined with the improved monitoring enables the operator, supervisor and engineer to follow the grouting process in real time and produce a high-quality grouting record of the work completed. Advanced graphical displays and buttons, custom-designed for the NTFP, support the operator and supervisor in their demanding job during prestressing. Ample trigger systems with acoustic signals and flashing markers on the operator's screen are integrated for maximum grouting pressure, ovalisation and excessive compression strain. By using a wireless internet connection or fibre optic cable, the data can be transferred in real time to any office on site or worldwide.

6.2 Geotechnical observations of interface grouting

Interface grouting is not a steady procedure and is characterised by many sub-phases, with influences on neighbouring

im Tunnel. Bild 16 zeigt eine Abwicklung der Innenschale für 3 Phasen der Vorspanninjektion. Dunkelblaue Elementgruppen bilden eine Verformung in Richtung Tunnelachse von -2 mm ab.

Das weiterentwickelte Vermessungssystem verwendet ein Oberflächenscanverfahren [31], das die unterschiedlichen Verformungen hunderter flächiger Verformungspunkte pro Scan vergleicht. Die Daten werden mit einer speziellen Software weiterverarbeitet, welche die Daten der Injektionsarbeiten mit der Verformungsmessung kombiniert. Diese Auswertung der Daten in Echtzeit erlaubt eine Steuerung der Injektionsarbeiten bei ungünstigen Bedingungen. Unter diesen Umständen schaltet das System automatisch die Injektionsarbeiten ab oder steuert die Injektionsarbeit entsprechend aus, um einer Ovalisierung der Auskleidung vorzubeugen.

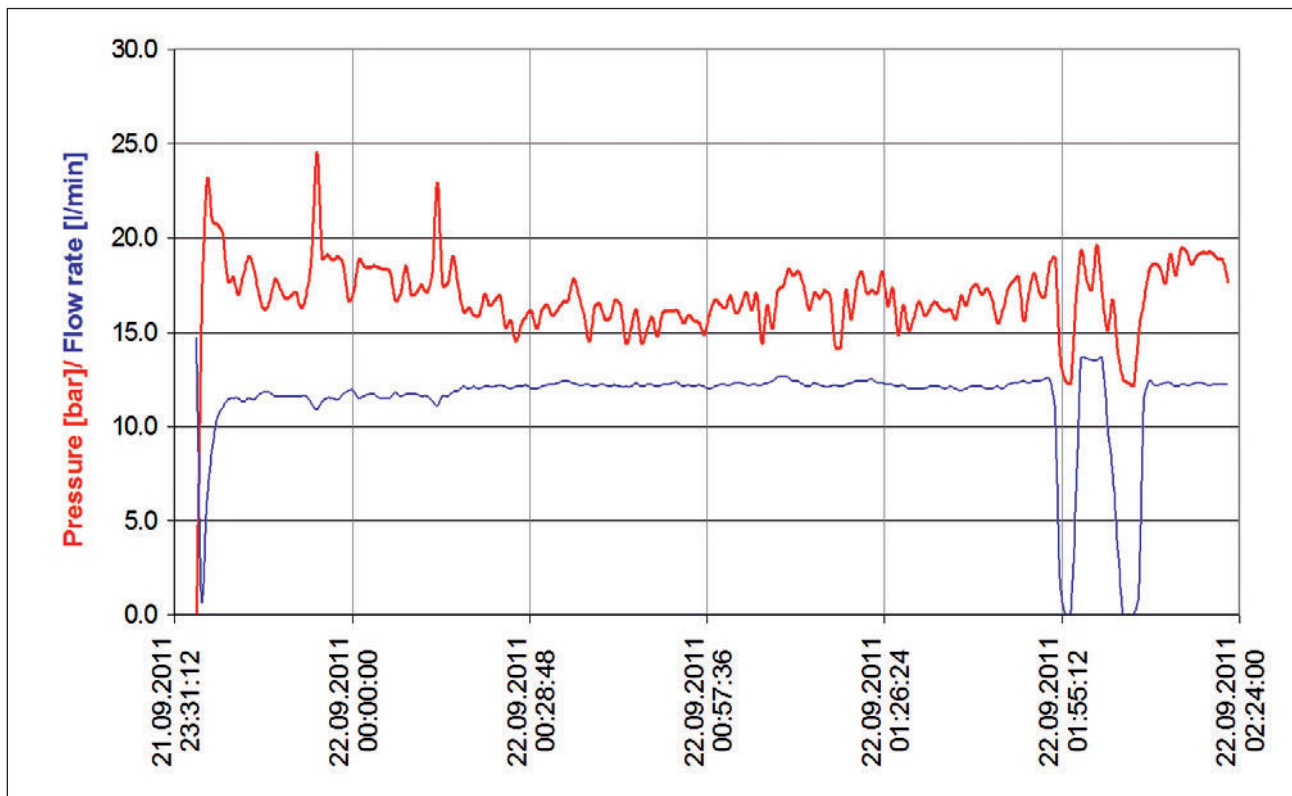
Insgesamt werden 4 Verformungsmesseinheiten gleichzeitig eingesetzt, um die vorausseilenden und nachfolgenden Reaktionen der Schale im Zuge der Vorspanninjektion zu dokumentieren. Auf einem einzelnen Vermessungswagen sind 2 Laserscanner installiert. Jede Einheit scannt einen Tunnelabschnitt von 12.5 m. Insgesamt wird während des Vorspannverfahrens ein Bereich von ca. 50 m in Echtzeit überwacht.

Das kombinierte Überwachungs- und Injektionskontrollsystem bietet somit die Möglichkeit eines neuen Vorspannkonzepts, das in dieser Art und Weise noch nie für Vorspannverfahren beim Bau von Druckstollen eingesetzt wurde.

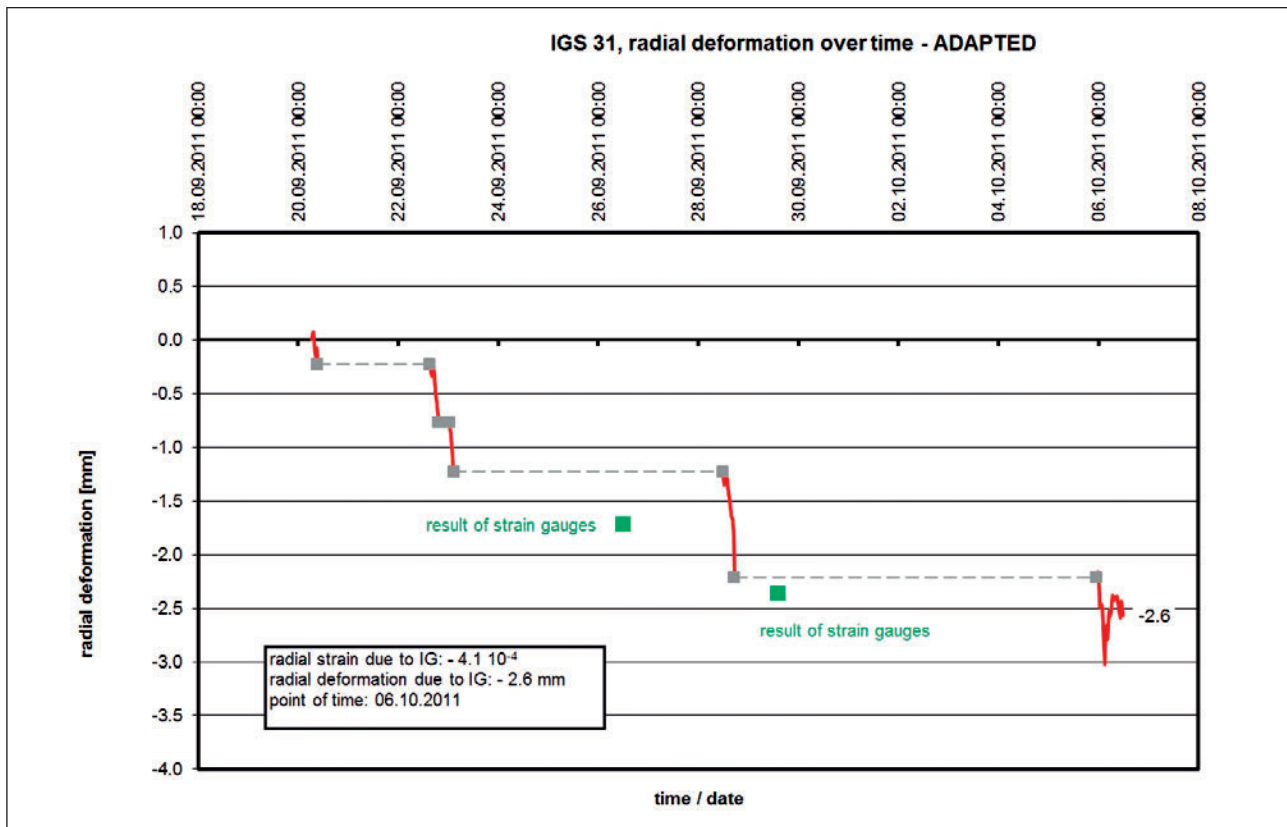
bays. For this reason, the history of the radial strain development should be accurately monitored, starting with contact grouting works and including effects of prestressing at neighbouring bays.

The individual phases of interface grouting start with an initial filling phase, which provides a structural coupling of the layers. This part is mainly characterised by a low pressure regime and high flow rates in the range of up to 15 l/min. The filling of the gap during this phase is far from ideal circumferential coverage and takes place mainly in isolated channels. The concrete lining is physically transformed mainly in regard to the initial bedding conditions. Nevertheless, the concrete ring experiences some first deformations. As soon as the internal friction of the propagating grout limits the axial mobility of the grout, the circumferential filling grade rises, leading to an overall bedding of the lining.

The axial mobility is limited in case the whole volume of the gap is filled, more or less full saturation of the gap is given and each additional litre of grout leads to the expansion of the gap due to the rising pressure or in case an initial filling phase was applied and the grout has to crack open new grouting channels and the friction developed by the grout flow through the channels cannot be overcome any longer by the active grouting pressure acting in the fluid. This leads to an expansion of the gap, induced by the grout pushing the concrete lining and the rock mass until equilibrium between the stiffness of the lining and the rock mass system



17 Typischer Injektionsverlauf einer Vorspanninjektion mit Ruhedruckmessung, Injektionsdruck (rote Linie) und Durchfluss (blaue Linie)
 Typical grouting pressure (red line) and flow rate (blue line) versus time, with indirect pressure test



18 Entwicklung der radialen Verformung für IGS 31 über der Zeit
Total observed radial deformations of IGS 31 over time

Die Auswertung der Verformungen der Schale in Echtzeit erlaubt eine Steuerung der Vorspanninjektion auf der Basis der Verformungsmessung und nicht mehr auf Basis einer indirekten Messung des Injektionsdrucks in der Fuge. Der Injektionsdruck kann ohne weitere Vorrichtungen hinter der Tunnelauskleidung nur mit erhöhtem Aufwand gemessen werden.

Messungen mittels einer hydraulischen Druckdose im Bereich des Testabschnitts des NTFP korrelieren nur zum Teil mit dem aktiven Injektionsdruck der Fuge. Reibungsverluste der Leitungen etc. beeinflussen die Messung des realen Injektionsdruckes merklich.

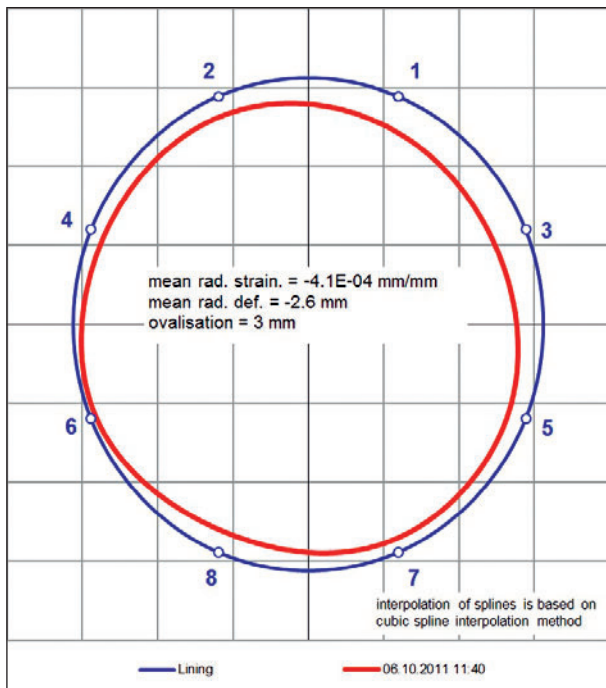
Das weiterentwickelte Verformungsmesssystem erlaubt eine Verformungsmessung am aktuellen Block der Vorspanninjektion, sowie in den unmittelbar benachbarten Blöcken, mittels vordefinierter Punktgruppen, unabhängig vom jeweiligen Anschluss der Injektionsleitungen.

Unmittelbare Relaxationen der Schale nach dem Abschluss der Vorspannung können mit dem Verformungsmesssystem überwacht werden. Die Steuerung der Vorspanninjektion durch einen vorgängig definierten Stauchungsbetrag und dem Abbruchkriterium der Ovalisierung erlaubt eine Vorspannung unabhängig von der aktuellen Bettung der Innenschale.

is given. Subsequently, the latest sequence of high-pressure grouting leads to the desired prestressing of the concrete lining. The static grouting pressure is hereby determined by indirect pressure tests which corresponds well with the design analyses of Seeber (Fig. 17).

A flow rate of approximately 12 l/min, as shown in Fig. 17 is typical for a grouting phase where the initial filling and the prestressing is carried out in a single phase. In case another phase needs to be applied, the flow rate will average 2 to 4 l/min. The flow rate in the diagram is very smooth and almost constant with time until the indirect pressure test is carried out. The average pressure is approximately 15 to 16 bar. At the beginning of the grouting phase, as seen on the left side of Fig. 17a higher pressure, the so-called pushing pressure achieves a constant flow as needed. Three peaks can be seen until a smoother pressure curve is reached, but still a fluctuation of the pressure between 1 and 2 bar is observed. The pumps for the grouting used at this application are steered by a constant predefined flow rate. The pumps' steering system regulates the pressure in such a way as to keep the flow rate at the required level. However, the same system can be operated using a constant pressure, leading to a higher fluctuation of the flow rate.

The indirect pressure test shown twice in Fig. 17 is a simple way of estimating the pressure acting behind the lining. For



19 Ovalisierung (200-fach skaliert) der passiv vorgespannten Betoninnenschale IGS 31 (3-fach überhöht)
Ovalisation (200-times scaled) of prestressed final lining IGS 31

Selbst unterschiedliche Steifigkeiten des Gebirges in der Firste, den Paramenten und der Sohle innerhalb eines Vorspannblockes beeinflussen, dank dem eingesetzten Vorspann- und Überwachungskonzept, das Injektionsziel (eine definierte Stauchung der Schale) nicht. Die Kombination von Injektionssystem mit dem weiterentwickelten Verformungsmesssystem bietet den Bearbeitenden die Möglichkeit, den Injektionsvorgang in Echtzeit nachzuverfolgen und eine qualitativ hochwertige Injektionsdokumentation der Arbeit anzufertigen.

Benutzerfreundliche Oberflächen des Betriebsprogramms unterstützen den Bearbeiter im Zuge der komplexen Vorspanninjektion. Bei Erreichen von vordefiniertem Alarm und Interventionswerten für Ovalisierung, Injektionsdruck und Dehnung wird der Bearbeiter zusätzlich gewarnt. Die aktuellen Daten können zudem in Echtzeit von allen Büros der Baustelle und sogar per Remote-Verbindung weltweit eingesehen werden.

6.2 Geotechnische Interpretation der Spaltinjektion

Die Spaltinjektion ist generell kein standardisiert ablaufendes Verfahren. Unterschiedliche Phasen charakterisieren den Ablauf der Injektion mit Auswirkungen auf die benachbarten Blöcke. Aus diesem Grund sollte die Radialdehnung mit Beginn der Kontaktinjektion bis hin zur Reaktion der Schale in Folge einer Vorspanninjektion eines benachbarten Blocks kontinuierlich überwacht werden.

Die Vorspanninjektion kann in eine anfängliche Füllphase (die einen strukturellen Verbund zwischen den Schichten be-

the indirect pressure test, the flow rate is reduced to a minimum and the pressure relief curve is recorded. Using specific grouting hoses with rubber sleeves, as developed for the NTFP, allows for a pressure recording as the rubber sleeves close or the flow rate in the system is almost zero. The indirect test as used at NTFP is a simple system for checking the pressure at regular intervals. More sophisticated tests, such as a pressure membrane installed behind the lining, need more extensive preparation works, as it has to be installed before pouring the concrete lining. The indirect test has the advantage that it is directly incorporated into the grouting control system and can be done by the grouting operators without any further help from an engineer. The grouting pressure calculated from the results of strain gauges installed in the concrete lining coincides with the results of the indirect pressure tests and, as such, confirms the suitability of the test method used at NTFP.

Fig. 18 shows the development of the radial deformation of the final lining over time. The various phases of interface grouting result from operational constraints. The final lining shows an elastic relaxation with a drop of the radial deformation after the initial filling phase. The magnitude of the elastic relaxation decreases below a detection level with increasing level of prestressing. Remarkable is the development of the ovalisation, which is highly influenced by the rock mass structure and the initial bedding of the concrete lining after completion of the contact grouting.

Fig. 19 shows the radial deformation of the final lining, which affirms the assumption of a circumferential strained lining. The rate of straining along the perimeter of the lining hereby depends on varying bedding conditions and varying thicknesses of the final lining.

7 Closing comments

Prestressing of unreinforced concrete linings is a practical and cost-effective solution for hydropower projects. It has been extensively used for hydropower projects worldwide. Nowadays, far larger conduit diameters are in design status or under construction such as NTFP. Recent technical developments allow for a more sophisticated design as the projects currently under construction or in design status show. The most important developments are the advanced deformation monitoring system based on 3D laser scanner technologies, the developments in the grouting equipment and grouting control systems.

Nevertheless, it is important to understand that prestressing is not a simple design act. Close relations between the designer and the engineer on site with daily or hourly interferences and results exchange is required to successfully prestress a water tunnel with the dimension of the NTFP. Prestressing influences also the construction time schedule of hydropower projects and, as such, needs to be considered in the construction time schedule as accurately as possible.

wirkt) und die eigentliche Vorspannphase unterteilt werden. Die Füllphase zeichnet sich durch einen eher geringen Druck bei einem Durchfluss bis zu 15 l/min aus. Die Ausbreitung des Injektionsguts findet in dieser Phase meist nur in isolierten Injektionskanälen statt, eine durchgängige Verfüllung des Absetzspalts ist in dieser Phase nicht zu erwarten. Die Betonschale wird in erster Linie entsprechend den angetroffenen Bettungsbedingungen physisch transferiert. Dennoch finden bereits erste Verformungen der Innenschale statt. Sobald die innere Reibung des Injektionsguts die ungehinderte Ausbreitung der Suspension begrenzt, steigt der umfangreiche Benetzungsgrad, bis die Schale ihre gesamtheitliche Bettung gefunden hat. Sobald der gesamte Absetzspalt (bei einer verminderten Längsläufigkeit der Suspension) gefüllt ist, führt jeder zusätzlich eingebrachte Liter einer Suspension zu einer Ausdehnung des Absetzspaltes, bis sich ein Gleichgewicht entsprechend den Steifigkeiten von Beton und Gebirge eingestellt hat. Die letzte und abschliessende Phase führt zur eigentlichen Vorspannung der Innenschale. Der statisch wirksame Injektionsdruck dieser Phase wird durch indirekte Drucktests bestimmt, die im Wesentlichen mit den Auswertungen von Seeber sehr gut korrelieren (Bild 17).

Ein Durchfluss von ca. 12 l/min, wie in Bild 17 dargestellt, ist typisch für Injektionen, bei denen die Füllphase und Vorspannen in einer einzigen Phase ablaufen. Ist eine weitere Phase notwendig, vermindert sich der Durchfluss auf 2 bis 4 l/min. Der im Diagramm gezeigte Durchfluss ist gleichmässig und nahezu konstant mit Ausnahme der indirekten Drucktests. Der durchschnittliche Druck liegt bei ca. 15 bis 16 bar. Zu Beginn der Injektion (linke Seite von Bild 17) ist ein höherer Druck zur Überwindung eines inneren Widerstands dokumentiert. Im weiteren Verlauf können 3 Hochpunkte festgestellt werden, bis eine gleichmässige Druckkurve mit einem konstanten Durchfluss erreicht wird. Der Schwankungsbereich pendelt sich mit einer Amplitude von 1 bis 2 bar ein. Die eingesetzten Injektionspumpen steuern den Pumpendruck für den zuvor definierten konstanten Durchfluss direkt aus. Das Pumpensystem kann grundsätzlich auch mit einem konstanten Druck gesteuert werden.

Die Fluktuationen des Durchflusses würden in diesem Fall jedoch höher ausschlagen. Der zweifach in Bild 17 dargestellte indirekte Drucktest ist eine einfache Art, den Druck im Absetzspalt zu bestimmen. Für den indirekten Drucktest wird der Durchfluss der Injektionsleitung auf ein Minimum reduziert und die Druckentlastungskurve aufgezeichnet. Bei Einsatz von Injektionsschläuchen mit Gummimanschetten die speziell für das NTFP entwickelt wurden, kann der Druck zum Zeitpunkt des Schliessens der Gummimanschetten, oder wenn der Durchfluss innerhalb des Systems nahezu bei Null liegt, bestimmt werden. Der indirekte Drucktest ist ein einfaches Vorgehen, um den Druck in regelmässigen Zeitabständen zu prüfen. Komplexe Tests, wie z.B. mit hydraulischen Druckmembranen, welche bereits vorgängig installiert werden müssen, benötigen eine detaillierte und umfangreiche Vorbereitung. Der indirekte Drucktest hinge-

Seeber [2] was one of the first persons who summarised the theory and the practical applications, which are still valid, as shown in the results of the presented paper. The results are impressive; so far, it has not been possible to close the circuit from the design to observed pressures and monitoring results in the tunnel. There is still space for further developments of some details, as mentioned regarding the pattern of the grouting hoses, how the hoses or rubber sleeves shall be installed in and behind the lining.

Accurate records of the construction of the tunnel, such as the geology encountered during excavation, records of the thickness of the temporary shotcrete lining, records of the rock formation grouting, records of the concrete lining construction and notes about the contact grouting support a more sufficient prestress grouting operation and allow for an accurate and safe grouting procedure to be applied for prestressing. All the above influence the prestress pressures, the time needed for prestressing, the grout volume take during prestressing, the observed lining deformation and the finally achieved compaction strain of the concrete lining.

Successful prestressing can only be achieved when the prestressing target is not simply designed as pressure criteria, as in the past, but is a target that describes the required final stage of the permanent lining. The stage shall describe minimum and maximum pressures for safety purposes and maximum allowed deformations. Using an accurate real-time monitoring system together with an advanced grouting control system, the prestressing is carried out observing the compaction strain in the concrete lining and the development of the bedding of the lining. Dependent on the stage of bedding, the grout volume take, numbers of grouting phases and time needed for grouting, the compaction strain will be achieved at different grouting pressures. It is also important to understand that it is not always necessary to grout each concrete bay in a separate stage as the grout behind the lining communicates over several metres within the tunnel. A bay can be pre-stressed by grouting a bay in close vicinity. Each tens of a millimetre recorded and accounted for in the grouting process saves enormous construction time and costs.

The above reported development and successful application of an improved monitoring system and grouting control system opens new horizons for conventional grouting. However, such advanced applications cannot be solved only by designers, civil engineers and construction managers. New disciplines such as mechatronics, specialised electronic and software engineers must be included as part of the design and construction team. Only multidisciplinary teams can successfully expand the limits for demanding tasks such as the prestressing of the largest hydropower tunnel in the world, the NTFP.

Fallstudie Niagara Tunnel Facility Project •

Technische und wirtschaftliche Aspekte passiv vorgespannter Druckstollen

gen hat den Vorteil, dass er bereits in das Injektionssystem integriert ist und bei Bedarf von der Mannschaft vor Ort sofort ausgeführt werden kann.

Der Injektionsdruck, ermittelt aus der Datenaufzeichnung der hydraulischen Druckdose, korreliert sehr gut mit den Ergebnissen der indirekten Drucktests und bestätigt damit die Eignung der im NTFP eingesetzten Testmethode.

Bild 18 zeigt die Entwicklung der radialen Verformung der Innenschale im Zuge der Vorspanninjektion. Die unterschiedlichen Phasen der Spaltinjektion resultieren aus operativen Einschränkungen. Die Innenschale zeigt eine elastische Relaxation mit partiellem Verlust der radialen Verformung nach der ersten Füllphase. Der Grad der Relaxation sinkt unter einen detektierbaren Messwert bei steigendem Vorspannniveau. Die Entwicklung der Ovalisierung hängt sehr stark von der Heterogenität des Gebirges und den initialen Bettungsbedingungen der Innenschale nach der Kontaktinjektion ab.

Bild 19 zeigt die radiale Verformung der Innenschale, welche den grundsätzlichen Planungsansatz einer gestauchten Schale bestätigt. Der Verformungsbetrag hängt hierbei im Wesentlichen von den unterschiedlichen Bettungsbedingungen und der unterschiedlichen Schalendicke der Innenschale ab.

7 Abschliessende Bemerkungen

Die Vorspannung unbewehrter Betonschalen ist ein praktisches und kostengünstiges Auskleidungssystem für Triebwasserwege und fand in der Vergangenheit weltweit Anwendung. Heutzutage sind weit grössere Durchmesser für Druckstollen in Planung oder aktuell in Bau. Technische Entwicklungen erlauben fortschrittlichere Planungsansätze, wie es das dargestellte Projekt des NTFP verdeutlicht. Die wichtigsten Entwicklungsschritte stellen hierbei das 3-D-Laserscannersystem sowie die Entwicklung neuer Injektions- und Injektionskontrollsysteme dar.

Die Vorspanninjektion bedingt ein weit höheres Mass ingenieurtechnischen Esprits und beschränkt sich nicht auf eine reine Planungsaufgabe. Eine enge Zusammenarbeit zwischen Planern und Ingenieuren vor Ort, täglich oder stündlich stattfindende Eingriffe und der Austausch von Ergebnissen sind für das erfolgreiche Vorspannen eines Druckstollens, wie dem NTFP, erforderlich.

Die Vorspanninjektion beeinflusst den Bauzeitplan und damit die Realisierung von Wasserkraftwerken stark, daher sollte der Arbeitsaufwand so akkurat als möglich berücksichtigt werden. Seeber [2] ist einer der Vordenker, die es vermochten, Theorie und praktische Umsetzung zusammenzuführen. Die Ergebnisse in dieser Arbeit verdeutlichen, dass die postulierten Ansätze gültig sind. Die Ergebnisse sind beeindruckend, denn bislang war es nicht möglich, einen lückenlosen Schluss von der Planung bis hin zur Dokumenta-

Literatur/References:

- [1] Gschnitzer E., Goliasch, R. (2009): TBM modification for challenging rock conditions – a progress report of the Niagara Tunnel Project (NTP). Geomechanics and Tunneling, 2
- [2] Seeber G. (1999): Druckstollen und Druckschächte – Bemessung– Konstruktion – Ausführung. Stuttgart: Enke im Thieme Verlag
- [3] Perras M., Diederichs M. (2009): Tunneling in Horizontally Laminated Ground. Proc. of the 3rd Can.-US Rock Mech. Symp., 20th Can. Rock Mech. Symp. Toronto, May. Paper 3993: 10 pgs. (CD-ROM)
- [4] Roittner O. (2011): Niagara Tunnel Facility Project, Swiss Tunnel Congress 2011, Lucerne
- [5] White L. (1913): The Catskill Water Supply. <http://www.archive.org/stream/catskillwatersu00unkngoog#page/n22/mode/2up>
- [6] Kieser A. (1960): Druckstollenbau, Springer Verlag, Wien-Bregenz 1960
- [7] Lauffer H., Seeber G., Kaindl F. (1968): Verfahren und Einrichtung zum Auskleiden od. dgl. Tiroler Wasserkraftwerke AG in Innsbruck, Österr. Patentamt, Patentschrift Nr. 284014
- [8] Gonano L., Sharp J. (1982): Design and Prestress Grouting of a Concrete Lined High Pressure Tunnel at Drakensberg, ISRM International Symposium, May 26–28, 1982, Aachen, Germany
- [9] Lauffer H. (1968): Vorspanninjektionen für Druckstollen. Der Bauingenieur, Jg 43, Heft 7, S. 233–239
- [10] Eder M. (1987): Untersuchung für die Auskleidung eines Kraftabstieges mit analytischem Modell von J. Schwarz, Diplomarbeit am Institut für Konstruktiven Wasserbau und Tunnelbau, Innsbruck
- [11] Grubmann P., Pistauer W. (1989): Ringbeton und Injektion, Beton 8/89
- [12] Olive R. (1976): Prestressing of Gordon Power Tunnel Lining by Interface Grouting, Civil Engineering, Trans., Inst. Engrs. Australia, Vol. EC18, No. 2
- [13] Seeber G. (1981): Möglichkeiten und Grenzen im Druckstollenbau. Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 29
- [14] Lauffer, H. (1989): Bemerkungen zum Druckstollen- und Druckschachtbau. Salzburger Kolloquium für Geotechnik
- [15] Weh M., Cierco P. (2011): personal communication
- [16] Lee Y., Lo K. (1989): The swelling mechanism of the Queenston shale. Geotechnical Research Centre Report, University of Western Ontario. GEOT-7-89: ISSN 0847-0626
- [17] Schleiss A. (1985): Bemessung von Druckstollen (Dissertation I) Mitteilungen der VAW, Nr. 78
- [18] Schleiss A. (1986): Bemessung von Druckstollen (Dissertation II) Mitteilungen der VAW, Nr. 86
- [19] Innerhofer G. (1997): Tunneling without reinforcement Proceedings of the world tunneling congress, ISBN 904510868, Rotterdam
- [20] Fürtbauer S. (2012): Numerical Modelling of Interface

tion der Injektionsdrücke und der Verformungswerte zu ziehen. Die Erfahrungen aus dem NTFP können als Grundlage für weitere Optimierungen in weiteren Projekten dienen.

Eine durchgängige und exakte Baudokumentation des Druckstollens mit einer Dokumentation der geologischen Verhältnisse, der Schalendicke, der ausgeführten Kontaktinjektion stellen die Grundlage einer exakten und sicheren Vorspannung dar. Alle genannten Faktoren beeinflussen in einer Art und Weise die benötigte Vorspannung, die Bauzeit sowie die Menge an Injektionsgut für die Vorspannung, die zu erwartenden Verformungen der Schale und damit auch die mittlere Dehnung der Schale.

Eine erfolgreiche Vorspannung kann nur gesichert erreicht werden, wenn die Zielsetzung nicht, wie in der Vergangenheit, limitiert durch Druckvorgaben bestimmt wird, sondern die beabsichtigte Endverformung der Innenschale erreicht wird. Die Vorgaben sollten nichtsdestotrotz minimale und maximale Druckwerte zu Sicherheitszwecken umfassen, aber auch Grenzwerte für maximal zulässige Verformungen. Durch den Einsatz eines Echtzeit-Überwachungssystems in Kombination mit einem weiterentwickelten Injektionskontrollsystem kann die Vorspanninjektion optimal ausgeführt werden. Dehnungen und indirekt die Bettung der Betonschale können akkurat dokumentiert werden. Der letztendliche Vorspanndruck bei Erreichen der geforderten Dehnung der Schale hängt von der tatsächlichen Bettung, der Menge des Injektionsguts sowie von der Anzahl der Injektionsphasen und -zeit ab. Es ist unter Umständen auch nicht erforderlich, jeden einzelnen Block zu injizieren, weil das Injektionsgut hinter der Schale über weite Distanzen kommuniziert. Die erzielte Vorspannung lässt sich in diesen Fällen über das intensive Monitoring belegen. Ein Block kann auch durch paralleles Bearbeiten eines benachbarten Blocks vorgespannt werden. Jeder Zehntel Millimeter, der während des Injektionsverfahrens aufgezeichnet wurde, sorgt für erhebliche Geld- und Zeiteinsparungen.

Die zuvor beschriebene Entwicklung und erfolgreiche Umsetzung eines verbesserten Überwachungs- und Injektionskontrollsystems bietet konventionellen Injektionsverfahren vollkommen neue Möglichkeiten. Doch verlangt ein solch fortschrittliches System mehr als nur den Einsatz und Willen von Planern, Bauingenieuren und Bauleitern. Weitere Disziplinen wie die Mechatronik sowie spezialisierte Elektroingenieure und Softwareentwickler müssen bei Bedarf in das Planungs- und Umsetzungsteam unterstützend integriert werden. Nur interdisziplinäre Teams können solch anspruchsvolle Aufgaben wie die passive Vorspannung des grössten Druckstollens der Welt, des NTFP, lösen.

Grouting Pressure, Diplomarbeit am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz

- [21] Schwarz J. (1985): Druckstollen und Konstruktion, Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München, Bericht Nr. 54
- [22] Schwarz J. (1987): Berechnung von Druckstollen, Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München, Bericht Nr. 55
- [23] Seeber G. (1964): Einige felsmechanische Messungen aus dem Druckschacht des Kaunertalkraftwerks. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. I
- [24] Wieland G. (2008): Auswertung von Radialpressenversuchen auf Grundlage von FE-Berechnungen, Diplomarbeit am Institut für Geotechnik und Tunnelbau, Leopold Franzens Universität Innsbruck
- [25] Radoncic N., Großbauer K., Schubert W., Guber H., Heigerth G. (2008): Improved Design Method for Pre-stressed Pressure Tunnels, Geomechanics and Tunneling 1, No. 5, pp. 383–389
- [26] Diederichs M. (2003): Mechanistic Interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling
- [27] Bazant Z. P., Baweja S. (2000): Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: Model B3. Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage – Structural Design Effects, ACI SP-194, A. Al-Manaseer, ed., Am. Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1–83
- [28] Kupfer H. (1994): Bemessung von Spannbetonteilen nach DIN 4227- einschliesslich teilweiser Vorspannung, in Betonkalender 1994, Berlin Ernst und Sohn
- [29] SIA 262 (2003) Betonbau
- [30] Committee CEN/TC 250 – SC: Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, 2005
- [31] Krenn H., Komma N., Wannemacher H. (2011): Improved monitoring systems for pre-stressing of water tunnels/Weiterentwicklung der Vermessungssysteme für Vorspanninjektionen von Wasserstollen. Geomechanics and Tunneling, 4: 605–607. doi: 10.1002/geot.201190043



TUNNELLING IS OUR BUSINESS

Wir schaffen mit Untertagebauwerken und komplexen Infrastrukturbauwerken, die wir errichten, wichtige und bleibende Werte für die Gesellschaft und tragen damit auf wirksame, nachhaltige und sichere Weise zum Wohlstand und zum Wohlbefinden der Menschen bei. Durch unsere in allen Belangen professionelle Arbeitsweise und die Qualität der erbrachten Leistungen empfehlen wir uns für unsere Projektpartner und Auftraggeber als bevorzugter Auftragnehmer.

ALPINE Bau GmbH
Seestraße 72 b
6052 Hergiswil · Schweiz
Tel. +41 41 630 4220
info@alpine.ch
www.alpine.at

ALPINE BeMo Tunnelling GmbH
Bernhard-Höfel-Strasse 11
6020 Innsbruck · Österreich
Tel. +43 512 3311-0
untertagebau@alpine-bau.de
www.alpine-bemo.com

ALPINE Untertagebau GmbH
Fürholzener Straße 12
85386 Eching · Deutschland
Tel. +49 89 3271 1-300
untertagebau@alpine-bau.de
www.alpine-bau.de

www.alpine.at

KOMPETENZ UNTERTAG

Innovative Lösungen im Tunnel



www.amberg.ch





Bewehrungsbau ist unser Job.

Vorfabrizierte Bewehrungen sind im zeitgemässen Bauwesen unabdingbar. Die Bedeutung des Vorfabrizierens wird auf Grund des hohen Nutzens, man spart viel Zeit und Geld, weiter zunehmen.

Armaspez GmbH

Seftigenstrasse 370
 CH – 3084 Wabern
 Tel. +41 31 961 55 84
 Fax +41 31 961 24 27
 Mail: info@armaspez.ch
 Web: www.armaspez.ch

Partnerfirmen:

Armaspez Deutschland GmbH, Stuttgart
 Deltec GmbH, CH – 3952 Susten

Whatever your challenges are

Im Untertagbau bietet MEYCO® weit mehr als die Maschinen und die Bauchemie für den Spritzbeton. Unsere innovativen Lösungen umfassen auch Injektionen, sowie Produkte für den passiven Brandschutz, zur Wasserabdichtung und für den maschinellen Tunnelvortrieb. Selbstverständlich unterstützt Sie dabei unser weltweites Expertenteam.

www.meyco.basf.com

BASF
 The Chemical Company



Expanding Horizons

Underground

MEYCO

BASF Construction Chemicals Europe AG - Vulkanstrasse 110 - 8048 Zurich, Switzerland - Telefon +41 58 958 22 11 - Telefax +41 58 958 34 15 - meyco.ugc@basf.com




Höchstleistung im Tunnelbau

Innerstädtischer Tunnelbau mit höchsten Anforderungen ist eines der Spezialgebiete von Basler & Hofmann. Wir begleiten Tunnelprojekte von der Machbarkeitsstudie bis zur Bauleitung, vom Sicherheitsplan bis zum Logistikkonzept. Gut, sich auf einen erfahrenen Partner verlassen zu können.

www.baslerhofmann.ch

Basler & Hofmann

Wir können es besser. Und wirtschaftlicher.

Rowa vereint hohe Kompetenz im Anlagenbau und langjährige Erfahrung im Untertagebau. Intelligente Gesamtlösungen vom Vortrieb bis zur Deponie sind unser Markenzeichen: Sie garantieren eine überdurchschnittliche Betriebssicherheit und eine hohe Wirtschaftlichkeit.

Wir können es besser – weltweit. Das Vertrauen unserer Kunden beweist es.

Rowa Tunnelling Logistics AG, Leuholz 15, CH-8855 Wangen SZ
 Telefon +41 (0)55 450 20 30, Fax +41 (0)55 450 20 25
rowa@rowa-ag.ch, www.rowa-ag.ch



Tunnelling is our business.

Belloli ist seit Jahrzehnten für die Entwicklung innovativer Produktserien auf dem Gebiet des Tunnelbaus bekannt und stellt spezifische, nach Kundenwünschen angefertigte Maschinen und Einrichtungen her.

Belloli SA, CH-6537 Grono
 Telefon +41 (0)91 820 38 88, Fax +41 (0)91 820 38 80
belloli@belloli.ch, www.belloli.ch



Nature as our guide

BG
Ingénieurs Conseils
Ingenieure & Berater
Consulting Engineers

Collective intelligence as our strength

Let's create a sustainable living environment

www.bg-21.com

 **condotte cossi** *Galleria di base del Ceneri Lotto 852*

 **società italiana per condotte d'acqua S.p.A.**
Fondata il 7 aprile 1880

 **cossi costruzioni S.p.A.**

 **LGV** BAUUNTERNEHMUNG AG
IMPRESA COSTRUZIONI SA

www.condotte.com



IMPRESA COSTRUZIONI SA
BAUUNTERNEHMUNG AG
ENTREPRISE DE CONSTRUCTIONS SA

QUALITÄT, TERMINE
UND UMWELT



csc@csc-sa.ch
www.csc-sa.ch

Ihr Partner für Gesamtlösungen.
Erfolg inspiriert.



**EDY TOSCANO
ENGINEERING
& CONSULTING**

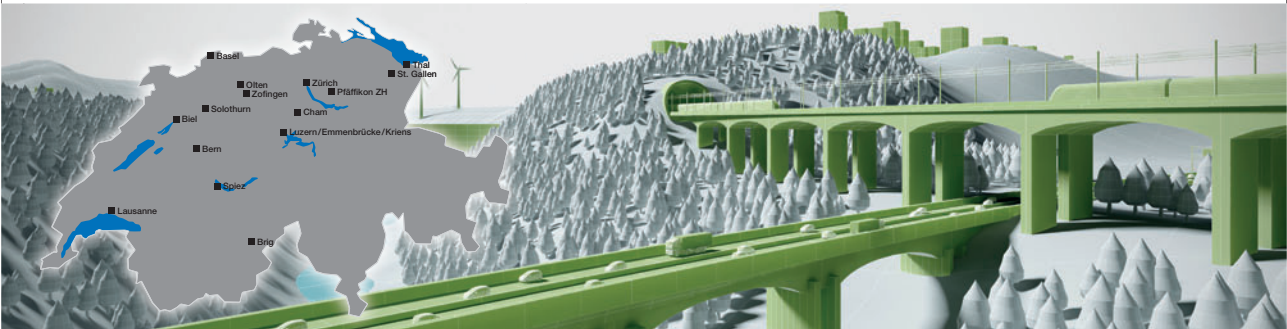
- Wir sind ein führender Anbieter im Tunnel-, Strassen-, Brücken- und Bahntrassenbau. Nutzen Sie unsere langjährige Erfahrung und das damit verbundene Know-how zu Ihren Gunsten.
- Dank unserer Grösse, unserer Leistungsvielfalt und der regionalen Verankerung in der Deutsch-Schweiz, im Tessin und demnächst auch in der Romandie, planen und leiten wir selbst komplexe Bauvorhaben – auf Wunsch auch als Generalplaner.

Zürich | Winterthur | Chur | Pontresina | St. Moritz | Zuoz | Poschiavo | Mesocco | Lugano | Rivera

www.toscano.ch

The plus for innovative global solutions.

Emch+
Berger



Our services

- Consultancy, studies, expert advice
- Conceptual design, planning
- Project management, trusteeship, construction supervision
- Operation, maintenance, monitoring

Fields of activity

- Building construction
- Civil engineering structures
- Road construction
- Railway construction
- Railway technology / operations
- Underground and tunnel construction
- Mobility, traffic
- Supply and waste management
- Environment, ecology
- Overall planning, construction economics
- Project management, consultancy
- Hydraulic engineering and natural hazards
- Safety
- Survey and geomatics
- Information technology

Global solutions are our strength. | Emch+Berger Group

Schlösslistrasse 23 | PO Box 8565 | CH-3001 Bern | Tel. +41 31 382 19 00 | info@emchberger.ch | www.emchberger.ch



Mike Schmid, Olympiasieger Skicross 2010

Vorsprung verbindet

Olympiasieger Mike Schmid baut auf Fischer Rista.
Innovation, Effizienz, Sicherheit – Unsere Qualität, Ihr Vorteil.

Fischer Rista AG | 5734 Reinach | Telefon +41(0)62 288 15 75 | www.fischer-rista.ch

FISCHER
RISTA AG

Projekte mit Power

Bauen für morgen



frutiger.com

HERRENKNECHT AG | UTILITY TUNNELLING | TRAFFIC TUNNELLING



SCHWEIZ



BIEL: DURCHBRUCH DER GRÖSSTEN TBM DER SCHWEIZ.

BIEL | SCHWEIZ

PROJEKTDATEN AUFTRAGGEBER



S-452
EPB-Schild
 Durchmesser:
 12.560 mm
 Antriebsleistung:
 4.200 kW
 Tunnellänge:
 7.112 m
 Geologie: Molasse,
 Lockergestein

Walo
 Bertschinger AG,
 Porr Suisse AG,
 Specogna Bau AG

Im Schweizer Kanton Bern soll eine neue Umfahrung der Autobahn A5 die Bewohner der Stadt Biel und umliegenden Dörfer vom Verkehr entlasten. Zum Ostast der zweimal fünf Autobahnkilometer gehören die beiden doppelröhren Tunnel Büttenberg und Längholz. Ein EPB-Schild von Herrenknecht – mit 12.560 Millimeter Durchmesser die größte je in der Schweiz eingesetzte Tunnelbohrmaschine – bohrte die vier Tunnelröhren auf. Mannschaft und Maschine wurden beim Durchbruch am 18. Februar 2012 begeistert gefeiert.

Insgesamt wurden mit der »Belena« genannten Maschine für die vier Tunnelröhren 4,8 Kilometer im Fels und 2,3 Kilometer im Lockergestein aufgeföhren. Besonders der Vortrieb im EPB-Modus

im Lockergestein mit teilweise nur noch 7 Metern Überdeckung verlangte von den Vortriebsspezialisten der »Arge Tunnels Umfahrung Biel (ATUBO)« größtes technisches Know-how. Indem Team und Technik sich immer besser auf die Verhältnisse einstellen, wurden die jeweils zweiten Röhren beider Tunnel um ein Drittel und damit sechs Wochen schneller durchfahren: Tunnelbau im Autobahntempo mit dem Herrenknecht-EPB-Schild, der im offenen oder bei Bedarf im geschlossenen Modus Vortrieb machen konnte, wenn eine instabile Ortsbrust zusätzlich durch Druckluft sicher gestützt werden musste.

Herrenknecht AG
 D-77963 Schwanau
 Tel. + 49 7824 302-0
 Fax + 49 7824 3403
 marketing@herrenknecht.de
 www.herrenknecht.de

Herrenknecht
 (Schweiz) AG
 CH-6474 Amsteg
 Tel. + 41 41-884-8080
 Fax + 41 41-884-8089



HILTI

Ihr Kompetenzpartner
im Tunnelbau

Verlässliches Know-how.

Hilti. Mehr Leistung. Mehr Zuverlässigkeit.

Hilti (Schweiz) AG | Soodstrasse 61 | 8134 Adliswil | T 0844 84 84 85 | F 0844 84 84 86 | E info@hilti.ch | www.hilti.ch



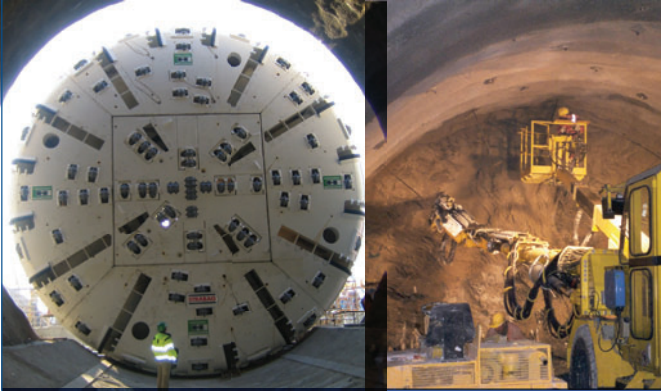
Dauerhaft, leistungsstark, nachhaltig: Mit dem Holcim Robusto 4R-S wählen Sie einen hervorragenden Hochleistungszement für den Tiefbau. Damit Infrastrukturbauten auch unter hoher Beanspruchung über viele Jahrzehnte hinweg gute Dienste leisten.

www.holcim.ch

100 years of
Strength. Performance. Passion.



www.ilf.com



ENGINEERING EXCELLENCE

ILF Beratende Ingenieure AG

Badenerstrasse 816
8048 Zürich, Schweiz
Telefon 044 435 37 50
Telefax 044 435 37 51
Email info.zrh@ilf.com

ILF
CONSULTING
ENGINEERS


ILF Zürich ist Mitglied der ILF Gruppe mit weltweit 1.800 Mitarbeiter.

ILF unterstützt seine Kunden bei der erfolgreichen Realisierung bedeutender Infrastrukturprojekte und bietet gesamthafte Ingenieur- und Beratungsleistungen an.

IHR ZUVERLÄSSIGER PARTNER

Bewährt bei:

- Gotthard- und Ceneri-Basistunnel
- Trans Adriatic Pipeline
- Kraftwerk Linth Limmern
- Pumpspeicherwerk Atdorf
- Belchentunnel 3. Röhre
- Eppenbergtunnel Realisierung
- Studie Geologische Tiefenlager, Nagra
- Fäsenstaub-/Cholfirsttunnel, Bau/BSA
- Metro Linie 2 Ho Chi Minh City, Vietnam
- Umfahrungstunnel Tiflis, Georgien

 **Implenia® Gratulation zum längsten Tunnel!**



Implenia denkt und baut fürs Leben. Gern.

www.implenia-bau.com



INFRA TUNNEL



A16, Tunnel du Neu-Bois (JU)



H 182, Tunnel de la Poya (FR)



A5, Tunnel de Serrières (NE)



A16, Tunnel de Sous le Mont (BE)

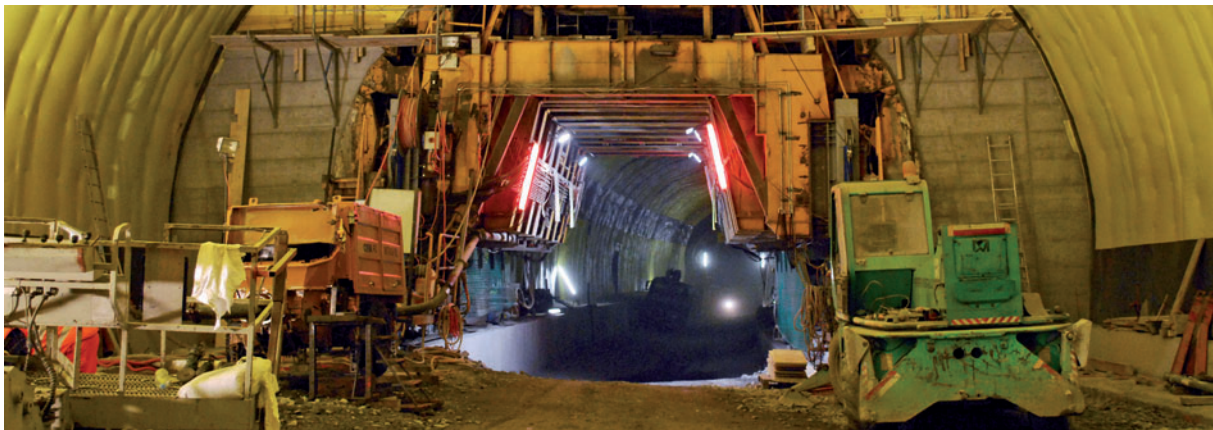


CFF, Tunnels du Mormont (VD)



Laboratoire du Mont-Terri (JU)

Infra Tunnel SA - Rue de la Gare 15c - 2074 Marin, Switzerland - www.infratunnel.ch



Ingenieurskunst – unsere Leidenschaft

Gesamtlösungen für Energie, Infrastruktur und Umwelt.

Rund 250 qualifizierte Mitarbeitende arbeiten schweizweit täglich an Projekten der Zukunft. Wir erbringen anspruchsvolle Ingenieurdienstleistungen in den Bereichen Beratung, Studien, Projektierung, Bau- und Montageleitung, Expertisen und Projektmanagement.

IM Engineering | **IUB** Engineering

IM Maggia Engineering AG · via Stefano Franscini 5 · 6600 Locarno · Tel. +41 91 756 68 11 · www.im-maggia.ch

IUB Engineering AG · Belpstrasse 48 · 3007 Bern · Tel. +41 31 357 11 11 · www.iub-ag.ch

Von Natur aus nachhaltig.*

*z.B. mit modernster Bahnlogistik, die 4'900 Tonnen CO₂ pro Jahr einspart.



jura cement

Jura-Cement-Fabriken AG Talstrasse 13 CH-5103 Wildegg Fon 062 88 77 666 info@juracement.ch www.juracement.ch
Juracime SA Fabrique de ciment CH-2087 Cornaux Fon 032 758 02 02 info@juracime.ch www.juracime.ch



Lombardi

Lombardi verbindet

Lombardi steht seinen Kunden über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks mit Kompetenz zur Seite. Unsere Dienstleistungen umfassen die Erstellung von Vorstudien über die Planung und Erstellung bis zum Betrieb.

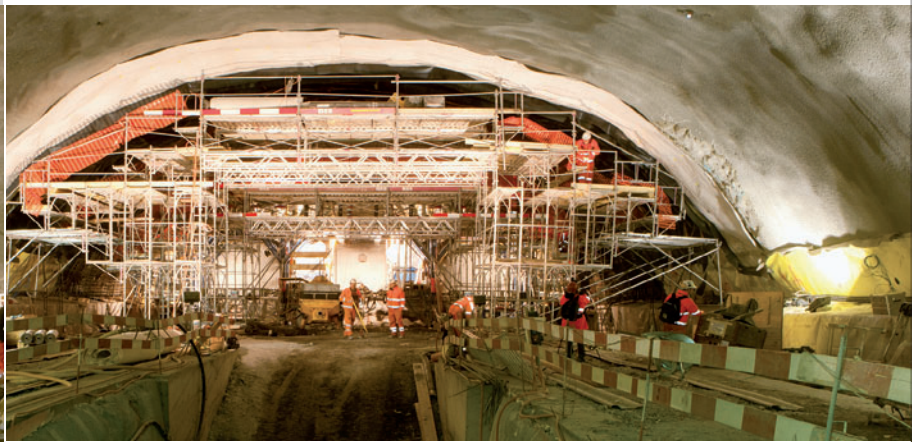


Seit über 50 Jahren bauen unsere Kunden auf unsere technische und wirtschaftliche Kompetenz für Verkehrsanlagen unter Tage. Ihre Ansprüche sind unsere Herausforderung.

Lombardi SA Beratende Ingenieure, Via R. Simen 19, CH-6648 Minusio

Lombardi AG Beratende Ingenieure, Winkelriedstrasse 37, CH-6003

www.lombardi.ch



Marti builds

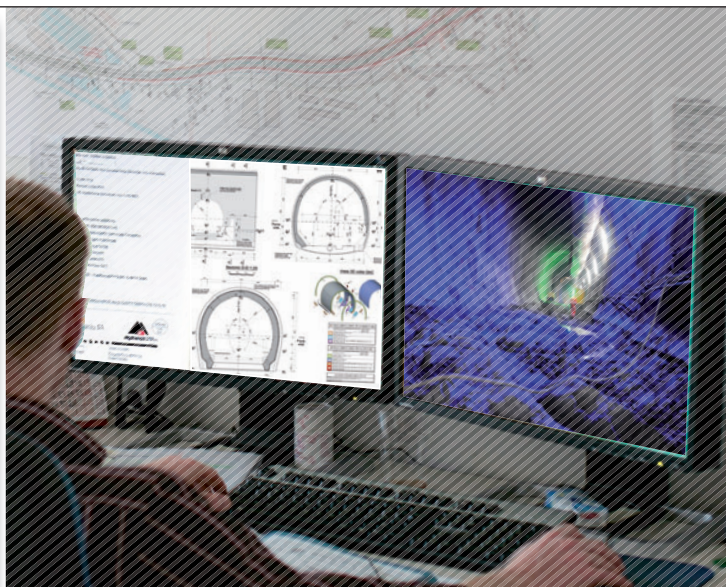
Marti has qualified and experienced coworkers in all areas of tunnel construction. The ultramodern machinery includes several roadheaders, boring jumbos and tunnel boring machines with different diameters.

Marti Holding AG Bauunternehmungen Seedorfeldstrasse 21 CH-3302 Moosseedorf
Tel. +41 31 388 75 75 Fax +41 31 388 75 01 info@martiag.ch www.martiag.ch

AlpTransit
Ceneri-
Basistunnel
15,5 km
2010-2019

Machbarkeitsstudien
Gesamtplanung
Ausschreibungen und
Werkverträge
Ausführungsplanung
Bauleitung

pini associati ingegneri
Via Besso 7
CH-6900 Lugano
T +41 91 961 24 00
www.piniassociati.com



Nach Vorne blicken, um den besten Weg zu bestimmen. Seit 60 Jahren entwickeln und leiten wir multidisziplinäre Projekte unter Berücksichtigung, dass das Ingenieurwesen eine in die Gesellschaft eingebettete offene Disziplin, ein Gesamtsystem von Prozessen, Dynamiken und Beziehungen ist.



pini associati ingegneri

Wegweisend



Wir planen und projektieren die Infrastrukturprojekte von morgen. Unsere Dienstleistungen erstrecken sich über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks. Wir handeln lösungsorientiert

und packen Problemstellungen systematisch an. Mit uns haben Sie einen verlässlichen Partner, der Ihre Interessen vertritt und in Ihrem Sinne das Projekt zu nachhaltigem Erfolg führt.



www.poyry.ch

Das ruwatec®-System:

Designsoftware, Planungshilfen und massgeschneiderte Spezialmatten sind eine unschlagbare Kombination!



Zum Beispiel beim Objekt Wohnüberbauung «Residenz im Park», Winterthur, realisiert durch Pfeiffer Bauingenieure AG und L+B Bauunternehmung AG, beide in Winterthur.

Das Haus West wurde in einer, das Haus Ost in zwei Etappen ausgeführt. Total waren 130 dreiecksförmige Balkone in neun verschiedenen Ausführungen zu erstellen. Die Vorteile des ruwatec®-Systems im vorliegenden Objekt sind:

- Wenige bis keine Bewehrungsstösse
- Werkseitige Anpassungen, z.B. auch an schiefwinklige Deckenstirnen
- Ganze Bewehrung in wenigen Einzelpositionen
- Dadurch stark reduzierte Verlegezeiten

Dank RUWA und unserer sprichwörtlichen Qualität aus dem Emmental kann Ihr **Bauwerk schneller, günstiger** und mit **höherer Qualität** erstellt werden.

**RUWA –
Wir geben dem Beton den Halt.**

RUWA
Drahtschweisswerk AG
Burghof
3454 Sumiswald

Tel. 034 432 35 35
info@ruwa-ag.ch
www.ruwa-ag.ch



Mit Sicherheit richtig befestigt:



Wir bringen Licht ins Dunkle mit
fischer-Befestigungssystemen

SFS unimarket AG | Befestigungstechnik
CH-6343 Rotkreuz | www.sfsunimarket.biz
tma@sfsunimarket.biz | T 041 798 25 24

SFS unimarket



Sika —
der verlässliche Partner im Tunnelbau

■ Neubau | Instandsetzung | Unterhalt



Innovation & since
Consistency | 1910

www.sika.ch

Innovativ, kundenorientiert, international in Geotechnik und Hydrogeologie

► Hydrogeologie –
Charakterisierung und Messsysteme



► Geotechnik –
Instrumentierung und in-situ Versuche



Die Firma Solexperts AG steht auf einem stabilen Fundament: Über 30 Jahre Erfahrung von hoch qualifiziertem Fachpersonal sorgen für optimale Unterstützung bei geotechnischen und hydrogeologischen Projekten – mit soliden Messkonzepten, weltweit anerkannten Messverfahren, Instrumentierungen, Beobachtungsmethoden und Feldversuchen. hiDCon - Elemente sind die optimale Lösung um Gebirgsspannungen beim Tunnelbau in druckhaften und quellfähigen geologischen Formationen zu reduzieren.

Mehr Informationen finden Sie unter:
www.solexperts.com – www.hidcon.ch
Telefon +41 44 806 29 29

hiDCon[®] **SOLEXPERTS**
Swiss Precision Geomonitoring



STRABAG

STRABAG AG Tunnelbau Schweiz

Bifang 4, CH-6472 Erstfeld

Telefon +41 41 882 11 11

Telefax +41 41 882 11 10

E-Mail tunnelbau-schweiz@strabag.com

Internet www.strabag.ch

Internet www.agn-erstfeld.ch

WIR SCHAFFEN RAUM FÜR KOMMENDE GENERATIONEN

ALL-IN-ONE Lösung



ARGE TRANSCO - Sedrun



Implenia Bau AG



Frutiger AG



Bilfinger Berger
Ingenieurbau GmbH



Pizzarotti S.p.A.



Der kompetente Partner für die Bahntechnik

transtec  **gotthard**

ALPIQ

Alcatel-Lucent 
THALES

Balfour Beatty
Rail



Bahntechnik Gotthard-Basistunnel

MAPELASTIC TU SYSTEM



Das **MAPELASTIC TU SYSTEM** ist eine einkomponentige, spritzbare Membrane, die sehr gute Abdichtungseigenschaften garantiert und den Wasserdurchbruch auf beiden Seiten des Trägermaterials verhindert.

MAPELASTIC TU SYSTEM is a sprayed single component membrane which guarantees very good waterproofing characteristics, avoiding the pass of water from both sides of the support.



MAPEI SUISSE SA · 1642 Sorens · T 026 915 9000 · F 026 915 9003 · W www.mapel.ch · E info@mapel.ch

SUCCESSFUL PRODUCTS FOR TRACK SYSTEMS



www.vigier-rail.ch
www.vigier-ciment.ch

© BLS Netz AG



Walo Bertschinger - Ihr Partner für alle Bauwerke.

Walo Bertschinger AG
Untertagbau, CH-8021 Zürich
Telefon +41 44 745 23 11

Untertagbau@walo.ch
www.walo.ch



« Für rationelle
und sichere
Elektro-Installationen. »

Wissen | Erfahrung | Beratung

Woertz steht für Qualität, Zuverlässigkeit und Sicherheit.

