
Konventioneller bergmännischer Tunnelbau

I. Die Herausforderungen am Kramertunnel, Garmisch-Partenkirchen

Martin Zeindl, Jochen Fillibeck, Raphael Zuber, Martin Wohlketter, Alexander Thieme

Der zur Entlastung des Ortsteils Garmisch geplante Kramertunnel führt auf einer Länge von rund 3,6 km durch das westlich von Garmisch-Partenkirchen gelegene Kramermassiv. Aufgrund der begrenzten Erkundungsmöglichkeiten wurde zunächst in den Jahren 2011–2013 ein Erkundungsstollen und ab 2019 dann der Haupttunnel aufgeföhren.

Im Rahmen dieser Veröffentlichung wird nach einer allgemeinen Projekteinführung insbesondere auf die tunnelbautechnischen Herausforderungen eingegangen, die der Spritzbetonvortrieb im Lockergestein (Bergsturzgebiet und Murschuttbereich) sowie im Festgestein (Hauptdolomitstrecke und Kramerüberschiebung) mit sich brachte. Weiterhin wird die Ausführung eines großen Abluftbauwerks beschrieben und es werden die durch die Vorabherstellung des Erkundungsstollens erhaltenen Erkenntnisse dargelegt, die für den sicheren Vortrieb des Haupttunnels unabdingbar waren.

The challenges at the Kramer Tunnel, Garmisch-Partenkirchen

The Kramer Tunnel, planned to relieve the Garmisch district, runs over a length of around 3.6 km through the Kramer Massif to the west of Garmisch-Partenkirchen. Due to the limited exploration possibilities, an exploratory tunnel was first excavated between 2011 and 2013, followed by the main tunnel from 2019 onwards.

In this publication, after a general introduction to the project, particular attention is paid to the tunnel construction challenges posed by the shotcrete heading in soft rock (rockslide area and debris area) and in solid rock (main dolomite section and Kramer overthrust). Furthermore, the execution of a large ventila-

tion structure is described and the findings obtained from the preliminary construction of the exploratory tunnel, which were indispensable for the safe excavation of the main tunnel, are presented.

1 Projektvorstellung

Der Kramertunnel ist Teil der Ortsumgehung der Bundesstraße 23 (B 23) um Garmisch-Partenkirchen. Seit 2019 laufen die Bauarbeiten für den Tunnelrohbau, nach der Durchführung der Vorwegmaßnahme mit dem Erkundungsstollen in den Jahren 2011 – 2013 [1]. Nach der mehrjährigen Zwangspause bei den Bauarbeiten waren der Vortrieb durch einen rund 300 m langen Bergsturzbereich [2] und der Wechsel von Fest- und Lockergesteinsschichten mit eingelagerter Großstörung während der Projektlaufzeit besonders herausfordernd. Nach seiner Fertigstellung wird der Kramertunnel mit einer Länge von 3.609 m der längste Straßentunnel in Bayern sein.

1.1 Lage und Streckenzug

Garmisch-Partenkirchen ist verkehrlich geprägt durch die durch den Ort führenden Bundesstraßen B 2 und B 23 und den damit verbundenen Nachteilen, wie Verkehrslärm, Beeinträchtigungen bei der Aufenthaltsqualität im Ortsbereich und den Einschränkungen im Verkehrsfluss. Die B 2 und die B 23 bilden nach dem Autobahnende der A 95 bei Eschenlohe zwischen Bayern und Tirol – und damit insbesondere zwischen den Landeshauptstädten München und Innsbruck – die zentrale und länderübergreifende Verkehrsverbindung.

Die B 23 zweigt nördlich von Garmisch-Partenkirchen von der B 2 nach Westen ab und verläuft durch den Ortsteil Garmisch über Grainau und weiter in südwestlicher Richtung nach Griesen sowie über den Fernpass nach Tirol. Neben dem Reiseverkehr zieht die Region um das Loisachtal mit Garmisch-Partenkirchen als bekannter Berg- und Wintersportdestination zusätzlich Individualverkehr in die gesamte Region. Dabei führt die B 23 durch den Ortsteil Garmisch derzeit bis zu 16.000 Fahrzeuge pro 24 h. Stauungen und Verkehrsbehinderungen machen daher eine Umgehung dringend erforderlich.



United. Inspired.

Batteries as a Service

Unsere batterieelektrischen Fahrzeuge und Ladeprodukte für einen emissionsfreien Bergbaubetrieb! Batterien und Service, auf die Sie sich verlassen können.
The Future is electric!

epiroc.com



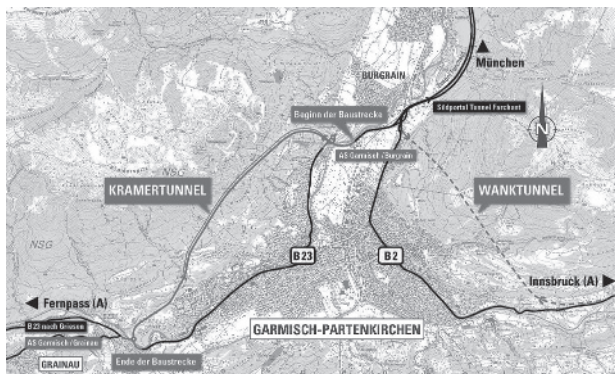


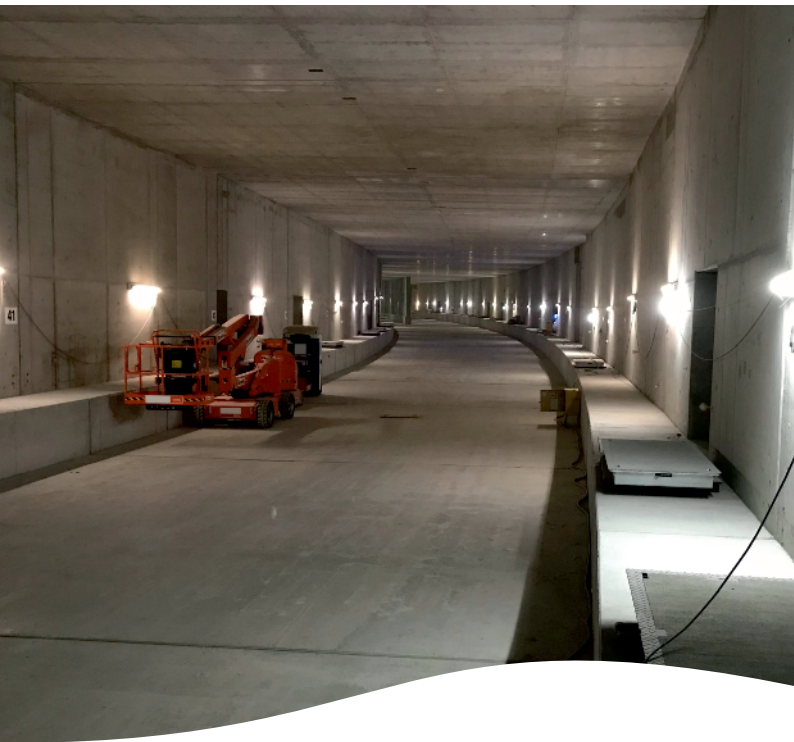
Bild 1. Übersichtslageplan

Die topografische Lage im Talkessel, die schnell aufsteigenden Hänge am Kramermassiv und die bereits bestehende Bebauung lassen als einzige Option eine unterirdische Streckenführung auf rund 3,6 km für den Bau einer Ortsumgehung zu. Damit wird das Kramermassiv an seiner östlichen Seite mit dem gleichnamigen Kramertunnel unterfahren.

Die etwa 5,6 km lange und in Bau befindliche Umgehungsstraße schwenkt infolge der Verlegung der B 23 westlich von Garmisch-Partenkirchen mit dem Kramertunnel von der bestehenden B 23 kurz nach der Loisach-Überquerung ab. Bereits nach ca. 150 m taucht die Trasse im Bereich eines stillgelegten Steinbruchs in das Kramermassiv ein, das in einem 3.609 m langem Tunnel durchfahren wird. Ab dem südlichen Tunnelende verläuft die Straße entlang des von US-Streitkräften genutzten Gebietes in der Breitenau, überquert dann die Loisach und schließt bei Grainau an die vorhandene B 23 an (Bild 1).

IHR PARTNER IM TUNNELBAU

BERGMÄNNISCHER TUNNELBAU | INGENIEURBAU | TUNNELERWEITERUNG & -SANIERUNG



**AUGUST
REINERS**

HEGEMANN • REINERS GRUPPE

www.hegemann-reiners.de

1.2 Planungshistorie

Die ersten Planungen für eine Westumfahrung von Garmisch-Partenkirchen gab es schon in den 1970er-Jahren. 1982 wurde das Raumordnungsverfahren, in dem verschiedene mögliche Trassen landesplanerisch seit 1981 beurteilt wurden, abgeschlossen. Damit war die grundsätzliche Führung der Westumfahrung vorgegeben. Die Vorentwurfsplanung wurde 1998 durch das Bundesverkehrsministerium genehmigt. Da durch das vorgesehene Straßenbauvorhaben Gelände in Anspruch genommen werden sollte, das den US-Streitkräften zur Nutzung überlassen wurde, begann eine Abstimmung mit den zuständigen US-Behörden. Aufgrund der Terroranschläge am 11.09.2001 erhöhten sich jedoch die Sicherheitsanforderungen der US-Streitkräfte, die zu einer deutlichen Kostenerhöhung für die Umgehungsstraße im Bereich des US-Geländes geführt hätten. Gemeinsam wurden nun Trassenvarianten gesucht, die das US-Areal umfahren. 2006 konnte sich die Straßenbauverwaltung mit den US-amerikanischen Behörden und dem Markt Garmisch-Partenkirchen auf eine Trasse einigen, die das besagte Gebiet weitgehend unbeeinträchtigt lässt (Bild 2). Im Jahr 2007 wurde daraufhin das Planfeststellungsverfahren durchgeführt. Eine Klage gegen den Planfeststellungsbeschluss vom 30.11.2007 wurde vom Bayerischen Verwaltungsgerichtshof am 23.06.2009 abgewiesen.

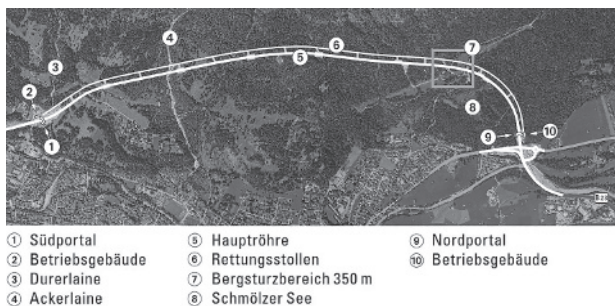


Bild 2. Kramertunnel – Lageplan

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.)

Empfehlungen zu Dichtungssystemen im Tunnelbau EAG-EDT

- berücksichtigt **alle** aktuellen Regelwerke
- Fallbeispiele zeigen praxistaugliche Lösungen

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/3243

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

2. völlig neu bearb. Auflage ·
2018 · 236 Seiten ·
52 Abbildungen · 33 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03243-5

€ 69*

eBundle (Print + PDF)

ISBN 978-3-433-03245-9

€ 89*

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland. Inkl. MwSt.

Mit mehr als 300 Mitarbeitenden gehören wir zu den führenden Unternehmen in Deutschland für Planungsleistungen im Ingenieur-, Hoch- & Industriebau sowie für Projektmanagementleistungen und Beratungsleistungen für Digital Engineering und Green Consulting.

INGÉROP
Zukunft gestalten

Ihr Partner für Planung, Beratung und
Projektmanagement im Bauwesen.

Ingérop Deutschland GmbH
Dillwächterstraße 5
80686 München
+49 (0)89 54 71 12 0

www.ingerop.de

(c) Wilfried Feder

Die Schwesterunternehmen EDR GmbH, Codema International GmbH und Ingeop Deutschland Consulting GmbH verschmelzen 2024 zur Ingeop Deutschland GmbH.

1.3 Konzeption des Tunnelbauwerks

Der Kramertunnel wird als einröhriger Gegenverkehrstunnel mit einer Durchfahrtsgeschwindigkeit von 80 km/h gebaut. Der Regelquerschnitt umfasst 3,75 m breite Fahrstreifen je Richtung und jeweils einen 1,0 m breiten Notgehweg. Gemäß den Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln aus dem Jahr 2006 (RABT 2006) bzw. den Empfehlungen für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln mit einer Planungsgeschwindigkeit von 80 km/h oder 100 km/h von 2019 (EABT 80/100) wird die Fahrtröhre mit einer Zwischendecke hergestellt (Bild 3). Das Lüftungssystem besteht aus einem 2.500 m langen Lüftungskanal und je acht Strahlventilatoren á 45 kW, die auf den ersten 600 m an beiden Portaleingängen angeordnet werden. Die Abluft wird über eine unterirdische Lüfterkaverne, in der zwei zentrale Axialventilatoren (je 400 kW) installiert sind, zunächst durch einen 85 m hohen Schacht und ab der Oberfläche über einen anschließenden 25 m hohen Kamin ins Freie geführt.

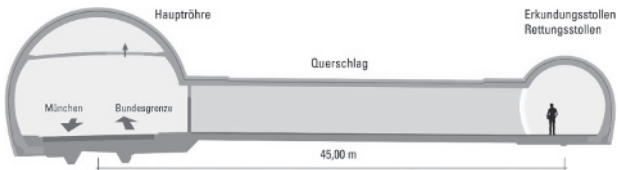


Bild 3. Querschnitt Haupttunnel; Blickrichtung von Nord nach Süd

Parallel zum Haupttunnel verläuft in einem Abstand von etwa 45 m der befahrbare Rettungsstollen (lichte Maße 3,5 m × 3,5 m). Beide Tunnelbauwerke werden mit 13 Querschlägen verbunden, um die Fluchtwege im Ereignisfall sicherzustellen. Davon werden sieben Querschläge begehrbar und sechs befahrbar hergestellt.

Für die notwendige Tunneltechnik werden an beiden Portalen sowie in Tunnelmitte (Kaverne) insgesamt drei Betriebsgebäude vorgesehen.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.)

Empfehlungen des Arbeitskreises Geomestechnik

- ganzheitliche Betrachtungsweise von Mess- und Auswerteprozessen
- praxisingerechte Darstellung eines interdisziplinären Aufgabengebietes

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/3343

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

2021 · 382 Seiten ·
142 Abbildungen · 41 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03343-2
€ 89*

eBundle (Print + ePDF)

ISBN 978-3-433-03341-8
€ 119*

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland (inkl. MwSt.)



Mit innovativen Lösungen für die Zukunft bauen



**Bauwerks- und Baugruben-
abdichtungen**

Injektionen im Tunnelbau

Bodenverfestigungen

Hebungsinjektionen

Spritzbetonarbeiten

**Bohrungen für Injektionen,
Vereisungen und Anker**

**Kraftwerks- und Talsperren-
injektionen**



Brenner-Basistunnel H52 – Gebirgsinjektion (bis 100 bar Wasserdruck)

Berlin – U2 Alexanderplatz - Hebungsinjektion

DMI Injektionstechnik GmbH, Warmensteinacher Str. 60, 12349 Berlin,
Tel: +49 30 4174423-40 - Fax: +49 30 4174423-44 E-Mail: info@d-m-i.net

DMI Spezialinjektionen Süd GmbH, Kaistener Str. 33, 97450 Arnstein,
Tel: +49 9728 907026-0 - Fax: +49 9728 907026-9 E-Mail: info.sued@d-m-i.net
www.d-m-i.net

Haupttunnel und Rettungsstollen werden im Festgesteinsbereich mit Regenschirmabdichtung und Bergwasserdrainage ausgebaut. Das mit max. 50 l/s prognostizierte Bergwasser wird für das gesamte Bauwerk zusammengefasst und im Nordportalbereich in die Vorflut der Loisach eingeleitet. In den Lockergesteinsbereichen des Bergsturzes im nördlichen und der Durerlaine im südlichen Bereich ist der Einbau eines Innenschalensohlgewölbes in wasserundurchlässigem (WU-) Beton in Kombination mit einer druckwasserhaltenden Rundumabdichtung erforderlich.

Die Ausbruchsquerschnitte ohne bzw. mit Sohlgewölbe betragen im Haupttunnel 92 m² bzw. 115 m² und im Erkundungsstollen 29 m² bzw. 36 m².

1.4 Erkundungsstollen und Zwangspause

Im Februar 2011 starteten die Vortriebsarbeiten im Erkundungsstollen, der später zum Rettungsstollen ausgebaut werden sollte, nachdem bereits im Jahr zuvor die Arbeiten an der südlichen Zulaufstrecke begonnen hatten. Entlang der Tunnelstrecke wurden aus den Vorerkundungen geologische Herausforderungen wie ein wasserführender Bergsturzbereich und eine Großstörzone prognostiziert. Da größere Abschnitte der Tunnelstrecke aufgrund der topografischen Gegebenheiten nicht durch Baugrundaufschlussbohrungen im Voraus erkundet werden konnten, wurde als vertiefende Erkundungsmaßnahme der Bau des Erkundungsstollens zeitlich vorgezogen. Es bestand das Ziel, die gewonnenen Erkenntnisse aus der Herstellung des Erkundungsstollens in eine anschließende Ausplanung der Hauptbaumaßnahmen einfließen zu lassen. Mit dem eigentlichen Ausbruch des Erkundungsstollens wurde gleichzeitig von Norden und von Süden begonnen.

Bis 2013 konnten vom Erkundungsstollen 3.353 m von insgesamt 3.703 m aufgefahren werden [1]. Im gleichen Jahr musste der Vortrieb aufgrund der ungünstigen Bedingungen im Bergsturzbereich eingestellt werden. Es folgten eine umfangreiche Variantenuntersuchung sowie ein ergänzender Planfeststellungsbeschluss. Mit zusätzlichen naturschutzfachlichen Auflagen und der Erlaubnis, eine Bergwasser-

www.BPA-waterproofing.com

 **BPA**
WATERPROOFING SYSTEMS

100% **DICHT
HALTEN**

Hochtechnische
Abdichtungslösungen
für Gebäude, Tunnel
und Fundamente.
Weltweit im Einsatz.

BPA GmbH | Behringstraße 12 | 71083 Herrenberg
TEL +49 (0)7032 89 399-0 | info@BPA-waterproofing.com

Lutz Wichter, Wolfgang Meiniger

Verankerungen, Vernagelungen und Mikropfähle in der Geotechnik

- Leitfaden für Bauherren, Planer und Ausführende
- Berücksichtigt alle aktuellen Regelwerke
- Zeigt Schadensmöglichkeiten auf

+49 (0)30 470 31-236
marketing@ernst-und-sohn.de
www.ernst-und-sohn.de/3249

 **Ernst & Sohn**
A Wiley Brand

2., aktualisierte Auflage · 2022 ·
212 Seiten · 180 Abbildungen ·
31 Tabellen

Softcover

ISBN 978-3-433-03249-7
€ 55*

eBundle (Print + ePDF)

ISBN 978-3-433-03306-7
€ 69*

absenkung im Bergsturzbereich durchzuführen, erging dieser Beschluss im Jahr 2017. Daraufhin wurde die Bau- und Finanzierungsfreigabe für die Gesamtmaßnahme zur Herstellung des Tunnelbauwerks durch das Bundesverkehrsministerium erteilt.

1.5 Aktuelle Bauphase

Nach einer mehrjährigen Zwangspause konnte im Jahr 2019 der Bauvertrag für das Hauptbaulos, das die Erstellung des Haupttunnels und die Fertigstellung des Erkundungsstollens vorsah, vergeben werden. Mit dem feierlichen Tunnelanschlag Anfang Februar 2020 starteten die Vortriebsarbeiten von Norden. Fast zeitgleich begannen die Vortriebsarbeiten von Süden mit dem Auffahren des Lockergesteins im Bereich der Durerlaine.

Der Durchschlag im Haupttunnel konnte am 27.10.2021 vollzogen werden. Knapp ein halbes Jahr später erfolgte am 05.04.2022 der Durchschlag im Erkundungsstollen. Ab Mai 2021 begannen die Arbeiten für den Einbau der Innenschale. Diese werden voraussichtlich bis Herbst 2023 dauern (Stand Juli 2023). Danach folgt der weitere Innenausbau mit dem Einbau der Betonfahrbahn. Nach der Installation der Betriebstechnik und den abschließenden Probe- und Testläufen kann der Kramertunnel als Herzstück der westlichen Ortsumfahrung von Garmisch-Partenkirchen dem Verkehr übergeben werden.

2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Das Projektgebiet liegt am Nordrand der Kalkalpen im Bereich der oberostalpinen Lechtaldecke. In Bild 4 sind, stark vereinfacht, die mit dem Kramertunnel zu durchfahrenden geologischen Formationen im Schnitt dargestellt. In Bild 2 sind die planerischen Abschnitte ausgewiesen.

Von Norden kommend stehen zunächst Plattenkalke an, gefolgt von den Kössener Schichten. Bei den Plattenkalken handelt es sich um meist hellgraue, eng- bis mittelständig geklüftete Kalke mit dünnen bis mittleren Schichtflächenabständen, denen geringmächtige Mergellagen zwischengeschaltet sein können. Der Plattenkalk geht all-

GEOLOGISCHER SCHNITT ERKUNDUNGSSTOLLEN

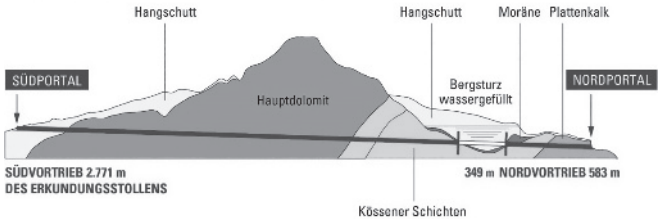


Bild 4. Geologischer Längsschnitt

mählich stratigrafisch unter Zunahme des Mergelanteils in die Kössener Schichten über, wobei zwischen einer Kalk-Mergel-dominierten Fazies und einer Schiefertonfazies unterschieden wird. Die Gesteins- und Gebirgsfestigkeit ist in den Karbonaten hoch, in den mergeldominierten Lagen bzw. den Schiefertonlagen mäßig hoch. Lokal ist in gestörten Bereichen mit sehr geringer Festigkeit zu rechnen. Bezogen auf den Tunnelbau wird das Gebirgsverhalten als standfest bis gefügebbedingt nachbrüchig und in Störungszonen auch als stark nachbrüchig beschrieben.

Die Oberfläche der Kössener Schichten ist im Schnitt entlang des Tunnels muldenartig ausgebildet. Darin ist Grundmoränen- und Bergsturzmateriale abgelagert (s. Bild 4), das der Erkundungsstollen über eine Länge von ca. 240 m und der Haupttunnel über eine Länge von ca. 320 m durchörteren muss. Die Grundmoräne wurde anhand der Erkundungsbohrungen als überwiegend bindig mit fester Konsistenz charakterisiert; es wurden zudem eingeschaltete, geringmächtige Kies-Sand-Schichten mit sehr dichter Lagerung gefunden. Die Erkundungsergebnisse zu den Bergsturzmassen wiesen dagegen auf eine ausgeprägte heterogene Zusammensetzung hin: Neben großen Felsblöcken wurde stark zerrüttetes, teils zu Lockermaterial zerlegtes Gebirge und an der Basis zur Grundmoräne auch eine mächtigere Schicht aus relativ gleichkörnigem Grobsand bis Feinkies erkundet. Es wurde angenommen, dass sich bei Sturzereignissen Felspartien von den Flanken des Kramermassivs lösten, die dann als ein inhomogenes

Gemenge auf der Moräne abgelagert wurden. Dementsprechend bestehen die Bergsturzmassen aus mechanisch stark beanspruchtem Hauptdolomit sowie aus Gesteinen der Kössener Schichten. Aufgrund aller Erkundungsergebnisse wurde für den Tunnelvortrieb in der geringmächtigen Grundmoräne ein standfestes bis gebräches und im Bergsturzmaterail aufgrund der inhomogenen Zusammensetzung ein bereichsweise rolliges bis fließendes Gebirgsverhalten prognostiziert.

Im Anschluss daran folgen nach Süden wieder Kössener Schichten, in denen auch die aus der Literatur bekannte Kramerüberschiebung liegt. Sie ist durch eine starke tektonische Beanspruchung gekennzeichnet. Es stehen Kalk- und Mergelsteine im Wechsel mit Schiefer-tonen an, wobei die Schiefertone gemäß Bohrgut teilweise vollständig zu Lockergestein zerlegt vorliegen. Da gleichzeitig mit dem Durchörtern der Kramerüberschiebung die Überdeckung ansteigt, wurden für den Vortrieb des Erkundungsstollens druckhafte Verhältnisse prognostiziert. Diese hatten sich bei den Vortriebsarbeiten nicht bestätigt, konnten allerdings für das Auffahren des Haupttunnels aufgrund des größeren Querschnitts nicht ganz ausgeschlossen werden.

An die Kössener Schichten schließt sich über einen Vortriebsabschnitt von etwa 2 km Länge der Hauptdolomit an. Dabei handelt es sich um Dolomitgestein mit dünnen bis dicken Schichtflächenabständen sowie meist mittelständiger Klüftung und hoher bis sehr hoher Gesteinsfestigkeit, das in gestörten Bereichen teils deutlich bis hin zu Kakiriten entfestigt sein kann. Diese feinkörnigen, weißen Strukturen beschränken sich jedoch auf Zentimeter bis wenige Dezimeter in ihrer Mächtigkeit, wobei im unmittelbar angrenzenden Fels keine nennenswerte Entfestigung auftritt. In Zonen, in denen das Gebirge großräumiger tektonisiert vorliegt, können als Kataklastite bezeichnete Störungsbrekzien vorliegen. Diese Brekzien sind sekundär kalzitisch verheilt und können demnach eine hohe Festigkeit aufweisen, die aufgrund der isotropen Eigenschaften die des ungestörten, geschichteten Hauptdolomits übersteigen kann. Im Allgemeinen wird dem Gebirge ein standfestes bis nachbrüchiges Gebirgsverhalten zugewiesen. Die Bilder 5 und 6 zeigen beispielhaft unterschiedliche Erscheinungsformen des Hauptdolomits.



Bild 5. Ortsbrustfoto bei Tunnelmeter 2877,6 im gut geschichteten Hauptdolomit



Bild 6. Ortsbrustfoto bei Tunnelmeter 3176,5 im Hauptdolomit mit weißen Kakiritbändern

Südlich des Hauptdolomits werden bis zum Tunnelportal Murschutt-sedimente angetroffen. Es handelt sich überwiegend um Kiese (kanti-ge bis angerundete Kornform) mit Stein- und Blockeinlagerungen und variierendem Feinkornanteil, die sich auf dem Hauptdolomit ab-gelagert haben. Wie auch aus der unmittelbaren Umgebung bekannt, zeigte sich beim Vortrieb des Erkundungsstollens, dass diese Kiese

überwiegend dicht gelagert sind. Allerdings wurden mit dem Erkundungsstollen unter dem Bachlauf der Durerlaine auch jüngere, stark wasserführende Murschuttsedimente in lockerer Lagerung angetroffen. Beispielhaft ist hierzu eine geologische Kartierung in den jüngeren Murschuttsedimenten in Bild 7 dargestellt.

Gemäß den hydrogeologischen Erkundungen ist im Plattenkalk und im Hauptdolomit überwiegend mit Kluftwasserzutritten zu rechnen. Dabei wurden Wasserspiegelhöhen gemessen, die im Bereich des Hauptdolomits bis zu ca. 200 m über die Gradiente reichen. Die Grundmoräne und die Kramerüberschiebung wurden als weitgehend dicht, der Bergsturzbereich im Vergleich dazu als stark durchlässig erkundet; der Wasserdruck im Bergsturzbereich betrug, bezogen auf das Sohlausbruchsniveau, ca. 50 m Wassersäule. Im südlichen Murschutt wurde kein geschlossener Grundwasserleiter exploriert. Allerdings war aus dem Vortrieb des Erkundungsstollens bekannt, dass die Durerlaine saisonal stark schwankende Wasserführung aufweist, wo-

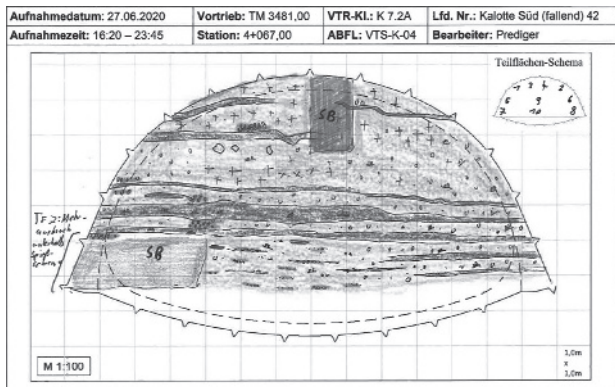


Bild 7. Geologische Ortsbrustkartierung bei Tunnelmeter 3481 in den lockeren Murschuttablagerungen. (In den grau hinterlegten Bereichen war der Spritzbeton (SB) bereits aufgebracht. Eine Kartierung war dort nicht mehr möglich.)

bei das Wasser auch im Untergrund in Richtung Talaquifer fließt und damit im Bereich der Tunnel- und Stollenröhre über dichteren Horizonten als Schichtwasser vorliegen kann.

3 Wasserhaltung und Vortrieb im Bergsturzbereich

3.1 Geologische und hydrogeologische Erkenntnisse aus dem Vortrieb des Erkundungsstollens

Südlich des Plattendolomits und der Kössener Schichten folgt der Bergsturzbereich. Es handelt sich um eine glazial überprägte Mulde, die am Rand vorwiegend mit Moränenmaterial gefüllt ist. Der Hauptteil der Muldenfüllung besteht jedoch aus wassergesättigtem Bergsturzmaterial aus unterschiedlich stark zerbrochenen Schollen aus Hauptdolomit sowie vereinzelt darin eingeschuppten Spänen aus Kössener Schichten. Dieser Bergsturzbereich wurde während des Baus des Erkundungsstollens intensiv erkundet. Hierzu wurden vom Erkundungsstollen aus diverse Aufschlussbohrungen in die Bergsturzmulde getrieben. Die massiven Wasserzutritte während der Erkundung (Bild 8) wiesen auf eine sehr hohe Durchlässigkeit der Bergsturzab-

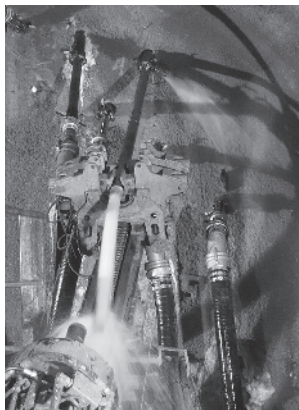


Bild 8. Erkundungsbohrungen vom Erkundungsstollen in die Bergsturzmulde gegen bis zu 5 bar Wasserdruck

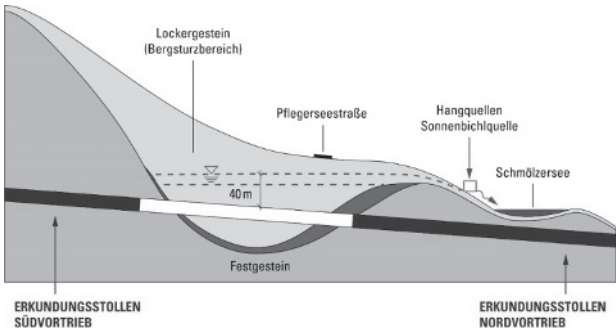


Bild 9. Bergsturzmulde mit Hangquellmooren

lagerungen mit Wasserdrücken von bis zu 5 bar hin, bezogen auf die Tunnelsohle. Gemäß der Beurteilung des Bohrguts handelt es sich bei den Bergsturmassen auf Vortriebsniveau um überwiegend grobkörnige Lockergesteinsmassen mit geringem Feinkornanteil.

Erste im Jahr 2011 über kurze Zeiträume durchgeführte Versuche zeigten die grundsätzliche Machbarkeit einer Grundwasserabsenkung in den Bergsturzablagerungen. Als unmittelbare Auswirkung legte jedoch genau diese Absenkung nun über diesem neuen Pegel liegende Quellen und Hangmoore trocken, die vor der Maßnahme durch den Überlauf der Muldenstruktur mit Grundwasser gespeist worden waren (Bild 9). Diese Auswirkung stand nicht mit dem damals gültigen Planfeststellungsbeschluss im Einklang, weshalb eine unmittelbare Fortsetzung des Vortriebs unter abgesenkten Bedingungen nicht möglich war. Die geplanten Arbeiten mussten daher 350 m vor dem Durchschlag unterbrochen werden.

Es folgten umfangreiche Untersuchungen zu den Fragen, mit welchem Verfahren ein Weiterbau möglich wäre und welche Auswirkungen damit auf die darüber liegenden Quellen im FFH-Gebiet (Fauna-Flora-Habitat) verbunden seien. Das Ergebnis 2013 ergab, dass der Bergwasserspiegel im Bergsturzgebiet während der Bauzeit tempo-

rär abgesenkt und beide Tunnelröhren für den Endzustand druckdicht ausgebaut werden müssen [1]. Nach Bauende soll dieser Bereich mithilfe des natürlichen Bergwasserzustroms sowie einer künstlichen Zuleitung von Oberflächenwasser wieder auf das ursprüngliche Niveau aufgefüllt werden.

Zur Anpassung des Verfahrens war aufgrund der obertägigen Beeinflussungen und des Umgangs mit hohen Wassermengen ein ergänzender Planfeststellungsbeschluss erforderlich. Im Rahmen dieses Beschlusses wurde 2017 festgestellt, dass die sensiblen Hangquellmoore im FFH-Gebiet, die direkt neben dem Bergsturzgebiet liegen und von einer Entwässerung des gesamten Bereichs stark betroffen wären, nur durch eine künstliche Bewässerung erhalten werden können. So wurde 2018 vorab die künstliche Hangquellmoorbewässerung am Kramerplateau hergestellt. Diese sah vor, jede natürliche Quelle mit einem künstlich verlegten Wasserschlauch zu versehen und nach dem Trockenfallen mit der gleichen Schüttung zu ersetzen. Erst nachdem die Funktionsfähigkeit des Systems nachgewiesen wurde, konnte mit der Hauptbauphase gestartet werden.

3.2 Wasserhaltungskonzept für den Bergsturzgebiet zum Vortrieb des Haupttunnels

Auf Grundlage der Ergebnisse der geologischen und hydrologischen Vorerkundung sowie reflexions- und hybridseismischer Untersuchungen waren die Lage, der Umriss und das Tiefste der Bergsturzmulde hinreichend genau bekannt. Auf dieser Basis entstand das Modell einer wassergesättigten Muldenstruktur, die sich über vom Tunnel ausgehende und in diese Mulde reichende Entwässerungslinien vor Beginn der Vortriebsarbeiten gravitativ entleeren sollte. Im Detail wurden im Zuge der Ausschreibung folgende Maßnahmen zur Absenkung des Grundwasserspiegels geplant und ausgeführt:

1. Vor Wiederaufnahme der Arbeiten sollte der Bergwasserspiegel 2019 über sechs aus der Testphase 2011 bestehende und zehn neu zu bohrende Drainagelinien abgesenkt werden. Hierzu wurden vom Endpunkt des bereits aufgefahrenden Nordabschnitts des Erkundungstunnels bis zu 53 m lange, steigende Schrägbohrungen

gegen einen Wasserdruck von bis zu 5 bar abgeteuft. Dies erfolgte im Doppelkopfb Bohrverfahren mithilfe von Preventerrohren.

2. Zur gezielten Ergänzung dieser Grundwasserabsenkung im Vortriebsbereich wurden vor Beginn der Vortriebsarbeiten 2020 weitere steigende Drainagebohrungen aus einer eigens dafür geplanten Bohrnische sowie aus der Strosse der zu diesem Zeitpunkt bereits bis an den Nahbereich des Bergsturzereichs vorgetriebenen Tunnelröhre ausgeführt.
3. Für die Restwasserhaltung vor der Ortsbrust bzw. die Entwässerung lokaler, schwebender Schichtwasserhorizonte wurden vorausseilende Drainagebohrungen als verrohrte Vollbohrungen während des Vortriebs vorgesehen. Für Bereiche mit geringer Durchlässigkeit war der Einsatz von Vakuumlanzen geplant.
4. Zur Sicherstellung des Beharrungszustands der Absenkung während der Durchfahrt des Bergsturzereichs war eine Galerie von Vertikalbrunnen vortriebsbegleitend in der Kalottensohle zu installieren, die jeweils 10 m hinter der Ortsbrust erstmalig in Betrieb zu nehmen waren (Bild 12). Im Strossen-/Sohltrieb waren die Brunnen einzukürzen und die Brunnenanlage (Sohlbereich) wieder in Betrieb zu setzen.

Bereits während der Tests der Entwässerungslanzen zeigte sich, dass sich die anfangs hohen Schüttmengen innerhalb weniger Wochen deutlich reduzierten und asymptotisch abflachten, sodass zu erwarten war, auf diese Weise keine ausreichende Entwässerung zu erreichen. Mit Baubeginn Ende 2019 wurden deshalb weitere fächerförmig ausgerichtete Entwässerungsbohrungen mit einer Länge bis zu 90 m aus der Ulme des Erkundungsstollens mit der Zielrichtung auf die Vortriebseinfahrt in den Bergsturzereich im Haupttunnel und aus der tiefer liegenden Bohrnische abgeteuft. Auch sie führten jedoch nicht zu dem für die Vortriebsarbeiten angestrebten Entwässerungsniveau in der Bergsturzmulde. Somit ergab sich die Notwendigkeit der Planung und Ausführung zusätzlicher obertägiger Vertikalbrunnen zur Beschleunigung und Unterstützung der bereits erreichten Absenkung, in Verbindung mit weiteren Zusatzmaßnahmen aus dem Vortrieb.

Die von der Geländeoberkante (GOK) aus hergestellten Brunnen wurden so angeordnet, dass sie abschnittsweise betrieben werden konnten. Zudem wurden die Brunnen so positioniert, dass der Grundwasserzufluss zur Mulde vollständig erfasst wurde. Die höherpositionierten Brunnenstandorte wurden jeweils durch einen zweiten, tiefer liegenden Brunnen abgesichert, sodass lokal bestehende Einschränkungen hinsichtlich der Ergiebigkeit kompensiert werden konnten. Aufgrund genehmigungsrechtlicher Randbedingungen war es nicht möglich, weitere Brunnen im Zustrombereich bergseitig zu situieren.

Für die Hauptabsenkung wurden insgesamt sechs großkalibrige Brunnen im Abstand von ca. 60–70 m und dazwischenliegend vier be-pumpbare 5-Zoll-Pegel mit Endteufen bis zu 100 m errichtet. Die Brunnen- und Pegelstandorte sind im Lageplan in Bild 10 dargestellt. Im Hinblick auf Starkregenereignisse mit lokalen Grundwasserzuströmen wurde die Regelbarkeit des Gesamtsystems auf einen Wert von bis zu 270 l/s ausgelegt. Um ein möglichst tiefes Absenkungsniveau zu erreichen, liegen die Endteufen im Festgestein.

Anhand von Grundwasserstandsmessungen wurde während der Absenkmaßnahme festgestellt, dass mit den von der Geländeoberkante

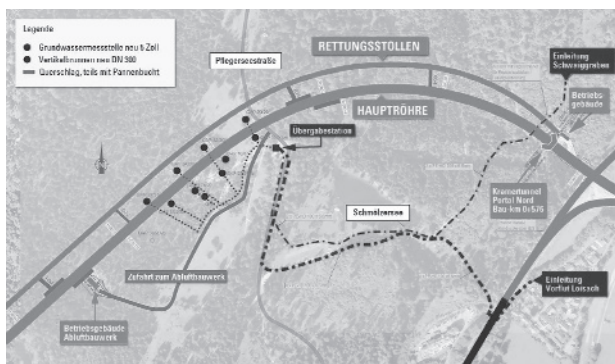


Bild 10. Gesamtansicht der Brunnengalerie und der Ablaufleitungen

aus hergestellten Brunnen eine großräumige Absenkung durchgeführt werden konnte, die aber zur lokalen Restabsenkung im unmittelbaren Vortriebsbereich durch weitere gezielte Maßnahmen zu ergänzen war. Insgesamt stellten sich durch die heterogene Baugrundzusammensetzung mit kleinräumig deutlich variierenden hydraulischen Durchlässigkeiten unterschiedliche Grundwasserspiegelstände in der Bergsturzmulde ein. Mit fortschreitender Abnahme der Wasserspiegelhöhe trat die Parzellierung des Baugrunds immer deutlicher zutage. Somit war auch nach der vorsichtigen und durch zusätzliche Injektions- und Entwässerungsmaßnahmen gesicherten Einfahrt in die Bergsturzmulde eine vorauseilende Wasserhaltung während der Vortriebsarbeiten erforderlich. Diese wurde wie folgt ausgeführt:

1. Fallende Drainagebohrungen: Die fallenden Drainagebohrungen wurden je nach Vortriebsklasse in Bohrkampagnen mit in der Regel 10 m Abstand ausgeführt, um eine ausreichende Überlappung der Maßnahmen sicherzustellen. Je nach angetroffener Situation wurden sowohl die Anzahl als auch die Länge und Richtung der fallenden Drainagebohrungen angepasst. Die Drainagebohrungen wurden mit Membrankolbenpumpen bepumpt (Bild 11). Die Ein-

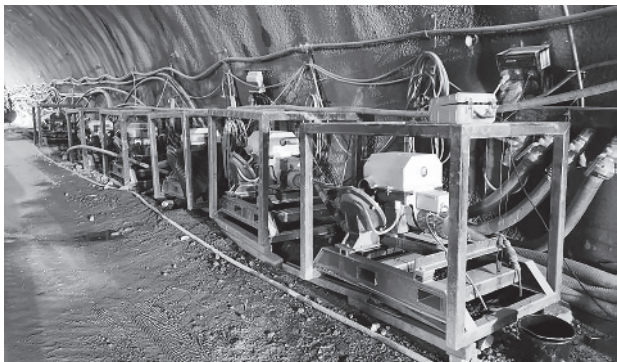


Bild 11. Membrankolbenpumpen beim Vortrieb des Haupttunnels



Bild 12. Bohren eines Vertikalfilterbrunnens

schränkungen der Bohrgeometrie durch den Querschnitt sowie die maximalen Förderhöhen und -mengen waren stets zu berücksichtigen.

2. Steigende Drainagebohrungen aus dem Querschnitt: Zur Fassung von schwebendem und gravitativ zusickerndem Grundwasser wurden aus der Ortsbrust zusätzliche steigende Drainagebohrungen mit einer maximalen Länge von 21 m gesetzt, die temporär Wasser führten (Bild 13). Diese Bohrungen wurden mit einem konventionellen Bohrwagen als Vollbohrung ausgeführt, wobei ein innenliegendes gelochtes Stahlrohr mit außenliegendem PVC-Drainagerohr in einem Arbeitsgang eingebracht wurde.
3. Erkundungsmaßnahmen: Als Voraussetzung zur Projektierung der zusätzlichen Maßnahmen zur Restwasserabsenkung war es unverzichtbar, die geohydraulischen Verhältnisse im unmittelbaren, vortriebsnahen Bereich laufend zu erkunden. Zusätzlich zu den allgemeinen Beobachtungen an der Ortsbrust dienten sämtliche Bohrungen (Ortsbrustanker, Spießbohrungen, Schlagbohrungen) zur Datenakquise. Voraussetzung hierfür war die laufende

Betreuung und geologische Dokumentation all dieser Bohrungen. Als zusätzliche Informationsquelle wurden sogenannte „Absenkezielbohrungen“ in der Ortsbrust ausgeführt, um einen Wasserstand im Bereich vor der Ortsbrust zu messen.

Die Umsetzung der vielfältigen Wasserhaltungsmaßnahmen erforderte eine permanente fachliche Betreuung und Beurteilung. Daher wurde mit dem Einfahren in die Bergsturzmulde eine geotechnische Fachbauleitung eingerichtet, die die Situation mit ausschließlichem Blick auf die technischen Erfordernisse beurteilte sowie die für den Vortrieb unabdingbar erforderlichen Maßnahmen festlegte. Die geotechnische Fachbauleitung bestand aus zwei Sachverständigen, die jeweils von beiden Vertragspartnern bestellt wurden. Zur Beurteilung der Gesamtsituation wurden neben Wasserspiegel- und Durchflussmessungen an allen Absenkmaßnahmen auch die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse an der Ortsbrust während des Vortriebs permanent ausgewertet und berücksichtigt. Die Entscheidung



Bild 13. Steigende Drainagebohrung im Querschnitt mit dem Vortriebsbohrwagen

gen basierten auf rein fachlich-technischer Grundlage und wurden in enger Abstimmung mit den zuständigen Bauleitern sowie den Geologen getroffen. Hierfür wurden verschiedene Termine festgelegt:

- arbeitstäglich stattfindende Treffen der geotechnischen Fachbauleitung des Auftragnehmers (AN), der geotechnischen Beratung des Auftraggebers (AG), der Bauleitung und den Geologen zur Festlegung der Maßnahmen für den weiteren Vortrieb, genannt Geotechnik-Jour-fixe;
- monatlicher Rück- und Ausblick zum Vortrieb im Bergsturz durch die geotechnische Fachbauleitung des AN mit anschließender Diskussion unter Teilnahme der Vertragspartner, deren Beratern sowie dem Tunnelbautechnischen Sachverständigen.

Zur Unterstützung der Interpretation vorrangig der vorliegenden geologischen Verhältnisse stellte der Auftraggeber ein umfangreiches 3D-Geologie-Modell im Rahmen des Building Information Modelling (BIM), Anwendungsfall „Geologie“, zur Verfügung. Dieses beinhaltete zum einen die geologische Dokumentation des Erkundungstollens sowie das Bau-SOLL aus den Grundlagen der Prognose. Im Weiteren wurde die laufende geologische Dokumentation aus den digitalisierten Ortsbrustkartierungen im Modell abgebildet. Neben diesem Bau-IST mit der Darstellung der Verteilung der lithologischen Einheiten, der Gesteinsgrenzen und der Störungen stand die Überführung in ein BIM-Modell für einen SOLL-IST-Abgleich zur Verfügung (Bild 14). Zudem bestand die Option, hieraus lokal ein Prognosemodell zu entwickeln.

Zum anderen wurden im Bereich des Bergsturzes die hydrogeologischen Verhältnisse in das 3D-Modell integriert. Die erforderlichen Daten kamen sowohl von den Grundwassermessstellen der obertägigen Brunnen als auch von den vortriebsbegleitenden Bergwasserstandsmessungen aus dem Haupttunnel.

Es war somit möglich, dem Fachbauleitungsgremium eine anschauliche und aktuelle Datengrundlage zur Verfügung zu stellen, die der Planung künftiger Entwässerungsbohrungen aus dem Haupttunnel sowie der Einschätzung der globalen Situation diene.

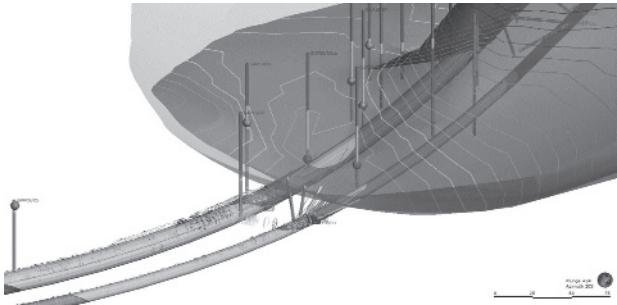


Bild 14. Darstellung im BIM-Geologie-Modell mit Grundwassermessstellen und wassergefüllter Bergsturmulde

Die Kombination der baulichen Entwässerungsmaßnahmen zusammen mit ihrer technischen und baubetrieblichen Steuerung führte dann zum erhofften Erfolg: Das Grundwasserniveau wurde im gesamten Bereich abgesenkt und sicher gehalten, ohne dass es zu relevanten Unterbrechungen oder Stillstandszeiten während des Vortriebs im Bergsturzbereich kam.

3.3 Vortriebsgestaltung im Bergsturzbereich

Gemäß den vorliegenden Aufschlüssen und den hohen Durchlässigkeiten war erwartet worden, dass es sich bei den Bergsturzmassen überwiegend um grobkörniges Lockergestein handelt, in das einzelne Felsblöcke unterschiedlicher Größenordnung eingebunden sind. Dementsprechend wurde im Zuge der Ausführungsplanung vor Vortriebsbeginn ein Konzept zu Ausbruch und Sicherung unter Berücksichtigung einer Block-in-Matrix-Struktur erarbeitet. Dabei war gemäß den Erkundungsergebnissen zu berücksichtigen, dass die Matrix weitgehend kohäsionslos ist und darin Felsblöcke eingebettet sein können, die mit besonderer Sorgfalt zu sichern sind.

Tatsächlich stellten sich die Bergsturzmassen beim Vortrieb jedoch als ein heterogenes, engstündig bis außerordentlich engstündig ge-



Bild 15. Ortsbrust der Kalotte im Bergsturz mit Ausbruchmaterial

klüftetes, stark zerlegtes Gebirge heraus. Dieses lag, wie in Bild 15 deutlich zu erkennen, nach dem Lösen zwar überwiegend in Sand- und Kieskorngroße vor, wies jedoch beim Vortrieb infolge guter Verzahnung der Kluftkörper einen guten Gebirgsverbund und eine weitgehend standfeste Ortsbrust auf – selbst dann, wenn es geringfügige Wasserzutritte aus der Ortsbrust gab.

Aufgrund der spröden Gesteinseigenschaft des Hauptdolomits zeigten sich teils stark entfestigte, allerdings oft noch im Gebirgsverbund erhaltene Partien, die gut tragfähig und bereichsweise auch gering durchlässig waren. Somit konnte der Bergsturzbereich im Kalottenvortrieb mit Tunnelbagger, vorausseilender Spießsicherung und Sicherung der Ortsbrust mittels Ortsbrustankern aufgefahren werden [2]. Die gemessenen Konvergenzen lagen häufig unter 10 mm; dies zeigt, dass der Ausbauwiderstand der Außenschale den Gebirgsverhältnissen entsprechend ausreichend dimensioniert gewählt wurde.

Die oben beschriebene strukturelle Zusammensetzung der inhomogenen Bergsturzablagerungen begründet auch die von der Prognose abweichenden hydrogeologischen Verhältnisse. Insbesondere die äu-

ßerst heterogenen Lagerungsverhältnisse mit kleinräumig wechselnden Durchlässigkeiten erschweren Rückschlüsse auf hydraulische Verhältnisse innerhalb des übergeordneten Aquifers „Bergsturzmulde“. Dadurch konnte die Bergsturzmulde nicht vollständig durch einzelne Bohrungen vom Muldentiefsten aus entwässert werden, sondern bedurfte gezielter Maßnahmen, um lokale, teils isolierte Grundwasserhorizonte zu erreichen. Die teilweise noch intakten Festgesteinspartien innerhalb stärker beanspruchter Bereiche bildeten variabel ausgerichtete hydraulische Barrieren, die teils kleinräumige Variationen der hydraulischen Potenzialhöhen zur Folge hatten.

4 Lockergesteinsvortrieb im Murschuttbereich Süd

Ausgehend vom Südportal verliefen die Vortriebe des Erkundungs- und des Haupttunnels bis zum Erreichen des Hauptdolomits in sogenannten Murschuttsedimenten, die aus unterschiedlich sandigen und schluffigen Kiesen in meist dichter Lagerung (ältere Murschuttsedimente) bestehen. Allerdings wiesen die jüngeren Murschuttsedimente im Bereich des Bachbetts der Durerlaine nur eine lockere Lagerung und vermehrt Rollkieslagen mit nur geringem Sand- und Feinkornanteil auf (Bild 16). Die Durerlaine ist ein Oberflächengerinne aus dem Kramerlaine, das im Bereich der beiden Röhren oberflächlich befestigt ist und den Tunnel kreuzt. Beim Vortrieb des Erkundungstollens zeigte sich, dass die Durerlaine auch außerhalb von Starkregenereignissen Wasser führt, das allerdings über die vorhandenen

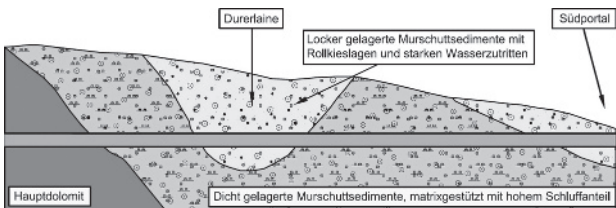


Bild 16. Schematischer Längsschnitt durch den südlichen Lockergesteinsabschnitt des Erkundungstollens

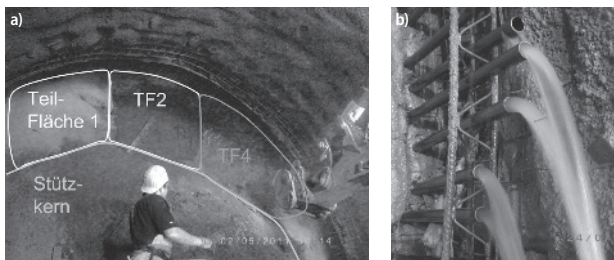


Bild 17. Vortrieb des Erkundungstollens unter der Durerlaine: a) Öffnen der Ortsbrust in Teilflächen (TF); b) Drainage durch eng gesetzte Rohrspieße

Rollkieslagen als Schichtwasser unterhalb der befestigten Rinne abfließt. Dementsprechend musste der Vortrieb des Erkundungstollens – je nach Niederschlag und Jahreszeit – bei einem Wasserzufluss zur Ortsbrust zwischen 30 und 80 l/s bewerkstelligt werden. Dies führte dazu, dass die Ortsbrust nur über geringe Höhen senkrecht standfest war.

Um in dieser Situation für den Erkundungstollen einen sicheren Vortrieb gewährleisten zu können, wurde neben einer vorausseilenden Wasserhaltung und eng gesetzten Rohrspießen zur Unterstützung der Entwässerung ein Vortrieb mit Stützkern und Ortsbrustankern ausgeführt. Der Boden wurde in Teilflächen mit Fenstern von teils nur 2 m² Ausbruchfläche gelöst (Bilder 17a und b).

Aufgrund der Erfahrungen beim Vortrieb des Erkundungstollens wurde bei der Planung des Haupttunnels zunächst eine Verlängerung der offenen Bauweise mit rückverankerter, überschnittener Bohrpfehlwand konzipiert (Bilder 18 und 19), um die Vortriebsstrecke in den locker gelagerten jüngeren Murschuttsedimenten durch einen größeren Voreinschnitt zu verkürzen. Beim Vortrieb des Haupttunnels standen die ungünstigen Baugrundverhältnisse im Bereich der locker gelagerten jüngeren Murschuttsedimente der Durerlaine daher nur auf 72 Vortriebsmetern an, gefolgt von den dicht gelagerten älteren Murschuttsedimenten.

Der bergseitige Erkundungsstollen wirkte sich als sehr vorteilhaft aus, da er als Drainage gegenüber dem Haupttunnel fungierte. Zusammen mit ergänzenden Drainagebohrungen vom Erkundungsstollen aus, die das den Querschnitt umströmende Wasser fassen sollten, konnte der Grundwasserzustrom zum Haupttunnel wirksam minimiert werden. In Ergänzung dazu wurde eine obertägige Vertikalbrunnengale-

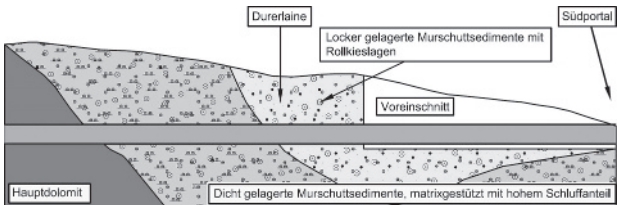


Bild 18. Schematischer Längsschnitt durch den südlichen Lockergesteinsabschnitt des Haupttunnels mit Voreinschnitt Süd



Bild 19. Voreinschnitt Süd mit bereits hergestellter offener Bauweise vor der Hinterfüllung

rie aus elf bis zu 30 m tiefen leistungsstarken Brunnen zwischen Haupttunnel und Rettungstollen errichtet. Vor dem Hintergrund der aus dem Erkundungstollen bekannten kurzfristigen Reaktion der Durerlaine auf Niederschläge wurde die Brunnengalerie als zusätzliche Maßnahme geschaffen, um Lastspitzen im Grundwasserzustrom puffern zu können. Durch die Kombination dieser Maßnahmen konnte das im Bereich der Durerlaine unterirdisch abfließende Wasser weitgehend vor dem Haupttunnel gefasst werden. Es traten beim Vortrieb daher fast ausschließlich bergfeuchte Verhältnisse auf, was den Vortrieb im Haupttunnel gegenüber dem Erkundungstollen deutlich vereinfachte. Lediglich infolge einer kurzen Phase mit hohen Niederschlagsmengen war der unterirdische Wasserabfluss so hoch, dass auch im Vortriebsquerschnitt der Kalotte Wasserzutritte zu verzeichnen waren. Zu beobachten war, dass das befestigte Gerinne an der Oberfläche an die Kapazitätsgrenze kam, die Vertikalbrunnen unter Volllast förderten und die Schächte der Baudrainage im Erkundungstollen überliefen. Im Haupttunnel kamen indes nur wenige l/s lokal im bergseitigen Ulm an, die örtlich gefasst werden konnten. Diese einmaligen Beobachtungen zeigten, dass ohne die Vorwegmaßnahmen zur Wasserhaltung mit Wassereintritten im Haupttunnel zu rechnen gewesen wäre, die den Vortrieb beträchtlich erschwert hätten.

Aufgrund der gegenüber dem Erkundungstollen wesentlich größeren Kalottenortsbrustfläche des Haupttunnels wurden neben verpressten Rohrspießen, einem Stützkeil, Ortsbrustankern und einer Spritzbetonsicherung der Ortsbrust schon während des Entwurfs zusätzliche Sicherheitsvorkehrungen vorgesehen. Diese umfassten das Öffnen der Ortsbrust in bis zu 22 Teilflächen, den Einbau eines Kalottensohlgewölbes und das bedarfsweise Setzen von gezielten Entwässerungsmaßnahmen sowie lokale Verkittungsinjektionen nach örtlichem Erfordernis. Derartige Injektionen wurden beispielsweise beim U-Bahn-Bau in München in den quartären Rollkieslagen erfolgreich angewendet.

Im Mittel wurde die Kalotte in den jüngeren Murschuttsedimenten in elf, in den älteren in fünf Teilflächen aufgefahren. Als unterstützende Maßnahme wurde in den jüngeren Murschuttsedimenten eine Ortsbrustverkittung ausgeführt. Wie die geringen und rasch abklingenden

Verformungen zeigten, konnten Gebirgslasten in den älteren Murschuttsedimenten ohne den Einbau eines Kalottensohlgewölbes von der Außenschale aufgenommen werden.

5 Festgesteinsvortrieb

5.1 Vortrieb im Hauptdolomit

Die Erfahrungen beim Vortrieb des Erkundungsstollens wie die bei den keine 10 km entfernten Tunnel Oberau und Farchant gemachten zeigten, dass der Hauptdolomit mit Ausnahme von Störungszonen eine gute Gebirgstragfähigkeit aufweist. Dementsprechend wurde der Erkundungsstollen überwiegend in der Vortriebsklasse 3 mit Abschlagslängen von meist 2,2 m, teilweise bis zu 3 m aufgefahren. Nur in Störungszonen, wo das Gebirge in engen Bereichen teils kleinstückig bis zur Kies Kornfraktion zerschert vorlag, musste über kurze Strecken die Abschlagslänge auf 1,7 m reduziert werden. Den Erfahrungen folgend wurde im Zuge der Ausschreibung des Haupttunnels der Vortrieb der Kalotte im Hauptdolomit in den Vortriebsklassen 3 und 4 geplant.

Die folgende Tabelle 1 zeigt die wesentlichen Unterschiede der beiden prognostizierten Vortriebsklassen.

Tabelle 1. Unterschiede zwischen den Vortriebsklassen T-K 3.2 und T-K 4.1 beim Auffahren des Haupttunnels

	T-K 3.2	T-K 4.1
Ankerung	RR-Anker, Einbau im Abschlagsfeld direkt hinter der Ortsbrust; L = 3 m	SN-Anker, Einbau im Feld hinter dem Abschlagsfeld, L = 4 m. Anzahl der Anker ist größer als bei T-K 3.2
Ausbaubogen	kein Ausbaubogen vorgesehen	Ausbaubogen bei jedem Abschlag
Spritzbetondicke	15 cm	20 cm
Abschlagstiefe	bis 2,2 m	bis 1,7 m

Auch im Haupttunnel wurden Störungen prognostiziert. Diese liegen als stärker mechanisch beanspruchte Hauptdolomitabschnitte vor.

Im Vortrieb konnten hierzu verschiedene Beobachtungen zu deren Ausprägung gemacht werden (s. Abschnitt 2). Dabei ist grundsätzlich festzustellen, dass keine weitreichende Entfestigung mit Auswirkungen auf die globale Standfestigkeit beobachtet werden konnte.

Beim Auffahren des Erkundungsstollens traten insbesondere zwischen den Stationen 2475 und 1900 erhöhte Wasserzutritte auf (Bild 20), die anfangs in Summe bis zu 100 l/s betrugen. Durch die drainierende Wirkung des Erkundungsstollens wurden für den Vortrieb des Haupttunnels geringere Wassermengen prognostiziert. Dazu wurden bei der Ausschreibung Maßnahmen zur gezielten Bergwasserableitung sowie zum Schutz der Fahrsohlen gegen Aufweichen bauvertraglich vorgesehen. Auch weil während des Vortriebs wenige Niederschläge zu verzeichnen waren, konnte weitestgehend in bergfeuchten Verhältnissen vorgetrieben werden. Nur in wenigen Aus-



Bild 20. Vortrieb Erkundungsstollen im Hauptdolomit

nahmen wurden in gestörten Bereichen rinnende bis fließende Wasserzutritte angetroffen.

Da die gemessenen Konvergenzen bei Anwendung der Vortriebsklassen T-K 3.2 sowie T-K 4.1 im Hauptdolomit überwiegend weniger als 10 mm betrugen und das Gebirge insgesamt als standfest bis leicht nachbrüchig beurteilt wurde, konnte der gewählte Ausbauwiderstand in beiden Klassen als ausreichend betrachtet werden. Zur Optimierung der Bauabläufe konnte abschnittsweise sogar die systematische Ankerung in der VKL 3.2 zugunsten einer im Bedarfsfall ausgeführten Einzelankerung entfallen. Im Hauptdolomitabschnitt wurden Vortriebsleistungen von bis zu acht Abschlügen pro Tag realisiert.

5.2 Vortrieb in der Kramerüberschiebung

Die Kramerüberschiebung ist gegenüber den Kössener Schichten durch ein vermehrtes schichtweises Auftreten von Mergeln und Schiefertonen und damit einhergehend geringeren Anteilen von Kalklagen sowie durch eine intensive Verfaltung und Scherung (tektonische Beanspruchung) der anstehenden Schichten gekennzeichnet. Die Berechnungen zum Erkundungsstollen mithilfe der Finite-Elemente-Methode (FE-Methode) ergaben, dass große Verformungen aufgrund druckhafter Gebirgsverhältnisse nicht ausgeschlossen werden können und es damit zu Überbeanspruchungen der Spritzbetonschale kommen kann, wenn an der Ortsbrust ausschließlich die vorgenannten Schiefertone anstehen.

Allerdings zeigte der Vortrieb des Erkundungsstollens in der Kramerüberschiebung nicht die befürchteten druckhaften Gebirgseigenschaften. Zum einen wiesen die Schiefertone an der Ortsbrust noch Festgesteinscharakter auf und zerscherten erst infolge der mechanischen Beanspruchung beim Ausbruch. Zum anderen standen Schiefertonschichten immer im Wechsel mit Mergelsteinlagen an, wobei die Mergelsteinlagen an der Ortsbrust meist überwogen.

Daher konnte nach einer kurzen Versuchsphase beim Erkundungsstollen auf die Herstellung von Deformationsschlitzten zur Verhinderung von Überbeanspruchungen in der Spritzbetonschale verzichtet

werden. Bild 21 zeigt die Spritzbetonschale des Erkundungsstollens mit zwei noch offenen Schlitten in den oberen Ulmen und Bild 22 beispielhaft die gemessenen Vertikalverformungen am noch durch Schlitz geöffneten Ring bei Tunnelmeter 1585.



Bild 21. Schlitz in der Spritzbetonschale beim Vortrieb in der Kramerüberschiebung

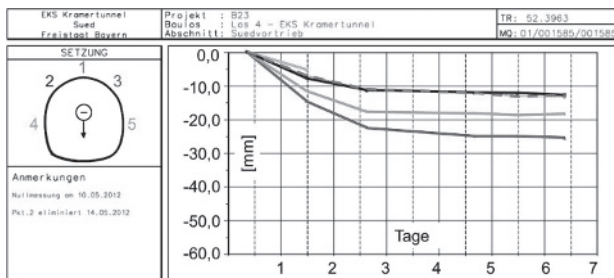


Bild 22. Beispiel von Vertikalverformungen in der Kramerüberschiebung bei Station 1585

Beim Vortrieb des Haupttunnels zeigten sich in einem vorsorglich sehr eng gefassten Raster an Konvergenzmessungen sowie zusätzlichen Extensometerquerschnitten, dass es zu keinen auffälligen Verformungen im Bereich des Hohlraums kam. Somit konnte auf die Ausführung von Schlitzten oder Stauelementen verzichtet werden. Der Vortrieb im Haupttunnel konnte somit schneller als angenommen in den leichteren Vortriebsklassen T-K 4.1 und T-K 4.2 ohne Kalottensohle mit 4 m langen Radialankern und einer Abschlagslänge von 1,7 m erfolgreich durchgeführt werden. Die Vertikalverformungen in der Firste betrugen überwiegend 15–25 mm, wobei die Verformungen in einem zeitlichen Abstand von wenigen Tagen hinter der Ortsbrust zur Ruhe kamen.

6 Herstellung des Abluftbauwerks

6.1 Abteufen des Abluftschachts

Das Abluftbauwerk besteht aus dem Abluftschacht sowie dem 25 m über GOK hinausragenden Abluftkamin. Der senkrechte Abluftschacht ist über die vom Haupttunnel abzweigende Abluftkaverne mit dem Haupttunnel verbunden. Der Schacht weist einen lichten Durchmesser von 4,50 m und einschließlich dem Abluftkamin eine Höhe von rund 118 m über Fahrbahnniveau auf.

Beim Abluftschacht standen ab GOK als Murschutt ausgewiesene nichtbindige Kiese mit wechselndem Feinkornanteil an. Der Bergwasserspiegel wurde während des Vortriebs abgesenkt, sodass in diesem Aquifer keine nennenswerten Wasserzutritte beobachtet wurden. Ab Teufe 30,6 m wurde das anstehende Gebirge als bindige Grundmoräne angesprochen. An dieser stauenden Grenzschicht wurden trotz der Grundwasserabsenkung Wasserzutritte von etwa 2–4 l/s angetroffen. Der im Liegenden an die Grundmoräne als Erosionsdiskordanz ausgebildete Übergang von Locker- zu Festgesteinen wurde bei Teufe 55,6 m erreicht. Ab hier standen vollflächig Gesteine der Schiefertong-Fazies der Kössener Schichten im Ausbruchsquerschnitt an. Der Festgesteinsabschnitt erstreckte sich bis zur Endteufe. Die Bergwasserverhältnisse wurden hier als bergfeucht dokumentiert.



Bild 23. Abteufen im Lockergestein im Schutz der Spunddielen

Über die Tiefe des anstehenden Lockergesteins wurde nach 10 m ab GOK von einer vorausseilenden Sicherung mittels Rohrspießen auf eine Sicherung der Ausbruchlaibung mittels Spunddielen und einer darauf aufbauenden Spritzbetonschale umgestellt (Bild 23).

Entsprechend der Prognose wurden ab Teufe 55,6 m Gesteine der Kössener Schichten angetroffen. Aufgrund der Zunahme des Anteils an Kalksteinbänken wurde der Vortrieb mittels Lockerungssprengungen als wirtschaftlichste Vortriebsmethode ausgewählt.

Im Zuge des Abteufens wurden alle 10 m die Konturen für die Aufnahme von Schachtwiderlagern ausgebildet. Grundsätzlich wurden die Auflager rückverankert. Zudem erfolgte im Bereich der Kössener Schichten die Ausbildung eines Dichtschotts zur Abschottung des von oben durch die durchlässigen Schichten anströmenden Bergwassers. Die Lage des Dichtschotts wurde anhand der angetroffenen Geologie vor Ort bestimmt.

Eine Besonderheit beim Vortrieb des Schachts bildete im unteren Bereich der Verzug der Ausbruchsgometrie vom runden Schachtprofil, das über eine Tiefe von ca. 76 m hergestellt wurde, auf das rechteckige Schachtprofil über eine Länge von 4 m. Am unteren Ende des Verzugs bindet der Schacht in die Abluftkaverne ein.

6.2 Wasserhaltung beim Abteufen des Abluftschachts und Wasserableitung im Endzustand

Zur Sicherung des Schachtvortriebs im Lockermaterialabschnitt waren Grundwasserabsenkungsmaßnahmen von Obertage erforderlich. Hierzu wurden radial um den Schacht drei Brunnen bis zur Oberkante der Kössener Schichten hergestellt. Das über die Brunnen gefasste Wasser wurde mittels Pumpen und einer Druckleitung gefördert. Zudem wurde während des gesamten Vortriebs eine offene Wasserhaltung betrieben. Alle gefassten Wässer wurden letztendlich über Rohrleitungen in die Loisach eingeleitet. Die Wasserhaltung über die Brunnen wurde bis zur vollständigen Aushärtung der Innenschale des Schachts und darüber hinaus, bis zum Abschluss der Betonierarbeiten des anschließenden Kavernenbauwerks, aufrechterhalten.

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen wurden nach erfolgreichem Abteufen des Schachts die Pumpen der Absenkbrunnen außer Betrieb gesetzt. Zum Zeitpunkt der Annäherung des Kavernenvortriebs an den Schacht stand das Wasser im Schacht über die gesamte Höhe des Festgesteins an. Vor dem Durchschlag aus der Kaverne (Bild 24) wurde der Schacht weitestgehend gelenzt. Das Restwasser wurde über Drainagebohrun-



Bild 24. Durchschlag vom Kalottenvortrieb der Kaverne in den Schacht

Gemäß Ausführungsplanung wurde vorgegeben, die Lage für den Ausbruch des Dichtschotts im Abluftschacht analog zu jenen im Rettungstollen und im Haupttunnel nach Vorliegen der geologischen Dokumentation final festzulegen. Hierbei bestand die Anforderung, dass das Dichtschott in weitestgehend ungestörtem Gebirge zu liegen kommt, um eine bestmögliche Abschottwirkung zu erzielen. Das Dichtschott konnte an der in der Ausschreibung prognostizierten Lage ausgeführt werden. Nach erfolgtem Ausbruch und vor Beginn der Innenschalenarbeiten wurden im Bereich des Dichtschotts 95 Bohrungen mit 0,6 m Länge ausgeführt und verpresst.

Ergänzend hierzu wurden Verpressschläuche auf der Innenseite der Außenschale verlegt, um den durch mögliches Schwinden des Innenschalenbetons entstehenden Spalt zwischen Außen- und Innenschale nachträglich zu verpressen und damit Wasserwegigkeiten zu verschließen (Bild 26). Mit dieser Maßnahme wurden die Arbeiten am Dichtschott zur Unterbindung hydraulischer Kurzschlüsse verschiedener Aquifere abgeschlossen.

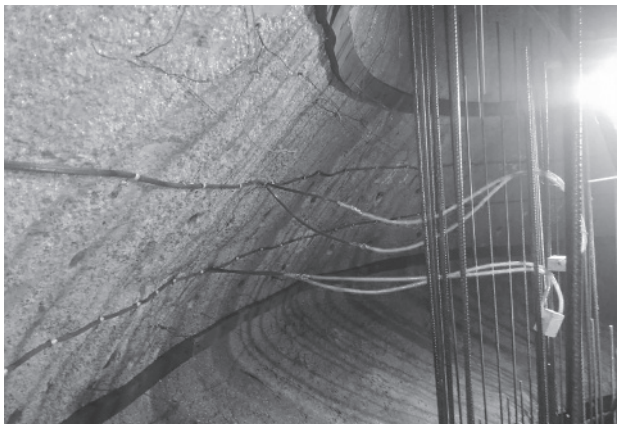


Bild 26. Ausbildung des Dichtschotts hinter der Innenschale

6.4 Herstellung der Innenschale des Abluftschachts sowie des Abluftkamins

Die Innenschale des Abluftschachts, der oberhalb der Abluftkaverne beginnt und auf dem der obertägige Abluftkamin aufsitzt, wurde als wasserundurchlässige Betonkonstruktion (WUBKO) nach ZTV-ING [3] hergestellt. Unabhängig von der druckentlastenden Ausführung im unteren Schachtabschnitt wurde die Innenschale des Abluftschachts auf den anstehenden Wasserdruck bemessen. Die Innenschale des Abluftschachts wurde einschließlich des oberirdischen Abluftkamins mittels Gleitschalung hergestellt. Alle 10 m wurden im Bereich der Schachtfußwiderlager Raumfugen gemäß RIZ-ING T Fug 10 [4] ausgebildet. Hierbei zeigte sich insbesondere die Notwendigkeit der optimalen Organisation der ineinandergreifenden Prozesse. Bei einer mittleren Einbauleistung von 3,9 m pro Arbeitstag musste der fortlaufende Einbau von Bewehrung, Einbauteilen und Blockfugen während einer kontinuierlichen Betonage koordiniert werden. Die Betonkosmetik wurde unmittelbar nach der Betonage von einem angehängten Gerüst aus durchgeführt (Bild 27).



Bild 27. Gleitschalung zur Herstellung des Abluftkamins

Über GOK ragt der Abluftkamin, der ebenfalls mittels Gleitschalung einschließlich einer Konterschabung gebaut wurde, 25 m hoch hinaus. Die Außenseite des Abluftkamins wurde während des Gleitens unmittelbar rau abgerieben und erhielt damit eine geschlossene Oberflächenstruktur.

7 Innenausbau des Tunnels mit Folgerungen hinsichtlich der Abdichtung, der Blockhinterlegung und der Dichtblöcke mit Dichtschotts

Entsprechend den vorherrschenden hydrogeologischen Randbedingungen sind die Tunnelbauwerke (Tunnel- und Stollenröhre, Querschläge und Kaverne) im Bereich der geschlossenen Bauweise abschnittsweise druckentlastet (drainiert) und abschnittsweise druckdicht mit folgendem Regelaufbau des zwischen Spritzbetonaußenschale und Innenschale angeordneten Abdichtungssystems ausgebaut:

- Abdichtungsträger
- Bergseitige Schutzschicht (Geotextil)
- Kunststoffdichtungsbahn (KDB)
- Schutzfolie in der Sohle bei Rundumabdichtung

Davon ausgenommen sind die Übergangsbereiche druckdicht/drainiert sowie der Abluftschacht, die als WUBKO gemäß ZTV-ING [3], ohne zusätzliche Abdichtung, ausgeführt wurden.

7.1 Drainierte Abschnitte (hoher Wasserdruck) – druckentlasteter Ausbau (Regenschirmabdichtung)

In den druckentlasteten Abschnitten wurde die Abdichtung der Tunnelbauwerke mit Regenschirmabdichtung im Gewölbe auseinlagigen, 2 mm dicken Kunststoff-Dichtungsbahnen (KDB) hergestellt. Die KDB ist mit einer Klemmkonstruktion wasserdicht an das Widerlager der Innenschale angeschlossen. Mit dieser Maßnahme wird das Eindringen von Injektionsmaterial der Firstspaltverpressung in die Ulmendrainagen unterbunden. Die Entspannung des Grundwassers, die sich beim Vortrieb einstellte, wird durch die Ableitung des außerhalb

der Innenschale zusickernden Wassers und der Abdichtungsmaßnahmen auf Dauer aufrechterhalten.

7.2 Abdichtung im Bergsturz und Lockergesteinsbereich Süd

In den druckdichten Abschnitten wurden die Tunnelbauwerke rundum mit einlagigen KDB abgedichtet. Zum Schutz der Abdichtung in der Sohle wurde eine Schutzfolie (2 mm) angeordnet und ca. 1 m über die Betonierfuge Sohle – Gewölbe hochgezogen.

Im Lockergesteinsbereich Süd (Durerlaine) wurden der Haupttunnel und der Rettungstollen gegen einen – nur bei extremen Regenereignissen – wirksamen Wasserdruck von 2 bar mit Rundumabdichtung aus einlagigen, 3 mm dicken KDB nach ZTV-ING [3] ausgebaut. Der Übergang zum Festgestein und zu der Regenschirmabdichtung wurde mit 2 WUBKO-Blöcken nach ZTV-ING [3] abgedichtet.

Die Bauwerksabdichtung im Bergsturzbereich musste bei Wasserdrücken bis zu 5 bar über der Tunnelsohle mit zwei unabhängigen Dichtungsebenen sichergestellt werden [2]. Dafür war eine Zulassung im Einzelfall notwendig.

Die Dichtungsebene 1 besteht aus einer wasserundurchlässigen, bewehrten Innenschale (Blocklänge max. 10 m) mit Wandstärken von 60 cm in den Regelblöcken und bis 1,10 m in der Pannenbucht 1 mit innenliegenden radialen Elastomer-Fugenbändern (Breite ≥ 500 mm).

Die Dichtungsebene 2 besteht aus einer Rundumabdichtung aus 1-lagigen KDB (3 mm) und einer planmäßigen Blockhinterlegung. Die dabei gemäß ZTV-ING [3] bzw. EAG-EDT [5] geforderte blockweise Ausbildung von Schottbereichen wird durch den Einbau von radial angeordneten Fugenbändern sichergestellt.

Das ausgeführte Abdichtungssystem im Bereich des Bergsturzes erfüllt die Empfehlungen der EAG-EDT [5]. Es enthält, neben einer WUBKO einschließlich innenliegender Fugenbänder und einer einlagigen Folienabdichtung mit radialen Schottfugenbändern, Vorrichtungen zur Blockhinterlegung, die denen eines Prüf- und Injektions-

systems entsprechen. Bei einem Prüf- und Injektionssystem gemäß ZTV-ING [3] wird das System jedoch nur optional für nachträgliche Abdichtungsarbeiten genutzt.

Das im Bergsturzgebiet ausgeführte Abdichtungssystem enthält planmäßig eine systematische Blockhinterlegung [2]. Als sinnvolle Größenordnung für einen Verpressabschnitt wurde jeweils ein Innenschalenblock gewählt. Mit dem Einbau von radialen Schottfugenbändern ca. 1 m rechts und links neben der Blockfuge wird die Abschottung gegen den anschließenden Block sichergestellt. Die planmäßige Blockhinterlegung wird vor dem Aufstau des Bergwasserspiegels durchgeführt. Der Spalt zwischen der Abdichtung und der Innenschale kann deshalb voraussichtlich mit niedrigen Drücken verpresst werden, da kein unter Druck stehendes Wasser verdrängt werden muss. Eventuell vorhandene Fehlstellen an der Außenseite der Innenschale werden damit zuverlässig vor dem Anstieg des Bergwasserspiegels verfüllt. Mit der Ausführung einer Blockhinterlegung soll das Schadensrisiko deutlich reduziert werden.

Auf den Einbau eines horizontalen außenliegenden Fugenbands zwischen Sohle und Gewölbe wurde bewusst verzichtet, damit der Block durchgängig hinterlegt werden kann und keine Luftpockets verbleiben. Ein Austreten von Zementsuspension in den jeweils oberhalb liegenden Verpressstutzen und in der Firste kann dadurch beobachtet werden. Dies dient als Hinweis, dass von unten nach oben steigend die Hinterlegung abgeschlossen ist.

7.3 Abschottung der druckdichten Abschnitte – Tunnel und Stollen

Um einen Wasserabfluss aus dem Bergsturzgebiet (druckdichter Tunnelabschnitt) in den drainierten Tunnelabschnitt durch Längsläufigkeiten entlang der Tunnelröhren zu vermeiden, wurden Zusatzmaßnahmen durchgeführt. Zum einen im Gebirge im Nahbereich der Tunnelröhre (aufgelockerter Ausbruchsrund), in einer Tiefe bis ca. 5 m zum Ausbruchsrund, zum anderen im Ringraum zwischen Außen- und Innenschale.

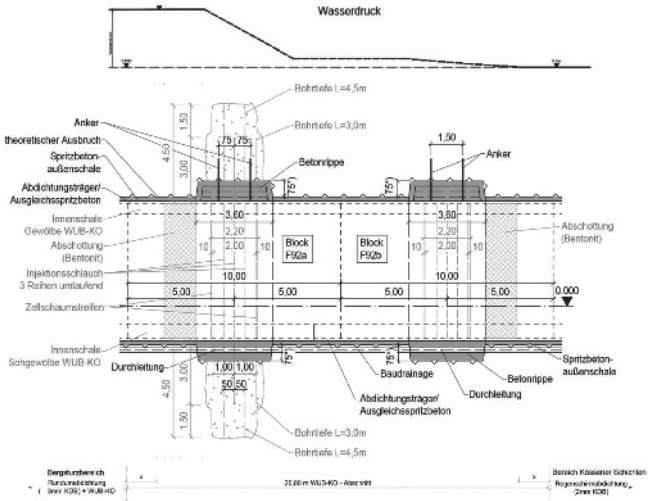


Bild 29. Elemente der Abschottung

werden konnte. Nach Auswertung der durchgeführten Lugeon-Tests wurde der Maximaldruck für die Regelinjektion auf 7 bar und die Druckhaltezeit auf 5 min festgelegt.

Die Injektionen zur Abschottung der druckdichten Abschnitte (radiale Injektionsschirme) wurden in zwei Phasen ausgeführt. In Phase 1 wurde das Gebirge, in Phase 2 die Kontaktzone zwischen Spritzbeton und Gebirge vergütet.

Damit im Bereich der Betonrippen keine Wasserwegigkeit durch das Schwinden des Betons entstehen kann, wird auf einer Länge von rd. 2,0 m der Ringraum zwischen der wasserundurchlässigen Innenschale und der Außenschale bzw. dem Abdichtungsträger mittels umlaufend eingebauter Verpressschläuche (3 Stück) mit einem langsam reagierenden Kunstharz dauerhaft dicht verpresst (Ringspaltverpressung).

Im Übergang zwischen den Betonrippen und den anschließenden Abschnitten mit Abdichtung wurden zur Abschottung des Ringspalts zwischen Außenschale/Abdichtungsträger und Kunststoff-Dichtungsbahn umlaufende Bentonitmatten eingebaut.

Als Voraussetzung dafür, dass mit der Wiederaufspiegelung in der Bergsturzmulde begonnen werden kann und die Abschottungen ihre Funktion übernehmen, sind die Baudrainagen über die gesamte Länge über Brunnentöpfe vorab zu verpressen.

7.4 Unbewehrte Innenschale (ZiE) – Wirtschaftlichkeit trifft Nachhaltigkeit

Abhängig von den vorherrschenden geotechnischen Randbedingungen wurde eine bewehrte oder unbewehrte Innenschale vorgesehen. Eine unbewehrte Ausführung wurde in den kompakten und standfesten Kalkstein- und Hauptdolomitabschnitten geplant. Hierfür wurde eine Zustimmung im Einzelfall beantragt und erteilt.

Welche Abschnitte der Innenschale letztendlich unbewehrt ausgeführt werden konnten, wurde nach Abschluss der Vortriebsarbeiten festgelegt. In jeweils 123 Blöcken in jeder Röhre wurde die Innenschale unbewehrt betoniert. Dadurch konnten insgesamt etwa 2.500 t Bewehrungsstahl eingespart werden. Diese Bauweise ist damit nicht nur wirtschaftlich interessant, sondern liefert auch einen erwähnenswerten Beitrag zum ressourcenschonenden Planen und Bauen.

8 Fazit

Nach langjähriger Planungsphase und zwei zeitlich voneinander getrennten Bauphasen kann der Kramertunnel zeitnah in Betrieb genommen werden. Rückblickend auf die Bauphasen können die folgenden wesentlichen Erkenntnisse zusammengefasst werden.

Die vorgezogene Herstellung des Erkundungsstollens (des späteren Rettungsstollens) stellt einen der wesentlichen Bausteine in der Abwicklung der Gesamtmaßnahme dar. Die Prognosesicherheit hinsichtlich des aufzufahrenden Haupttunnels konnte hierdurch nennenswert

gesteigert werden. Die aus dem Auffahren des Erkundungsstollens resultierende Prognosesicherheit kann alleine durch Bohrungen von Obertage nicht erreicht werden. So konnten hieraus die großen Planungsthemen Kramerüberschiebung, Durerlaine und Bergsturzbe- reich identifiziert werden und die folgerichtigen Schlüsse für die Aus- planung der Hauptbaumaßnahme gezogen werden.

Die im Anschluss an die Vorwegmaßnahme mit Auffahren des Er- kundungsstollens geknüpfte Zwangspause bei der Realisierung war erforderlich und notwendig für die genehmigungsrechtlichen Ergän- zungen. Nur auf einer gesicherten Rechtsgrundlage konnten später die Absenkmaßnahmen für die bergmännische Bewältigung des Berg- sturzbereichs durchgeführt und der Bau der wichtigen Infrastruktur- maßnahme durch sinnvolle Ausgleichsmaßnahmen wie der künstli- chen Bewässerung der Hangquellmoore begonnen werden.

Für die Einfahrt in den Bergsturzbereich musste dieser vorab ent- wässert werden. Ursprünglich war hierfür eine gravitative Wasser- haltung durch Bohrungen aus den Tunneln heraus vorgesehen. Wäh- rend der Ausführung zeigte sich eine sehr anisotrope Durchlässigkeit im Bergsturzbereich, weshalb zusätzliche Wasserhaltungsmaßnah- men erforderlich wurden. Mit sechs Großbrunnen und vier bepump- baren Grundwassermessstellen sowie verschiedenen den Vortrieb flankierenden, variabel einsetzbaren Wasserhaltungsmaßnahmen ge- lang es, das Grund- und Schichtwasser soweit abzusenken bzw. zu fassen, dass jederzeit ein sicherer Vortrieb im Bergsturzbereich ge- währleistet war [2].

Der Schlüssel zur gelungenen Ausführung war der gemeinsame Aus- tausch aller fachlich Beteiligten und die Fokussierung auf die tech- nisch notwendigen Maßnahmen. Gerade für den herausfordernden Bergsturzbereich war daher die Einrichtung einer geotechnischen Fachbauleitung aus Vertretern der beiden Vertragsparteien für diesen Abschnitt ein hochwertiger Baustein. Der Fokus lag damit prioritär auf den technisch notwendigen Maßnahmen und vertragsrelevante Auswirkungen wurden zeitnah nachlaufend geklärt. Der Bereich des Bergsturzes wurde so in professioneller Art und Weise, die permanent mit den Vertretern des Auftraggebers abgestimmt war, in größerer

Geschwindigkeit aufgefahren, als dies unmittelbar vor Vortriebsbeginn in diesem Bereich prognostiziert war.

Pilothaft konnte in dieser Situation auch der BIM-Anwendungsfall Geologie hierzu wertvolle Ergebnisse und Erkenntnisse liefern. Der BIM-Masterplan für Bundesfernstraßen [6] sieht seit 2021 die stufenweise Implementierung der BIM-Methodik auch in den Auftragsverwaltungen der Länder vor. Am Kramertunnel wurde dies zum Anlass genommen, erste Erfahrungen mit der Modellierung von Ortsbrustkartierungen sowie der vor Ort gemessenen Wasserstände im Rahmen der baulichen Abwicklung eines Großprojekts zu sammeln. Erkannt wurde, dass die durchgängige 3D-Darstellung einerseits zu einem deutlich einfacheren Verständnis von komplexen Zusammenhängen beiträgt und so auch Diskussionen und Einschätzungen in größeren Gruppen erleichtert. Andererseits liefert die Ableitung von Prognosemodellen erste Ansätze für eine Vorausschau. Vor allem aber werden Daten der Geologie und Hydrogeologie einheitlich verfügbar gemacht und zeitgleich konsistent archiviert. Die Eröffnung eines BIM-Modells bietet auch die Möglichkeit, weitere Modelldaten einzuspielen und damit ganzheitlich zu betrachten.

Den Abschluss bildet der Einbau der Innenschale. Aufgrund der zum Teil sehr guten und standfesten Geologie konnten auch hier wirtschaftliche Einsparungen berücksichtigt werden. Die Herstellung einer unbewehrten Innenschale ist hierbei gleichzeitig ein wichtiger Beitrag für Nachhaltigkeit und ressourcenschonendes Planen und Bauen. Rund 2.500 t Bewehrungsstahl konnten im Einzelfall eingespart werden und somit nachweislich und vorzeigbar den Anteil des energetischen Aufwands für die Herstellung verringern.

Zuvor ist die mängelfreie Herstellung der Abdichtungsarbeiten ein Kernstück der technischen Aufgabe und insbesondere Grundlage für die künftige Wiederaufspiegelung des Bergsturzbereichs. Auf Basis der fortgeschriebenen ZTV-ING [3] konnte auch hier eine Zustimmung im Einzelfall erteilt werden, die in Deutschland bei einer bergmännischen Baumaßnahme die planmäßige Blockhinterlegung im Bergsturzsbereich ermöglicht. Die Ausführung wird durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) eng begleitet und später ausgewertet.



Bild 30. Südportal mit Wettersteinmassiv

Die Herstellung eines derartig großen und herausfordernden Bauwerks wie des Kramertunnels (Bild 30) erfordert die Mitwirkung unterschiedlichster Spezialisten, denen an dieser Stelle für die engagierte Mitwirkung seitens der Bauherrenschaft herzlichst gedankt wird. Insbesondere gilt der Dank den ausführenden Facharbeitern im Tunnel, die ihre Erfahrung und Kenntnis in dieses erfolgreiche Projekt einbringen.

Literatur

- [1] Fillibeck, J.; Maier, M. (2013) *Erkenntnisse aus dem Vortrieb des Erkundungstollens für den Kramertunnel Garmisch-Partenkirchen*. Vortrag zur Tagung der FGSV-Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau am 5./6. März 2013 in Bamberg.
- [2] Zuber R.; Zeindl M.; Schwaiger S.; Thieme A. (2021). *Kramertunnel Garmisch-Partenkirchen – konventioneller Tunnelbau in einem Bergsturzbeereich mit ober- und untertägiger Bergwasserabsenkung: bis zu 5 bar Wasserdruck. Fortsetzung der Bauarbeiten nach mehrjähriger Zwangspause*. STUVA Conference 2021, Karlsruhe.
- [3] ZTV-ING (2022) *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten*. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach.

- [4] RIZ-ING (2022) *Richtzeichnungen für Ingenieurbauten*. Trog/Tunnel – Trog/Tunnelkonstruktionen. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach.
- [5] EAG-EDT (2018) *Empfehlungen zu Dichtungssystemen im Tunnelbau EAG-EDT*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), 2. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin.
- [6] BMDV (Hrsg.) (2021) *Masterplan BIM Bundesfernstraßen*. Digitalisierung des Planens, Bauens, Erhaltens und Betreibens im Bundesfernstraßenbau mit der Methode Building Information Modeling (BIM). Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Berlin.



bohren to be wild

Constructing the future is part of our daily business – on and below the surface. We follow our claim GLOBAL CONSTRUCTION UNLIMITED by designing, engineering and building one of a kind shafts, tunnels and formworks.

oestu-stettin.at