



Konventioneller bergmännischer Tunnelbau

I. Bahnprojekt Stuttgart–Ulm, Tunnel Alabastieg im Karstgebirge: Vortriebsbegleitende Karsterkundung, Schlussfolgerungen für Bau und Bemessung, Brandbemessung

Frank Könemann, Stefan Kielbassa, Klaus-Dieter Höwing,
Matthias Abele

Die Vortriebe des im Planfeststellungsabschnitt (PFA) 2.4 der Neubaustrecke (NBS) Wendlingen–Ulm liegenden rd. 5,9 km langen Tunnels Alabastieg erfolgten zum Großteil in heterogen verkarstetem Weißjuragebirge und untergeordnet in tertiären Ablagerungen der Unteren Süßwassermolasse. Es werden die geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten beschrieben und aufgezeigt, wie in dem anstehenden Karstgebirge die Tunnelröhren mit der ausgeschriebenen vortriebsbegleitenden Karsterkundung erfolgreich aufgeföhren wurden. Zudem wird dargestellt, wie angetroffene bauwerksrelevante Karststrukturen im Hinblick auf den Endausbau saniert wurden und welche Auswirkungen dies auf die Innenschalenbemessung hatte. Abschließend werden Hinweise für die Brandbemessung gegeben und Empfehlungen abgeleitet.

**Major Project Stuttgart–Ulm, Alabastieg Tunnel in Karst Rock Mass:
Karst Investigation during Tunnelling, Conclusions for Design and
Construction, Fire Design**

The tunnelling works for the approx. 5.9 km long Alabastieg Tunnel in planning section (PFA) 2.4 on the new line from (NBS) Wendlingen to Ulm were mostly carried out in heterogeneous karstified White Jurassic with some Tertiary deposits of the lower freshwater Molasse. Described are the geological and hydrogeological conditions as well as the successful driving of the tunnels through the prevailing karst rock mass with the specified karst exploration during tunnelling. The paper also describes the improvement of karst struc-

Tunnelbau 2019; Herausgegeben von der DGGT, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
© 2018 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2018 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.



tures that were significant for construction with regard to the final lining and their effects on the structural design of the inner lining. The paper finishes with remarks about fire protection design and with derived recommendations.

1 Einleitung

Im Rahmen der Ausbau- und Neubaustrecke (NBS) Stuttgart–Augsburg entsteht im Bereich Wendlingen–Ulm innerhalb des Planfeststellungsabschnitts (PFA) 2.4 das Tunnelbauwerk Albstadt mit einer Länge von ca. 5,9 km. Das Bauwerk besteht aus zwei eingleisigen Tunnelröhren, beginnend auf der Albhochfläche am Nordportal in Dornstadt und endend in der Donauniederung am Südportal des Hauptbahnhofs (Hbf) Ulm. In Abständen von jeweils 500 m sind zwischen den beiden Tunnelröhren elf Verbindungsbauwerke angeordnet (Bild 1 und 2).

Die eng begrenzten Platzverhältnisse am tiefliegenden Südportal erlaubten es nicht, die beiden Tunnelröhren von hier aus steigend aufzufahren. Die Vortriebe mussten vielmehr fallend vom Nordportal aus erfolgen (zwei Vortriebe), unterstützt durch einen ca. 400 m langen Zwischenangriff (zwei steigende Vortriebe in Richtung Dornstadt und zwei fallende Vortriebe in Richtung Ulm), um bei der Länge des Tunnels zusätzliche Angriffsmöglichkeiten zu schaffen und die Aufwen-

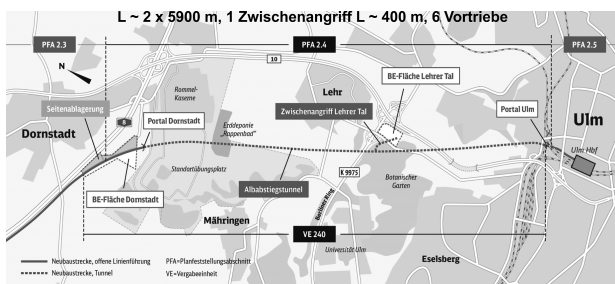


Bild 1. Lage des Tunnels Albstadt



Die Vortriebe wurden überwiegend in heterogen, verkarstetem Weißjuragebirge und untergeordnet in tertiären Ablagerungen der Unteren Süßwassermolasse durchgeführt. Die Überlagerungshöhen der Tunnelröhren reichen von 6 bis 85 m. Weiterhin werden mächtige Auffüllungen im Bereich einer Erdstoffdeponie unterfahren.

Unabhängig von den wechselnden Gebirgsverhältnissen, der Verkarstung und den hydrogeologischen Verhältnissen sowie den unterschiedlichen Überdeckungshöhen waren beim Vortrieb und Ausbau Problemzonen zu beherrschen, die einer besonderen Betrachtung und Lösung bedurften.

Hierzu zählen im Wesentlichen

- die Unterfahrung der Erd- und Baustoffdeponie Rappenbad mit mächtigen Auffüllungen,
- die Unterfahrung des Lehrers Tals mit z. T. sehr geringen Überdeckungshöhen von nur 6 m und zeitweiser Wasserführung,
- die Unterfahrung der Bundesstraße B 10,

- die Unterfahrung von Bauwerken im Stadtbereich Ulm mit den alten Kelleranlagen Michelsberg und
- der enge Achsabstand der Tunnelröhren am Südportal.

Unter Abwägung aller maßgebenden Faktoren, insbesondere der erforderlichen Flexibilität beim Ausbruch und Sichern der herzustellenden Tunnelquerschnitte sowie der Erkundung und Behandlung der Karstproblematik wurde der Ausbruch der zwei eingleisigen Tunnelröhren sowie der elf Verbindungsbauwerke als Universeller Vortrieb (Spritzbetonbauweise) im Bagger-/Sprengevortrieb ausgeführt, um das Ausfallrisiko im Hinblick auf die Karstproblematik zu minimieren.

Im vorliegenden Beitrag werden die geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten im Projektgebiet beschrieben, die Gesteins- und Gebirgsverhältnisse bewertet und Wege aufgezeigt, wie in dem anstehenden Karstgebirge die geplanten Tunnelröhren, die Verbindungsbauwerke und der Zwischenangriffsstollen erfolgreich aufgeföhren und ausgebaut worden sind.

Es werden insbesondere die ausgeführten Verfahren zur umfangreichen, vortriebsbegleitenden Karsterkundung, die Auswertung der Karsterkundung und die Behandlung von angetroffenen Karsterscheinungen wie gefüllte Karststrukturen und größere Hohlräume sowohl baupraktisch als auch bemessungstechnisch aufgezeigt und beschrieben.

Weiterhin wird erläutert, wie die Karsterscheinungen bei der Berechnung der Innenschale berücksichtigt werden. Hierzu zählt die Interpretation der Ergebnisse der Karsterkundungsbohrungen als Interaktion zwischen Geologie, Bohrprotokollen und MWD-Daten (MWD = Measurement While Drilling).

Für die endgültige Bemessung der Innenschale wurde aus den während der Vortriebsarbeiten angetroffenen Gebirgsverhältnissen sowie den gemessenen Gebirgsverformungen der maßgebende Gebirgsdruck abgeleitet und mit den Prognosewerten aus der Planung gemäß Lastenheft verglichen.

Abschließend werden Hinweise für die Bemessung im Lastfall Brand gegeben.

2 Baugrund und Grundwasser

Die Gebirgsverhältnisse im Bereich des Tunnels Alababstieg sind durch einen Gebirgsaufbau, bestehend aus Schichtabfolgen des Weißjuras, im Liegenden und überlagernden tertiären Schichtabfolgen der Unteren Süßwassermolasse gekennzeichnet. Die Gesteine der Unteren Süßwassermolasse überlagern dabei fast durchgängig die engen bis weiten, im Streckenbereich bis zu 50 m tiefen, Taleinschnitte des Weißjuragebirges. Da der Tunnel Alababstieg im Niveau der alten Weißjuralandoberfläche liegt, durchfährt er sowohl Schichtabfolgen des Weißjuras als auch in Taleintiefungen die Weißjuraoberfläche und Schichtabfolgen der Unteren Süßwassermolasse (Bild 3).

Bei den auf etwa ein Viertel der Tunnelstrecke durchfahrenen Schichtabfolgen der Unteren Süßwassermolasse handelt es sich um unregelmäßige Wechselfolgen von heterogen verwitterten Mergel- und Kalksteinen. Verkarstung in Form von Kluftkarst ist in diesen Schichtabfolgen nur schwach ausgebildet und beschränkt sich auf Kalksteinlagen.

In der übrigen Tunnelstrecke liegt der Tunnel im Weißjuragebirge, wobei etwa zur Hälfte Gesteine der Oberen Massenkalk und der Zementmergel/Zwischenkalke durchfahren wurden. Bei den Gesteinen der Oberen Massenkalk handelt es sich vorwiegend um bankige bis massige Kalksteine. Diese Kalksteine sind stark verkarstungsanfällig und wurden im Gebirge unverkarstet bis stark verkarstet angetroffen. Die Verkarstung trat dabei überwiegend in Form von plombiertem Kluftkarst mit Öffnungsweiten im Zentimeter- bis Dezimeterbereich sowie im Nahbereich zur alten Weißjuralandoberfläche auch in Form von bis zu 30 m breiten gefüllten Karstrinnen auf. Im Bereich der Karstrinnen besteht die Möglichkeit, dass, lokal begrenzt, ein Viertel, die Hälfte oder drei Viertel des Ausbruchsquerschnitts in den Gesteinen des Weißjuras liegen, während der übrige Teil des Tunnels in den Karststrukturen aufzufahren und auszubauen ist. Diese Rinnen sind fast durchgängig mit Lockergesteinen aufgefüllt, im Wesentlichen sandig/kiesige Tone und Schluffe von fester, untergeordnet steifer bis halbfester Konsistenz mit wechselnden Anteilen an Kalksteinbruchstücken in Stein- bis Blockgröße (Bild 4).

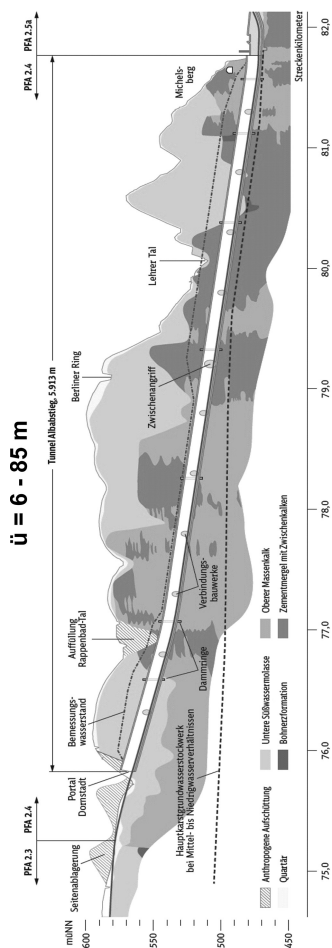


Bild 3. Geologischer Längsschnitt

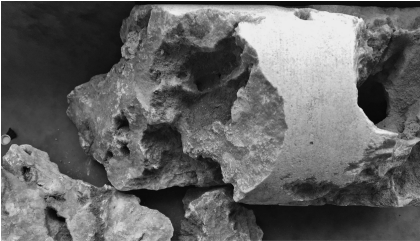


Bild 4. Lochkarst im Weißjura

Größere ungefüllte bzw. teilgefüllte Karsthöhlen mit Öffnungsweiten im Meterbereich wurden nur untergeordnet im Tunnelabschnitt von etwa km 81,3 bis 81,5 angetroffen. Dieser Abschnitt liegt ca. 200 bis 400 m vor dem Portal Ulm unterhalb von anstehender Bebauung.

Von den Gesteinen der Zementmergel/Zwischenkalke sind nur die aus bankigen Kalksteinen mit Mergelsteinzwischenlagen aufgebauten Zwischenkalke von Verkarstung betroffen, wobei Verkarstung hier überwiegend in Form von plombiertem Kluftkarst mit Öffnungsweiten im Zentimeter- bis Dezimeterbereich auftritt. Die überwiegend aus mergeligen Gesteinen bestehenden Schichtabfolgen der Zementmergel sind nicht verkarstet.

Die Grundwasserverhältnisse in dem vom Tunnel Alabastieg durchfahrenen Gebirge sind dadurch geprägt, dass im direkten Tunnelumfeld nur schwebende Grundwasservorkommen auftreten und das Grundwasser des Hauptkarstaquifers bis zu Mittelwasserverhältnissen durchgängig unterhalb der Tunnelsohle liegt. Karstgrundwasserschichten bis ins Tunnelsohlniveau bzw. ab etwa km 81,5 auch bis darüber treten nur bei Hochwasserverhältnissen auf, wobei solche während des Tunnelbaus aber nicht auftraten.

3 Verteilung der Vortriebsklassen

Nach dem Ergebnis der Baugrunduntersuchung und den daraus abgeleiteten Gebirgsverhältnissen wurden die

- Vortriebsklasse 4A: Ausbruch mit unmittelbar folgender Sicherung,
- Vortriebsklasse 6A: Ausbruch mit unmittelbar folgender und voreilender Sicherung und
- Vortriebsklasse 7A: Ausbruch mit unmittelbar folgender Sicherung, einschließlich Sicherung der Ortsbrust und voreilender Sicherung

mit einer aufgrund der Größe des Ausbruchsquerschnitts erforderlichen Unterteilung in Kalotte, Strosse und Sohle für die zu durchfahrenen Gebirgsbereiche als prognostizierte Vortriebsklassenverteilung festgelegt. Ein nachträglicher Vergleich dieser Prognose mit der tatsächlichen Vortriebsklassenverteilung während der Vortriebsarbeiten zeigt eine relativ gute Übereinstimmung (Tabelle 1).

Tabelle 1. Vergleich zwischen Prognose und gefahrener Vortriebsklassenverteilung

Vortriebsklasse (VKL)	Prognose	Tatsächlich gefahren
VKL 4A	~ 50 %	~ 57 %
VKL 6A	~ 37 %	~ 36 %
VKL 7A	~ 13 %	~ 7 %

4 Auswirkung der Karststrukturen

Die Tunnelbauwerke wirken als Verbundsystem der Tragelemente Gebirge und Ausbau, die beide von den Karststrukturen beeinflusst werden. Die Folgen sind unsymmetrische Lasteinwirkungen und Betungsverhältnisse. Grundsätzlich ergeben sich hieraus zwei zu betrachtende Sicherheitsniveaus [1].

- Sicherheitsniveau 1 = Herstellung des Tunnels (Vortrieb und Sicherung) = Bauzustand
- Sicherheitsniveau 2 = Dauerhafte Betriebssicherheit des Tunnels (Innenschale und Fahrweg, Feste Fahrbahn) = Endzustand

Dabei sind folgende Erscheinungsformen mit ihren unterschiedlichen Wirkungen zu beachten:

- Offene, gefüllte und teilgefüllte Karsthohlräume,
- Erosion in Karststrukturen,
- Instabilität von Hohlräumen.

Von bautechnischer Bedeutung sind von diesen Karststrukturen insbesondere der plombierte Kluftkarst im Meterbereich und Karstrinnen sowie etwaige größere Hohlräume im Nah- und Auffahrbereich der Tunnelröhren. Derartige Hohlräume stellen im First- und Sohlbereich eine unmittelbare Gefahr für die Vortriebsmannschaft dar, während plombierter Kluftkarst und Karstrinnen in erster Linie ein Bemessungsproblem für den Ausbau bedeuten.

Die Karststrukturen müssen in ihrer Lage, Ausbildung und Ausdehnung zum Tunnelbauwerk rechtzeitig erkannt werden, um einerseits die Sicherheit beim Vortrieb zu bewerten und andererseits rechtzeitig ggf. notwendige Sanierungsmaßnahmen vorbereiten zu können. Grundsätzlich ist es nicht möglich, alle Karststrukturen im Vorfeld der Baumaßnahme im Detail zu erkunden [2]. Für die Bauausführung ist deshalb festzulegen,

- welche Karststrukturen in ihrer Größe, Lage und Ausbildung sicher erkundet werden können und
- welche Größe, Lage und Ausbildung der Karststrukturen bereits im Vorfeld bemessungstechnisch berücksichtigt werden müssen.

Aus diesem Ergebnis bestimmt sich das erforderliche vortriebsbegleitende Karsterkundungsprogramm.

5 Vortriebsbegleitende Karsterkundung und -behandlung

5.1 Karsterkundungsprogramm

Art und Umfang der vortriebsbegleitenden Karsterkundung werden primär bestimmt von der erforderlichen Dicke des Gebirgstragrings, die maßgebend ist sowohl für die Sicherheit als auch für die Bemessung des Tunnels. Generell ist diese Zone umso größer, je weicher das Gebirge ist. Bei den hier maßgebenden Weißjuraformationen, die nur in Teilbereichen stark verwittert sind, liegt generell ein festes Gebirge

vor. Hier beträgt die Dicke des Gebirgstragrings im Kalotten- und Strossenbereich 4 m und im Sohlbereich 10 m.

Zur Abdeckung der 4-m-Zone im Profilbereich und zur systematischen Erfassung der Verkarstungssituation bis rd. 6 m außerhalb des Ausbruchsrands wurden alle 10 m vorseilend 20 m lange Vollbohrungen ($\varnothing$ 51 mm) unter ca. 20° zur Tunnellängsachse nach außen durchgeführt. Die hierbei gewonnenen Ergebnisse, u. a. Bohrdaten, Art der Spülung, Spülwasserverlust, Bohrgut, Wasserzutritt, wurden protokolliert und zusammen mit den aufgezeichneten MWD-Bohrdaten Vorschubgeschwindigkeit, Anpress- und Rotationsdruck im Hinblick auf etwaige Karststrukturen ausgewertet [3]. Dabei ergeben sich z.B. aus einem starken Anstieg der Vorschubgeschwindigkeit bei gleichzeitigem Abfall des Anpressdrucks und des Drehmoments Rückschlüsse auf mögliche gefüllte/ungefüllte Karststrukturen. Ein Beispiel für diese Bohrdatenaufzeichnung zeigt Bild 5.

Zur weiteren Verifizierung der im Profil im bauwerksrelevanten Tunnelumfeld vorliegenden Gebirgsverkarstung wurden auch die

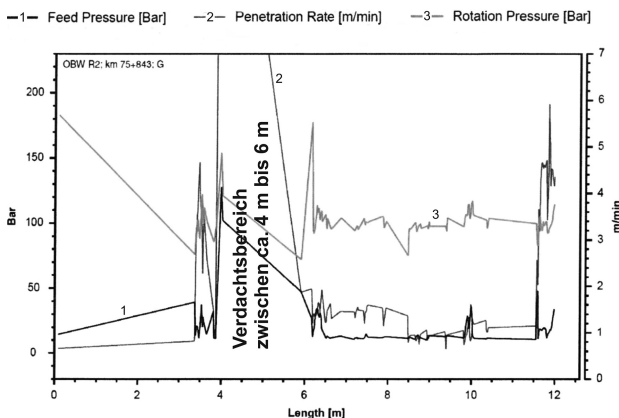


Bild 5. Beispiel MWD-Bohrdatenaufzeichnung mit Verdachtsbereich zwischen 4 und 6 m

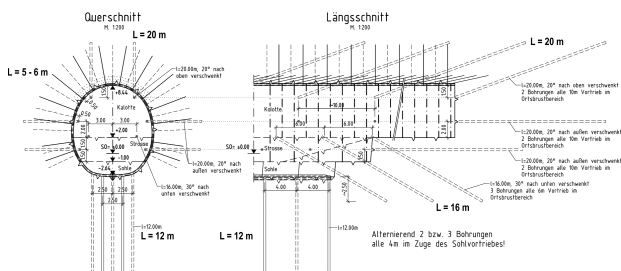


Bild 6. Vortriebsbegleitende und voreilende Karsterkundung

Erkenntnisse aus den Radialankerbohrungen, den voreilenden Sicherungen und den Sprenglochbohrungen herangezogen. Zur Erfassung der Verkarstungssituation in der 10-m-Zone unterhalb der Sohle wurden nachlaufend zum Vortrieb im Sohlbereich alternierend 12 m tiefe Bohrungen ausgeführt (Bild 6).

Bei Verdacht auf größere Schwächezonen und für evtl. Verfüllarbeiten konnte der Bohrdurchmesser auf 101 mm vergrößert werden. Bei Antreffen stärker kaverner Strukturen beim Vortrieb und der Gefahr, dass u. U. die Kalottensohle verbricht, wurden in Ergänzung zu den beschriebenen Bohrungen zusätzliche Erkundungsbohrungen in der Kalottensohle angesetzt. Darüber bestand die Möglichkeit, größere offene Strukturen durch zusätzliche, gezielt angesetzte Erkundungsbohrungen zu erschließen oder z. B. mittels Kamerabefahrung oder einer Durchschallung zwischen Bohrlöchern in ihren Ausmaßen größenordnungsmäßig zu bestimmen. Derartige Verfahren und Möglichkeiten sowie daraus folgende Behinderungen beim Vortrieb wurden bereits in der Ausschreibung miterfasst.

5.2 Angetroffene Karststrukturen und Dokumentation

An Karststrukturen wurden überwiegend gefüllte Kluftkarststrukturen angetroffen. Diese traten in der Unteren Süßwassermolasse vereinzelt und im verkarsteten Weißjuragebirge zahlreich auf. Da-

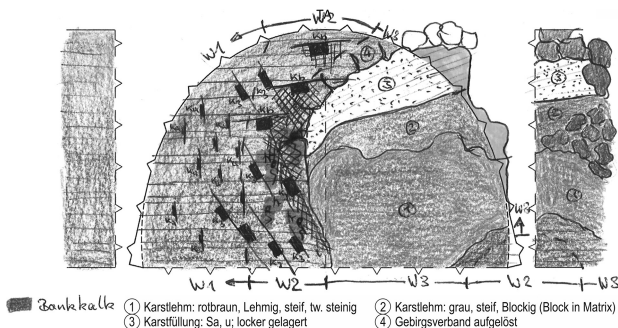


Bild 7. Ortsbrustaufnahme mit Karstrinnenfüllung

neben gab es sowohl in den Oberen Massenkalken als auch in den Zwischenkalken im Nahbereich zur alten Weißjuralandoberfläche mit Verwitterungsmaterial gefüllte Karstrinnen (Bild 7). Offene Karsthohlräume beschränkten sich dagegen auf die Schichtabfolgen der Oberen Massenkalken, wobei diese überwiegend Öffnungsweiten im Dezimeterbereich aufwiesen.

Größere ungefüllte bzw. teilgefüllte Karsthöhlen mit Öffnungsweiten im Bereich von mehreren Metern bis zu 10 m wurden nur im Tunnelabschnitt von etwa km 81,3 bis 81,5 angetroffen. Hierbei handelte es sich um vier größere Höhlensysteme und um eine Vielzahl kleiner offener Hohlraumstrukturen. Diese Höhlensysteme wurden durch Höhlenforscher erkundet und vermessungstechnisch erfasst (Bild 8), sodass eine eindeutige räumliche Zuordnung der Strukturen zu den Tunnelröhren sichergestellt ist, da nur so deren Auswirkung auf den Tunnel im Hinblick auf die Bemessung beurteilt und ein Bemessungslastbild abgeleitet werden kann.

Das größte Höhlensystem war die Karsthöhle 3, die Zwischentunnelhöhle. Sie hatte mehr als 2.000 m³ Rauminhalt und ca. 82 m Gesamtlänge sowie eine Tiefe von ca. 17 m. Bild 9 zeigt das Antreffen der Zwischentunnelhöhle während der Vortriebsarbeiten.



Bild 8. Einsatz von Höhlenforschern



Bild 9. Antreffen der Karsthöhle 3, Zwischentunnelhöhle

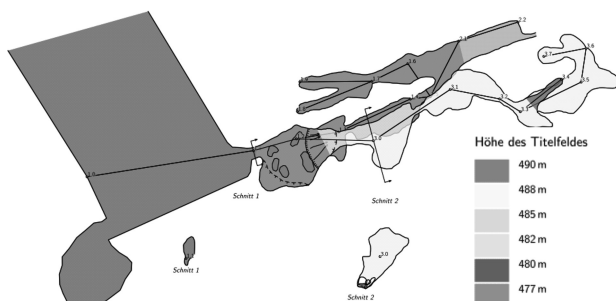


Bild 10. Vermessung von Karsthöhle 3, Zwischentunnelhöhle

Die lagemäßige Ausdehnung und ein Eindruck vom Inneren der Höhle mit Blickrichtung auf die Tunnelöffnung sind in den Bildern 10 und 11 dargestellt.

Der Höhleneinstieg wurde zur anschließenden Behandlung vor Einbau der Innenschale gesichert (Bild 12).

Die zur Beurteilung des Einflusses auf die Tunnelröhren maßgebende Lage der angetroffenen Höhlensysteme ist Bild 13 zu entnehmen.

Generell wurden im Hinblick auf die Vorgaben für die Innenschalendimensionierung von sämtlichen bauwerksrelevanten Karststrukturen sowohl die Strukturabmessungen als auch die durchgeführten Sanierungsmaßnahmen mittels Karsttunnelbändern dokumentiert. Für die Höhlensysteme im Gebirgsbereich von etwa km 81,3 bis 81,5 erfolgten darüber hinaus gesonderte Karststrukturdokumentationen [4, 5].

5.3 Maßnahmen zur Karstbehandlung

Aus der Karstdokumentation wurden das Gebirgsmodell und die erforderlichen Maßnahmen zur Karstbehandlung abgeleitet. Dies vor dem Hintergrund, dass

- keine bauwerksrelevanten Karststrukturen im direkten Tunnelumfeld verbleiben dürfen,



Bild 11. Begehung der Zwischen-tunnelhöhle

- eine stabile Bettung der Tunnelschale sichergestellt ist und
- ein Auslaufen der Karstfüllung verhindert wird.

Hierzu wurden bereits im Leistungsverzeichnis typische Karstbehandlungsmaßnahmen ausgeschrieben und in der Ausführungsplanung präzisiert. Diese Maßnahmen wurden unter Berücksichtigung von Lage, Form und Beschaffenheit der Karststrukturen sowie deren Lage zum Tunnelquerschnitt und den angetroffenen Gebirgsverhältnissen festgelegt. Bild 14 zeigt exemplarisch die Behandlung des bei km 81,38 angetroffenen Karsthohlraums Zwischentunnelhöhle.



Bild 12. Sicherung des Einstiegs zur Karsthöhle 3, Zwischentunnelhöhle

Der Regelausbau wurde beim Antreffen von Karststrukturen nach Erfordernis durch ergänzende Sicherungen verstärkt, z. B.:

- Auffüllung der Hohlräume am Ausbruchsrund mit Spritzbeton und/oder Grob Schlag (Bild 15), unter Sicherstellung der Wasserwegigkeiten gemäß Auflage aus der Planfeststellung,
- Setzen von vollvermörtelten Spießen im Bereich verfüllter Karststrukturen,
- Zusätzliche Sicherung der Ortsbrust,
- Zulagebewehrung in der Außenschale und damit Ausbildung einer dickeren Außenschale,
- Verfüllung und Injektion mit Ort beton, Wasser-Zement-Suspension,
- Zusätzliche Sicherung der Kalotten-/Strossenfüße,
- Vortrieb mit reduziertem Bogenabstand,
- Vollbohrungen für Steig- und Entlüftungsleitungen zur Verfüllung von Hohlräumen mit Magerbeton,
- Einbau zusätzlicher, ggf. längerer Anker nach Erfordernis,
- Herstellung eines seitlichen Widerlagers (> 2 m) aus bewehrtem Spritzbeton und/oder Ort beton zur Sicherstellung der erforderlichen Bettung (Bild 16),
- Vorkehrungen für erforderliche weitere Maßnahmen für den Einbau der Innenschale.



21

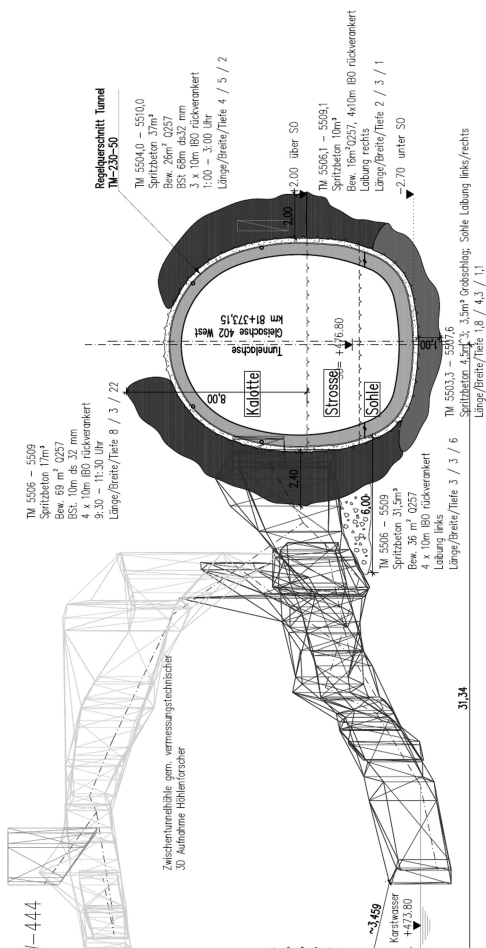


Bild 14. Querschnitt von Karsthöhle 3, Zwischentunneltöhle, mit Karstbehandlung



Bild 15. Verfüllen mit Grobschlag

Insgesamt wurden rd. 20 größere und eine Vielzahl kleinerer Karststrukturen behandelt, wobei diese Behandlung überwiegend aus der Verfüllung offener bzw. ausgeräumter Karsthohlräume mit Spritzbeton bestand. Als Verfüllmaterial eignet sich bei kleineren Kubaturen in erster Linie Spritzbeton, bei größeren oder großen Kubaturen ist von Fall zu Fall zu überprüfen, welches Material die kostengünstigste Lösung darstellt und die geringsten Aufwendungen bzw. Behinderungen beim Weiterbau der Tunnel beinhaltet. Hohe Anforderungen an die Endfestigkeit werden nicht gestellt. In der Regel reicht ein schwind- und kriecharmes, hydraulisch abbindendes Material mit einer Festigkeit von $\sim 5 \text{ MN/m}^2$ aus.

In Bezug auf plombierten Kluftkarst im Dezimeter- und Meterbereich besteht zum einen die Möglichkeit, die hier vorhandenen Schluffe und Tone bis in eine gewisse Tiefe auszuheben und durch Beton zu ersetzen. Dies ist ein übliches Verfahren und besonders dann angezeigt, wenn die Kluft vom Tunnel weg spitz zuläuft. In derartigen Fällen reicht üblicherweise eine Austauschtiefe von 1 bis 2 m aus, um für den Tunnel gleiche Bettungsverhältnisse zu erzielen wie in den Nachbarbereichen. Nimmt die Kluftweite nach außen hin zu oder bleibt konstant und verlaufen die Klüfte querschlägig zum Tunnel, ist der Aufwand für das Ausräumen und den Ersatz, z. B. durch Beton, ungleich größer. Bei 1 bis 3 m breiten Kluftspalten ist von einer



Bild 16. Ausräumen der Karststruktur und Herstellung eines seitlichen Widerlagers

Austauschtiefe von ca. 3 bis etwa 5 m auszugehen, was nicht nur zu erheblichen Kosten, sondern auch zu einer Behinderung des gesamten Vortriebs führt.

Um derartige Kosten und zeitliche Behinderungen zu vermeiden, wurde einzelfallbezogen überprüft, ob tatsächlich die breiten, querschlägig verlaufenden Kluftfüllungen ausgeräumt werden mussten oder aber bei der Bemessung des Ausbaus entsprechend berücksichtigt werden konnten.

6 Bemessung infolge Karst

Der Einfluss der Verkarstung auf die Bemessung hängt wesentlich von der Form der Karststrukturen ab, welcher Aufwand für deren Sanierung erforderlich ist, und ob ein Belassen dieser Schwächezonen für die Ausbildung der Sicherung, insbesondere aber für den endgültigen Ausbau, vertretbar ist.

Grundsätzlich ist zu beachten, dass im Zuge des Vortriebs offene Karststrukturen zu verfüllen sind, um weitgehend einheitliche Betungsverhältnisse für die Schalentragswerke zu schaffen. Gefüllter Kluftkarst im Dezimeterbereich muss nicht gesondert berücksichtigt werden und wird durch die Gebirgskennwerte abgedeckt. Für die verkarsteten Zonen in Form von plombiertem Kluftkarst sowie für die beschriebenen Karststrukturen in Form von Karstrinnen wurde das Steifigkeitsverhalten dieser vorwiegend bindigen Böden durch folgende Kenngrößen beschrieben:

Plombierter Kluftkarst:	$b_{\max} = 3,0 \text{ m}$	$E 1 = 25 \text{ MN/m}^2$ $E 2 = 75 \text{ MN/m}^2$
Rinnenartige Karststruktur:	$b_{\max} = 10 \text{ m}$	$E 1 = 40 \text{ MN/m}^2$ $E 2 = 100 \text{ MN/m}^2$

Problematisch sind gefüllte Klüfte $> 1 \text{ m}$, insbesondere dann, wenn sie sich in unmittelbarer Nähe der Ulmen befinden, parallel oder spitzwinklig zum Tunnel verlaufen, oder aber, wenn sie die Tunnelsohle querschlägig oder spitzwinklig kreuzen. Ein Ausräumen der gefüllten Klüfte bis auf den dahinter oder darunter anstehenden Fels ist oft nicht möglich, behindert den weiteren Vortrieb oder führt zu zusätzlichen Erschwernissen bei der Sicherung und Stützung des Gebirges. Deshalb wurden für die Sicherung und für den endgültigen Ausbau der Innenschale schon in der Entwurfsplanung, und weiter vertieft in der Ausführungsplanung, Analysen durchgeführt, bis zu welcher Kluftweite in den Ulmen und/oder in der Sohle Kluftkarst belassen werden konnte oder aber ausgeräumt und ersetzt werden musste.

Diese Analysen beinhalten folgende mögliche Karsterscheinungen:

- A. Kluftkarst quer, ca. 3 m lang, unendlich tief und breit quer zur Tunnelachse,
- B. Kluftkarst parallel, ca. 3 m breit, unendlich tief und lang parallel zur Tunnelachse,
- C. Rinnenkarst, ca. 10 m breit und 20 m tief und unendlich lang parallel zur Tunnelachse.

Zur Überprüfung von A. Kluftkarst quer haben sich Rechenmodelle bewährt, die davon ausgehen, dass in Teilbereichen eines jeden Tunnelblocks bettungsfreie Zonen, sog. idealisierte Hohllagen, vorhanden sind, die vom räumlichen Tragwerk Röhre überbrückt bzw. wo die hieraus resultierenden Zusatzspannungen vom Gesamttragwerk aufgenommen werden. Eine derartige Vorgehensweise wurde hier bei der Bemessung der Tunnelbauwerke bereits in der Planungsphase berücksichtigt. Für die im Projektgebiet vereinzelt möglichen breiten, querschläggig zum Tunnel verlaufenden Karstspalten wurde bei der Bemessung des Ausbaus folgender Rechenansatz gewählt (Bild 17):

- Berücksichtigung einer 3 m breiten bettungsfreien Zone im Drittpunkt der Blocklänge,
- Berücksichtigung einer 1,5 m breiten bettungsfreien Zone, einschließlich Kraglage am Ende eines jeden Tunnelblocks.

Für diese Lastfälle wurden die ermittelten Absolutverformungen und -verschiebungen mit denjenigen verglichen, die ein voll gebetteter Tunnelblock erfährt. Sind die Verformungs- und Verschiebungsdifferenzen zwischen den Tunnelblöcken verträglich, auch unter Berücksichtigung der Oberbauform Feste Fahrbahn, oder können die Differenzen über eine Verzahnung zwischen den Tunnelblöcken ausgeglichen werden, können die Aufwendungen zur Baugrundverbesserung im Bereich der Karstspalten erheblich minimiert werden.

Ferner wurde vorab im Rahmen der Berechnung von Sicherung und Ausbau abgeklärt, welche Schichtdicke an Schluff und Ton unter Berücksichtigung der verminderten, seitlichen Bettung der Tunnelröhre im Untergrund belassen werden konnten, ausgeräumt und durch Beton ersetzt werden mussten. Diese Analysen wurden für Kluftkarstdicken von 1, 2 und 3 m durchgeführt und die Auswirkungen

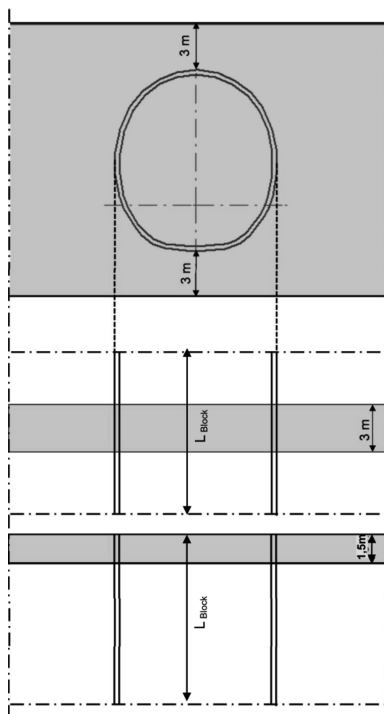


Bild 17. Kluftkarst quer zur Tunnelachse

auf die Verformungen und die Schnittkräfte bewertet. Während der Ausführungsarbeiten wurde dann in Abstimmung mit der Bauüberwachung entschieden, welche Maßnahmen durchgeführt werden sollten. Sinngemäß wurde ebenso vorgegangen, wenn die Kluftkarstfüllung im Sohlenbereich parallel zum Tunnel verlief. Bild 18 zeigt exemplarisch das Bemessungsbild für eine im Ulmenbereich liegende, gefüllte Karststruktur. Die Bettung in diesem Bereich ist wegen der

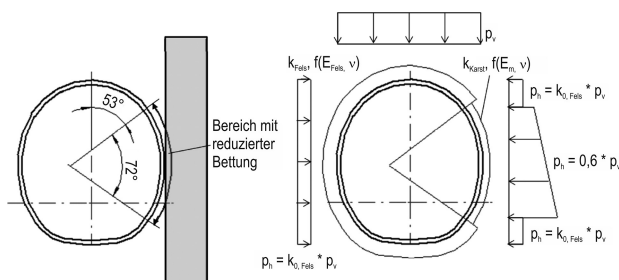


Bild 18. Lastbild für die Bemessung infolge Kluftkarst

bindigen Karstfüllung reduziert, während der horizontale Gebirgsdruck erhöht ist.

Treten Karstrinnen mit einer prognostizierten Breite von bis zu 10 m parallel zum Tunnel auf, stellt sich die Frage nach einer evtl. Baugrundverbesserung nicht mehr. Derartige Situationen wurden generell rechnerisch bei der Bemessung von Sicherung und Ausbau berücksichtigt. Die Untersuchung rinnenartiger Karststrukturen ($b = 10 \text{ m}$, $h = 20 \text{ m}$) wurde unter der Annahme durchgeführt, dass ein Viertel, die Hälfte oder drei Viertel des Ausbruchsquerschnitts in den Gesteinen des Weißjuras liegen und der restliche Teil in der Karststruktur (Bild 19). Für alle im Vorfeld bemessungstechnisch untersuchten Karstszenarien konnte die Innenschale mit den geplanten Dicken nachgewiesen werden.

Für die Gebirgsbettung und -belastung sind für die Rinnenkarstvariante 1-Seitlich 50 %, d.h. Rinnenkarst in seitlicher Lage und 50 % des Tunnelquerschnitts im Karst liegend, diese Modifikationen für das Bemessungslastbild in Bild 20 exemplarisch dargestellt. In den Bereichen der Karstfüllung wird der Steifemodul der Gebirgsbettung reduziert. Gleichzeitig wird der Seitendruckbeiwert zur Ermittlung der horizontalen Gebirgslast erhöht. Der seitliche Erddruck wird außerdem auf der Basis eines Lockergesteinsansatzes über die Tiefe hin zunehmend angenommen.

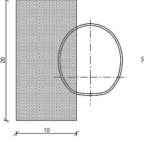
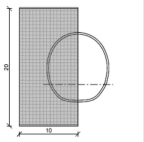
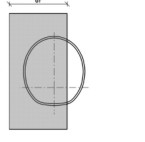
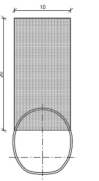
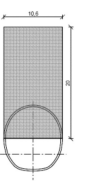
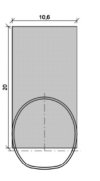
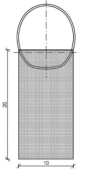
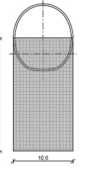
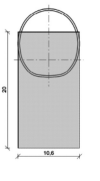
Rinnenkarst Varianten 1, 2, 3:	Prozentualer Anteil der Tunnelquerschnittsfläche der im Karst liegt		
	25%	50%	75%
1-Seitlich			
2-Oben			
3-Unten			

Bild 19. Bemessung der Innenschale infolge Karstrinne, Lage der Karststruktur

Bei Antreffen der Zwischentunnelhöhle wurde die Gebirgsbettung im Einflussbereich der Hohlraumstruktur auf 10% der ungestörten Bettung ohne Karst herabgesetzt und die horizontalen Lastanteile aus Gebirgsdruck ebenfalls auf 10% reduziert. Bei den im Vorfeld durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss von Karststrukturen wurde ausschließlich der Fall einer mit Lockergestein gefüllten Karst-

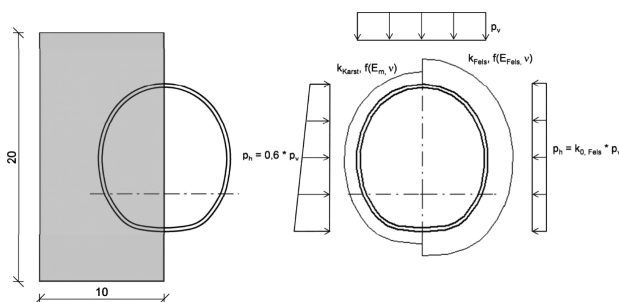


Bild 20. Bemessung der Innenschale infolge Karstrinne

struktur untersucht, mit entsprechender Bettungsreduzierung und erhöhtem horizontalen Gebirgsdruck infolge der Karstfüllung. Dieser Ansatz war somit auf den Fall einer Karsthohlraumstruktur nicht übertragbar.

Bei der Bemessung der Innenschale wurden die erforderlichen Bewehrungszulagen nicht nur örtlich, sondern konstruktiv in den jeweiligen Bereichen durchgehend verlegt und die Blöcke im Sohlbereich verzahnt.

Für die angetroffenen, bauwerksrelevanten Karststrukturen wurden im Einzelfall gesonderte Nachweise durchgeführt.

7 Brandbemessung

Der Tunnel weist 17 Berechnungsquerschnitte auf, die sich durch Gebirgs- und Wasserlasten sowie variierende Innenschalendicken von 40 bis 50 cm unterscheiden. Der Brandnachweis sollte gemäß Ril 853.1001 geführt werden. Statt des dort vorgeschlagenen vereinfachten Verfahrens wurde das allgemeine Rechenverfahren nach EN 1992-1-2 gewählt. Dessen Anwendung verspricht die wirtschaftlichste Bemessung, bedeutet aber den größten Rechenaufwand. Die Berechnungen wurden mit eigenen Rechencodes der Zentralen

Technik der Ed. Züblin AG realisiert, die u. a. nach EN 1991-1-2, Annex CC validiert sind.

Für die Innenschale wurden thermische Ausdehnungen und Verformungen berücksichtigt. Die Temperaturentwicklung im Querschnitt ist instationär. Sie erzeugt Dehnungen und bei Behinderung Zwangsbeanspruchungen. Auf der Widerstandsseite wurden thermische Materialdehnung und temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Stahl und Beton berücksichtigt. Sehr heiße, oberflächennahe Schichten sind kaum tragfähig. Konsequenterweise sind Querschnittssteifigkeiten Funktionen der Schnittgrößen und ändern sich lokal als auch zeitlich über die Branddauer. Die Gleichgewichtsfindung des Gesamtsystems der gebetteten Tunnelschale erfolgt am gerissenen, heißen Querschnitt. Dies erfolgt iterativ, die Startsteifigkeit wird näherungsweise ungerissen und temperaturweich errechnet. Die Bewehrung wird vorgegeben. Anschließend werden Schnittgrößen errechnet, Querschnittsdehnungen und -verkrümmungen bestimmt, Steifigkeiten neu ermittelt und das Modell iteriert, bis sich Schnittgrößen und Steifigkeiten entweder nicht mehr maßgeblich ändern oder aber der Querschnitt kollabiert. Sowohl Erwärmung als auch Abkühlphase wurden in Schritten von 20 min betrachtet.

Schnell erhitzter Beton kann abplatzen. Die Abplatztiefe hat maßgeblich Einfluss auf die Standsicherheit. Während der Planung wurde die Ril 853 von der 7. auf die 8. Fassung aktualisiert. Mit der 7. Aktualisierung mussten trotz Zugabe von 2 kg/m^3 PP-Fasern 15 cm tiefe Abplatzungen angesetzt werden. Die innere Bewehrung lag frei. Dies ist sehr ungünstig, aber noch nicht zwangsläufig entscheidend, da eine Tunnelschale meist nur geringe Normalkraftausmitten aufweist. Alle 17 Rechenquerschnitte und je vier maßgebliche Hauptlastfälle wurden untersucht. Für einige so in der Dicke deutlich reduzierten und zusätzlich temperaturgeschwächten Querschnitte konnte jedoch kein Gleichgewicht gefunden werden. Die Anwendung der 8. Aktualisierung der Ril 853 wurde vereinbart. Diese enthält ein modifiziertes Punkteschema (Bild 21) mit höherer Wichtung der abplatzmindernden Wirkung von PP-Fasern. Bei gleichen Eingangswerten erlaubte

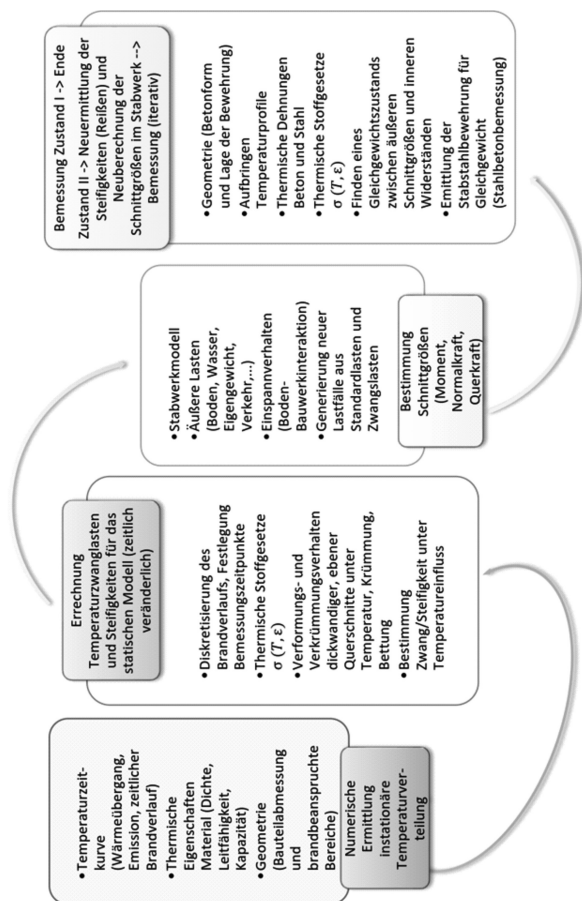


Bild 21. Schematisches Vorgehen bei der Brandbemessung

die Neubewertung 9 cm Abplatztiefe. Damit war die Neuberechnung erfolgreich.

8 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

Vorhandene Karststrukturen lassen sich erst beim Bauen abschließend und im Detail in ihrer Größe, Lage, Ausbildung sowie Ausdehnung und Häufigkeit erkunden. Aus den gewonnenen Erfahrungen folgen die nachfolgenden Empfehlungen:

- Die Standard-Karstbehandlungs- und -erkundungsmaßnahmen sind schon im Leistungsverzeichnis des Bauvertrags zu beschreiben, unter Berücksichtigung von
 - Zeiten und Kosten für die Karsterkundung, -behandlung und -bemessung,
 - Zeiten für Genehmigungen und Prüfläufe,
 - Anpassungen von Mengen,
 - Umweltverträglichkeit von Karstbehandlungsmaßnahmen und
 - Vermeidung von Störeinflüssen für geophysikalische Erkundungen (Ausführung z. T. nur bei Betriebsruhe).
- Durchführung statischer Untersuchungen und Ausführungsplanung für Einfluss und Sanierung typischer bauwerksrelevanter Karststrukturen bereits vor Vortriebsbeginn (Berücksichtigung im Bauvertrag).
- Eine Höhlenvermessung und -dokumentation in Abstimmung mit dem Verband der Höhlenforscher Baden-Württemberg war zielführend.
- Durchführung einer zeitnahen und sorgfältigen Auswertung der Karsterkundung.

Das angewandte Konzept für die Karsterkundung und -behandlung hat sich mit dem Ergebnis bewährt, dass aufgrund richtiger Einschätzung der Karstproblematik die Tunnelröhren erfolgreich im Zeit- und Kostenrahmen aufgefahren und ausgebaut werden konnten.

Literatur

- [1] Könnemann, F. (2017) *Der Baugrund als besondere Herausforderung im Tunnelbau – Sonderproblematik Karst- und Karsthohlräume*, VDI-Fachkonferenz Tunnelbau, Raunheim/Frankfurt.
- [2] Höwing, K. D.; Eder, S.; Plank, M. (2003) Baugrunderkundung für Verkehrswege in Karstgebieten, *Felsbau* **21** (1), 13–21.
- [3] Wunderle, M. (2016) *Karsterkundung beim Bau des Tunnels Alabastieg*, Baugrundtagung 2016, Junge Geotechniker, Bielefeld.
- [4] Könnemann, F.; Kielbassa, S.; Höwing K. D.; Abele, M. (2017) Großprojekt Stuttgart–Ulm, Tunnel Alabastieg im Karstgebirge: Vortriebsbegleitende Karsterkundung, Schlussfolgerungen für Bau und Bemessung, Brandbemessung, STUVA-Tagung, *Forschung + Praxis* **49**, 249–255.
- [5] Kielbassa, S.; Gering, A.; Reinhardt, A. (2017) Bahnprojekt Stuttgart–Ulm: *Eine Auswertung nach 12 km Vortrieb über Karstsanierungsmaßnahmen im Alabastiegtunnel*, 3. Felsmechanik- und Tunnelbau-Tag, Weinheim.