

Masterarbeit

Zum Erwerb des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs (Dipl.-Ing.)
der Studienrichtung Rohstoffgewinnung und Tunnelbau
Schwerpunktfach Geotechnik und Tunnelbau

Eingereicht am
Lehrstuhl für Subsurface Engineering
an der Montanuniversität Leoben

Montanuniversität Leoben
Lehrstuhl für **Subsurface Engineering**
Geotechnik und Unterirdisches Bauen
Leiter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Robert Galler
Erzherzog Johann Straße 3, A-8700 Leoben
Tel.: +43 3842 402-3401, Fax-DW: 6602, subsurface@unileoben.ac.at



Romedius Riedler, BSc.
Leoben, August 2016

Thema

Tunnelbau im Karst am Beispiel des Steinbühltunnels

Eidesstattliche Erklärung:

Hiermit erkläre ich an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, keine anderen als die angeführten Quellen verwendet und die wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

.....
Name des Verfassers

Danksagung

Mein Dank gilt dem Lehrstuhl für Subsurface Engineering, speziell dem Vorstand Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Robert Galler für die Betreuung meiner Masterarbeit.

Ich möchte mich bei der Firma G. Hinteregger & Söhne Baugesellschaft m.b.H. für die Möglichkeit bedanken, meine Masterarbeit über den Steinbühl tunnel verfassen zu können. Ein besonderer Dank gilt hier dem Geschäftsführer Dipl.-Ing. Manfred Bauer, dem technischen Geschäftsführer der ARGE Tunnel Alaufstieg Dipl.-Ing. Jürgen Voring, dem Bauleiter Dipl.-Ing. Arnold Pichler, dem Schichtbauleiter Dipl.-Ing. Christoph Hillinger und dem Techniker Dipl.-Ing. Stefan Gallinger.

Bedanken möchte ich mich auch bei meinen Studienkolleginnen und Studienkollegen, die mich durchs Studium begleitet haben.

Ein besonderer Dank gilt meiner gesamten Familie, besonders meinen Eltern Verena und Gerald für die großartige Unterstützung während meiner gesamten Ausbildungs- und Studienzeit.

Kurzfassung

Tunnelbau im Karst stellt eine besondere Herausforderung dar. Die vorliegende Arbeit behandelt in einem ersten Teil den Karst in seiner Terminologie, seiner geographischen Verbreitung und seiner Genese.

Das Phänomen Karst tritt in verschiedenen Gesteinsarten auf, wie dem Salzgestein, dem Sulfatgestein und dem Karbonatgestein. Der Steinbühl tunnel des Alaufstieges der Deutschen Bahn durchörtert verkarstete Karbonatgesteine wie Muschelkalke und Dolomite. Diese geologischen Voraussetzungen erfordern aufwändige Vorarbeiten der Baugrunderkundung und Methoden der Karsterkundung.

Zur Karsterkundung gehört die direkte Erkundung durch Bohrungen mit Aufzeichnung der Bohrparameter und die indirekte Erkundung durch geophysikalische Messmethoden wie elektrische Widerstandsmessungen, Georadarverfahren, seismische und gravimetrische Messungen.

Ein fundiertes Karsterkundungskonzept bildet die Grundlage für eine problemlose Ausführung der Tunnelbauarbeiten des Steinbühl tunnels.

Karst beeinflusst nicht nur die Vorauserkundung zur Bauausführung, sondern auch die eigentlichen Vortriebsarbeiten sowie Planung, Bemessung und Herstellung der Tunnelinnenschale.

Die Karstgeologie verlangt eine gute Zusammenarbeit aller beteiligten Projektpartner sowie besondere bauvertragliche Regelungen.

Im letzten Kapitel der vorliegenden Arbeit sind Vorschläge für zukünftige Tunnelprojekte im Karst angegeben.

Abstract

Tunneling in karst is a special challenge in many fields. The present master thesis deals with karst in its terminology, its geographical distribution and its genesis. The phenomenon karst appears in many rock types like salt rocks, sulphate rocks and carbonate rocks. The tunnel Steinbühl at the Swabian Alb in the railway network of Deutsche Bahn, is driven through the geological formations of shell limestone and dolomite rocks.

These geological conditions require special site investigations and methods for karst investigations.

The karst investigations can be done by direct exploration, like drilling including recording of the drilling parameters, or indirect exploration by geophysical methods, like electrical resistance measurement, ground penetration radar, seismic survey and gravity measurements.

A good concept for karst investigation is basis for constructing tunnels with smooth processing.

Not only the site investigation is influenced by the karst, but also the planning, the dimensioning and the manufacturing of the inner lining is affected.

Karst geology requires a good teamwork of all project partners and special contractual requirements.

Finally there are some suggestions given, that could help realising tunnelling projects in karst easier.

Inhaltsverzeichnis

Thema.....	II
Eidesstattliche Erklärung.....	III
Danksagung.....	IV
Kurzfassung.....	V
Abstract	VI
Inhaltsverzeichnis	VII
1. Einleitung.....	1
1.1. Allgemeines zum Steinbühltunnel	1
1.2. Geologie	2
2. Grundlagen zum Karst.....	3
2.1. Begriffsbeschreibung	3
2.2. Karstgesteine	6
2.2.1. Salzgesteine.....	6
2.2.2. Sulfatgesteine.....	7
2.2.3. Karbonatgesteine allgemein	9
2.3. Karsthydrographie.....	15
2.4. Füllungen von Karsthohlräumen	16
2.5. Form und Größe	16
3. Methoden der Karsterkundung	18
3.1. Allgemein.....	18
3.2. Geophysikalische Messverfahren	18
3.2.1. Elektrische Widerstandssondierung.....	18
3.2.2. Georadar	19
3.2.3. Seismik.....	20
3.2.4. Mikrogravimetrie	21
3.3. Am Steinbühltunnel angewandte Methoden der Karsterkundung.....	26
3.3.1. Measurement-While-Drilling MWD.....	31
3.3.2. Mikrogravimetrie	33
3.3.3. Georadar	36
4. Einfluss des Karstes auf den Vortrieb.....	41
4.1. Arbeitssicherheit.....	41
4.1.1. Hohlräume unmittelbar unter dem Vortrieb.....	41
4.1.2. Wassergefüllte Hohlräume über dem Vortrieb	41
4.1.3. Mit Lockergestein gefüllte Hohlräume über dem Vortrieb	41
4.1.4. Beeinträchtigung des Gebirgstragringes durch Hohlräume.....	41
4.2. Zeitlicher Aufwand	42
4.2.1. Zusätzliche Erkundungsbohrungen.....	42
4.2.2. Karstsanierungsmaßnahmen.....	42

4.2.3.	Stillstände durch Karsthohlräume >500 m ³	44
4.2.4.	Dokumentation der Karststrukturen	45
4.3.	Materialaufwand.....	45
4.3.1.	Angetroffene Karsthohlräume verschließen/verfüllen.....	45
4.3.2.	Wasserwegigkeit aufrecht erhalten.....	45
4.4.	Wasserhaltung	45
4.4.1.	Karstwasser.....	45
4.4.2.	Gestautes Wasser in Hohlräumen und plötzlicher Wasserandrang.....	45
5.	Einfluss des Karstes auf die Innenschale.....	47
5.1.	Allgemeines zur Innenschale.....	47
5.2.	Innenschalenbemessung / Kaltstatik.....	49
5.3.	Brandbemessung / Heißstatik.....	54
6.	Vertragliche Regelung der Bauleistungen	57
6.1.	Allgemeines zum Bauvertrag Steinbühl tunnel.....	57
6.2.	Karsterkundungskonzept	57
6.3.	Vergütung der Leistungen	58
6.4.	Karsterkundungsphasen.....	60
6.5.	Karsthohlräumtypisierung	60
7.	Vorschläge für zukünftige Tunnelprojekte im Karst	63
7.1.	Gewählte Karstmatrix ideal?	63
7.2.	Geographisches Informationssystem für Karst verwenden	63
7.3.	Karsterkundung vor Ausschreibung.....	64
7.4.	Bindig gefüllte Karsthohlräume	64
7.5.	Bohrungen im Nahbereich des Tunnels	64
7.6.	Wasservorkommen am Steinbühl tunnel.....	64
7.7.	Neue Verfahren anwenden – Myonentomographie.....	65
7.8.	Karststrukturen häufig kleiner als detektiert	65
	Schlussfolgerungen	67
	Abbildungsverzeichnis	68
	Quellenverzeichnis	70

1. Einleitung

1.1. Allgemeines zum Steinbühltunnel

Der Steinbühltunnel weist eine Länge von 4847 m auf und ist Teil des Planungsfeststellungsabschnittes 2.2 Alaufstieg. Weiters enthält der Planfeststellungsabschnitt 2.2 den Boslertunnel mit 8806 m und die Filstalsbrücke mit 485 m. Somit hat dieser Abschnitt eine Gesamtlänge von 15,77 km und zählt damit zum Herzstück der Neubaustrecke Wendlingen – Ulm. Der Abschnitt überwindet eine Höhendifferenz von rund 300 m und führt auf die Hochfläche der schwäbischen Alb, siehe Abbildung 1: Neubaustrecke Wendlingen – Ulm.

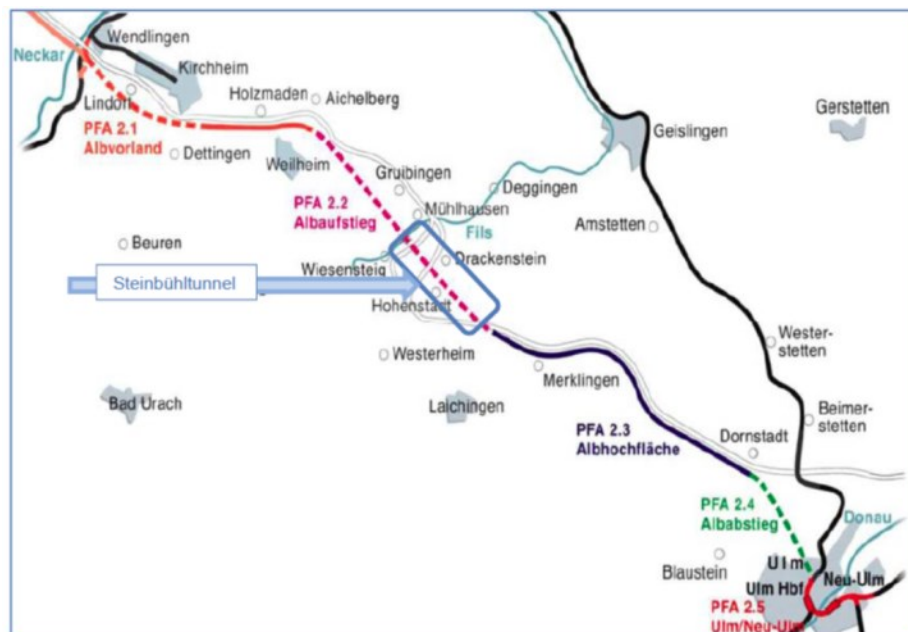


Abbildung 1: Neubaustrecke Wendlingen – Ulm [12]

Auftraggeber ist die Deutsche Bahn, Auftragnehmer eine Arbeitsgemeinschaft bestehend aus den Firmen Porr Deutschland Infrastruktur Tunnelbau; G. Hinteregger & Söhne Baugesellschaft; Östu-Stettin Hoch- und Tiefbau; Swietelsky Baugesellschaft.

Die Neubaustrecke ist Teil der Eisenbahn TEN-Achse Paris-Budapest (TEN-Projekt 17), TEN ist die Abkürzung für englisch Trans European Network. Die Strecke Stuttgart – Ulm wird auf eine Geschwindigkeit von 250 km/h ausgelegt.

Der Steinbühltunnel wird im Gegensatz zum Boslertunnel nicht maschinell, sondern mittels NATM-Vortrieb aufgeföhren. Aufgrund eines Flora-Fauna-Habitat-(FFH)-Schutzgebietes, startet der Vortrieb des Steinbühltunnel nicht am Südportal Hohenstadt, sondern aus der Baugrube Pfaffenäcker als Zwischenangriff in beide Richtungen. Das Nordportal Todsburg bietet aufgrund der Todsburgschlucht keine Angriffsmöglichkeit. Der Tunnel besteht aus zwei eingleisigen Röhren und weist eine maximale Längsneigung von 25 ‰ auf. Der Querschnitt einer Röhre beträgt mindestens 60 m² über der Schienenoberkante.

Für das Sicherheitskonzept erhält der Tunnel Steinbühl neun Verbindungsbauwerke in einem Abstand ≤ 500 m. Durch Schleusentore sind diese von den Haupttunneln abgetrennt. In jedem zweiten Verbindungsbauwerk sind Löschwasserbehälter mit 25 m³ Volumen integriert. [12]

1.2. Geologie

Der Bereich des Steinbühl隧nells liegt folgender geologischer Schichtenaufbau vor:

Am nächsten zur Tagesoberfläche befindet sich das Kimmeridgium 2, darunter das Kimmeridgium 1, darunter das Oxfordium 2, darunter das Oxfordium 1, darunter das Braunjura.

Verkarstungen sind im Kimmeridgium 2 und Oxfordium 2 wahrscheinlich. Das Kimmeridgium 1 gilt als nicht verkarstungsfähig; wo der Tunnel Steinbühl diese Schicht durchörtert, ist nicht mit Karsthohlräumen zu rechnen. [15]

Der Steinbühl隧nnel durchfährt ausschließlich Schichten des Weißjuras, siehe Abbildung 2. Er beginnt am Filstal (rechter Bildrand der Abbildung 2) im Oxfordium 2 und durchfährt anschließend das Kimmeridgium 1, das Kimmeridgium 2 und die Unteren Massenkalken. Das Kimmeridgium 2 besteht im Wesentlichen aus gebankten Kalksteinen, während die darüber anstehenden Schichten meist massig ausgebildet sind. Auch dolomitisierte Kalksteine treten auf. Insbesondere im Bereich der Massenkalken und der Dolomite ist in der Regel von starken Verkarstungen auszugehen. [15]

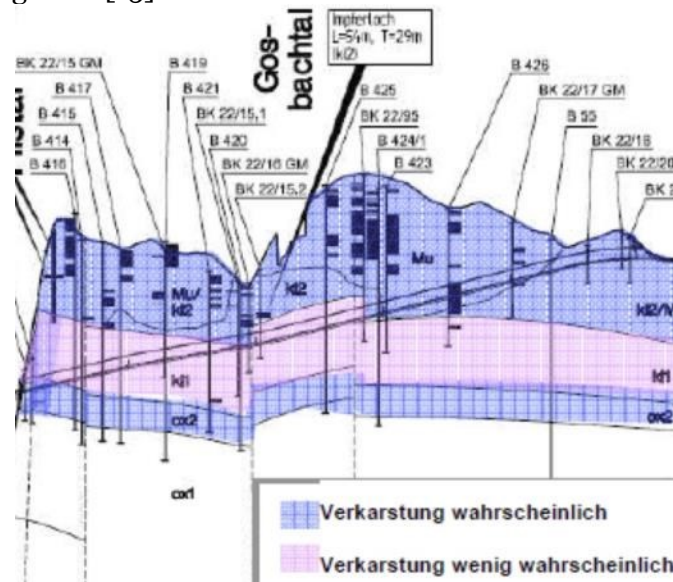


Abbildung 2: Geologischer Längenschnitt des Steinbühl隧nells

2. Grundlagen zum Karst

2.1. Begriffsbeschreibung

Das Wort „Karst“ geht ursprünglich auf die Bezeichnung für eine Landschaft zurück. Es beschreibt die unbewaldete Landschaft der Region nord-östlich von Triest, die heute auf slowenischem Staatsgebiet liegt. Bereits die Römer bezeichneten diese Region um das Jahr 200 v. Chr. mit dem Namen „carsus“. Eine Urkunde aus dem Jahr 1177 enthält die Bezeichnung „grast“ und stellt somit die älteste Schreibweise der heutigen slowenischen Bezeichnung „Kras“ dar. In der Mercator Karte von 1642 wird die Region „Karstia“ genannt. Alle Bezeichnungen gehen auf das prae-indo-europäische Wort „ka(r)n“ oder „ga(r)n“ zurück, was mit Stein übersetzt werden kann. [1]

Einzigartig für diese Region im heutigen Slowenien ist, dass es zwar hohe Niederschläge gibt und somit humides Klima vorherrscht, andererseits aber keine Abflusssysteme an der Oberfläche vorhanden sind, also weder Bäche oder Flüsse, noch Tümpel und Seen vorliegen. Dafür findet man in der Region eine Vielzahl an Höhlen, deren 587 bekannt sind. Davon betroffen zeigt sich auch der Fluss Reka; (siehe Abbildung 3) er verschwindet am süd-östlichen Rand der Region in einem Höhlensystem und die Timavo Quellen am westlichen Rand der Region weisen eine Schüttung von 30.000 l/s auf. [1]

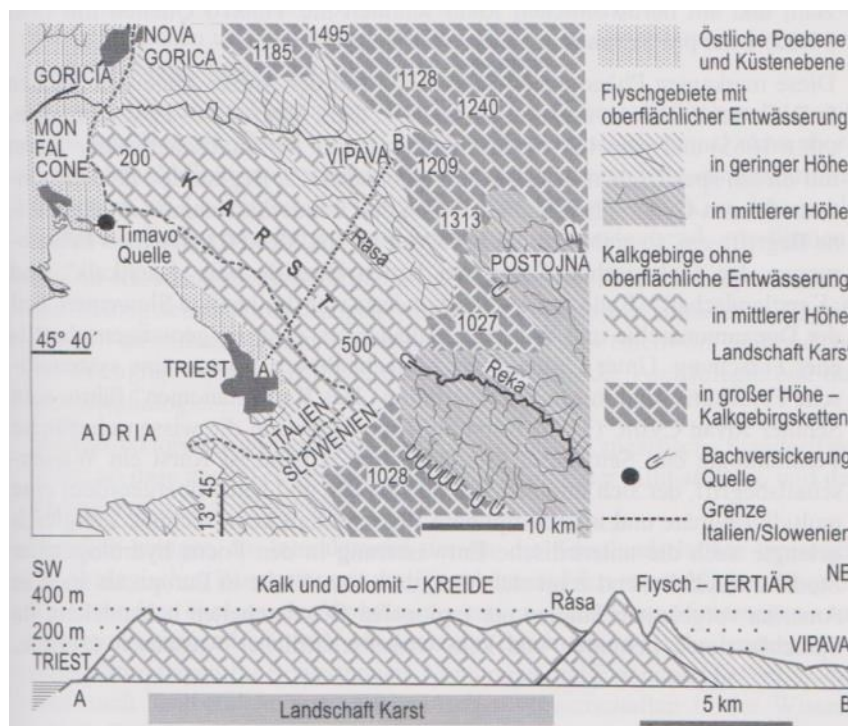


Abbildung 3: Karst im heutigen Slowenien [1]

Die zuvor genannten Phänomene wurden schon zu Zeiten der Römer entdeckt, der Begriff dafür, „Karst“, aber wurde erst ab dem 16. bis ins 19. Jahrhundert verwendet. Im 19. Jahrhundert verwendeten dann Geographen und Geologen, wie z.B. A. von MORLOT in seiner geologischen Karte von 1848, die Begriffe „Karstkalk“ und „Karstlandschaft“. In der Zeit, in der das Gebiet Teil der Donaumonarchie war, begann die geowissenschaftliche Erforschung desselben. Es wurden unter der Leitung von Albrecht PENCK wissenschaftliche Arbeiten über das Gebiet verfasst, darunter die Dissertation von Jovan CVIJIC (1893), in der er den Typenbegriff „Karst“ in die wissenschaftliche Terminologie einführte. Große Bedeutung hat die Karst-Thematik auch im Bereich der Hydrologie, die zu dieser Zeit erstmalig Gegenstand von Studien war. [1]

Damit sich eine Karstlandschaft bilden kann, braucht es zwingend bestimmte Geofaktoren, dazu zählen das Vorhandensein von löslichem Gestein, das mit Wasser oder wässrigen Lösungen reagieren können muss, und das Vorhandensein ebendieses lösenden Mediums. Dadurch bilden sich Korrosionsformen an der Oberfläche und im Untergrund Höhlen und Kluftsysteme. Die Entwässerung des Gebiets erfolgt dann überwiegend unterirdisch, nicht wie sonst üblich durch flächenhaften Abfluss oder Süßwasserseen. Durch die teilweise Lösung von Gesteinen bilden sich typische Korrosionsformen aus, die das Landschaftsbild Karst prägen.

Der wissenschaftliche Begriff Karst fasst all diese Phänomene zusammen. Gebiete wo kein oberflächlicher Abfluss stattfindet, werden als verkarstet bezeichnet, davon ausgenommen sind Regionen mit Lockergestein an der Oberfläche, das eine hohe Porosität aufweist, wie zum Beispiel Kies, Grobsand, vulkanischer Tuff, wo auch keine Entwässerung an der Oberfläche möglich ist.

Der Begriff Karst wird in vielen Teilbereichen der Geowissenschaften verwendet, Geologie, Petrographie, Paläontologie, Geotechnik, etc. sind nur einige davon.

Da der Karst in sehr vielen verschiedenen Erscheinungsformen auftritt, ist es notwendig ihn zu klassifizieren. Nach CVIJIC (1925) könnte man ihn in Holokarst und Merokarst einteilen, unter Holokarst (=Ganzkarst) verstand er einen Landschaftsteil, der nur einen Karstgesteinskomplex mit unterschiedlichen Karstformen aufweist. Ein Beispiel hierfür wäre das Dinarische Gebirge. Unter Merokarst (=Halbkarst) verstand CVIJIC (1925) einen Landschaftsteil, in dem Karstgestein mit normalem Gestein abwechselt, zum Beispiel die Karstgebiete in Kentucky und Indiana, beide USA. Diese Klassifizierung gilt aber heute als veraltet und wird international daher nur noch vereinzelt angewandt.

Die heute verwendete Klassifizierung unterteilt den Karst in

- nackten Karst,
- bedeckten Karst,
- überdeckten Karst,
- unterirdischen Karst und
- Paläokarst.

Unter nacktem Karst versteht man Karstgestein, das direkt an der Oberfläche vorliegt, daher auch manchmal als oberflächlicher Karst bezeichnet. Das lösliche Gestein tritt dabei offen und ohne Bedeckung zutage. In natürlicher Form trifft man diese Art des Karsts in den Alpen im Hochgebirge an, wo über der Baumgrenze starke Erosion auftritt und somit keine Überdeckung möglich ist, bzw. ist diese Form des Karsts auch in den Übergangsregionen zu ariden Räumen zu finden, wo kein Bewuchs möglich ist, siehe Abbildung 4.

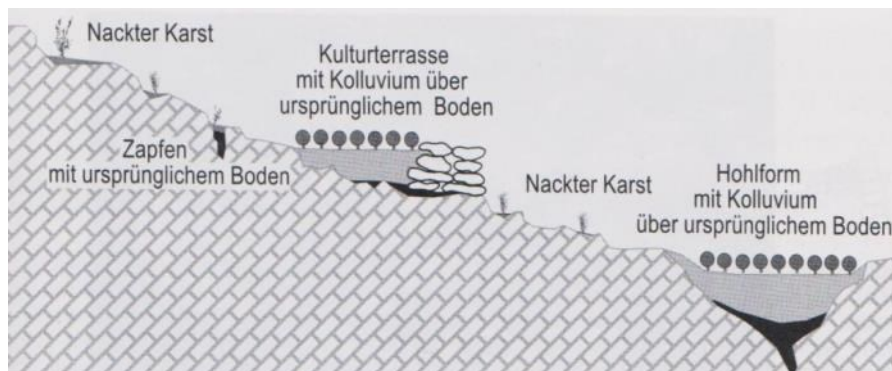


Abbildung 4: Nackte Karstlandschaft [1]

In unnatürlicher Form entsteht diese Art des Karsts durch Rodungen und übermäßigen Ackerbau, die dazu führen, dass die bedeckende Schicht erodiert wird und der Karst zutage tritt. Übriggebliebene sogenannte Zapfen und Hohlformen gefüllt mit ursprünglichem Boden

belegen die Existenz einer früheren Überdeckung. In den Hohlformen und teilweise auch angelegten Kulturterrassen findet sich dann das angeschwemmte Bodenmaterial mit Beimengungen von Kulturschutt. [1]

Bedeckter Karst war ursprünglich ein sehr weit definierter Begriff und bezeichnete alle Karstgebiete, wo über dem eigentlichen Karstgestein eine unlösliche Deckschicht vorhanden ist, egal ob diese vor oder nach dem Lösungsprozess überlagert wurde. Die Neudefinierung dieses Begriffes durch APEL (1971) und ZÖTL (1974) bewirkte, dass man unterschied zwischen bedecktem Karst und überdecktem Karst.

Bedeckter Karst ist dadurch definiert, dass die bedeckenden Vegetationsschichten bereits vor dem Verkarstungsprozess vorhanden sind, Beispiele hierfür wären überzogene Kalkgebiete in den Alpen unterhalb der Baumgrenze. [1]

Beim überdeckten Karst findet zuerst der Verkarstungsprozess statt und dann erfolgt die Überdeckung durch ein unlösliches Gestein, zum Beispiel von Lößauflagen.

Unterirdischer Karst ist dort anzutreffen, wo Deckschichten größerer Mächtigkeit über dem verkarstungsfähigen Gestein bereits vor dem Verkarstungsprozess abgelagert sind. In den Deckschichten, die aus nicht verkarstungsfähigem Material bestehen, können sich in Hohlformen Seen ausbilden. Beispielhaft hierfür sind Gebiete am südlichen Harzrand oder mittlere Regionen in Florida.

Paläokarst (=Altkarst) bezeichnet eine Form des Karsts, wo der Lösungsprozess vollständig zum Erliegen gekommen ist. Dies geschieht durch eine Veränderung der Verkarstungsbedingungen, wie zum Beispiel eine klimatische Veränderung, die den Wegfall des lösenden Mediums zur Folge hat oder eine lagebedingte Veränderung, beispielsweise eine Hebung des Karstgesteins. Auch sedimentäre Ablagerungen können den Verkarstungsprozess zum Erliegen bringen. Außerdem ist Meerwasser kein Lösungsmedium für Karstgesteine, somit bewirkt ein Anstieg des Meeresspiegels ebenfalls ein Erliegen des Verkarstungsprozesses. Unter dem Meeresspiegel liegende Karsthöhlen bleiben gut erhalten und sind beliebte Ziele für Tauchgänge.

Paläokarst trifft man häufig in gefalteten Gebirgszügen an, wo durch die lagebedingte Änderung die Bedingungen für den Verkarstungsprozess nicht mehr vorhanden sind.

Eiszeiten und somit klimatische Veränderungen können einen Verkarstungsprozess stoppen, der am Ende von Eiszeiten wieder aktiviert werden kann.

Paläokarst ist wirtschaftlich gesehen von großer Bedeutung, da Karstgebiete bei der Entstehung von Lagerstätten gute Bedingungen bieten. Häufige Rohstoffe aus diesen Lagerstätten sind Blei, Zink, Bauxit, Uran, Eisen, Tonerde und Öl. [1]

Neben den oben beschriebenen Arten des Karsts, kann Karst auch nach dem Gestein aus dem er besteht, klassifiziert werden. Man unterscheidet dann Salzkarst, Gipskarst, Karbonatkarst und Dolomitkarst.

Abbildung 5 zeigt ein Schema zur Unterscheidung von Karstgesteinen und dafür die Bestimmungsmethoden an. Diese Methoden können direkt im Feld durchgeführt werden, es ist dadurch eine rasche Bestimmung der vorliegenden Karstart möglich.

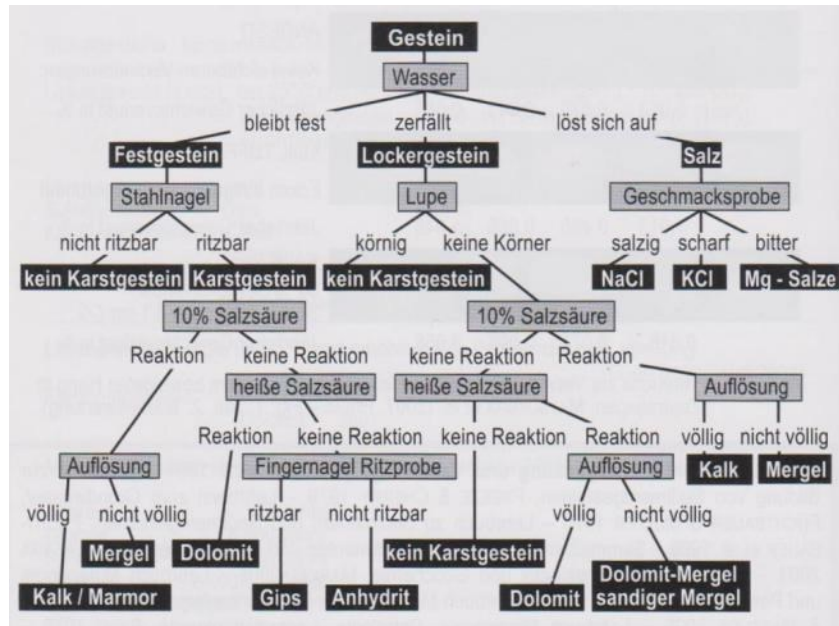


Abbildung 5: Schema zur Unterscheidung der Karstgesteine [1]

2.2. Karstgesteine

Die Gesteine, die für die Karstverwitterung in Frage kommen, können in drei Gruppen eingeteilt werden, erstens die Salzgesteine (=Halide), zweitens die Sulfatgesteine und drittens die Karbonatgesteine. [14]

Salzgesteine sind Halit mit der chemischen Formel NaCl und Sylvit mit der chemischen Formel KCl. Sulfatgesteine sind Anhydrit mit der chemischen Formel CaSO_4 und Gips mit der chemischen Formel $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$. Zu den Karbonatgesteinen zählen Calcit mit der chemischen Formel CaCO_3 und Dolomit mit der chemischen Formel $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$.

Die thermodynamischen Lösungswerte dieser Minerale gegenüber reinem Wasser sind sehr unterschiedlich, die Salzminerale weisen die höchsten Werte auf und auch Gips ist sehr gut in Wasser löslich. Die tatsächliche Lösungsmenge der Minerale in der Natur ist stark von der Niederschlagsmenge abhängig. Kalke und Dolomite weisen gegenüber reinem Wasser nur geringe thermodynamische Löslichkeiten auf, dies verändert sich aber stark, wenn das lösende Medium nicht mehr reines Wasser ist, sondern CO_2 im Wasser gelöst ist, sich somit Kohlensäure H_2CO_3 bildet. [1, 14]

2.2.1. Salzgesteine

Salze sind chemisch gesehen die leicht löslichen Chloride der Alkalimetalle. Sie gehören petrographisch zu den Evaporiten, weil sie durch Verdunstung von Meerwasser entstanden sind. Dabei gelangt Meerwasser in flache abgeschlossene Buchten oder Binnenseen und verdunstet durch trockenklimatische Bedingungen. So lagern sich die Salzkristalle am Grund Schicht für Schicht ab. Die größten Salzlagerstätten in Deutschland weisen eine Mächtigkeit von 1200 m auf (Zechsteinmeer in Norddeutschland) und wurden im Kambrium (erdgeschichtliche Epoche vor 541 - 485,4 Mio. Jahre) gebildet.

Bei Überlagerung von schichtweise gebildeten Salzen (2200kg/m^3) durch Sedimente höherer Dichte, wie zum Beispiel Sandstein oder Muschelkalk (2700kg/m^3), von mehreren tausend Metern Überlagerungsstärke, wird das Salz durch den großen Überlagerungsdruck plastisch.

Es weicht in tektonische Störungszonen aus und bildet dort flache kuppelförmige Salzkissen. Im weiteren Verlauf kann es als Diapir mehrere Kilometer bis zur Oberfläche aufsteigen. Die Form dieser Diapire oder auch Salzstöcke genannt, ist meist pilz-, kegel- oder zylinderförmig. Gelangt das aufgestiegene Salz in den Bereich von grundwasserführenden Schichten, kann es gelöst werden und es bildet sich im obersten Bereich des Salzstockes eine Haube aus nicht löslichen Bestandteilen des Salzes, beispielsweise Gips gebildet aus Anhydrit. Die Bezeichnung dieser Hauben lautet im deutschen Sprachgebrauch Gipshut, dieser kann über 100 m Mächtigkeit aufweisen. In Norddeutschland kommen diese Salzstöcke sehr häufig vor. Durch das nach oben steigende Salz werden auch die Nachbarschichten verbogen und es entstehen dadurch Aufstiegswege für Erdöl und Erdgas, weiter aber bilden das Salz und der Gipshut eine undurchlässige Schicht für diese Kohlenwasserstoffe, was zur Ausbildung von Lagerstätten führt. Weltweit sind daher Erdöl- und Erdgaslagerstätten oft mit Salzlagerstätten verbunden. [1]

Wird der Salzstock durch oberflächennahe Grundwasserströme gelöst- von Bedeutung ist hierbei auch der Austausch des Wassers- damit keine Sättigung desselben vorliegt, sacken die hangenden Schichten ab und es entstehen an der Oberfläche Erdfälle und Senken.

Salzgesteine, allen voran Halit, haben eine große wirtschaftliche Bedeutung. Halit ist für den Menschen ein lebensnotwendiges Mineral und wird seit der Hallstattzeit (800- 450 v.Chr.) abgebaut. Es dient seit jeher dem Würzen und Konservieren von Speisen. In jüngerer Zeit wird ein Großteil des abgebauten Salzes als Auftaumittel und Streusalz verwendet. Auch in der chemischen Industrie werden Steinsalz und Kalisalz zur Herstellung von Düngemitteln, Natronlaugen und Chlorverbindungen eingesetzt. Die Gewinnung der Salze findet direkt im bergmännischen Abbau oder durch Einleiten von Wasser als Sole statt. Unkontrollierte Soletechnik führte in früherer Zeit zu Senkungen an der Oberfläche und damit einhergehend zu Schäden an darüber liegenden Bebauungen, die Altstadt von Lüneburg wäre ein Beispiel dafür.

Salzlagerstätten können auch anderwärtig als zur reinen Rohstoffgewinnung genutzt werden. Durch ihr Dichtheit und die Abwesenheit von Wasser sind sie zur Lagerung von giftigen Stoffen gut geeignet, in Deutschland wird seit einiger Zeit die Möglichkeit der Endlagerung von radioaktiven Stoffen in Salzstöcken (allen Voran der Salzstock Gorleben) überprüft. Dabei wäre die gute Wärmeleitfähigkeit von Steinsalz ein Vorteil, die einen Wärmestau im gelagerten Gut verhindern kann. Allerdings muss die tektonische Stabilität sowie das Ausbleiben eines zirkulierenden Wasserzutritts auf ca. 1 Million Jahre sichergestellt werden, um eine Verteilung oder ein Dringen der radioaktiven Stoffe an die Oberfläche zu verhindern. Abgebaute Salzlagerstätten und die von der Solegewinnung verbleibenden großen Kavernen (bis zu 500.000 m³) eignen sich hervorragend zur Speicherung von Rohöl, da dieses das Steinsalz nicht löst. [1]

2.2.2. Sulfatgesteine

Unter den Sulfatgesteinen sind für die Ausbildung von Karst Anhydrit (CaSO₄) und Gips (CaSO₄ * H₂O) von Bedeutung. Gips ist ein Evaporitgestein und bildet sich durch Sedimentation unter ähnlichen Bedingungen wie Salz. Abbildung 6 zeigt eine Weltkarte der Gipsablagerungen während des Präkambriums und des Paläozoikums.[1]

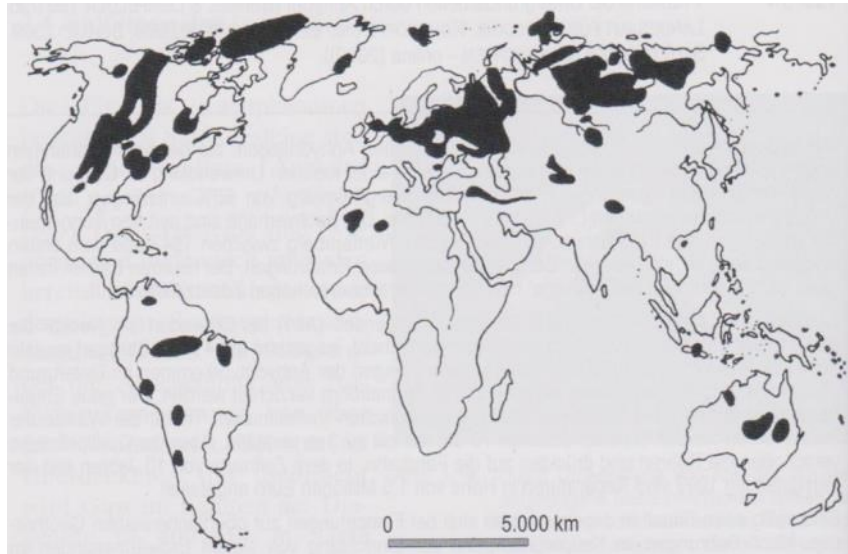


Abbildung 6: Gipsablagerungen während des Präcambriums und Paläozoikums [1]

Gelangt der Gips durch zunehmende Überlagerung oder durch tektonische Subduktion in größere Teufen und erhöhen sich Druck und Temperatur, wird das im Gips gebundene Kristallwasser ausgetrieben und es entsteht der wasserfreie Anhydrit. Dieser Prozess findet in Teufen von ca. 400 m statt. Kommt der Anhydrit durch Erosion der oberen Schichten oder tektonische Hebungen, wieder in die Nähe der Oberfläche, so kann in Teufen von 100-150 m eine Hydratation, durch den Zutritt von zirkulierendem Grundwasser, von Anhydrit zu Gips stattfinden. Die Volumsvergrößerung beträgt dabei ca. 60%, der Quelldruck kann dabei bis zu 100 MPa betragen. Vor allem Tunnelbauwerke sind von diesen Gegebenheiten immer wieder betroffen, exemplarisch wäre hier der Bosrucktunnel an der Pyhrnautobahn-A9, Grenze Oberösterreich/Steiermark zu nennen.

Bis an die Oberfläche kann sich diese Volumsvergrößerung auswirken und daher Schäden an Bauwerken und Infrastruktur verursachen.

Die größten Sulfatgesteinsvorkommen stammen aus dem Präkambrium (vor 4600 bis 541 Mio. Jahren) und dem Paläozän (vor ca. 60 Mio. Jahren), siehe Abbildung 6. Schätzungsweise sind ca. 25% der Erdoberfläche von Sulfatgesteinen unterlagert, für die osteuropäische (russische) Ebene wird dieser Wert auf 80% geschätzt. Trotzdem tritt das Sulfatgestein nur selten an die Oberfläche und bleibt dann nur in Trockenklimaten (Iran, Afghanistan, Bereich des Toten Meeres) gut erhalten. In humiden Klimaten sind die Lösungsprozesse so groß, dass die Gesteine in geologisch sehr kurzen Zeiträumen abtransportiert werden.

In der Literatur spricht man von Gipskarst, wenn Gips bis zu einer Teufe von 100 m auftritt. Gipsausscheidungen, Gipsanreicherungen und Gipskristalle lassen sich heute in semi-ariden Gebieten finden, wo es nur selten zu Niederschlägen kommt und daher kein Abtransport der gelösten Stoffe stattfindet. Auch eine Verfrachtung von Gipskristallen durch den Wind kann beobachtet werden, die zu einer Anreicherung von Gips an windgeschützten Stellen führt, wie zum Beispiel am Rand des ausgetrockneten Lake Lucero in New Mexico Gipsdünen vorliegen.[1]

In Deutschland sind im südlichen Harzvorland und an den Rändern des Thüringer Beckens (Zechstein) größere Gipskarstgebiete zu finden. [14]

Das Lösen von Gips und Anhydrit wird Laugung genannt. Obwohl Anhydrit eine höhere Sättigungskonzentration in reinem Wasser aufweist, hat der Gips eine ca. 3-mal so hohe Lösungsgeschwindigkeit. Gelöste Salze im Wasser beeinflussen jedoch die Löslichkeit von Gips und Anhydrit, so nimmt die Löslichkeit mit steigender NaCl-Konzentration zuerst auf den ca. 3-fachen Wert zu, ab ca. 30 Mol NaCl pro 1000 Mol H₂O nimmt sie wieder ab, siehe Abbildung 7.

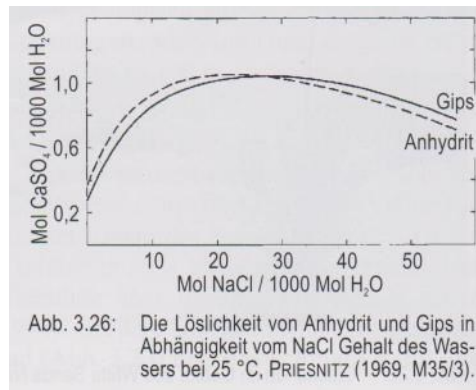


Abbildung 7: Löslichkeit von Gips und Anhydrit in Abhängigkeit von NaCl-Gehalt des Wassers [1]

Direkt an der Oberfläche gelöste Gipse bilden unterschiedliche Lösungsformen, bei Lösung in der Tiefe bilden sich Höhlen aus. Ähnlich der Lösung von Salzgesteinen, kann der Untergrund durch das Fehlen der gelösten Gesteine instabil werden und zur Ausbildung von Senken und Dolinen führen.

Gips hat in der Bauwirtschaft große Bedeutung, durch Erhitzen von Gips entsteht durch Kristallwasserabgabe bei ca. 110°C bis 160°C das Halbhydrat ($\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2} \text{H}_2\text{O}$). Vermengt man das Halbhydratpulver mit Wasser, so reagiert dieses wieder zu Gips und baut Festigkeit auf. Dadurch ergeben sich Anwendungen für Gipskartonplatten, Stuckgips, Elektrikergips, Formenbau, Verbandmaterial, etc. Gips bzw. auch Anhydrit als Zumahlstoff zum Zementklinker dient als Abbinderegulierer, da er die Reaktionsgeschwindigkeit des Zementmehls vermindert. Da seit 1983 in Deutschland alle kalorischen Kraftwerke mit Rauchgasentschwefelungsanlagen ausgestattet sein müssen, ist ein Großteil des heute verarbeiteten Gipses sogenannter REA-Gips. Dem Rauchgas wird dabei Kalkstein beigegeben, der mit dem Schwefeldioxid zu Gips reagiert. [1]

2.2.3. Karbonatgesteine allgemein

Als Karbonatgesteine werden Gesteine bezeichnet, die mindestens 50% Karbonate enthalten. Karbonate sind chemisch gesehen die Ester und Salze der Kohlensäure. Gesteinsbildend sind überwiegend Kalzit mit der chemischen Formel CaCO_3 und Dolomit mit der chemischen Formel $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$. Weitere Karbonate, wie Magnesit, Bruzit oder Nesquehonite spielen für die Karstthematik keine Rolle, einzig der Aragonit bildet in Karsthöhlen Sinterausscheidungen und ist daher von Bedeutung.

Um die Karbonatgesteine zu unterscheiden, kann man sie nach ihrem Gehalt an Dolomit, Gehalt an Kalzit und Gehalt an Verunreinigungen einteilen, siehe Abbildung 8.

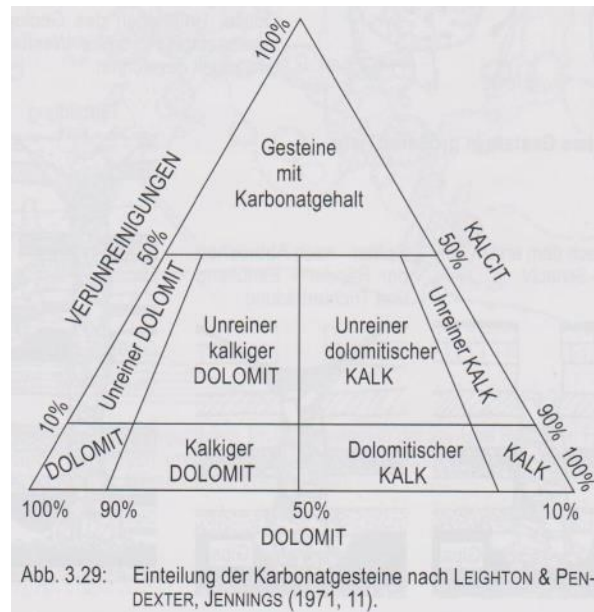


Abbildung 8: Einteilung der Karbonatgesteine nach LEIGHTON & PENDEXTER, JENNINGS [1]

Unter Verunreinigungen versteht man alle Beimengungen, die nicht Karbonate sind, zum Beispiel Silikatminerale und diverse Erze. Sie beeinflussen die Oberflächenformen und die unterirdische Entwässerung der Karstregionen.

Karbonatgesteine bilden sich durch Evaporation gleich wie die Salze oder sind biogenen Ursprungs, zum Beispiel Muschelkalke.

Schätzungsweise ca. 25% der Kontinentaloberflächen werden von Karbonatgesteinen bedeckt.[1]

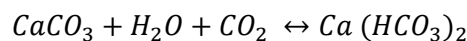
2.2.3.1. Kalzit

Die Bildung von Kalzit fand in allen Erdzeitaltern statt und beruht auf der Löslichkeit von CaCO_3 im Wasser, die für alle Abscheidungsprozesse ausschlaggebend ist. Das Löslichkeitsprodukt von CaCO_3 wird mit folgender Formel angegeben (gilt für destilliertes Wasser bei 25°C):

$$\frac{(\text{Ca}^{++})(\text{CO}_3^{--})}{(\text{CaCO}_3\text{c})} = K_{\text{CaCO}_3} = 10^{-8,3}$$

In Experimenten wurde eine Löslichkeit von ca. 1,5 – 13 mg CaCO_3/l festgestellt.

In CO_2 -haltigem Wasser findet folgende Reaktion statt:



sie besteht aus Einzelprozessen und ist für die in der Natur ablaufenden Abscheidungsprozesse ausschlaggebend. [14]

Das Kohlendioxid CO_2 ist ein natürlich vorkommendes Gas, auf Meeresniveau sind davon durchschnittlich 300 ppm in der Atmosphäre enthalten. Durch den CO_2 -Ausstoß in Industrieregionen steigt der Wert aber stetig an, für das Jahr 2006 wurde ein Wert von 381 ppm gemessen. Auch gibt es regionale Unterschiede in den Konzentrationen, bedingt durch den CO_2 -Ausstoß von Verkehr und Industrie. Der CO_2 -Gehalt der Luft ist stark abhängig von der Höhe über dem Meeresspiegel, liegt er auf null Meter Meereshöhe bei 0,035 Vol.-%, so sind es in 1000m ü.d.M. noch 0,031 Vol.-%, in 3000 m ü.d.M. 0,024 Vol.-% und in 5000 m ü.d.M. 0,013 Vol.-%.

Kohlendioxid diffundiert nach dem Gesetz von HENRY-DALTON von der Luft in das Wasser und wird dort gelöst. [1]

Der Gehalt an gelöstem CO₂ in Wasser ist stark von der Temperatur abhängig, das ergibt sich aus dem Diffusionskoeffizienten L von CO₂ in Wasser. Wie in Tabelle zu sehen, beträgt die Menge an gelöstem CO₂ bei einem Partialdruck von 1 bei 0°C 34,4 mg/l, bei 25°C etwas weniger als die Hälfte, nämlich 14,73 mg/l. Das bewirkt auch den Effekt, dass sich beim Erhitzen von Wasser Kesselstein (CaCO₃) am Boden absetzt, weil der CO₂-Gehalt abnimmt und somit weniger Ca⁺ - Ionen im Wasser lösbar sind.

Die Abbildung 9 gibt den Zusammenhang zwischen gelöstem CO₂ und CaCO₃ an; daraus ist ersichtlich, dass ein höherer Gehalt von CO₂ die Löslichkeit von CaCO₃ deutlich mehr beeinflusst als die Temperatur.

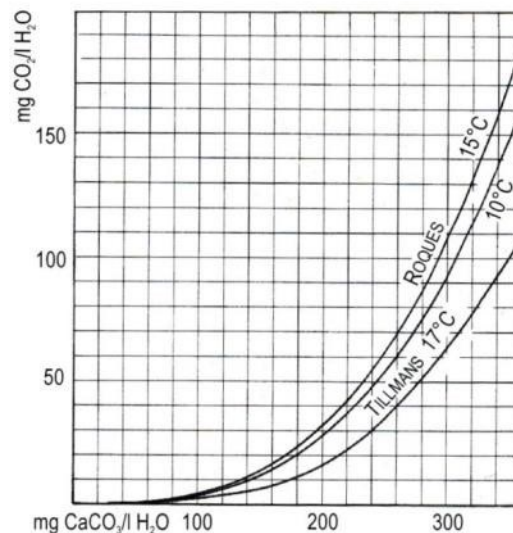
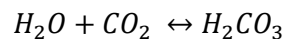
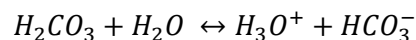


Abbildung 9: Gleichgewichtskurven zwischen im Wasser gelöstem CO₂ und CaCO₃ bei unterschiedlicher Temperatur [1]

Fremdionen wie Na⁺, Cl⁻, Mg⁺⁺ oder Schwefelsäure (aus organischen Substanzen oder Pyrit (FeS₂)), beeinflussen die Löslichkeit von CaCO₃ ebenfalls. Das gelöste CO₂ wird in Wasser zu Kohlensäure, nach der Reaktionsgleichung:



Die Kohlensäure ist zweiprotonig und dissoziiert in Wasser:



Damit fester Kalk von CO₂-haltigem Wasser gelöst wird, müssen verschiedene Prozesse ablaufen. Erstens spalten die Wassermoleküle durch ihre Dipoleigenschaften die Kristalle des Kalziumkarbonats in Kalziumionen und Karbonationen, durch Anlagerung an der Oberfläche, auf. Um den Kalziumkarbonatkristall bildet sich eine ca. 0,01 mm dicke Grenzschicht, in der sich ein Konzentrationsgefälle der gelösten Ionen ausbildet. Durch Diffusion wandern die Ionen in die Lösung. Abbildung 10 zeigt diesen Vorgang.

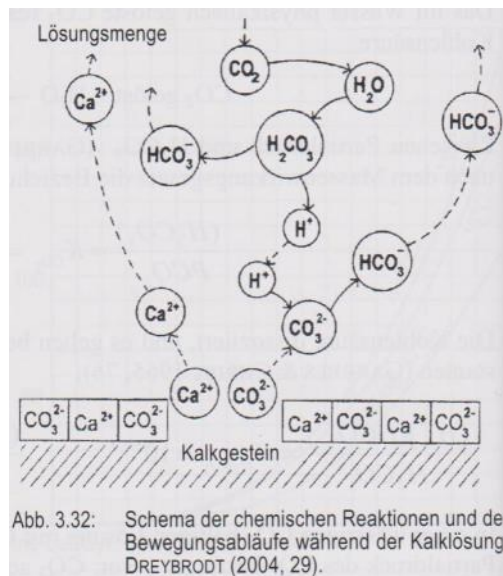


Abbildung 10: Schema der chemischen Reaktionen und der Bewegungsabläufe während der Kalklösung [1]

Die Karbonationen verändern das vorherrschende Dissoziationsgleichgewicht der Kohlensäure, indem sie mit dem H_3O^+ -Ion reagieren. Dadurch können wieder Ca und CO_3 Ionen in Lösung gehen. Insgesamt wird bei diesem Reaktionsablauf also CO_2 verbraucht. Für den Verkarstungsvorgang ist nun entscheidend ob neues CO_2 ins Wasser gelangen kann, je nachdem das System also geschlossen oder offen ist. Beim geschlossenen System kommt der Verkarstungsvorgang bald zum Erliegen, weil das Wasser mit Kalziumionen gesättigt ist. Die Diffusionsvorgänge in der Grenzschicht Lösung/Kristall beeinflussen die Lösungsgeschwindigkeit wesentlich, ebenso eine eventuell vorhandene Strömung des Wassers. Ist die Strömung hoch und liegt turbulentes Fließen vor, ist die Grenzschicht geringer als bei laminarer oder fehlender Strömung. Eine geringere Grenzschicht bewirkt wiederum eine größere Diffusionsgeschwindigkeit.

Kalkgestein ist durch folgende drei Prozesse entstanden:

Erstens durch Ausfällung von CaCO_3 durch Temperaturänderung oder Änderung des CO_2 Partialdruckes bzw. durch Eindunstung und somit Änderung der Konzentration. Die Ausscheidungen hierbei können grobkristallin bis feinschlammig sein. Zweitens durch biochemische Karbonatbildung, was darauf beruht, dass kalkbildende Organismen wie Schalentiere CaCO_3 aufbauen. Nach dem Absterben der Organismen bleiben die Schalen zurück und bilden Sedimente.

Drittens durch Riffe, das sind Erhebungen im Meer, die von wirbellosen Tieren gebildet werden. Sie können bis an die Wasseroberfläche oder darüber reichen und sind wellenresistent.

Bei Kalksedimenten findet eine isochemische Diagenese statt. Das bedeutet, die chemischen Komponenten werden nicht verändert. Kalksedimente verdichten sich sehr rasch und erreichen daher schon früh geringe Porositäten, dadurch werden Fossilien in den Kalksedimenten gut erhalten. Porenräume werden früh durch Kalzit auszementiert.

Kalkgesteine lassen sich nach verschiedenen Merkmalen einteilen, dazu zählen: Korngröße und Kristallgröße, Gefüge oder der Ablagerungsvorgang. Dazu gibt es in der Literatur Tabellen, mit deren Hilfe eine detaillierte Einteilung erfolgen kann. Allerdings hat sich eine generelle Einteilung durchgesetzt und zwar die nach FOLK, dabei werden Kalkgesteine nach ihren Hauptkomponenten eingeteilt, diese sind: Partikel, Körner, Matrix und Zement. Partikel und Körner bestehen aus Intraklaste, Oolite, Schill und Schillkörner sowie Pillen. Als Matrix bezeichnet man primärsedimentierte Feinanteile, die häufig kryptokristallin sind. Die chemischen Auffüllungen des Porenraumes werden als Zement bezeichnet; sie sind während der Diagenese makrokristallin entstanden. Je nach Verteilung der Einzelkomponenten, ergeben sich vier Gesteinsgruppen, partikelführende und partikelfreie Mikrite, partikelführende Sparite und Riffkalke. Bezüglich der Karstverwitterung sind Sparite weniger löslich als Mikrite, wobei die Verwitterungsraten auch von der Textur abhängig sind. [1]

In der Landschaft trifft man vor allem zwei verschiedene Varianten der Kalke an, Bioherme und Terrestrische Kalke. Erstere sind oft massig und kompakt ausgeprägt, ragen mehrere hundert Meter aus der Landschaft und erstrecken sich über viele Kilometer. Die Bezeichnung Bioherm, kommt aus dem Griechischen, Herma=Riff. [1]

Terrestrische Kalke sind flächenmäßig gering verbreitet, es sind aber immer auffällige Landschaftselemente, wie Sinterbecken, Kaskaden, Seeaufstauungen und Wasserfälle, die sonst in der Natur nicht vorkommen. Sie sind aufgrund von Änderungen der Temperatur und des CO₂-Gehalts der Lösung durch Ausscheidung an Quellen und in Höhlen entstanden.

Der CO₂-Gehalt in der Nähe des Bodens (typisch 1-10 Vol-%) kann um ein vielfaches höher sein, als in der Atmosphäre (typisch: 0,03 Vol-%), daher nimmt das Wasser beim Durchsickern des Bodens große Mengen an CO₂ auf und kann daher entsprechend viel Kalk lösen. Tritt das Wasser an einer Quelle zum Beispiel wieder aus, sinkt der Partialdruck des CO₂ im Wasser durch Abgabe von CO₂ an die Atmosphäre wieder und der überschüssige Kalk wird ausgeschieden. Dieser bildet dann Kalktuffabscheidungen, siehe Abbildung 11.

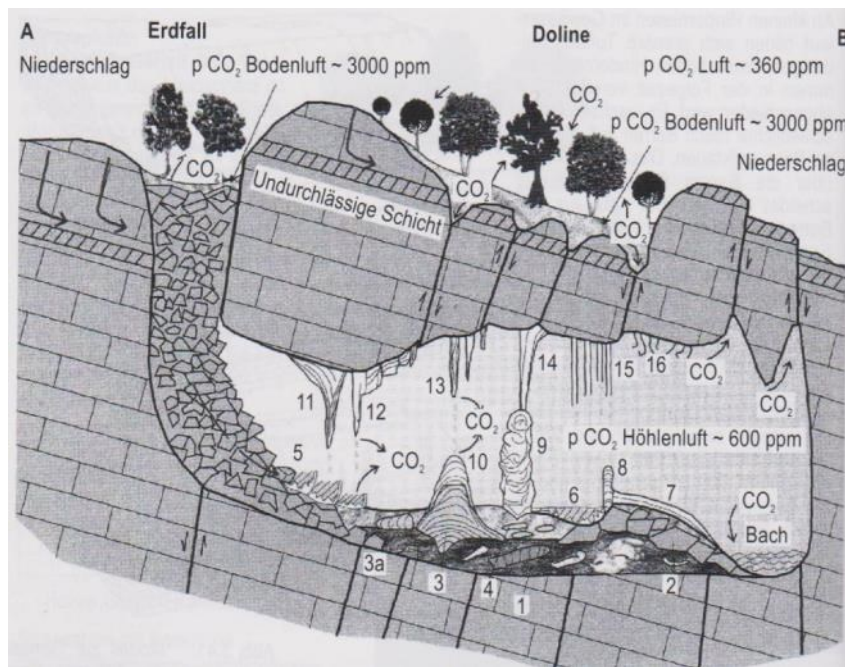


Abbildung 11: Sinterabscheidungen und Tropfsteinbildung in Höhlen [1]

Sinterabscheidungen prägen das Erscheinungsbild von Höhlen und tragen zur touristischen Nutzung von Höhlen wesentlich bei.

Rund 10 km vom Steinbühltunnel entfernt befindet sich die Tiefenhöhle Laichingen, die für Besucher zugänglich ist und rund 70 m in die Tiefe führt, Abbildung 12 zeigt ein Foto aus der Höhle, es ist deutlich die Tropfsteinbildung zu sehen.



Abbildung 12: Foto aus der Tiefenhöhle Laichingen, aufgenommen am 10.06.2016 © R.Riedler

Kalkgesteine haben ein hohes Anwendungsspektrum, als Baumassenrohstoffe in gebrochener Form in unterschiedlichen Korngrößen vom Wasserbaustein bis zum Splitt, als Zuschlagstoff für die Betonherstellung, fein gemahlen als Düngekalk oder Zusatzstoff in der Papier-, Glas-, Lackherstellung oder im Einsatz in der Rauchgasentschwefelung. In der Baustoffindustrie dient Kalk als Rohstoff für gebrannten und gelöschten Kalk zur Verwendung als hydraulisches Bindemittel. Auch in der Hüttenindustrie wird Kalk als Flussmittel eingesetzt. [14]

2.2.3.2. Dolomit

Wie auch der Kalzit, ist Dolomit ein weit verbreitetes Mineral; auf geologischen Übersichtskarten wird er meist nicht separat ausgewiesen. Die Vorkommen sind teils groß und zusammenhängend, andererseits gibt es auch inselförmiges oder wechsellagiges Auftreten von Dolomit in Kalkgesteinen.

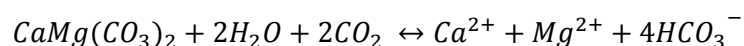
Seine chemische Formel lautet $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$. Der Unterschied zum Kalzit besteht darin, dass im Kristallgitter Kalziumionen durch Magnesiumionen ausgetauscht sind.

Dolomit entsteht durch komplexe und unterschiedliche Reaktionsprozesse, in kontinentalen Entstehungsgebieten können magnesiumhaltige Lösungen in abflusslose Becken strömen und somit ein Magnesiumüberschuss beim Evaporationsprozess vorliegen.

In marinen Entstehungsgebieten bildet sich Dolomit aber nicht durch Ausfällungsprozesse, sondern durch Einwirkung von magnesiumhaltigen Lösungen auf primär gebildete Kalke. Für diesen Prozess ist die Porosität und somit die Zirkulation der Lösung durch den Kalk von entscheidender Bedeutung. Die Dolomitierung kann bereits früh an unverfestigten Sedimenten oder spät in Form von Porenwasserzirkulation an verfestigten Gesteinen stattfinden. [1]

Der Lösungsprozess von Dolomit durch wässrige Lösungen läuft mit sehr geringen Geschwindigkeiten ab, dadurch ist auch die Bestimmung des Löslichkeitsproduktes im Labor sehr aufwendig, es liegt im Bereich von 10^{-17} bis 10^{-20} bei 1 atm und 25°C .

Die Reaktionsgleichung der Lösung von Dolomit durch CO_2 -haltiges Wasser lautet:



Kalziumionen und Magnesiumionen gelangen gleichzeitig in Lösung, daher wird das

Lösungsprodukt auch von den Sättigungswerten der beiden Ionen bestimmt. Bezüglich des Zusammenhanges der Lösungsgeschwindigkeit mit dem CO₂-Gehalt und mit der Temperatur findet man in der Literatur für Dolomit keine gesonderten tabellarischen Auswertungen, den chemischen Grundsätzen und dem Lösungsprozess von Kalzit zur Folge, steigt aber die Löslichkeit von Dolomit mit steigendem CO₂-Gehalt und mit fallender Temperatur. In der Natur hängt der Lösungsprozess auch von den Begleitmineralen ab; Salz, Gips und Kalk kommen häufig in Schichtwechsellagen mit Dolomit vor.

Trotz der komplexeren Lösungsprozesse von Dolomitgestein, gibt es voll ausgeprägte Dolomitzkarstgebiete, die sich von Kalkkarstgebieten kaum unterscheiden. Einziger Unterschied sind Verwitterungsprodukte von Dolomit, die sandig bis schluffig/tonig sein können und als Dolomitasche, Dolomitsand und Dolomitgrus bezeichnet werden. Dadurch gibt es in einigen Dolomitgebieten groteske Standbilder, wie zum Beispiel die „Versteinerte Stadt“ bei Cuenca, in Südfrankreich.

Dolomit hat ein ähnliches und ebenso breites Anwendungsspektrum wie Kalzit, so wären im speziellen die Glas-, Keramik- und Porzellanherstellung zu nennen, weiter wird Dolomit auch in der Lack- und Kunststoffindustrie als Füllstoff, sowie als Schleif- und Putzmittel verwendet.

Silikatkarstgesteine

Bezogen auf die Lösungsraten durch Wasser sind Silikate grundsätzlich nicht verkarstungsfähig. Trotzdem kommen in der Natur karstähnliche Strukturen in Silikatgesteinsgebieten vor. Die geographische Verbreitung lässt auf eine tropische Verwitterung dieser Gesteine schließen. Unter tropischer Verwitterung versteht man eine intensive Verwitterung im feucht-heißen Milieu unter der Mitwirkung von organischen Stoffen. In der Bodensubstanz können freie Alkali- und Erdalkalitionen, sowie Eisen- und Aluminiumverbindungen durch geochemische Wechselwirkungen mit den Silikatgesteinen reagieren oder das Bindemittel der Silikatkörner lösen.

Zusätzlich zu diesen Verwitterungsprozessen ist für die Bildung von Silikatkarst ein subterranean Materialabtransport notwendig. [1]

2.3. Karsthydrographie

Neben dem löslichen Gestein, ist die zweite Bedingung für die Bildung von Karst eine unterirdische Entwässerung. Sie bewirkt das Abführen der gelösten Stoffe. Ein Erkennungsmerkmal für Karstgebiete ist das Fehlen von oberirdischen Abflüssen. Fließen nun oberirdische Fließgewässer auf einem nicht verkarstungsfähigen Gebiet in Richtung verkarstetes Gebiet, nennt man sie allochthone Gewässer. Es gibt verschiedene Formen des Einfließens in das Karstgebiet. Eine wäre das kontinuierliche Schwinden des Wassers über eine längere Strecke bis zum vollständigen Versiegen des Stromes; eine andere wäre das vollständige Verschwinden des Stromes in einem sogenannten Ponor (=Schluckloch). Eine dritte Variante wäre das Überqueren des Karstgebietes durch den Strom, wobei dieser Wasser an das unterirdische Abflusssystem verliert, aber das Gewässer an der Oberfläche, je nach Witterung, nicht vollständig versiegt. Kommen in Karstgebieten doch Oberflächengewässer vor, sind diese auf wasserstauende Gesteinsschichten zurückzuführen. Als Beispiele wären hier lokal eingefaltete Nichtkarstgesteine im Dinarischen Gebirge, sowie Oxfordmergel im Gebiet der Schwäbischen Alb anzuführen.

Das in Karstgebieten auftreffende Niederschlagswasser versickert an vielen Stellen und fokussiert sich unterirdisch in Hauptabflussbahnen. Am Rande der Karstgebiete tritt es durch Quellen unterschiedlicher Arten aus. So gibt es im mediterranen Bereich submarine Quellen, oder an Geländesprüngen Schichtgrenzquellen, Schichtfugenquellen, Spaltenquellen, Überfallquellen oder Vaclusequellen (siehe Abbildung 13).

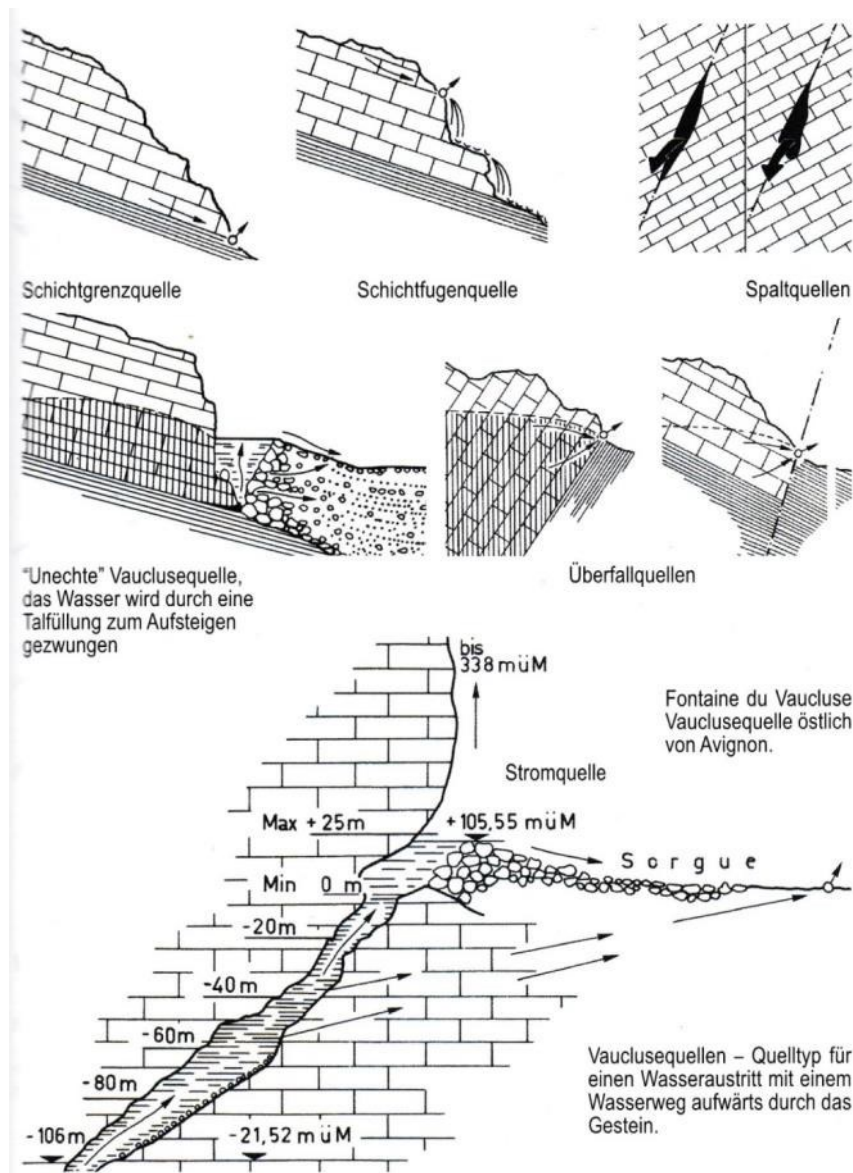


Abbildung 13: Karstquellentypen [1]

2.4. Füllungen von Karsthohlräumen

Die durch die Verkarstung entstandenen Hohlräume können offen oder verfüllt sein. Eine Verfüllung kann unterschiedlicher Natur, Zusammensetzung und unterschiedlichen Alters sein. Von der aktuellen oder ehemaligen Landoberfläche kann Sand, Schluff oder Ton in den Karsthohlraum eingeschwennt werden. Verstürzt umliegendes Gestein in den Karsthohlraum, variiert die Verfüllung von kiesig über steinig bis zu großen Blöcken. Schon bei der Entstehung der Karsthohlräume können Rückstände bleiben. Diese sind meist tonig-schluffige, schwach kiesige Füllungen, die als Rückstandslehme bezeichnet werden. [16]

2.5. Form und Größe

Die Form von Karsthohlräumen hat immer einen gewissen Zusammenhang mit der im Gestein vorherrschenden Kluft- und Trennflächenausbildung, da neue Wasserwege an der Trennfläche beginnen, sich auf den gesamten Kluftraum ausweiten und erst dann das intakte Gestein angreifen. Ist die Klüftung senkrecht ausgebildet, kann für die Karsthohlräume auch eine senkrechte Orientierung angenommen werden. Die Ausmaße dieser Spalten kann bis zu mehreren Metern Länge betragen. In massigen Felsbereichen, wo das Gebirge im

Allgemeinen größere Gesamtstabilitäten aufweist, ist die Ausbildung der Karsthohlräume meist höhlen- oder kavernenartig, da die Firsten der Höhlen stabiler sind.

Für den Tunnelbau ist eine Unterscheidung der Größe von Karsthohlräumen in Lochkarst und Karsthohlräume sinnvoll. Unter Lochkarst versteht man Gestein das von rundlichen und länglichen Hohlräumen durchsetzt ist, die Durchmesser von wenigen Zentimetern bis einige Dezimeter aufweisen. Diese Hohlräume sind häufig mit Zersetzungsprodukten gefüllt. Ist die Intensität des Lochkarsts hoch, ist das Stützgerüst des Gesteins zerstört und das Gebirge weist eine geringe Stabilität auf, die der von Lockergestein gleichkommt. [15, 16]

3. Methoden der Karsterkundung

3.1. Allgemein

Die Karsterkundung kann prinzipiell durch direkte und indirekte Erkundung erfolgen. Unter der direkten Erkundung versteht man den Aufschluss des anstehenden Gesteins durch Freilegen und Entnehmen desselben. In geringer Tiefe kann das durch einen einfachen Baggerschürf erfolgen, in größerer Tiefe ist hierfür eine Bohrung notwendig. Das gewonnene Bohrgut kann anschließend im Labor untersucht werden, soll eine genaue Beurteilung der Festigkeitsparameter des Gesteins erfolgen, ist ein geeignetes Bohrverfahren zu wählen, bei dem Bohrkerne entnommen werden können. Im Falle der Karsterkundung sind Erkundungsbohrungen aber grundsätzlich problematisch, da durch angebohrte Hohlräume das Bohrgestänge stark abgelenkt und dadurch einerseits die Richtung der Bohrung nicht eingehalten werden kann, andererseits ein Knicken des Bohrgestänges eintreten kann, was den Verlust des Bohrgestänges zur Folge hätte. [15]

Aus diesen Gründen scheiden Bohrungen als Prospektionsmethode für größere Tiefen aus und es muss auf indirekte Erkundungsmethoden zurückgegriffen werden. Unter indirekten Erkundungsmethoden versteht man geophysikalische Messverfahren, die von der Oberfläche aus eine Erkundung des Gesteins in größere Tiefen zulassen. Die Oberfläche kann einerseits die Geländeoberfläche des zu untersuchenden Gebietes sein, andererseits kann durch die geophysikalischen Methoden auch eine Prospektion von einer/mehreren Bohrung/Bohrungen aus erfolgen, die Oberfläche wäre hierbei die Bohrlochwand.

Für die Karsterkundung im unmittelbaren Umgebungsbereich des Tunnels eignen sich jedoch Bohrungen sehr wohl. Da die Bohrparameter des Bohrgerätes einen Rückschluss auf das angebohrte Gestein zulassen, zeichnet man die Bohrparameter während des Bohrvorganges dem jeweiligen Bohrloch zugeordnet auf und wertet diese anschließend aus. Damit ist eine räumliche Beurteilung von Schwachstellen im Gebirge möglich. Karsthohlräume, gefüllt oder ungefüllt, sind immer Schwachstellen. Dieses Verfahren wird Measurement-While-Drilling-Verfahren (kurz: MWD-Verfahren) genannt und ist im Kapitel 3.3.1 genauer beschrieben.

3.2. Geophysikalische Messverfahren

3.2.1. Elektrische Widerstandssondierung

Damit elektrischer Strom im Boden fließen kann müssen bewegliche Ionen oder Elektronen im Boden vorhanden sein. Bei Gesteinen können beide Typen von Leitern vorkommen, elektrolytische Leiter als auch metallische Leiter. Die elektrolytische Leitung ist von verschiedenen Parametern abhängig, dazu zählen die Konzentration der gelösten Stoffe (Ionenkonzentration), die Ladungszahl der Ionen, der Ionenradius, die Beweglichkeit der Ionen und der Dissoziationsgrad. Bei der metallischen Leitung kommt es auf die Konnektivität an, nur wenn die einzelnen Minerale zueinander Kontakt haben, ist das Gestein leitfähig. Elektrische Leiter sind vorwiegend Erze wie Magnetit, Pyrit, Sulfide oder Graphit. Der Widerstand eines Leiters ist von dessen spezifischem Widerstand, dessen Länge und dessen Querschnitt abhängig. Die elektrische Leitfähigkeit variiert in den Gesteinen meist stark, da gesteinsbildende Minerale wie Quarz, Feldspat, Glimmer oder Kalzit fast perfekte Nichtleiter sind. Da Gesteine immer auch Hohlräume aufweisen, die mit Wasser gefüllt sein können, sind nasse Gesteine ein besserer Leiter als trockene. Die Leitfähigkeit wird dann im Wesentlichen durch den Elektrolytgehalt in den Poren und einen elektrischen Kontakt der Poren untereinander bestimmt. [3]

Die Detektion von Hohlräumen funktioniert mit dieser Methode relativ gut, da vor allem ungefüllte Hohlräume keinen Strom leiten können. Auch Karsthohlräume die mit blockigem Gebirge gefüllt sind, lassen sich so auffinden.

Bei der Widerstandssondierung werden zwei Elektroden und zwei Potentialsonden in einer Flucht in den Boden geschlagen. Über die beiden Elektroden wird der Strom (Wechselstrom mit Frequenzen bis 100 Hz) eingeleitet. Die beiden Sonden werden zwischen den Elektroden eingeschlagen und nehmen die Spannung, die die Elektroden erzeugen, ab. Die genaue Messanordnung hängt vom Erkundungsziel und der Erkundungstiefe ab. Bei der Widerstandskartierung werden die Elektroden und Sonden einer Vierpunktanordnung bei unverändertem gegenseitigem Abstand längs eines Messprofils von Messpunkt zu Messpunkt versetzt. Ein Messwert bezieht sich dann jeweils auf die Mitte des Potentialsondenabstandes. [2]

3.2.2. Georadar

Das Georadarverfahren wird international als „ground penetrating radar“ bezeichnet, abgekürzt mit GPR. Es gehört zur Thematik der Geoelektrik und hier zu den Wechselstromverfahren. [2]

Das bildgebende Verfahren mit der Abkürzung RADAR für englisch „RADio Detection And Ranging“ wurde am Beginn des 20. Jahrhunderts entwickelt. Es wurde ursprünglich dazu entwickelt, Objekte in Richtung und Distanz zu lokalisieren, zuerst in der Navigation, später auch im militärischen Bereich. Der deutsche Ingenieur Christian Hülsemeyer war der Erste, der den Reflexionseffekt der elektromagnetischen Wellen zu nutzen wusste und so meldete er am 30. April 1904 das Patent mit dem Titel: „*Verfahren, um entfernte metallische Gegenstände mittels elektrischer Wellen einem Beobachter zu melden...*“, an. Sehr früh wurde dieses Verfahren auch für die Geowissenschaft entdeckt. Bereits 1904 erkannte der schwedische Wissenschaftler O. Trüsted, dass sich das Verfahren zur Erkundung von Eisenerzlagerstätten eignen könnte. In der angewandten Geophysik wurde dieses Verfahren aber erst eingesetzt, als sich die elektronische Datenverarbeitung etablierte und es zählt somit zu den neueren Verfahren der geophysikalischen Prospektion. Es wird mehr und mehr dazu verwendet um geologische Strukturen zu erkunden, da es einerseits zerstörungsfrei arbeitet, andererseits relativ kosteneffizient und logistisch einfach durchführbar ist. Es werden dabei folgende Verfahren des Georadars eingesetzt: Impulsradar, interferometrisches Radar, Dauerstrichradar und Mehrfrequenzradar. Die Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe in Deutschland verwendet hauptsächlich das Impulsradar und das Mehrfrequenzradar. Beim Impulsradar wird ein elektromagnetischer Impuls in das umgebende Medium in alle Richtungen ausgestrahlt. Trifft diese Impulswelle auf eine Heterogenität, die sich durch die Leitfähigkeit oder die Dielektrizitätszahl vom umgebenden Medium stark unterscheidet, wird ein Teil der elektromagnetischen Welle reflektiert. Die reflektierte Welle kann von einer Antenne empfangen werden. Diese abrupten Änderungen im Medium repräsentieren im geologischen Zusammenhang Schichtgrenzen, Änderung der mineralogischen Zusammensetzung oder Änderungen des Wassergehalts. Beim Mehrfrequenzradar wird eine definierte Anzahl an Frequenzlinien ausgesendet, wobei sich die Frequenz schrittweise ändert. Das reflektierte Signal wird so aufbereitet, dass aus dem Frequenzbereich in den Zeitbereich transformiert werden kann. Die Berechnung der Distanz der Reflexionsobjekte erfolgt aus der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Radarwelle v und der Laufzeit des Signals t . Die erforderlichen Formeln stellen sich wie folgt dar:

$$d = v * t$$

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}}$$

dabei ist ϵ_r die relative Dielektrizitätskonstante des Mediums und c die Lichtgeschwindigkeit. Die Erkundungsreichweite des Georadars hängt stark von der Leitfähigkeit des zu untersuchenden Mediums ab. Ist die Leitfähigkeit gering, was im Boden hauptsächlich durch den Wassergehalt bestimmt wird, ist die Erkundungsreichweite groß. Dieser Effekt kann dadurch erklärt werden, dass gut elektrisch leitfähige Materialien eine höhere Reflexion der Radarwellen bewirken und somit die Radarwellen nicht sehr tief in das Material vordringen können.

Georadarmessungen werden zur Erkundung oberflächennaher Strukturen, Messung von Eisdicken und für die Lagerstättenerkundung eingesetzt. Weiters sind sie für die Fernerkundung mittels Hubschrauberflügen von oberflächennahen, aber großflächigen Strukturen geeignet. Dabei wird die Sende- und Empfangseinheit an einem Tau unterhalb des Hubschraubers befestigt, um Eigenstörungen durch den Hubschrauber zu vermindern. [17]

Das Geo-Radar-Verfahren kann mit dem Seismik-Verfahren verglichen werden, da es ebenfalls zu den Impuls-Reflexionsverfahren zählt. Allerdings werden beim Geo-Radar-Verfahren kurze elektromagnetische Impulse abgestrahlt, die sich im Gestein ausbreiten und an Schichtgrenzen, wo sich die elektrischen Eigenschaften des Gesteins ändern, teilweise reflektiert. Die elektrischen Eigenschaften eines Gesteins sind die Dielektrizitätskonstante und die elektrische Leitfähigkeit; großen Einfluss auf beide hat der Wassergehalt des Gesteins. Die reflektierten elektromagnetischen Impulse werden von einer Empfangsantenne erfasst und aus der gemessenen Laufzeit zwischen Sende- und Empfangssignal kann bei bekannter Ausbreitungsgeschwindigkeit der elektromagnetischen Wellen, der Abstand zwischen Sende-/Empfangseinheit und der Schichtgrenze errechnet werden. Schichtgrenzen können Hohlräume, Verkarstungszonen, Verwitterungszonen oder anthropogene Einlagerungen sein. Durch entsprechende Signalaufbereitung kann ein Abbild der Schichtgrenzen im Untergrund erstellt werden. [2]

3.2.3. Seismik

Unter dem Begriff Seismologie fasst man alle natürlichen Erscheinungen in der Erde und an der Erdoberfläche im Zusammenhang mit der Ausbreitung von Deformationen zusammen. Die Reflexionsseismik ist ein Wellenausbreitungsverfahren zur Erkundung des Untergrundes, bei dem die Beobachtungsstationen nicht weit von der, meist künstlichen, Energiequelle entfernt sind. Die Wellen breiten sich ungefähr vertikal nach unten aus, werden an verschiedenen Schichtgrenzen reflektiert und kehren somit wieder an die Oberfläche zurück. Die Reflexionsseismik zählt zu der aktiven Seismik, da der Impuls von kontrolliert ausgelösten Quellen ausgeht.

Man unterscheidet in der Seismik zwei Wellenformen; einerseits die primären Wellen (P-Wellen), diese sind mechanisch gesehen Kompressionswellen. Andererseits die Sekundärwellen (S-Wellen) oder auch Transversalwellen genannt; das sind mechanisch gesehen Scherungswellen. Zur Ausbreitung benötigen diese Wellen ein Medium. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit im jeweiligen Medium hängt von dessen Dichte und von dessen Elastizität ab. Die Elastizität eines Mediums wird durch den Elastizitätsmodul, den Kompressionsmodul und den Schermodul bestimmt. Die Kompressionswellengeschwindigkeit v_p errechnet sich aus der Formel

$$v_p = \sqrt{\frac{K + \frac{3}{4}\mu}{\rho}}$$

wobei K der Kompressionsmodul, μ der Schermodul und ρ die Dichte ist. Die Scherwellengeschwindigkeit v_s errechnet sich aus der Formel

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

In Medien, die keine Scherfestigkeit aufweisen, also Gase und Flüssigkeiten, können sich keine Scherwellen ausbreiten. Für Gesteine gilt das Verhältnis

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{3}$$

was bedeutet, dass sich Kompressionswellen schneller fortpflanzen als die Scherwellen. Abbildung 14 zeigt das Prinzip von P-Wellen, Abbildung 15 das Prinzip von S-Wellen.

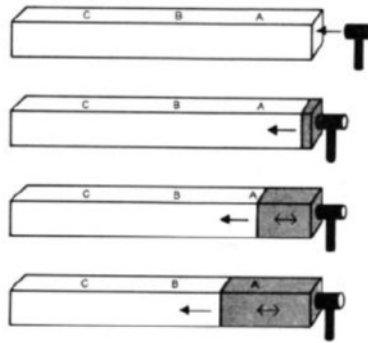


Abbildung 14: P-Wellen [2]

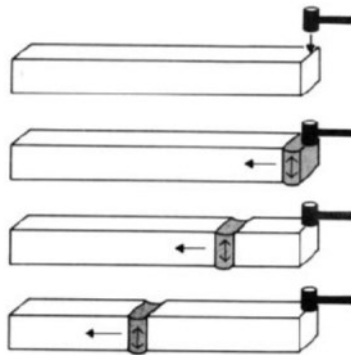


Abbildung 15: S-Wellen [2]

Für die Messungen der Reflexionsseismik werden Geophone (Schwingungsaufnehmer, ähnlich Mikrofonen) dicht am Schusspunkt aufgestellt. Die Kompressionswellen breiten sich senkrecht nach unten aus und reflektieren sich an den Schichtgrenzen. Die Laufzeiten der reflektierten Wellen werden gemessen. Das Prinzip funktioniert ähnlich dem Echolot. Die Rohdaten können durch statische und dynamische Korrekturen verbessert werden, so können beispielsweise Einflüsse aus Topographie und unsymmetrischer Wellenausbreitung entfernt werden.

Die seismische Abbildung der geologischen Schichtgrenzen erfolgt in einem Zeit-Distanz-Diagramm. Wird die Zeit T nach unten positiv aufgetragen, erscheinen ebene Schichtgrenzen im Zeit-Distanz-Diagramm als vertikale Linien.

Erfolgt eine künstliche Signalanregung, sind typische Quellen Hammerschläge, Fallgewichte, Vibratoren oder Sprengungen. [2]

3.2.4. Mikrogravimetrie

3.2.4.1. Verfahren der Mikrogravimetrie

Unter der Mikrogravimetrie versteht man die Messung der Erdbeschleunigung an der Erdoberfläche im Bereich von wenigen Millionsteln der mittleren Erdbeschleunigung.

Mit der Entdeckung des Gravitationsgesetzes durch Isaac Newton im Jahr 1685 wurde bekannt, dass die gegenseitige Anziehung zweier Massen ein universales Phänomen ist. Dieses Phänomen ist dafür verantwortlich, dass ein losgelassener Körper in der Nähe der Erdoberfläche bekanntlich Richtung Erde mit zunehmender Geschwindigkeit fällt. Die Zunahme der Geschwindigkeit wird Gravitationsbeschleunigung, kurz Gravitation genannt und üblicherweise mit dem Buchstaben g bezeichnet. Die Gravitation wäre an jedem Punkt der Erdoberfläche gleich, wäre die Erde eine perfekte Kugel und hätte eine konstante Dichte. Tatsächlich ist die Erde aber keine Kugel und ihr Aufbau besteht nicht aus Kugelschalen selber Dichte, außerdem rotiert sie um die eigene Achse und hat einen Trabanten. Dadurch ist die Gravitation an jedem Punkt der Erdoberfläche unterschiedlich und auch zeitabhängig.

Die Messung und Analyse der Änderung der Gravitation über die Erdoberfläche wurde ein wichtiges Werkzeug zur Erkundung des Untergrundes in diverse Tiefen. Das Hauptinteresse lag dabei bei der Erforschung der geologischen vertikalen Schichtgrenzen in geringer Tiefe, da sich hier die Dichteunterschiede stark an der Oberfläche auswirken. Allerdings deuten Gravitationsunterschiede nicht nur auf Dichteinhomogenitäten, wie sie durch Änderung der Geologie zustande kommen, hin, sondern auch auf Hohlräume im Untergrund wie Tunnel, Stollen oder Karsthohlräume. Die Gravitationsbeschleunigungsunterschiede durch Dichteunterschiede sind sehr gering und liegen im Bereich von 10^{-6} der Erdbeschleunigung, daher sind für Mikrogravitationsmessungen nur hochsensible Messinstrumente zu verwenden. Für die meisten ingenieurmäßigen Berechnungen genügt es die Erdbeschleunigung auf zwei Nachkommastellen gerundet mit $9,81 \text{ m/s}^2$ anzugeben. Gravitationsmessungen haben eine gewisse Ähnlichkeit wie Magnetfeldmessungen, beide beziehen sich auf Potentialfelder und messen deren Stärke. Die Anwendungsgebiete unterscheiden sich aber je nach geologischer Struktur und Erkundungsziel. Das Gravitationsgesetz von Newton lautet:

$$F = G * \frac{m_1 * m_2}{r^2}$$

wobei F die jeweils wirkende Kraft zwischen den beiden Massen m_1 und m_2 ist, r der Abstand zwischen den beiden Massen und G die Gravitationskonstante, die eine fundamentale Naturkonstante ist und in Versuchen ermittelt werden kann. Ihr Wert wird mit $6,674 * 10^{-11} \text{ m}^3 \text{kg}^{-1} \text{s}^{-2}$ angegeben. [18]

Eine oft verwendete, wenn auch veraltete Einheit für die Gravitationsbeschleunigung ist das Gal (benannt nach Galileo Galilei), 1 Gal entspricht $0,01 \text{ m s}^{-2}$. Die daraus abgeleitete Einheit und für Schwereanomaliekarten gebräuchlich ist das Milligal, mGal; das entspricht $1 * 10^{-5} \text{ m s}^{-2}$. [3]

Um die Gravitationsbeschleunigungsänderungen im Genauigkeitsbereich von $\Delta g/g = 10^{-8}$ zu messen, bedarf es Gerätschaften höchster Präzision. Die ersten Geräte um die absolute Gravitation wie auch die Gravitationsänderung zu messen, bestanden aus einem rotierenden Pendel, dessen Frequenz mit der Erdbeschleunigung korreliert. Nach der Entwicklung von Gravitationsmessgeräten die erstens schneller und zweitens genauer messen konnten, werden Messgeräte mit Pendel nur mehr stationär betrieben und dienen als Kalibriergeräte für andere Messgeräte.

Heute sind alle in der Geophysik eingesetzten Messgeräte zur Gravitationsbeschleunigungsmessung, kurz Gravimeter genannt, relative Messgeräte, messen also die Differenz der Beschleunigung an zwei Orten oder zu zwei Zeitpunkten. Im Prinzip sind diese Gravimeter hochpräzise Waagen, deren essenzielles Messgerät eine Masse an einer Feder ist. Ändert sich nun die Gravitation, wird die Feder gedehnt oder gestaucht und die Längenänderung der Feder ist ein Maß für die Gravitationsänderung.

Grundsätzlich existieren zwei Systeme der Längenänderungsmessung, erstens die statischen Systeme, dabei wird die Längenänderung optisch mittels Laser, mechanisch oder elektronisch mittels Potentiometer gemessen, siehe Abbildung 16, zweitens gibt es die astatischen Systeme, wo die Auslenkung der Feder und Masse durch eine Gegenkraft wieder zurück in die Nulllage korrigiert wird. Die Gegenkraft kann durch ein elektrisches Feld erzeugt werden, der dafür aufzuwendende Strom ist ein Maß für die Längenänderung und somit Gravitationsänderung. [3]

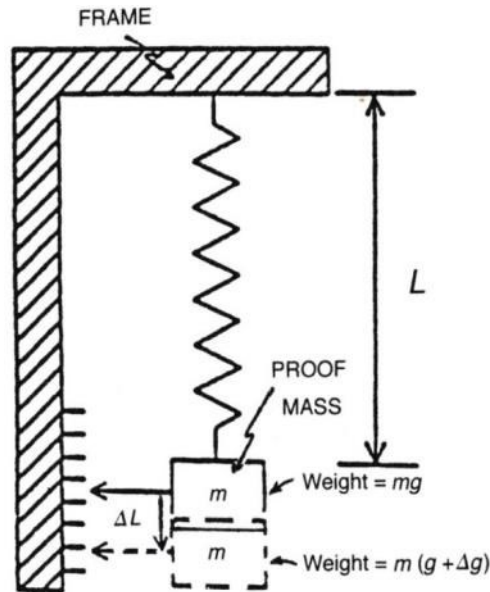


Abbildung 16: Prinzipskizze eines stabilen Gravimeters [3]

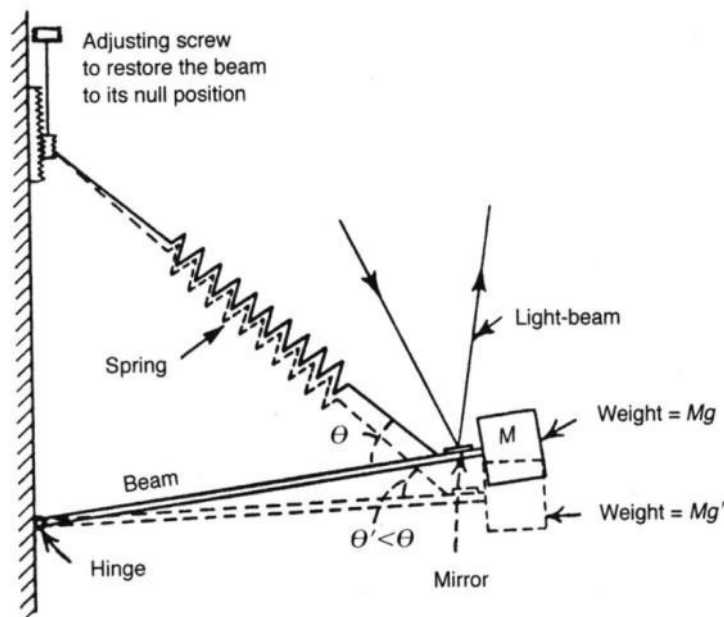


Abbildung 17: Konstruktionskizze eines LaCoste-Romberg Gravimeters [3]

Da sämtliche Materialien auf Temperaturänderungen mit einer Längenänderung reagieren, ist es wichtig, dass die Messgeräte über die Dauer des Messeinsatzes eine konstante Temperatur aufweisen. Dies kann durch ein batteriebetriebenes Thermostat oder eine eingebaute Selbstkompensation bewerkstelligt werden. Zusätzlich ist das gesamte Messsystem in einer abgedichteten Vakuumflasche eingebaut. Ebenfalls möglich ist eine rechnerische Temperaturkorrektur, dabei wird zu jeder Messung auch die Temperatur des Messgerätesinneren aufgezeichnet und zum Messwert gespeichert.

Die Messgenauigkeit von Standardgravimetern wie sie zur Prospektion verwendet werden, liegt im Bereich von 0,01 mGal. Die Entwicklung von hochpräzisen Gravimetern, wie das LaCoste-Romberg Gravimeter (siehe Abbildung 17) ermöglichte den Einsatz in der Geotechnik. Dessen Bauartgenauigkeit liegt im Bereich von 0,001 mGal, im Einsatz liegt die tatsächliche Genauigkeit zwischen 0,006 und 0,003 mGal, äußere Einflüsse wie Erschütterungen durch Wind, Verkehr, etc. beeinflussen die Genauigkeit der Messung. Die neuesten Gravimeter sind mikroprozessorgesteuert und messen automatisch. Das ermöglicht eine hochauflösende Aufnahme des Untergrundes und somit die Erkundung von

Karsthohlräumen und -klüften, alten Abbaustollen von Bergwerken, stillgelegten Tunnels und archäologischen Funden. Diese Geräte ermöglichen eine nahezu kontinuierliche Messung und lassen Messungen in einem Temperaturbereich von -40°C bis $+45^{\circ}\text{C}$ zu. Die Funktionsweise dieser Messgeräte basiert auf dem Typ des statischen Systems. Die Position einer Probemasse an einer Feder wird durch einen kapazitiven Messgeber detektiert, ein automatischer Rückkopplungskreis legt eine Wechselspannung an die Kondensatorplatten an, zwischen denen sich die Probemasse befindet. Die elektrostatische Kraft wirkt auf die Masse und bringt sie in die Nullposition zurück. Die angelegte Wechselspannung ist proportional zur Gravitationskraft. Sie wird in ein digitales Signal umgewandelt und aufgezeichnet. Die kontinuierliche Aufzeichnung dieses Signals während eines Messvorgangs lässt systematische Fehler verringern. Die Messgenauigkeit dieser Gravimeter liegt unter $0,005 \text{ mGal}$.

Der Ablesewert jedes Gravimeters verändert sich mit der Zeit, diesen Effekt bezeichnet man auch als Drift. Er wird einerseits durch Änderung der Umwelteinflüsse wie Luftdruck und Temperatur, andererseits durch Kriechen der Feder des Gravimeters verursacht. Weiter verändern die Gezeiten, also der Gravitationseinfluss von Sonne und Mond auf die Erde, die tatsächliche Gravitationsbeschleunigung ständig. Die Beschleunigungsänderungen durch die Gezeiten liegen bei maximal $0,05 \text{ mGal}$. Unter normalen Messbedingungen liegt der Drift des Messgeräts unter dem Wert der Variation durch die Gezeiten. Die übliche Methode den Drift zu eliminieren, sind wiederholende Gravitationsmessungen an einem Referenzpunkt, im zeitlichen Abstand von circa einer Stunde. Zwischen diesen Messungen wird der Drift als linear angenommen. Daraus erstellt man eine Driftkurve, die zur Korrektur der eigentlichen Messwerte dient. (Sharma, 1997)

3.2.4.2. Mikrogravimetrie zur Detektion von Hohlräumen und Klüften

Im geotechnischen Bereich wird die Gravitationsvermessung hauptsächlich zur Detektion von natürlichen Hohlräumen wie Karsthohlräumen, Höhlen und Kavernen oder zur Wiederauffindung von anthropogenen Hohlräumen wie Tunnel oder stillgelegten Abbaustrecken verwendet.

Natürliche Hohlräume können luftgefüllt, wassergefüllt, mit Sedimenten gefüllt oder teilgefüllt sein. Nahezu jede Füllung ergibt einen negativen Dichtekontrast gegenüber dem umliegenden Gebirge. Aus dem Dichtekontrast folgt eine negative Gravitationsanomalie, die mit der Mikrogravimetrie detektiert werden kann. A. A. Arzi veröffentlichte im Jahr 1975 seine Untersuchungen zur Untergrunderkundung für ein geplantes Atomkraftwerk mittels Mikrogravimetrie. Er führte dazu eine Sensitivitätsprüfung mittels eines bekannten Hohlraumes in Form eines Aushubes mit Durchmesser $1,6 \text{ m}$, Tiefe $1,2 \text{ m}$ und Massendefizit von 6000 kg durch. In Abbildung 18 ist die Anomalie in der gemessenen Kurve klar zu erkennen. (Sharma, 1997)

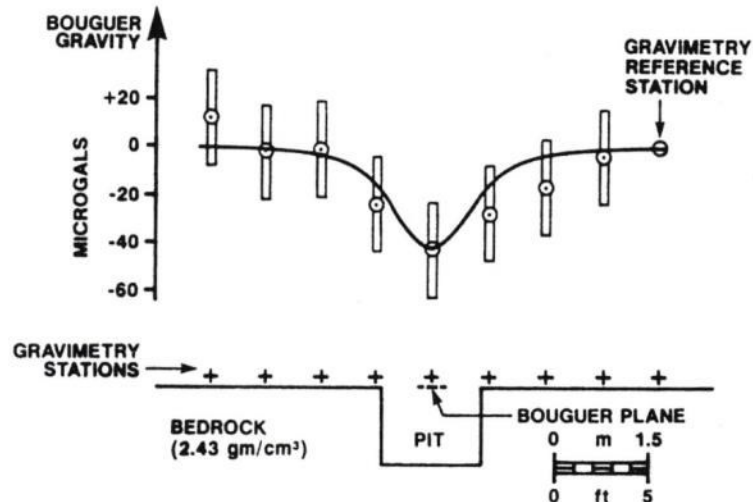


Abbildung 18: Profile einer gerechneten und einer gemessenen Kurve einer Bouguer-Gravitations-Anomalie über einem bekannten Hohlraum

Die Interpretation von Schweremessungen

Für die Erkundung von Karsthohlräumen genügt meist das Erstellen einer relativen Schwereanomaliekarte. Dafür genügt es die Graviationsbeschleunigung an einem Messpunkt jeweils auf die anderen Messpunkte im Messabschnitt zu beziehen, der Nullwert ist der Mittelwert aller Messwerte in Messabschnitt.

Um die Tiefenlage von Dichteanomalien zu bestimmen, kann die Halbwertsbreite der Schwereanomalie aus der relativen Schwereanomaliekarte abgeleitet werden, siehe Abbildung 19.

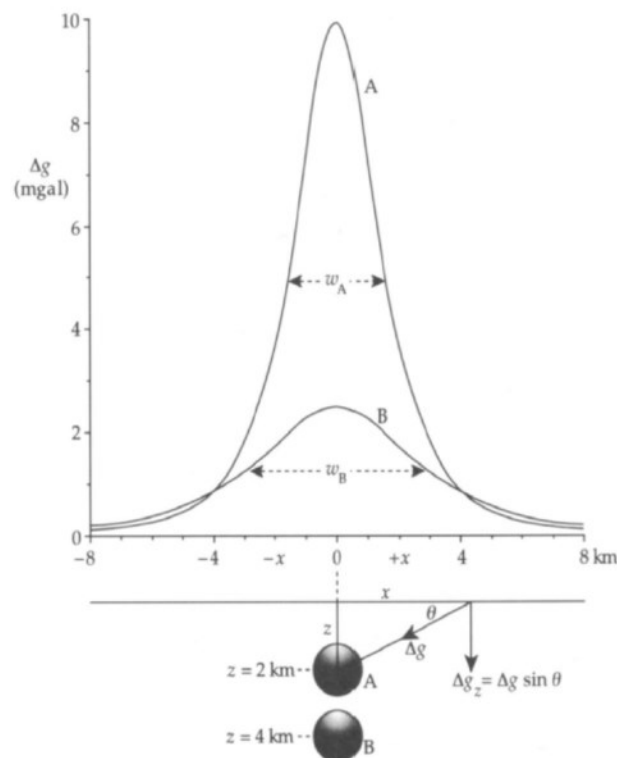


Abbildung 19: Auswirkungen der Tiefenlage einer Schwereanomalie auf die Gravitationskurve [2]

Die Halbwertsbreite ist die Breite der Kurve in halber Amplitude. Für einen einfachen Körper, wie zum Beispiel ein kreisförmiger Querschnitt eines Hohlraumes, ergeben sich einfache Zusammenhänge der Halbwertsbreite und der Tiefenlage, nämlich ist der Halbwertsabstand gleich der Tiefe des Hohlraumzentrums.

Um Dichteanomalien in verschiedenen Tiefen zu detektieren, kann man auch die Zusammenhänge zwischen der Wellenlänge der Anomalie und der Tiefenlage des Hohlraumes nutzen.

Aus Schwereanomaliekarten lässt sich das Massenzentrum bzw. das Hohlraumzentrum ablesen, da es immer mit dem Zentrum der Schwereanomalie übereinstimmt. [2]

3.3. Am Steinbühl tunnel angewandte Methoden der Karsterkundung

Bereits im Vorfeld der eigentlichen Karsterkundung wurden diverse Untersuchungen an den Karbonatgesteinen sowie in situ-Test- und Kalibriermessungen durchgeführt, deren Ziel es war, die Leistungsfähigkeit der vorgeschlagenen Erkundungstechnologie unter den konkreten lithologischen Bedingungen vor Ort abzuschätzen.

Die durchgeführten gesteinsphysikalischen Laboruntersuchungen an Kalksteinproben aus dem Steinbruch der „Staudenmeier Schotterwerke GmbH Drackenstein“ weisen fundierte Ergebnisse auf, worauf die Radartechnologie erfolgreich mit der für die Karsterkundung geforderten Reichweite in den Gesteinen des Weißjuras eingesetzt werden kann. Zusätzlich zu den gesteinsphysikalischen Laboruntersuchungen wurden am 17.05.2013 im Voreinschnitt des Steinbühl tunnels Test- und Kalibriermessungen in und zwischen vier geneigten Bohrungen unter Nutzung der Geo-Radar-Technologie durchgeführt.

Das Testmessprogramm hatte das Ziel, die Leistungsfähigkeit der Georadar-Technologie in den Gesteinen des Weißjuras unter in situ-Bedingungen nachzuweisen. Zusätzlich sollten erste Erkenntnisse und Erfahrungen gesammelt werden, ob die konkrete Bohrlochradar-Messtechnik (Frequenzbereich des bzw. der zu nutzenden Antennensystems bzw. -systeme) unter den konkreten Gesteinsbedingungen vor Ort optimale Ergebnisse liefert.

Die Karsterkundung am Steinbühl tunnel ist in drei Phasen eingeteilt. Die Phase 1 beinhaltet die Erkundung des unmittelbaren Vortriebsbereiches und wird gleichzeitig mit den Vortriebsarbeiten ausgeführt. Sie dient der Gewährleistung sicherer Bauzustände. Für die Vortriebsarbeiten wird der Tunnel in zwei Gefährdungsszenarien unterteilt:

- Bereiche im Regelfall ohne Verkarstung (Vortrieb im Kimmeridgium 1)
Hier ist eine zusätzliche Erkundung durch Ortsbrustbohrungen in der Kalotte vom Typ K-B2 (siehe Abbildung 20) und Entwässerungsbohrungen mit einer Länge von $L=20$ m und einem Abstand von $t \leq 15$ m vorgesehen.
- Bereiche mit mäßiger bis starker Verkarstung (Vortrieb im Kimmeridgium 2, in den unteren Massekalken und im Oxfordium 2)
Hier ist eine zusätzliche Erkundung durch Ortsbrustbohrungen in der Kalotte vom Typ K-B1 (siehe Abbildung 21) plus Ortsbrustbohrungen in der Strosse vom Typ St-B (Siehe Abbildung) und Entwässerungsbohrungen mit einer Länge von $L=20$ m und einem Abstand von $t \leq 15$ m vorgesehen.

Die Bewertung der angetroffenen Verkarstung durch die verschiedenen Bohrungen (reguläre Vortriebsbohrungen, Entwässerungsbohrungen und Erkundungsbohrungen), erfolgt auf Basis des angefallenen Bohrgutes und der Bohrdaten.

Ortsbrustbohrungen Kalotte
Typ K - B 2

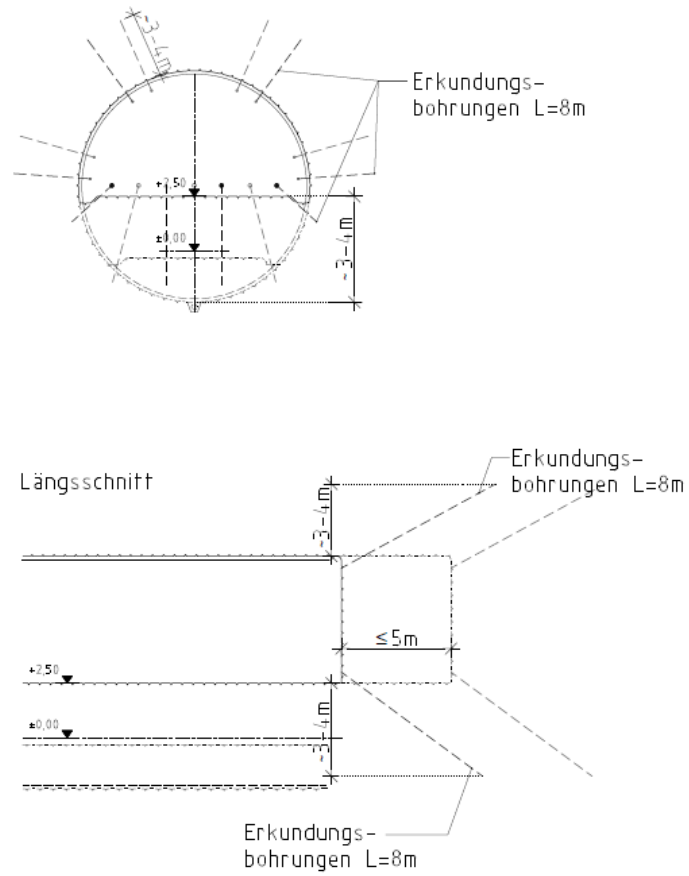


Abbildung 20: Querschnitt und Längsschnitt der Erkundungsbohrungen durch die Ortsbrust in weniger verkarstungsfähigem Gebirge [4]

Ortsbrustbohrungen Kalotte Typ K - B 1

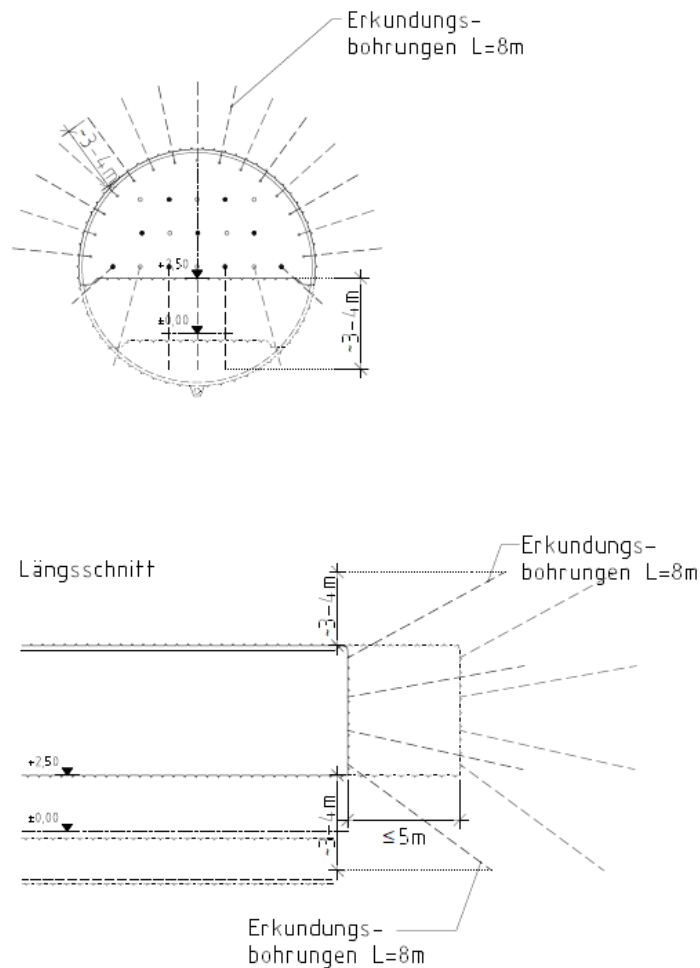


Abbildung 21: Querschnitt und Längsschnitt der Erkundungsbohrungen durch die Ortsbrust in verkarstungsfähigem Gebirge [4]

Werden Hohlräume der Größe M (vergleiche Kapitel 6.5) oder größer aus den Ergebnissen der Bohrungen interpretiert, ist die Karststruktur vortriebsbegleitend im Detail zu lokalisieren und zu erkunden. Die Erkundung kann durch Kernbohrungen mit Kamerabefahrungen, Ausmessen durch Punktlaserscanner, oder gleichwertige Methoden erfolgen. Werden Hohlräume größer als 500 m^3 angetroffen, ist der Vortrieb einzustellen und die zuständige Wasserbehörde hinzuzuziehen.

Phase 2 der Karsterkundung dient der Erkundung des Tunnelnahbereiches nach den Vortriebsarbeiten, aber vor dem Einbau der Innenschale. Sie dient zur Gewährleistung eines sicheren Bahnbetriebes.

Phase 2 beinhaltet weiter eine durchgehende indirekte Anomalieerkundung, durch geophysikalische Messmethoden, für den Tunnelnahbereich, den Gebirgspfeiler zwischen den Tunnelröhren und für den Sohlbereich. Es sollen zwei redundante Verfahren verwendet werden. Die Erkundungstiefe von Phase 2 soll 10 m im Bereich der Firste und Ulmen, und 15 m im Bereich der Gebirgspfeiler und Sohle betragen. [15]

In der Ausschreibung sind für die Phase 2 Erkundung grundsätzlich Seismik, Geoelektrik, Georadar und Gravimetrie vorgesehen, es soll aber vom Auftragnehmer ein Karsterkundungskonzept erarbeitet werden, das dem Auftraggeber zur Genehmigung

vorgelegt werden muss. Die Verdachtsbereiche aus der Phase 2 Erkundung (indirekte Erkundung) werden durch direkte Erkundungen (Bohrungen) ergänzt. [13]

In der Phase 2 Erkundung wird wieder in zwei Bereiche unterschieden:

- Bereiche mit mäßiger bis starker Verkarstung (Tunnel im Kimmeridgium 2, in den unteren Massekalken und im Oxfordium 2)
Hier werden in Abhängigkeit der geophysikalischen Ergebnisse Strossensohlbohrungen vom Typ S-B1 (siehe Abbildung 22), sowie Profilbohrungen vom Typ P (siehe Abbildung 24) ausgeführt.
- Bereiche im Regelfall ohne Verkarstung (Tunnel im Kimmeridgium 1)
Hier werden nach konkreten Verdachtsfällen aus den geophysikalischen Ergebnissen Strossensohlbohrungen vom Typ S-B2 (siehe Abbildung 23), sowie Profilbohrungen vom Typ P ausgeführt.

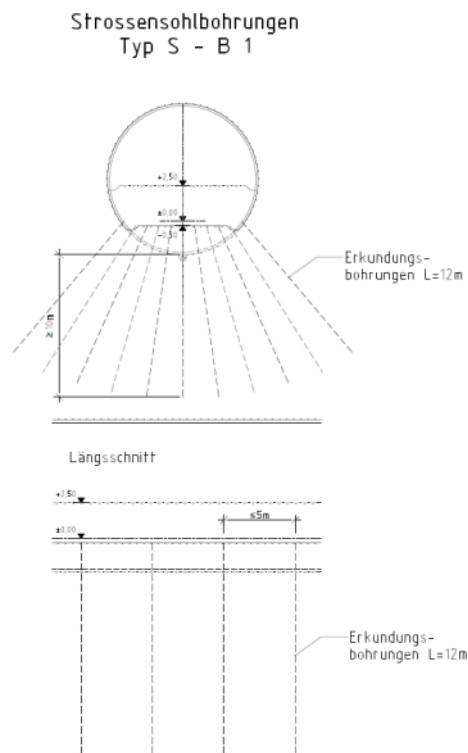


Abbildung 22: Querschnitt und Längsschnitt des Bohrschemas für Strossensohlbohrungen [4]

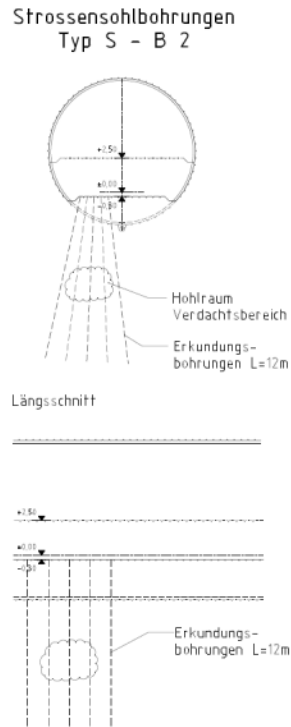


Abbildung 23: Querschnitt und Längsschnitt des Bohrschemas für Strossensohlbohrungen [4]

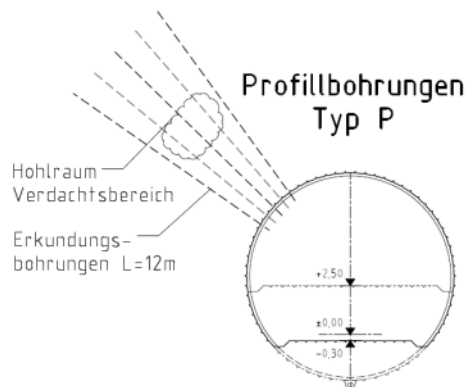


Abbildung 24: Bohrschema für Profillbohrungen [4]

Phase 3 war im Bauvertrag nicht vorgesehen und ist damit ein Zusatzauftrag. Die Phase 3 Erkundung ist eine Tiefenerkundung des Bereiches unterhalb des Tunnels durch Bohrungen, allerdings nicht über den gesamten Steinbühl tunnel sondern nur im Bereich zwischen dem Portal Hohenstadt und dem Tunnelmeter 500. Die zu erkundende Strecke beträgt somit je Tunnelröhre rund 1,1 km. Die Bohrungen wurden in einem Abstand von 20 m festgelegt und weisen eine Bohrlänge von 20 bis 50 m auf, je nach Abstand des Tunnels zum Schichtgrenzenverlauf Kimmeridgium 1 zu Kimmeridgium 2, da das Bohrloch tiefste maximal 10 m von der Schichtgrenze entfernt sein soll. Der Durchmesser dieser Bohrungen beträgt mindestens 90 mm und es werden drei Bohrparameter aufgezeichnet. Diese sind Vorschub, Anpressdruck und Drehmoment. Abbildung 25 zeigt exemplarisch die aufgezeichneten Werte über die Tiefe einer Bohrung. [19]

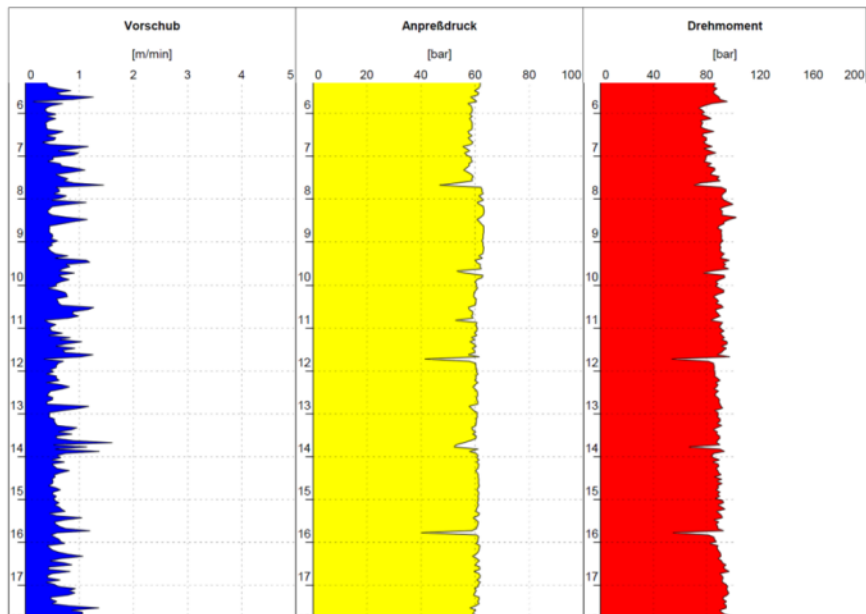


Abbildung 25: Bohrparameter der Tiefenerkundung Phase 3 [19]

Wird ein Hohlraum angebohrt, nimmt der Vorschub zu, gleichzeitig sinken der Anpressdruck und das Drehmoment. Dadurch kann ein Hohlraum detektiert werden.

Abbildung 26 zeigt einen Verdachtsbereich in einem Tiefenbereich von 17 bis 20 m durch blaue Pfeile markiert.

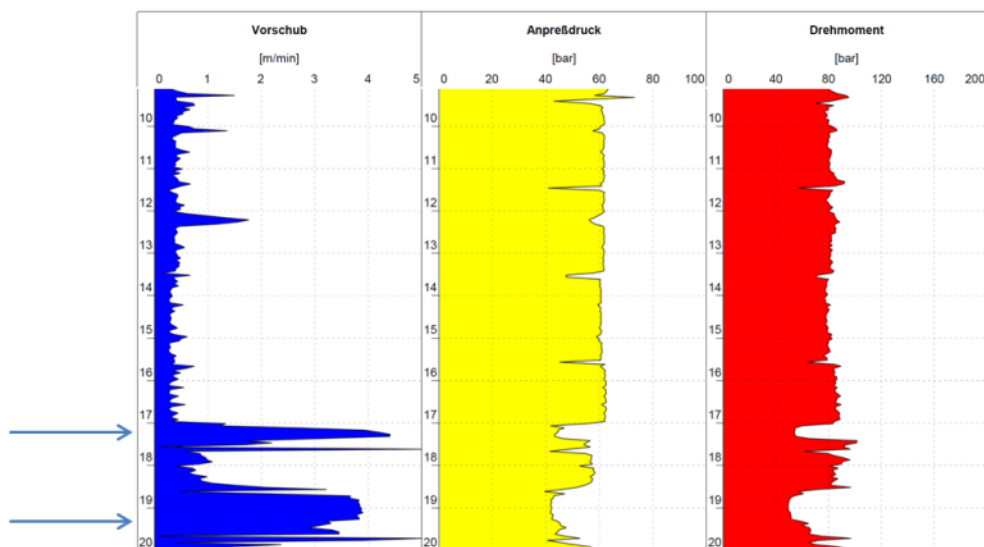


Abbildung 26: Bohrparameter der Tiefenerkundung Phase 3 mit angebohrtem Hohlraum [19]

Relevant sind Hohlräume in dieser Tiefe erst ab einer Ausdehnung von 5 m im Durchmesser, bei Verdacht auf einen Hohlraum dieser Ausmaße ist eine weitere Erkundung durch Kamerabefahrung oder Georadar erforderlich. Wird dabei der Hohlraum festgestellt, ist in Abstimmung mit dem Auftraggeber eine Ertüchtigungsmaßnahme notwendig. Wird kein Hohlraum festgestellt, ist die Phase 3 Erkundung abgeschlossen und es erfolgt die Freigabe für weitere Baumaßnahmen. [19]

3.3.1. Measurement-While-Drilling MWD

Das Measurement-While-Drilling-Verfahren, kurz MWD-Verfahren ist ein von der Firma Atlas Copco in Zusammenarbeit mit der TU Luleå (Schweden) entwickeltes Verfahren, das während des Bohrvorganges die Bohrdaten aufzeichnet und mit der jeweiligen örtlichen Position der Bohrung verknüpft.

Der im Tunnel eingesetzte Bohrwagen benötigt als Zusatzausrüstung das System „TUNNEL MANAGER MWD“. Es beinhaltet eine Software für die Auswertung, sowie eine Software zur Steuerung der Bohrlafetten im Tunnel. [7]

Unter den Bohrdaten versteht man folgende Bohrparameter:

- Wasserdruck
- Wasserverlust
- Vorschub
- Anpressdruck
- Bohrgeschwindigkeit
- Hammerschlagzahl und
- Dämpfungsdruck.

Diese Daten werden dazu verwendet, die Gesamtfestigkeit des angebohrten Gebirges zu berechnen. Die genauen Berechnungsformeln sind allerdings Firmen-Know-How der Firma Atlas Copco, sind daher nicht veröffentlicht, aber in die Software „Tunnelmanager MWD“ integriert. Die Software berechnet Zentimeter für Zentimeter des Bohrloches Bohrkennwerte und stellt diese graphisch dar. Siehe Abbildung 27.

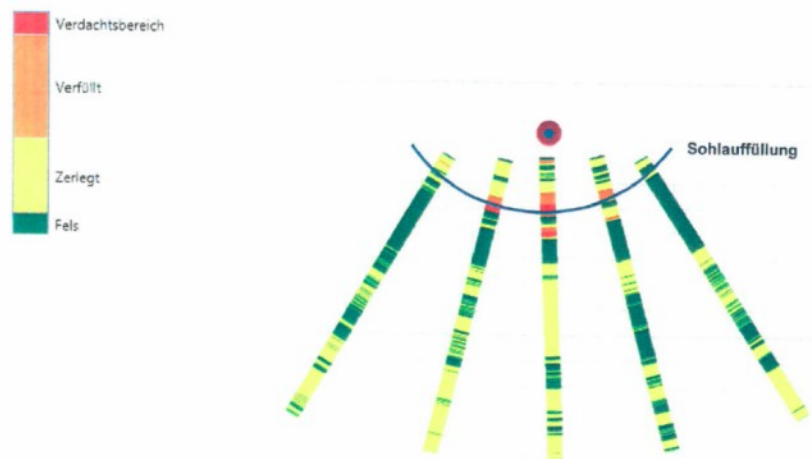


Abbildung 27: Ergebnis der Sohlbohrungen mittels MWD-Verfahren [5]

Die Bohrkennwerte und die daraus berechnete Gebirgsfestigkeit lassen sich 2D oder 3D darstellen.

Am Tunnel Steinbühl wurde seitens der ARGE Tunnel Alaufstieg ein Bohrwagen des Typs Atlas-Copco E2 C-2238 mit der zusätzlichen Ausstattung einer hydraulisch angetriebenen Senkbohrhammer-Rotationseinheit DHR 6 eingesetzt. Der Bohrwagen ist mit dem intelligenten computergestützten „Rig Control System (RCS)“ ausgestattet, das hohe Bohrgenauigkeit, Produktivität und optimierte Bohrzeit durch automatisches Bohren ermöglicht. Das RCS ist Voraussetzung für das System „TUNNEL MANAGER MWD“.

Die beiden Systeme eignen sich für die Karsterkundung, da kontinuierlich Länge, Lage und Richtung und sämtliche oben genannte Bohrparameter aufgezeichnet werden. Mit diesem System sind verrohrte und unverrohrte Bohrungen bis zu einem Durchmesser von 200 mm möglich. Die Kombination der Software am Bohrggerät mit der Software zu Auswertung im Büro lässt eine zeitnahe Erkundung des angebohrten Bereiches zu und gibt somit Sicherheit auf Karststrukturen frühzeitig aufmerksam zu werden. [16]

Die Software färbt in der graphischen Darstellung die Bohrung ein, dabei bedeutet die Farbe grün Fels mit guten Festigkeiten, gelb zerlegter Fels, orange verfüllte Hohlräume, rot Verdachtsbereich auf Karsthohlraum (siehe Abbildung 27).

3.3.2. Mikrogravimetrie

3.3.2.1. Konzept

In der Erkundungsphase 2 wurde der Bereich unter dem Tunnel auf Hohlräume erkundet. Dazu wurde das Mikrogravimetrieverfahren gewählt, bei dem nur die Schweredifferenzen zwischen den einzelnen Messpunkten registriert werden. Der Null-Wert ist der Mittelwert eines gesamten Messabschnittes. Die Tiefe der Erkundung betrug ungefähr den einfachen Tunneldurchmesser. Siehe Abbildung 28.

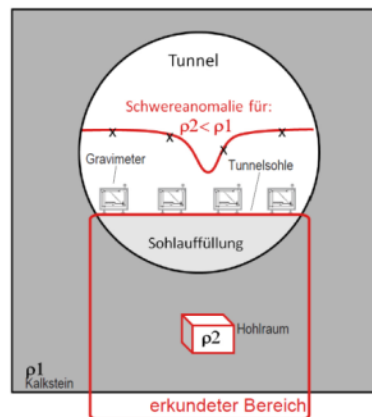


Abbildung 28: Prinzip der Schweremessung im Tunnel [5]

Die Aufstellungspunkte des Gravimeters wurden mittels Tachymeter eingemessen. Zur Orientierungsmessung des Tachymeters wurden die im Tunnel bereits vorhandenen Festpunkte in den Hauptmessquerschnitten verwendet. Zusätzlich wurden alle 10 m geodätische Hilfspunkte gesetzt, um die Schwereprofile an der Tunnelsohle besser abstecken zu können.

Der Abstand der Gravimetermesspunkte betrug 2 m, sowohl in Tunnellängsrichtung als auch quer zur Tunnelachse. Dadurch ergibt sich ein Messraster von 2 x 2 m.

3.3.2.2. Messung

Das verwendete Messgerät ist ein Burriss Gravity Meter™, es ist ein Feder-Masse System, bei dem die Masse zwischen einem Plattenkondensator in der Nulllage gehalten wird.

Abbildung 29 zeigt das Messgerät von außen, inklusive des Tablets als Bedieneinheit, Abbildung 30 zeigt schematischen den Aufbau des Gravimeters.



Abbildung 29: Foto eines Burriss Gravity Meter™ [7]

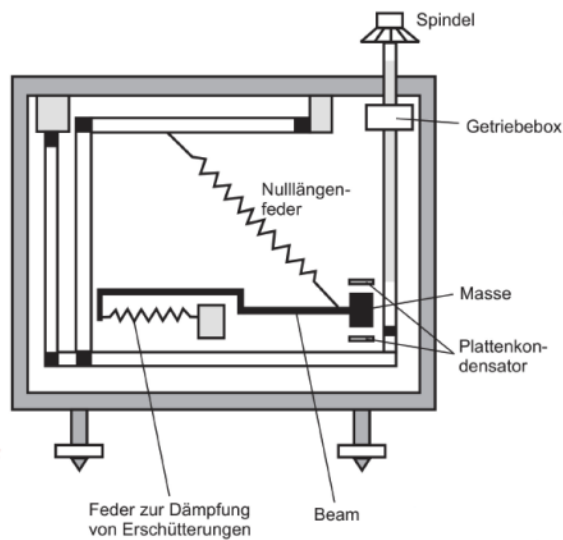


Abbildung 30: Skizze des Aufbaus eines Burriss Gravity Meter™ [3]

Das Gravimeter wird auf ein dreibeiniges Gestell aufgestellt, das für jede Messung auf der geschütteten Tunnelsohle platziert wird. Die Position wird mittels tachymetrischer Vermessung festgehalten. Das Gravimeter wird mittels Dosenlibelle in die Waagrechte gebracht und anschließend wird die Transportarretierung gelöst. Die Arretierung dient dazu die Masse während des Transportes von einem Messpunkt zum anderen zu fixieren, damit diese nicht gegen den Plattenkondensator schlägt. Der eigentliche Messvorgang wird nach Beruhigung des Messsystems ausgelöst. Eine Messung dauert pro Messpunkt inklusive Aufstellen des Gravimeters ungefähr zwei Minuten.

3.3.2.3. Auswertung

Zur Auswertung der Gravitationswerte werden die einzelnen Messwerte über den gesamten Messabschnitt interpoliert und in einer graphischen Darstellung als Grundriss ausgegeben. Siehe Abbildung 31.

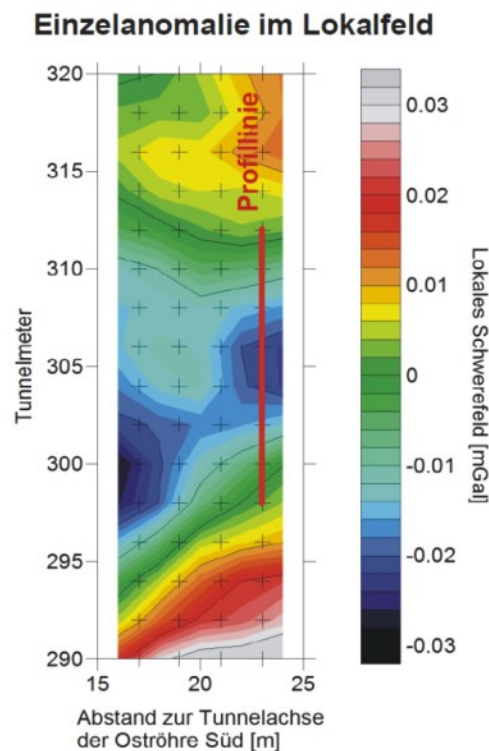


Abbildung 31: Schwereverteilung graphisch ausgewertet [10]

Der Nullwert, dem die Farbe grün zugewiesen wurde, ist der Mittelwert des Messabschnittes. Die absoluten Schwerebeschleunigungswerte wurden nicht gemessen. Die blauen Bereiche in der Abbildung 31 lassen ein Massendefizit im Untergrund erkennen und bilden daher Verdachtsbereiche für Karsthohlräume.

Legt man durch den Grundriss im Verdachtsbereich ein Profil, erhält man ein Diagramm, in dem die gemessene Schwere über den Tunnelmeter aufgetragen ist. [10]

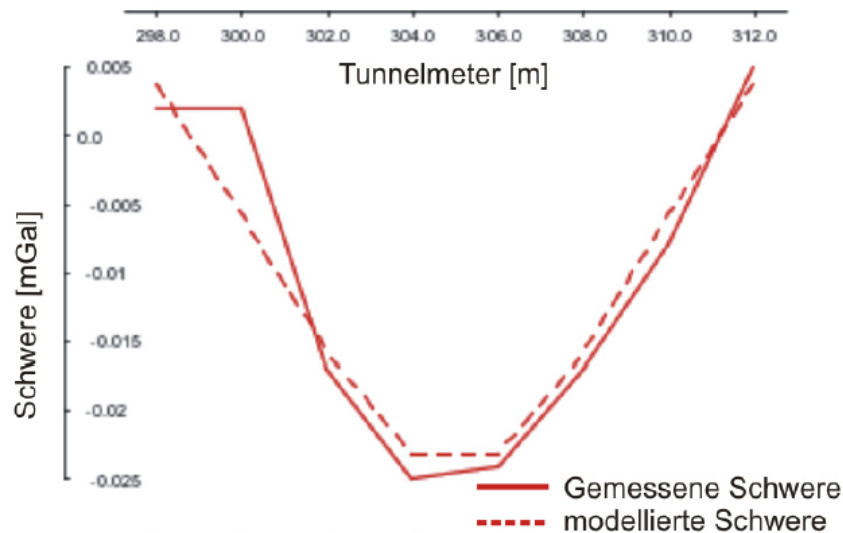


Abbildung 32: Gemessene und modellierte Schwere im Profilschnitt

Mit einer FEM-Software ist es nun möglich einen Hohlraum unter der Tunnelsohle anzunehmen und daraus einen modellierten Schwereverlauf zu errechnen.

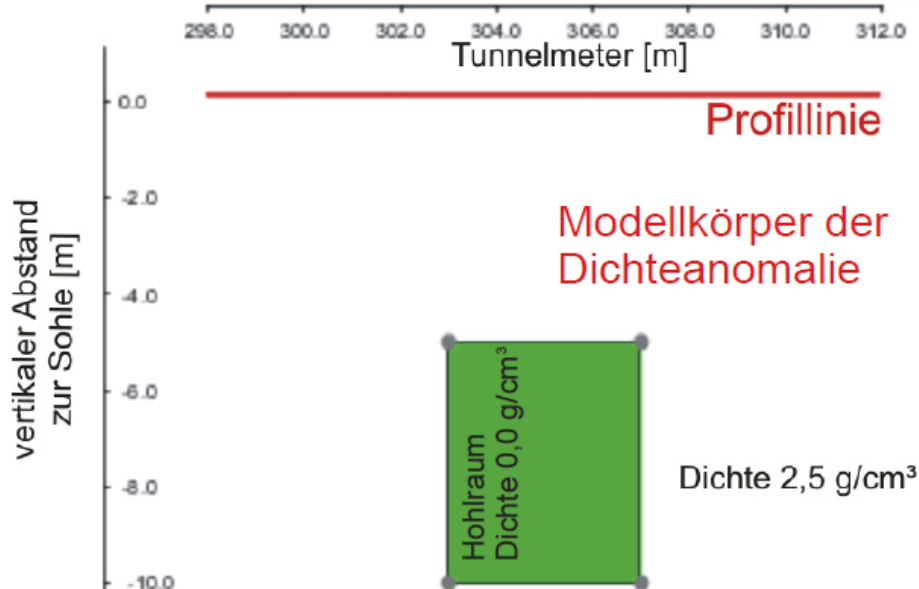


Abbildung 33: Modellkörper zu der in Abbildung 32 dargestellten Schwerekurve

Dadurch können die Ausmaße und der Abstand des Hohlräumes zur Tunnelsohle abgeschätzt werden. Ausgehend von dieser Modellierung gibt die durchführende Firma der geophysikalischen Messungen eine Bohrempfehlung für Erkundungsbohrungen an die bauausführende Firma. [10]

3.3.3. Georadar

3.3.3.1. Konzept

Am Steinbühlentunnel wurde das Georadarverfahren in Form des Bohrlochradars eingesetzt. Es wurden sowohl Reflexionsmessungen als auch Durchstrahlungsmessungen durchgeführt. Die Bohrungen für die Bohrlochmessungen wurden sternförmig um die jeweilige Tunnelröhre angeordnet, je eine Bohrung auf 1 Uhr, 3 Uhr, 5 Uhr, 7 Uhr, 9 Uhr und 11 Uhr. Der Abstand der Bohrungen in Tunnellängsrichtung wurde mit 15 m gewählt. Ein

Messabschnitt betrug immer 30m. Somit ergeben sich je Messabschnitt 18 Reflexionsmessungen und 30 Crosshole-Messungen. Die Reflexionsmessungen wurden mit einer Messfrequenz von 100 MHz durchgeführt, der Messpunkt Abstand im Bohrloch betrug 0,05 m.

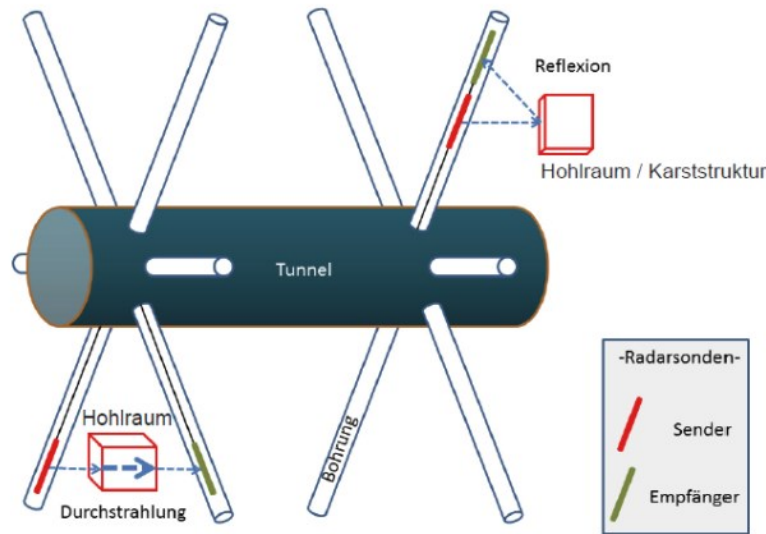


Abbildung 34: Anordnung der Sonden bei der Reflexionsmessung und der Durchstrahlungsmessung

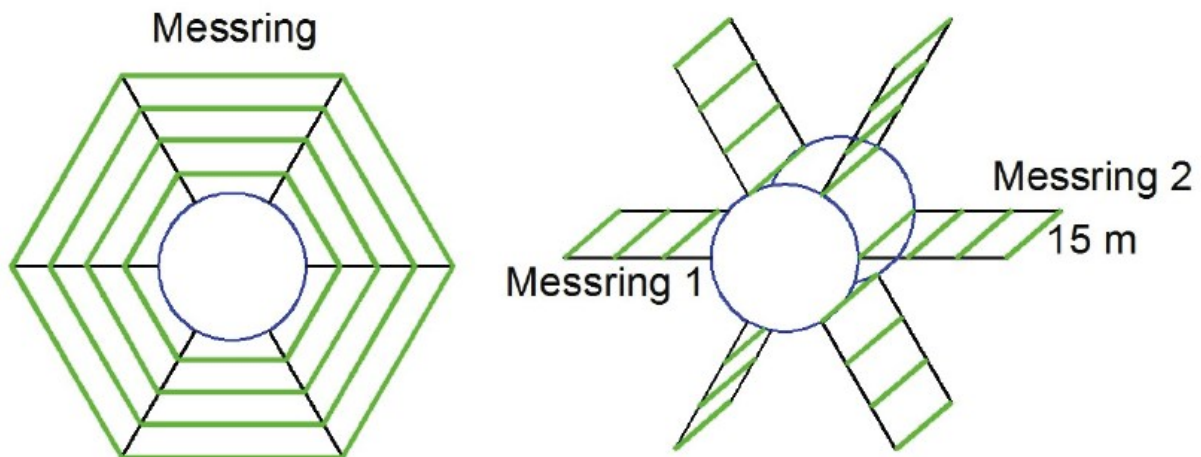


Abbildung 35: Messstrecken für die Durchstrahlungsmessung [10]

Abbildung 35 zeigt in grün die Messstrecken für die Durchstrahlungsmessung, in blau das Tunnelröhrenprofil und in schwarz die Bohrlöcher für die Georadarmessungen. Die Durchstrahlungs- oder Crosshole-Messungen wurden mittels einer Frequenz von 20 MHz durchgeführt. Der Messpunkt Abstand betrug 0,05 m. Bei diesen Messungen misst man die Geschwindigkeit der Radarwellen durch das Gebirge. Sie liegen für Kalkstein in einem Bereich von ca. 90 m/μs. Liegt nun ein luftgefüllter Hohlraum im durchstrahlten Bereich, steigt die Geschwindigkeit der Radarwellen an, da die Fortpflanzungsgeschwindigkeit bei ca. 300 m/μs liegt. Karstfüllungen bremsen dagegen die Radarwellengeschwindigkeit, sie liegt dann ca. bei 60 m/μs.

3.3.3.2. Messung

Die Radarmessungen im Tunnel erfolgten mit einer Bohrlochsonde der Firma MALÅ Geoscience, Schweden. Für die Reflexionsmessungen sind die Sendeeinheit und die Empfangseinheit an einem Stab hintereinander befestigt. Für die Durchstrahlungsmessungen werden zwei Messstäbe benötigt, an einem ist die Sendeeinheit

montiert, am anderen die Empfangseinheit. Die beiden Messstäbe inklusive Sonden werden zeitgleich im Bohrloch verschoben. Aus diesem Grund ist für die Durchstrahlungsmessung mehr Personaleinsatz erforderlich.

Die Messung startet am Bohrlochmund, dazu wird die Sonde in das verrohrte Bohrloch eingeführt. Für jeden Messschritt wird die Sonde um 5 cm weitergeschoben. Eine einzelne Messung dauert nur einen Bruchteil einer Sekunde, die gewonnenen Messdaten werden mit der Bohrlochnummer verknüpft und digital gespeichert.

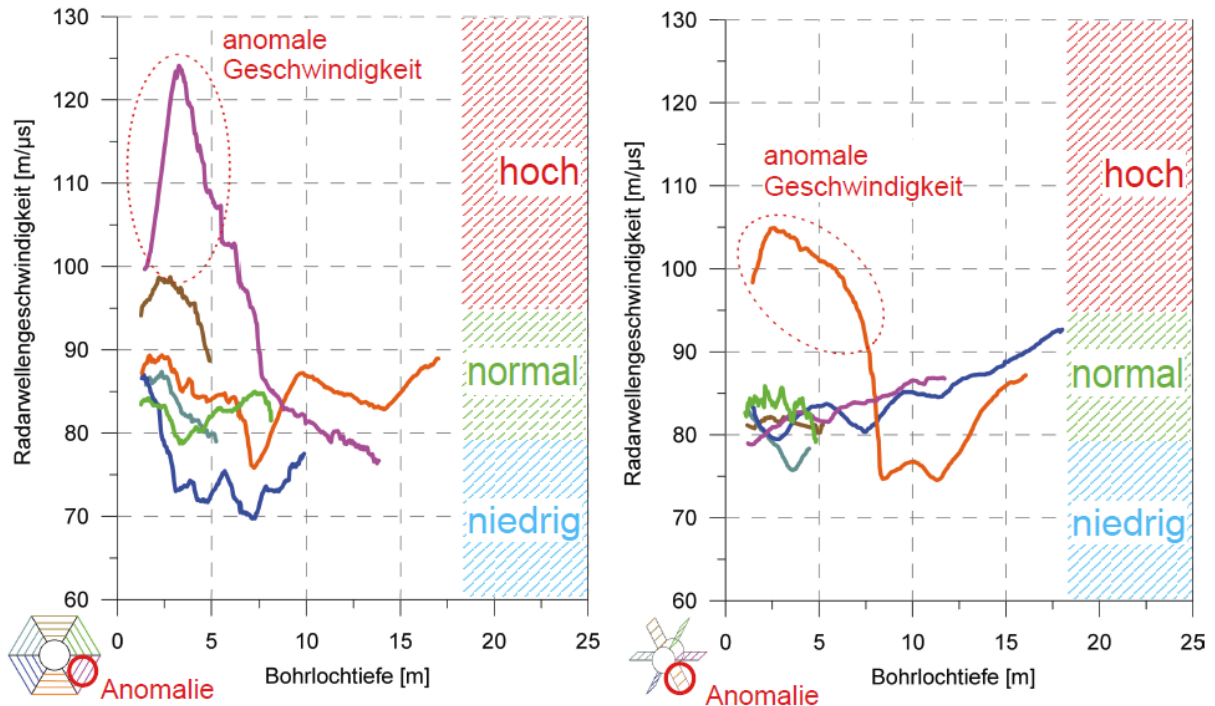


Abbildung 36: Auswertung der Radarwellengeschwindigkeit zur Anomalieerkennung[10]

Aus den Durchstrahlungsmessungen erhält man die jeweiligen Radarwellengeschwindigkeiten in $\text{m}/\mu\text{s}$, siehe Abbildung 36. Die Farben der Messwerte geben den Bereich der Durchstrahlung an. Hohe Geschwindigkeiten deuten auf einen luftgefüllten Hohlraum hin, diese Bereiche werden daher als Anomalien ausgewiesen. Die Messdatenauswertung der Reflexionsmessungen unterscheidet sich ganz wesentlich von denen der Durchstrahlungsmessungen. Die registrierten Werte sind Doppellaufzeiten der Radarwellen mit der Einheit Nanosekunden, sowie die Bohrlochtiefe in Metern. In Abbildung 37 ist ein Radargramm der Reflexionsmessung mit der 100 MHz Antenne beispielhaft wiedergegeben.

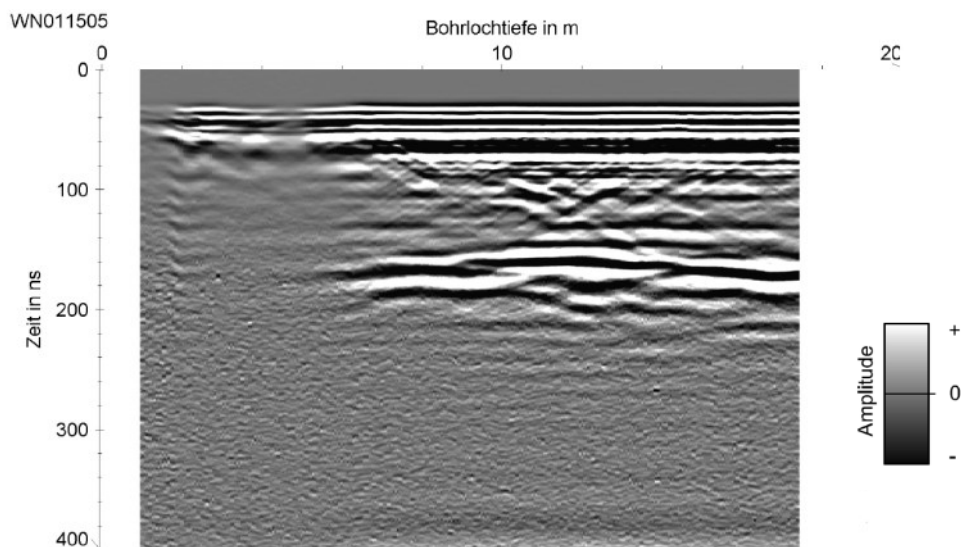


Abbildung 37: Radargramm einer Reflexionsmessung mit 100 MHz [8]

3.3.3.3. Ergebnis

Die Radargramme müssen durch einen Geophysiker interpretiert werden. Er gibt dann Verdachtsbereiche für Hohlräume an, dieses werden 3D-lokalisiert. Daraus wird ein Bohrvorschlag erstellt. Siehe Abbildung 38.

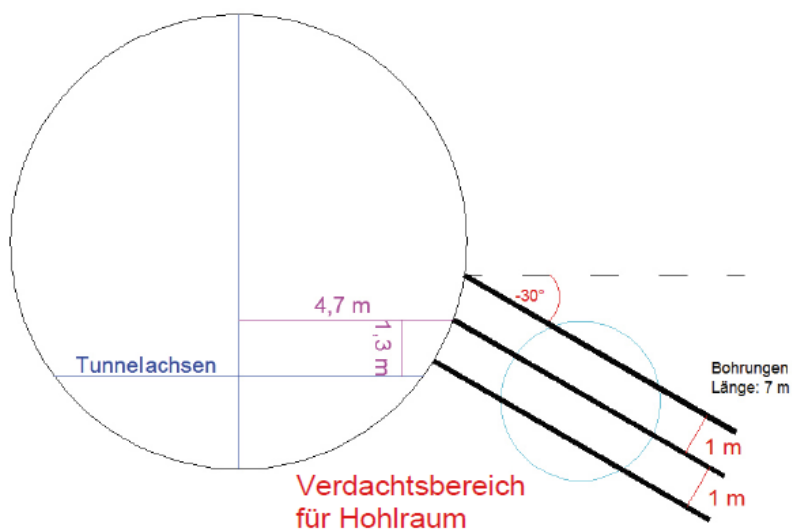


Abbildung 38: Bohrvorschlag für die Hohlraumerschließung

Der Bohrvorschlag wird mittels MWD-Verfahren abgebohrt. Wird der Hohlraum tatsächlich angebohrt und somit aufgefunden, wird ein Konzept zur Verfüllung erstellt.

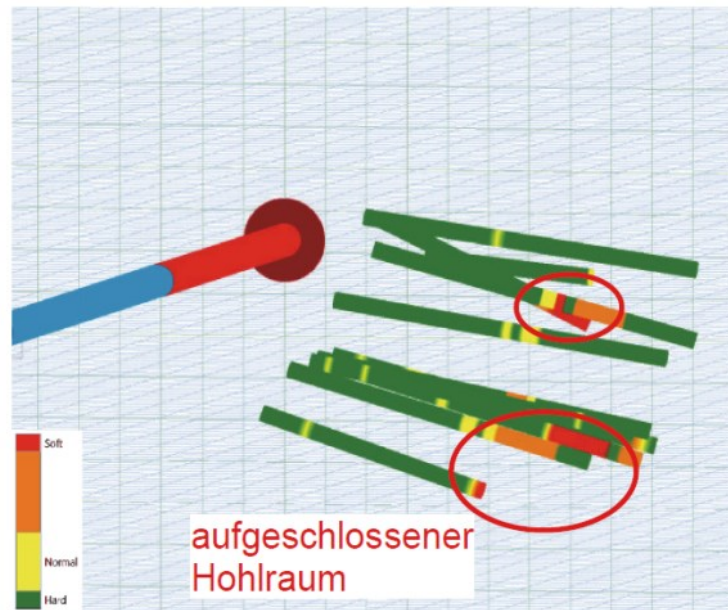


Abbildung 39: Auswertung MWD-Verfahren der Aufschlussbohrungen

Abbildung 39 zeigt die Auswertung der Aufschlussbohrungen mittels MWD-Verfahren, die grünen Bereiche der Bohrungen zeigen intaktes Gebirge an, die roten Bereiche zeigen sehr weiches Gebirge an.

4. Einfluss des Karstes auf den Vortrieb

4.1. Arbeitssicherheit

Die Karstgeologie beeinflusst die Vortriebsarbeiten insofern, als dass die Vorauserkundung nicht nur Änderungen in der Geologie entdecken soll, sondern auch Hohlräume im Gebirge frühzeitig lokalisiert werden sollen. Die Karsterkundungen im Vortriebsbereich und während der Vortriebsarbeiten haben als oberstes Ziel die Arbeitssicherheit für die im Tunnel eingesetzte Mannschaft zu gewähren. Gefährdet ist diese durch:

4.1.1. Hohlräume unmittelbar unter dem Vortrieb

Bei einem Hohlraum mit entsprechend großem Querschnitt, besteht die Gefahr, dass die Schweben (intaktes Gebirge über dem Hohlraum und unter dem Vortrieb) eine zu geringe Mächtigkeit aufweist und dadurch die auftretenden Lasten aus den Vortriebsarbeiten nicht in das umliegende Gebirge ableiten kann. Belastungen aus dem Vortrieb sind durch Maschinenverkehr (Bohrwagen, Bagger im Vortrieb, Radlader, S-LKW, Spritzmanipulator, etc.), Personenverkehr (Vortriebsmannschaft, Polier, Bauleiter, Bauwart, Geologen, Vermesser, etc.) und abgelagertes Ausbruchsmaterial verursacht. Gibt eine Schweben nach, so geschieht dies meist ohne Vorwarnung durch plötzliches Versagen.

4.1.2. Wassergefüllte Hohlräume über dem Vortrieb

Durch das Anschneiden von wassergefüllten Hohlräumen die geodätisch höher liegen als der Vortrieb kann es zu großem Wasserandrang und damit einhergehend zu einem Überfluten des Vortriebsbereiches kommen. Die Wasserhaltung ist darauf speziell auszulegen.

4.1.3. Mit Lockergestein gefüllte Hohlräume über dem Vortrieb

Werden Hohlräume die über dem Vortrieb liegen und mit lockerem, rieselfähigem, rolligem, fließendem Gebirge gefüllt sind, angeschnitten, kann dieses den Vortriebsbereich verfüllen. Man bezeichnet dieses Versagen als Verbruch des Vortriebsbereiches.

4.1.4. Beeinträchtigung des Gebirgstragringes durch Hohlräume

Liegen Hohlräume im Nahbereich des Vortriebes, kann die unmittelbar um den Tunnel verlaufende Zone, die auch als Gebirgstragring bezeichnet wird, geschwächt sein und es kann zu einem lokalen Versagen der Tunnellaubung oder Tunnelfirste kommen. Herabfallende Gebirgsteile stellen eine erhebliche Gefahr für die Arbeitssicherheit dar.

Um diese Gefahren zu minimieren, ist eine Vorauserkundung in verkarstungsfähigem Gebirge unerlässlich.

Am Steinbühlentunnel erfolgte dies durch Abbohren der relevanten Bereiche, wobei die eingesetzten Bohrwagen speziell mit dem MWD-System ausgestattet waren. Siehe Kapitel 3.3.1. Durch dieses System konnten Hohlräume durch eine Vielzahl an Bohrparametern erkannt werden und es waren nicht nur Erfahrung und Aufmerksamkeit des Bohrwagenfahrers ausschlaggebend.

4.2. Zeitlicher Aufwand

Durch die Karstproblematik ergibt sich ein zeitlicher Mehraufwand beim Tunnelvortrieb, dieser ist geschuldet durch:

4.2.1. Zusätzliche Erkundungsbohrungen

Da der Gebirgsraum vor der Ortsbrust und um den Tunnel auf Karsthohlräume erkundet werden muss, müssen Bohrungen in diesen Bereichen verdichtet werden. Dafür ist mehr Zeit einzukalkulieren als für Vortriebe in nicht verkarstungsfähigem Gebirge. Abbildung 40 zeigt beispielhaft ein mögliches Bohrschema für die Karsterkundung während der Vortriebsarbeiten

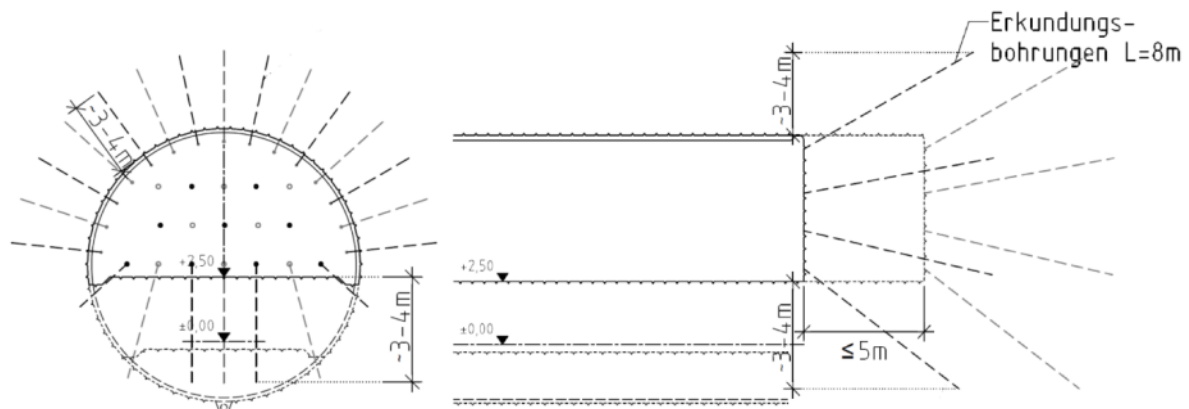


Abbildung 40: Bohrschema der Karsterkundung während Vortrieb[4]

4.2.2. Karstsanierungsmaßnahmen

Die durch die Bohrungen lokalisierten Karsthohlräume werden entweder durch den Vortriebsquerschnitt angeschnitten oder liegen außerhalb desselben. Im Bereich der Strosse oder Sohle müssen diese nur soweit saniert werden, dass sie für die Dauer der Vortriebsarbeiten genügend Sicherheit bieten. Außerhalb des endgültigen Tunnelquerschnittes müssen sie so saniert werden, dass der Gebirgstragring wiederhergestellt ist. Zeitlicher Mehraufwand ergibt sich durch das eventuelle Ausräumen gefüllter Karsthohlräume, die Reinigung der Oberflächen der Hohlräume, das Auffüllen der Hohlräume in entfernten Bereichen mit blockigem Ausbruchsmaterial, in Nahbereichen mit Füllbeton oder Spritzbeton. Sind Karsthohlräume von Natur aus mit geeignetem Material verfüllt, kann dieses belassen oder so weit vergütet werden, dass es den Anforderungen entspricht. Weiter sind Messquerschnitte den Gegebenheiten anzupassen.

Die folgenden Abbildungen zeigen Sanierungsmöglichkeiten der Karsthohlräume bis zu einem Volumen von 500 m³, wie sie in den Ausschreibungsunterlagen für den Tunnel Steinbühl enthalten sind.

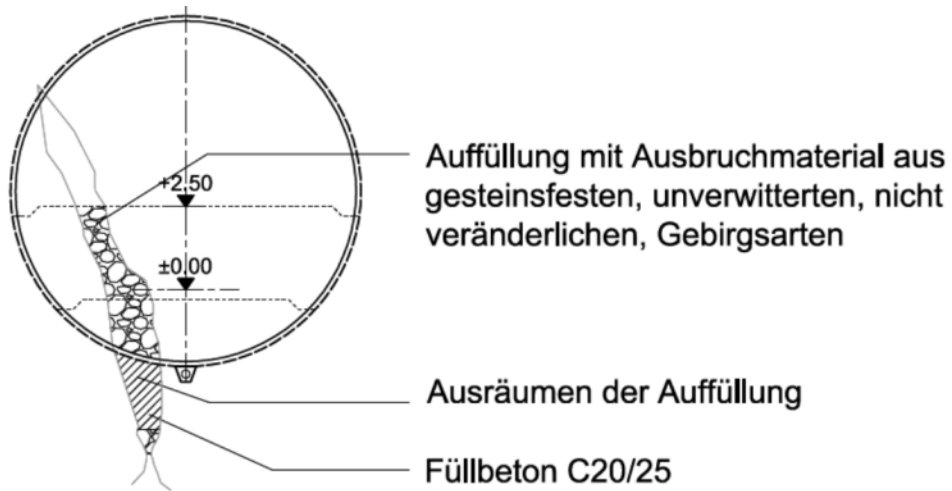


Abbildung 41: Sanierungsvorschlag Karsthohlraum mit temporärer Auffüllung[4]

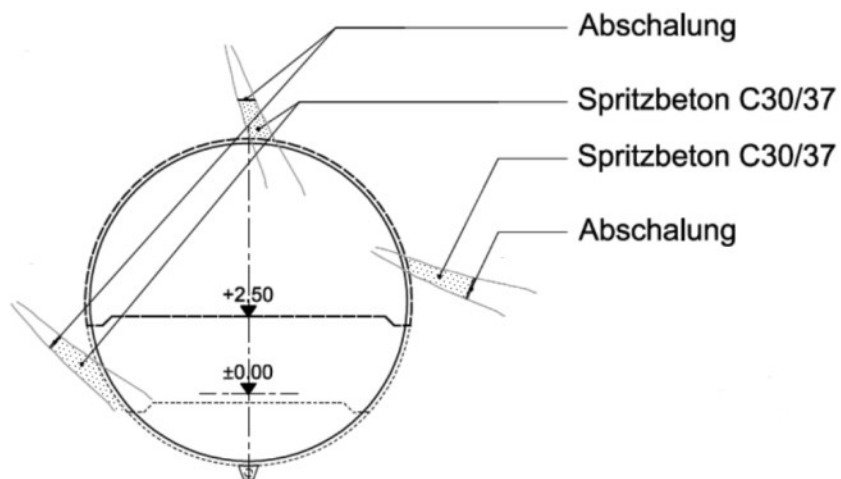


Abbildung 42: Sanierungsvorschlag mit Spritzbeton und Abschalung[4]

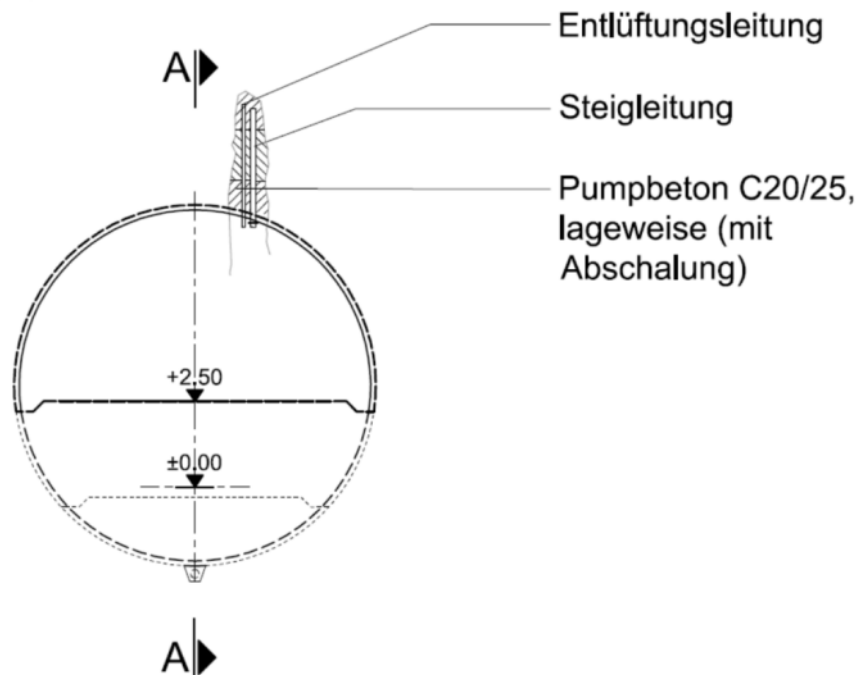


Abbildung 43: Querschnitt Sanierungsvorschlag Karsthohlraum mit Pumpbeton[4]

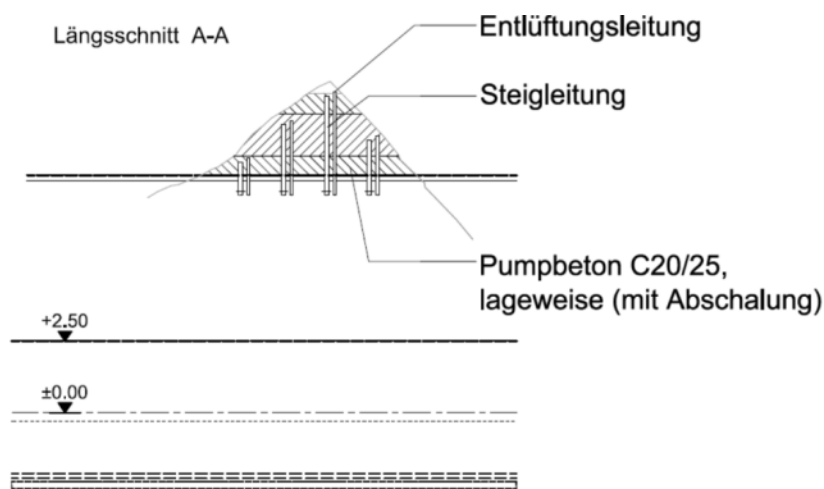


Abbildung 44: Längsschnitt Sanierungsvorschlag Karsthohlraum mit Pumpbeton[4]

4.2.3. Stillstände durch Karsthohlräume >500 m³

Werden Karsthohlräume über 500 m³ Volumen angetroffen, müssen die Vortriebsarbeiten laut Bauvertrag eingestellt werden und über den Auftraggeber (Deutsche Bahn) ist die untere zuständige Wasserbehörde einzubinden. Ein Stillstand der Vortriebsarbeiten bedeutet eine starke zeitliche Verzögerung.

Am Steinbühlentunnel wurden keine Karststrukturen mit einem Volumen über 500 m³ angetroffen.

4.2.4. Dokumentation der Karststrukturen

Die angetroffenen Karststrukturen müssen vor Sanierung ausreichend dokumentiert werden. Je nach Typ sind die Karsthohlräume zu vermessen oder zusätzlich mit einer Kamera zu befahren. Die Vermessung kann mittels 3D-Punktlaser erfolgen, für die Kamerabefahrung ist der Hohlraum ausreichend zu beleuchten. Durch die Vermessung erfolgt eine genaue Volumensbestimmung des Hohlraumes, allerdings ist dies nur bis zur 10m-Linie des Tunnels gefordert.

4.3. Materialaufwand

4.3.1. Angetroffene Karsthohlräume verschließen/verfüllen

Durch die Notwendigkeit angetroffene Karsthohlräume im Tunnelnahbereich zu verschließen, besteht ein erhöhter Materialbedarf. Zusätzlich zu den im Vortrieb standardmäßig eingesetzten Materialien wie Spritzbeton, Anker, Gitterbögen, etc., wird für die Karstsanierung

- unbewehrter Füllbeton oder Pumpbeton der Qualität C20/25 Xo
- bewehrter Beton der Qualität C20/25 XC3 GK22
- Bewehrungsmatten B500A,
- Geotextil 900g/m², PP, benötigt.

Erweist sich das Ausbruchsmaterial zur Verfüllung der Karsthohlräume als nicht geeignet, muss zusätzliches Hinterfüllmaterial angeliefert werden. [9]

4.3.2. Wasserwegigkeit aufrecht erhalten

Wasserführende Karsthohlräume dürfen nur verfüllt werden, wenn die Wasserwegigkeit durch Zusatzmaßnahmen erhalten bleibt. Diese sind mit der zuständigen Wasserbehörde abzustimmen. Dazu sind eventuell Rohrleitungen zu installieren, die anfallendes Karstwasser um den Tunnelquerschnitt leiten können. Gegebenenfalls sind Dücker zu bauen.

4.4. Wasserhaltung

4.4.1. Karstwasser

Grundsätzlich liegt der Tunnel Steinbühl oberhalb des mittleren Karstwasserspiegels. Mit Oberflächenwasser, das durch Karststrukturen versickert, ist aber zu rechnen. Beim Anfahren eines Karsthohlraumes muss überprüft werden, ob die Karststruktur wasserführend ist oder war und ob sie hydraulisch bedeutsam für den übergeordneten Wasserhaushalt ist. Diese Beurteilung wird vom hydrogeologischen Fachmann der Bauüberwachung in Anwesenheit des Geologen des Auftragnehmers durchgeführt. Nachweislich grundwasserführende oder Sickerwasser ableitende Karststrukturen im Oxfordium 2 und Kimmeridgium 1 dürfen ohne entsprechende Umleitungs- oder Versickermaßnahmen nicht verfüllt werden. Haben Hohlräume keine hydraulisch wirksamen Verbindungen oder keinen Einfluss auf das Grundwasser, dürfen sie vollständig verfüllt werden.

4.4.2. Gestautes Wasser in Hohlräumen und plötzlicher Wasserandrang

Laut des Baugrundgutachtens der Fa. WBI, können aus großen Karststrukturen mit Volumen bis zu 40.000 m³, 1500 l/s Wasser auf einen Zeitraum von 8 Stunden in den Tunnelvortrieb eindringen. Darauf sind die Wasserhaltung und die Gewässerschutzanlage zu

dimensionieren. Dieser plötzliche Wasserandrang ist zusätzlich zum normalen Wasserandrang aus Karststrukturen einzukalkulieren. Der normale Wasserandrang wird im Baugrundgutachten mit 750 l/s für den gesamten Tunnel angegeben, das entspricht 16 l/s auf 100 m.

5. Einfluss des Karstes auf die Innenschale

5.1. Allgemeines zur Innenschale

Die Innenschale am Steinbühlentunnel ist bewehrt, weist im Allgemeinen eine Dicke von 40 cm auf und ist aus Beton der Druckfestigkeit C30/37 gefertigt. Abbildung 45 zeigt den Regelquerschnitt der Innenschale der Weströhre des Steinbühlentunnels. Im Bereich von Verbindungsbauwerken wird die Dicke der Innenschale auf 60 cm erhöht und die Betondruckfestigkeit auf C35/45 gesteigert.

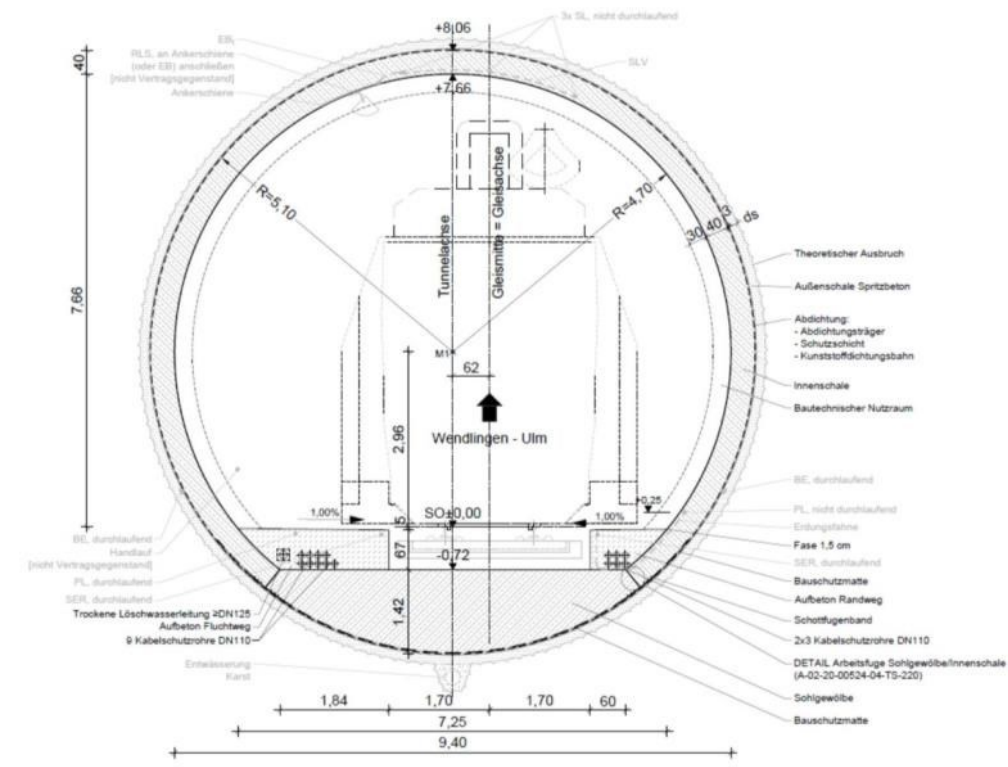


Abbildung 45: Regelquerschnitt Innenschale 40 cm [20]

Die maximale Blocklänge beträgt 12,5 m in den Tunnelröhren, in den Verbindungsbauwerken 10,0 m. Im Bereich der offenen Bauweise und in den Portalbereichen beträgt die maximale Blocklänge ebenfalls 10,0 m.

Da die Stahlbetoninnenschale wasserdicht gegenüber einem Wasserdruck von 4 bis 6 bar sein soll („worst case scenario“ laut Baugrundgutachten WBI 60 m Wassersäule [15]), wird zwischen die Spritzbetonschale und Innenschale eine PVC-P-Kunststoffdichtungsbahn mit der Stärke 3 mm eingelegt. Weiter ist der Beton der Innenschale als wasserundurchlässige Betonkonstruktion auszuführen.

In den Block- und Arbeitsfugen werden sechsstellige Fugenbänder eingelegt, die im Falle einer Undichtigkeit der Kunststoffdichtungsbahn ein Injizieren ermöglichen. Zusätzlich zu dieser Maßnahme wird ein integriertes Prüf- und Injektionssystem zwischen Innenschale und Abdichtungsbahn eingebaut, das einen Wassereintritt durch undicht werden der Kunststoffdichtungsbahn detektiert und ein nachträgliches Injizieren im Laufe der Nutzungsdauer ermöglicht.

Um eine Längsläufigkeit des Wassers entlang des Tunnels zu verhindern, werden je Tunnelröhre zwei sogenannte Dammringe hergestellt. Diese bestehen aus einem Stahlbetonring außerhalb der Tunnelinnenschale sowie aus Gebirgsinjektionen um den Stahlbetonring nach Aushärtung desselben. Der Stahlbetonring weist eine Stärke von 1 m, und eine Länge in Tunnellängsrichtung von 4 m auf, siehe Abbildung 46 und Abbildung 47. [11]

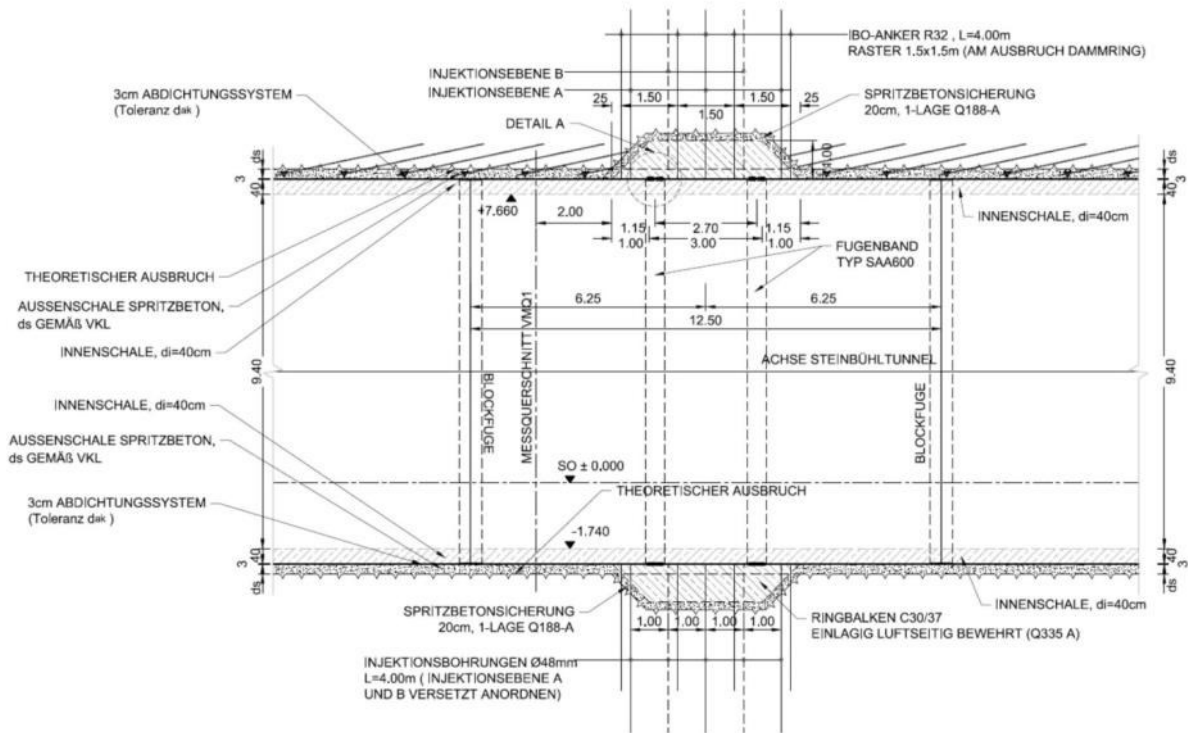


Abbildung 46: Längsschnittskizze Damkring [22]

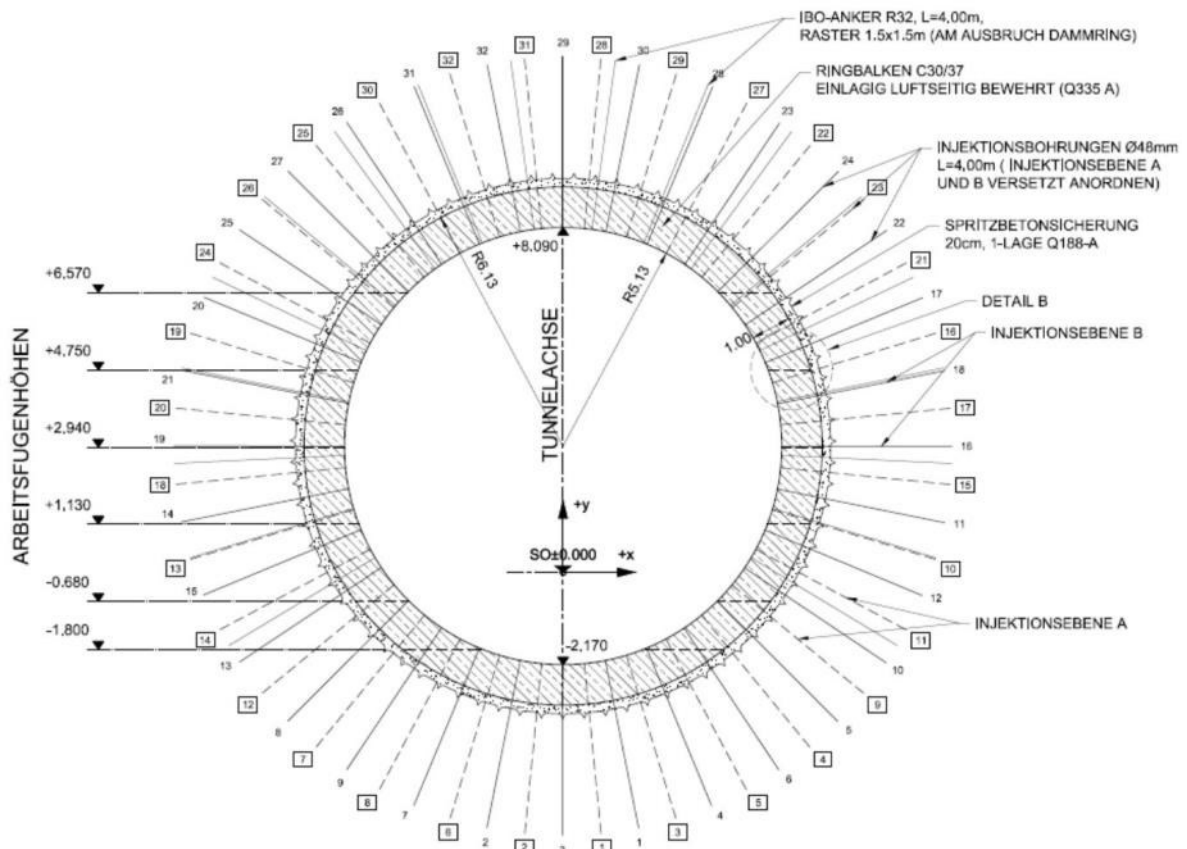


Abbildung 47: Querschnittskizze Damkring [22]

5.2. Innenschalenbemessung / Kaltstatik

Die Karsterkundung der Phase II dient zur Erkundung von Karsthohlräumen die Einfluss auf die Innenschalenstatik haben. Bereits vor der genauen Erkundung wurde für sämtliche den Tunnel beeinflussende Hohlräume eine Matrix zur Typisierung dieser erstellt. Somit erhält jeder Karsthohlraum eine Type. Siehe Abbildung 63 im Kapitel 6.5

Die Planungsgemeinschaft Tunnel Alaufstieg (PTA) bestehend aus den Firmen iC consulenten Ziviltechniker GesmbH und IL – Ingenieurbüro Laabmayr & Partner ZT GesmbH, wurden seitens der ARGE Tunnel Alaufstieg mit der Innenschalenbemessung beauftragt.

Für Bereiche in denen intaktes Gebirge vorliegt, wurde eine Regelfallstatik ausgearbeitet, somit auch eine Regelbewehrung und eine Regelbetonstärke. Sind Karststrukturen ordnungsgemäß saniert worden, wird das Gebirge als intakt angenommen. Für Bereiche in denen Karststrukturen im Einflussbereich des Tunnels liegen, diese aber nicht vom Tunnel angeschnitten wurden und somit auch nicht saniert wurden, muss die Innenschale auf den Karsthohlraum bemessen werden.

Seitens der Planungsgemeinschaft wurde für die Karsthohlraumtypen L in den verschiedenen Lagen um den Tunnel, jeweils eine Innenschalenstatik gerechnet. Beispielhaft zeigen die folgenden Abbildungen die Berechnungsschritte der Innenschalenstatik mit einem Karsthohlraumtyp L-F-1 gefüllt mit mittelplastischem Ton im Einflussbereich der Weströhre des Steinbühlentunnels. Die Berechnung erfolgte mit der Finite-Elemente Software der SOFiSTiK AG, Version 30.[9]

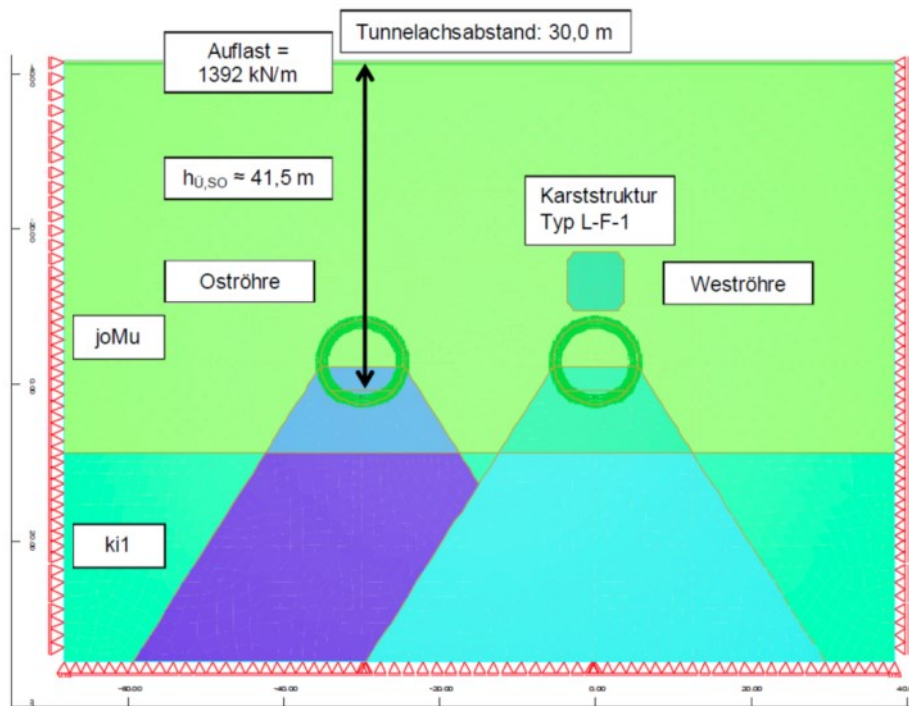


Abbildung 48: Modell zur FE-Berechnung in SOFiSTiK [9]

Abbildung 48 zeigt den Berechnungsquerschnitt im FE-Programm der SOFiSTiK AG, wie er für die zweidimensionale Simulation erforderlich ist. [9]

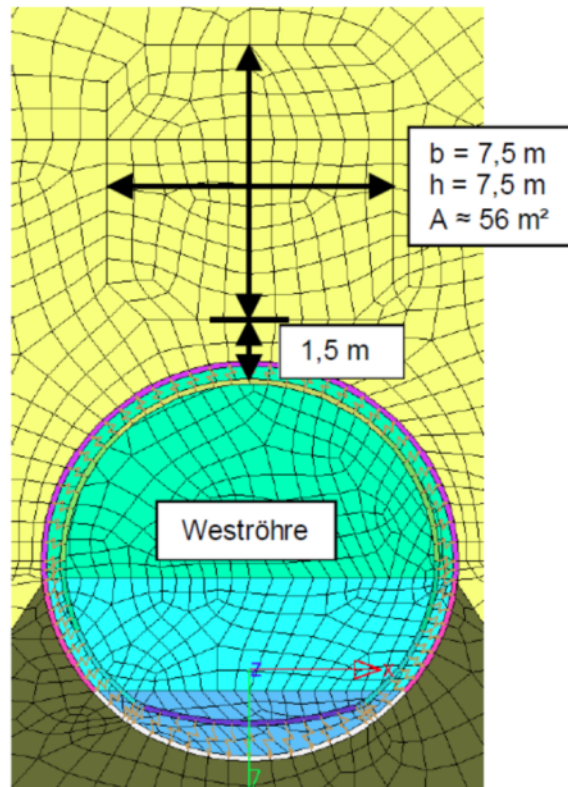


Abbildung 49: Karsthohlraum über dem Tunnel mit Simulationsnetz [9]

Abbildung 49 zeigt den Karsthohlraum über der Tunnelröhre mit den Ausmaßen von $7,5 \times 7,5 \text{ m}$. Der Abstand zur Tunnelröhre beträgt $1,5 \text{ m}$. Das Netz für die Simulation ist bereits implementiert.

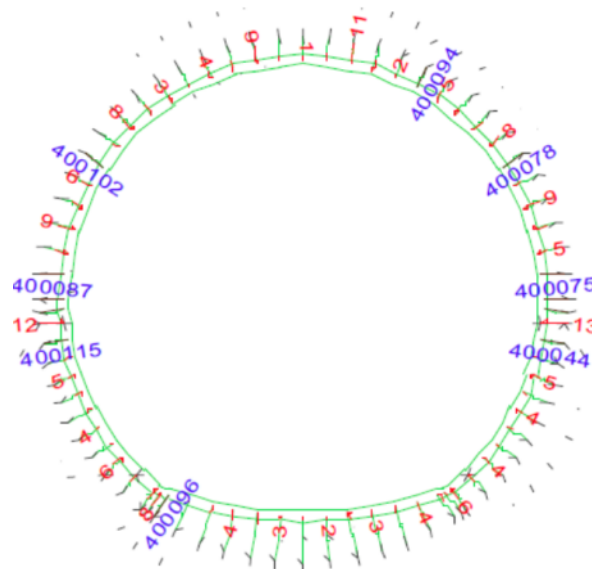


Abbildung 50: Federkräfte (rot) in kN des 2D-FE-Modell der jungen Spritzbetonberechnung [9]

Abbildung 50 und Abbildung 51 zeigen beispielhaft die Federkräfte zwischen Außenschale und Gebirge, wie sie aus der Finite-Elemente-Berechnung resultieren. Das hierfür verwendete Materialgesetz stammt von der Fa. Wittke Beratende Ingenieure und gibt für geringe Überlagerungen verhältnismäßig kleine Kräfte an. Die roten Zahlenwerte geben die jeweilige Federdruckkraft in kN je Laufmeter Tunnel an. Die blauen Zahlen sind Federbezeichnungen, deren Federkraft null ist.

Für die Berechnung mit jungem Spritzbeton (Abbildung 50) wurde ein E-Modul von 5 GPa angenommen. Für alten Spritzbeton wurde ein E-Modul von 15 GPa angenommen (Abbildung 51). [25]

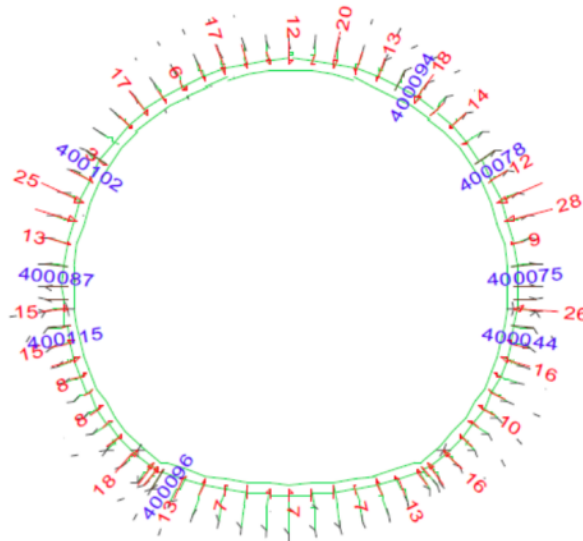


Abbildung 51: Federkräfte (rot) in kN des 2D-FE-Modell der alten Spritzbetonberechnung [9]

Da die Federkräfte seitens der Planungsgemeinschaft Tunnel Albaufstieg als zu gering angesehen wurden, wurde für die Berechnung der Innenschale mittels Stabzugmodell ein Mindestüberlagerungsdruck von 130 kN/m² angesetzt (siehe Abbildung 52). Dieser ergibt sich aus einer Überlagerungshöhe von 5 m (entspricht dem halben Durchmesser des Tunnels) und einer angenommenen mittleren Wichte des Gebirges von 26 kN/m³. [25]

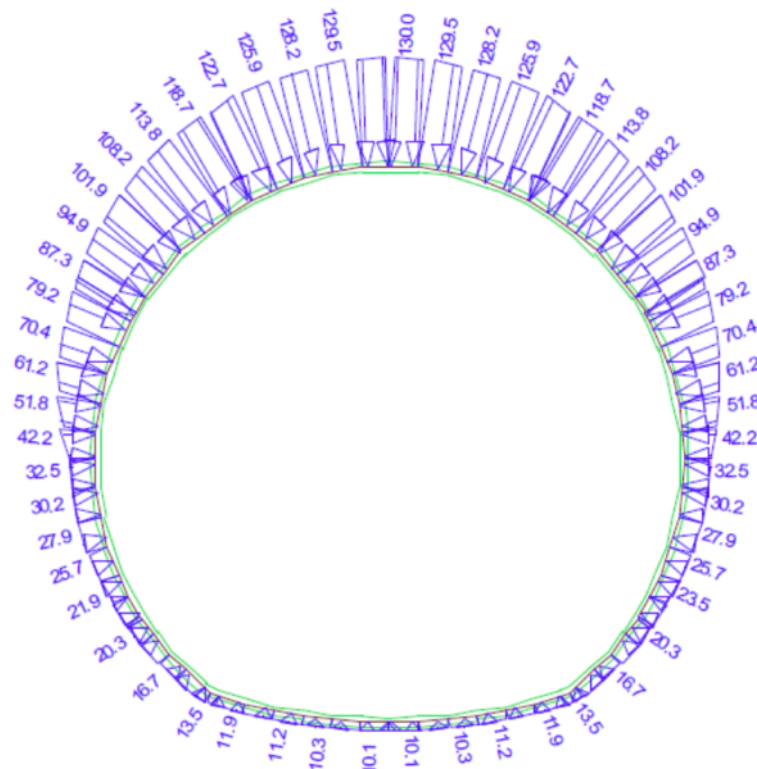


Abbildung 52: Angenommene Gebirgsdruckverteilung (Werte in kN/m²) aus einer Überlagerungshöhe von 5m und mittleren Wichte von 26 kN/m³ für die Simulation [9]

Abbildung 53 zeigt das Ergebnis der Stabzugberechnung für die Biegebewehrungsdimensionierung. Die angegebenen Werte sind die jeweiligen erforderlichen Querschnitte der Biegebewehrung in cm^2 je Laufmeter Tunnel. Die Werte innerhalb und außerhalb des Querschnitts geben jeweils die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte der inneren bzw. der äußeren Bewehrungslage an.

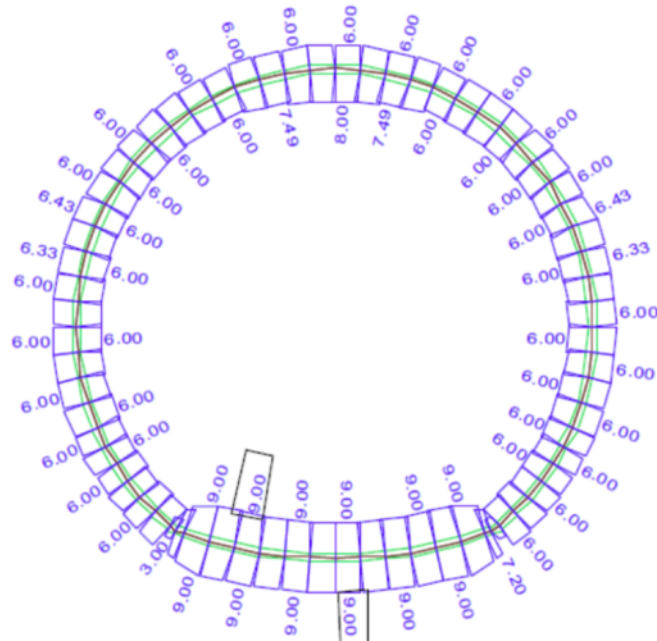


Abbildung 53: Biegebemessung, erforderliche Bewehrungsquerschnitte in cm^2 je Laufmeter Tunnel [9]

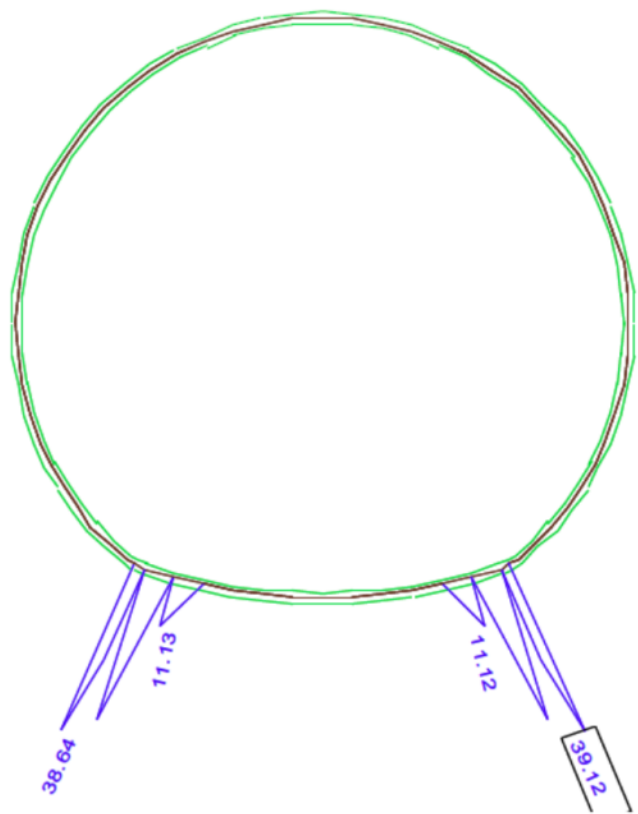


Abbildung 54: Querkraftbemessung, erforderliche Schubbewehrung in cm^2/m je Laufmeter Tunnel [9]

Die oben genannten Abbildungen zeigen die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte für den Karsthohlraumtyp L-F-1. Vergleicht man diese mit den Bemessungsergebnissen für Querschnitte ohne Karsthohlraum (siehe Abbildung 55 und Abbildung 56) ergibt sich keine zusätzlich erforderliche Bewehrung. [9]

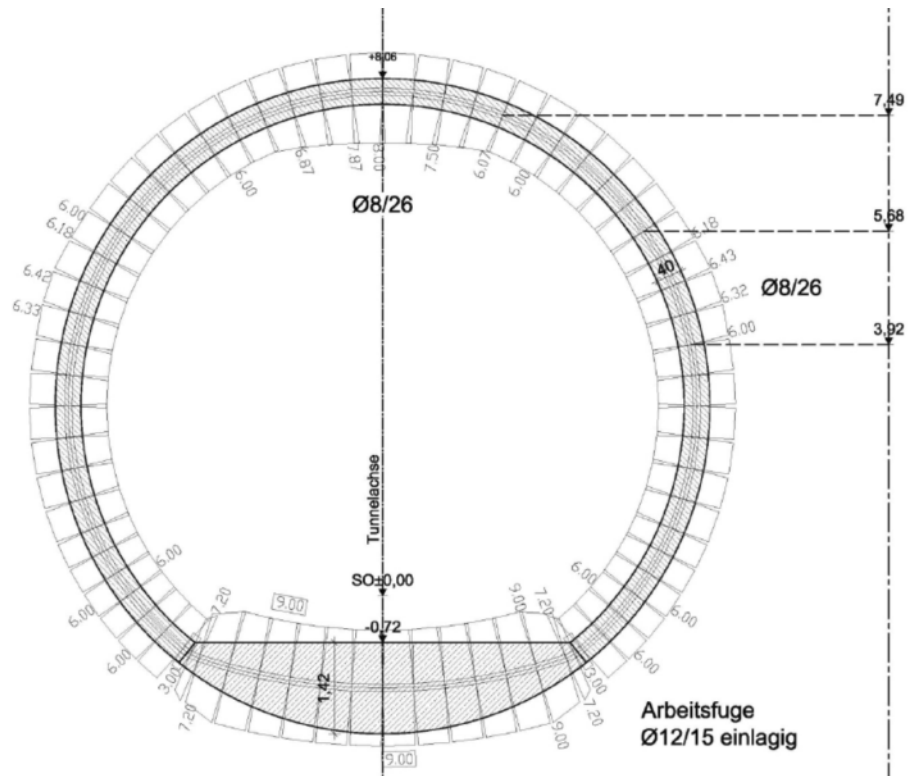


Abbildung 55: Radiale Biegebewehrung aus der Berechnung der Kaltstatik ohne Karsthohlraum, Innenlage und Außenlage der erf. Bewehrung in cm² je Laufmeter Tunnel [21]

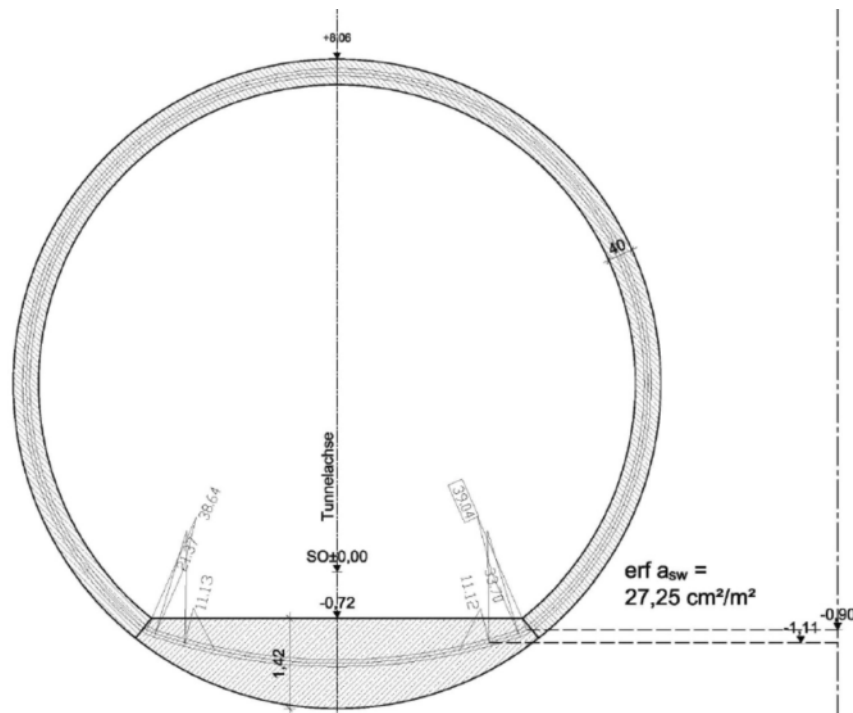
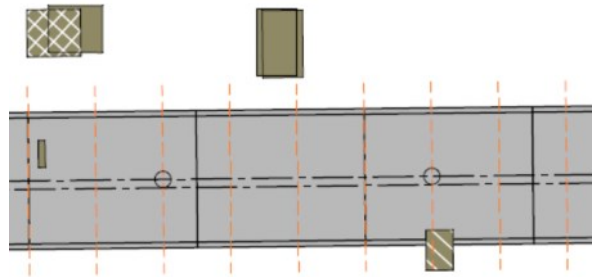


Abbildung 56: Erf. Schubbewehrung aus der Berechnung der Kaltstatik ohne Karsthohlraum, in cm²/m je Laufmeter Tunnel [21]

Die Berechnung der Auswirkungen der Karststruktur auf die Innenschale wurde nach folgendem Prinzip ausgeführt:

- Simulation der Karststruktur im 2D-FE-Modell im Berechnungsquerschnitt
- Ermittlung der Gebirgsbelastung und der Anpassung des Bettungsmodules im Einflussbereich der Karststruktur auf das Stabzugmodell anhand der Federkräfte
- Berechnung und Bemessung am 2D-Stabzumodell

Ergibt sich daraus die Notwendigkeit einer zusätzlichen Bewehrung für die Innenschale, müssen Innenschalenblöcke in deren Einflussbereich Karsthohlräume liegen, mit zusätzlicher Bewehrung ausgestattet werden. Da sich daraus viele verschiedene Bewehrungspläne ergeben würden, wurde eine sogenannte „Schubladenlösung“ erarbeitet, bei der ein Bewehrungsschema mehrere Lastfälle abdeckt und somit die Ausführungsplanung vereinfacht. [9]



0.1+74.000	0.1+73.000	0.1+56.000		0.1+44.500		0.1+35.000		
0.1+75.000	0.1+70.000	0.1+65.000	0.1+60.000	0.1+55.000	0.1+50.000	0.1+45.000	0.1+40.000	0.1+35.000
4.0+59.000	12.500	4.0+71.500	12.500	4.0+84.000	12.500	4.0+96.500		
	SW-327		SW-328		SW-329			
	XS-130		XS-268		XS-127			

Abbildung 57: Auswirkung von Karsthohlräumen auf die Statik der Innenschalenblöcke

Abbildung 57 zeigt den Grundriss der Tunnelröhre Süd der Innenschalenblöcke 327, 328 und 329 mit den im Einflussbereich liegenden Karststrukturen. Die Karststrukturen bewirken, dass Block 327 die Karststatik XS-130 benötigt, Block 328 die Karststatik XS-268 und Block 329 die Karststatik XS-127.

5.3. Brandbemessung / Heißstatik

Der bauliche Brandschutz für Tunnel ist in der Ril 853 und in der EBA-Ril geregelt. Bis zur Einführung der 6. Aktualisierung der Ril 853 im Jahr 2012 war kein gesonderter Nachweis der Standsicherheit im Brandfall notwendig, es genügte die Einhaltung von

Mindestanforderungen (Mindestbewehrung, Mindestbetondeckung und Mindestdicke der Innenschale) für Innenschalen aus Ortbeton. Seit der 6. Aktualisierung der Ril 853 muss der Nachweis der Standsicherheit im Brandfall entweder über einen Großbrandversuch oder über einen rechnerischen Nachweis erbracht werden. Als Brandeinwirkung ist die EBA Brandkurve anzusetzen, siehe Abbildung 58.

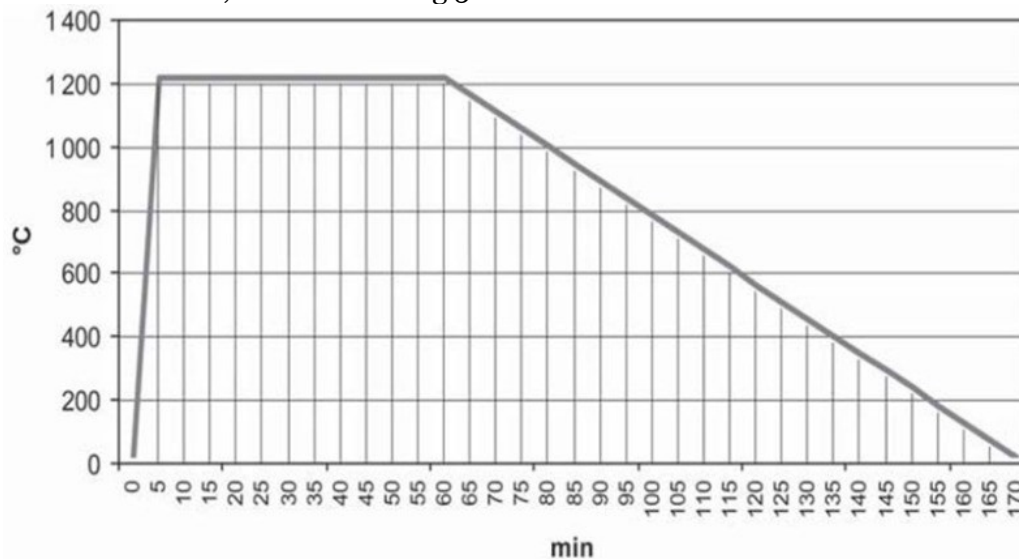


Abbildung 58: EBA Brandkurve[11]

Beim rechnerischen Nachweis ist die außergewöhnliche Bemessungssituation im Zuge des allgemeinen Rechenverfahrens nach DIN EN 1992-1-2 anzusetzen. Es wird dabei im ersten Schritt mittels thermischer Analyse die Temperaturverteilung über die Zeit im Bauteil ermittelt. Dann werden mittels mechanischer Analyse die resultierenden thermischen Zwänge aus dem Temperaturgradient mit der Gebrauchslast aus der normalen, kalten Bemessung überlagert. Daraus erhält man die maßgebenden Schnittgrößen. Dabei werden auch die nichtlinearen, temperaturabhängigen Materialeigenschaften des Stahlbetons berücksichtigt. [11]

Bei Brandeinwirkungen auf Betonbauteile werden die größten Schäden durch die Betonabplatzungen verursacht, die sich auf die Standsicherheit auswirken. Die Betonabplatzungen wiederum hängen von verschiedenen Faktoren wie Feuchtigkeitsgehalt, Diffusionskoeffizient gegenüber Wasserdampf, Betondruckfestigkeit, thermischer Ausdehnungskoeffizient und Zusatz von Polypropylenfasern (PP-Fasern) ab. Mit Abstand die größte Reduzierung von Brandabplatzungen bewirkt die Zugabe von PP-Fasern, da diese schmelzen und dadurch dem Wasserdampf Platz zur Ausdehnung geben.

Die Brandeinwirkung ist nur auf das Gewölbe des Tunnels anzusetzen, da die Sohle durch den Gleisaufbau geschützt ist. [11]

Da am Steinbühlentunnel vertraglich keine PP-Fasern vorgesehen sind, wurde auf Grundlage der Ril 853 eine Betonabplatzung vom 15 cm ermittelt. Die daraus resultierende Innenschalenrestdicke mit $40 - 15 = 25$ cm genügte für einige Lastfallkombinationen nicht zur Einhaltung der Konvergenz-Toleranzgrenze. Die ATA hat daher den außervertraglichen Einbau von PP-Fasern vorgeschlagen. [11]

Allerdings lässt die DIN EN 1992-1-2 einen gewissen Ermessensspielraum für „Allgemeine Rechenverfahren“ zu, das sieht der Auftraggeber als Optimierungspotential bei der rechnerischen Nachweisführung im Brandfall und ermöglicht den Verzicht auf PP-Fasern. Bei den Berechnungen hat sich gezeigt, dass der kritische Bereich der FE-Simulation der Übergang zwischen Tunnelgewölbe und Sohle ist. Der Dickensprung und das abrupte Ende der Brandeinwirkung bewirken dies. Es wurde daher die Brandeinwirkung auf einer Abwicklungslänge von ca. 1 m modifiziert, indem die maximale Temperatur in diesem Bereich auf 600°C anstatt 1200°C , wie in der EBA-Brandkurve angegeben, reduziert wurde. Zusätzlich wurde die Restschalendicke wiederum in diesem Übergangsbereich Tunnellaibung zu Sohle erhöht, sie nimmt nun über die Länge von zwei Elementen von 25 cm in der Tunnellaibung auf 40 cm in der Höhe der Schienenoberkante zu.

Mit diesem veränderten statischen Modell konnte der rechnerische Nachweis im Brandfall ohne PP-Fasern erbracht werden. Hierfür günstig wirken sich das Kreisprofil des Tunnels und die hohe Gebirgssteifigkeit aus. Das Kreisprofil bewirkt, dass hauptsächlich Normalkräfte in der Innenschale auftreten. Wird die Biegebewehrung an der Tunnelinnenseite durch Brandabplatzungen freigelegt und verliert somit ihre Tragfähigkeit, hat das nur einen geringen Einfluss auf das Gesamttragverhalten der Innenschale.

Für Regelquerschnitte kann somit auf PP-Fasern verzichtet werden, in Bereichen wo Sonderquerschnitte ausgeführt werden, ist der Einsatz von PP-Fasern aber unerlässlich. Sonderquerschnitte befinden sich an den Portalbereichen und an den Kreuzungsbereichen der Hauptröhren mit den Querschlägen. [11]

6. Vertragliche Regelung der Bauleistungen

6.1. Allgemeines zum Bauvertrag Steinbühl tunnel

In den allgemeinen Vorbemerkungen zur Leistungsbeschreibung des Bauvertrags für den Planfeststellungsabschnitt 2.2 „Albaufstieg“ sind für den Steinbühl tunnel, der als Los 3 bezeichnet wird, die Leistungen grob umrissen, dazu zählen:

- die Baustelleneinrichtung inkl. Baustraßen,
- bauzeitige Behelfsanschlussstellen an der Bundesautobahn A8,
- bauzeitige Gewässerschutzanlagen sind zu errichten, vorzuhalten und zu räumen,
- vorbereitende Arbeiten wie zum Beispiel Leitungsumlegungen sind durchzuführen,
- die Voreinschnitte, Tunnelansläge sowie die Portalbaugruben Hohenstadt und die Baugrube Pfaffenäcker sind herzustellen,
- der Vortrieb der Tunnel inklusive der Verbindungsbauwerke ist durchzuführen, dazu gehören auch die geotechnischen Messungen, die Erkundung und die Injektionen,
- der Vortrieb ist von der Baugrube Pfaffenäcker aus in beide Richtungen durchzuführen. Das bedeutet, dass der Vortrieb Richtung Portal Todsburg fallend, der Vortrieb Richtung Portal Hohenstadt steigend aufzufahren ist,
- die Herstellung der Tunnelabdichtung und der Innenschalen der Tunnel und der Verbindungsbauwerke,
- die Ausrüstung der Tunnel mit Kabeltrassen und Trockenlöschwasserleitung,
- die Herstellung der Tunnelschalen in den Abschnitten der offenen Bauweise und die Herstellung der Portale bzw. Haubenbauwerke,
- die Erkundung und Ertüchtigung von Karststrukturen im Nahbereich der Tunnelröhren,
- die Herstellung der Seitenablagerung F8,
- die Herstellung des Voreinschnittes der freien Strecke Hohenstadt,
- die Herstellung der Absetz- und Versickerungsbecken Hohenstadt für die dauerhafte Entwässerung der Seitenablagerung F8,
- die Anpassung und Umlegung von Wirtschaftswegen,
- die landschaftspflegerischen Begleitplanungsmaßnahmen sowie
- sämtliche administrative Leistungen wie Planungs-, Sicherheits-, Koordinierungs-, Vermessungsleistungen, usw. [12]

Nicht im Bauvertrag enthalten sind folgende Leistungen:

- der Oberbau,
- Sicherheitseinrichtungen wie Handlauf,
- Rollpaletten,
- Schleusentüren,
- Löschwasserentnahmeeinrichtungen,
- Betriebsraumtüren,
- Eisenbahntechnische Ausrüstungen wie Oberleitung, Leit- und Signaltechnik, elektrische Anlagen usw. [12]

6.2. Karsterkundungskonzept

In den allgemeinen Vorbemerkungen zur Leistungsbeschreibung des Tunnels Steinbühl ist festgelegt, dass Anbieter mit Angebotsabgabe auch ein Karsterkundungskonzept vorlegen müssen. Weiter ist darin auch gefordert eine konzeptionelle Darstellung der Gebirgsertüchtigungsmaßnahmen beim Antreffen von Karsthohlräumen zu erstellen. [12]

6.3. Vergütung der Leistungen

Der Bauvertrag sieht das Vergütungssystem über Einheitspositionen und Einheitspreise vor. Für den Vortrieb der Tunnelröhren ergeben sich ohne Verbindungsbauwerke folgende Positionen:

03.03. Vortrieb Tunnelröhren

03.03.0191.	Vortrieb Tunnelröhre, steigend, Vortriebsklasse 6A-1, Innenschale bis 40 cm	164,790 m
03.03.0371.	Vortrieb Tunnelröhre, steigend, Vortriebsklasse 7A-K Innenschale bis 40 cm	411,980 m
03.03.0401.	Vortrieb Tunnelröhre, steigend, Vortriebsklasse 7A-KR Innenschale bis 40 cm	247,190 m
03.03.0601.	Vortrieb Tunnelröhre, fallend, Vortriebsklasse 4A-1, Innenschale bis 40 cm	1.769,770 m
03.03.0631.	Vortrieb Tunnelröhre, fallend, Vortriebsklasse 4A-2, Innenschale bis 40 cm	1.769,770 m
03.03.0691.	Vortrieb Tunnelröhre, fallend, Vortriebsklasse 6A-1, Innenschale bis 40 cm	3.662,430 m
03.03.0721.	Vortrieb Tunnelröhre, fallend, Vortriebsklasse 6A-K, Innenschale bis 40 cm	105,300 m
03.03.0871.	Vortrieb Tunnelröhre, fallend, Vortriebsklasse 7A-K, Innenschale bis 40 cm	849,230 m
03.03.0901.	Vortrieb Tunnelröhre, fallend, Vortriebsklasse 7A-KR, Innenschale bis 40 cm	223,850 m
03.03.2000.	Baustahl, Betonstahl BSt 500 liefern	10.500,000 t
03.03.2010.	Rohr für Rohrschirm, L=12 m, AT-114 o.glw. liefern	2,000 t

Abbildung 59: Tabelle der Positionen für den Tunnelvortrieb im Leistungsverzeichnis [16]

Für die Karsterkundung ohne Sanierungsmaßnahmen sind folgende Positionen im Leistungsverzeichnis angegeben:

03.14. Karst, Erkundung und Maßnahmen

03.14.0040.	Ortsbrustbohrungen im Vortriebsbereich	243.000,000 m
03.14.0050.	Entwässerungsbohrungen im Vortriebsbereich	25.000,000 m
03.14.0060.	Strossensohlbohrungen	80.000,000 m
03.14.0080.	Erkundungsbohrung, verrohrte Rotationskernbohrung, >114 mm	200,000 m
03.14.0090.	verrohrte Bohrung, >100 mm, L bis 15 m	200,000 m
03.14.0100.	verrohrte Bohrung, >150 mm, L bis 15 m	2.400,000 m
03.14.0120.	Verlorene Verrohrung, >100 mm	200,000 m
03.14.0130.	Verlorene Verrohrung, > 150 mm	2.400,000 m
03.14.0150.	Geophysikalische Messungen	1,000 Psch

Abbildung 60: Tabelle der Positionen für die Karsterkundung im Leistungsverzeichnis [16]

Für die zeitgebundenen Kosten sind im Leistungsverzeichnis folgende Positionen angegeben:

01.02. Baustelleneinrichtung Tunnelbau

01.02.0020.	BE Tunnel Vortrieb 1. Tunnelröhre fallend, vorhalten, vertraglicher Vortriebsbeginn - vertragliches Vortriebsende	1,000 Psch
01.02.0021.	BE Tunnel Vortrieb 2. Tunnelröhre fallend, vorhalten, vertraglicher Vortriebsbeginn - vertragliches Vortriebsende	1,000 Psch

Abbildung 61: Tabelle für die Positionen der zeitgebundenen Kosten im Leistungsverzeichnis [16]

Die Positionen 01.02.0020 und 01.02.0021 in Abbildung 61 für die Vergütung der zeitgebundenen Kosten der fallenden Vortriebe des Steinbühl tunnels basieren auf einer Zeitdauer von jeweils 1126,48 Kalendertagen, entsprechend den im Angebot hinterlegten Leistungs- und Aufwandswertangaben.

Stillstände liegen im Verantwortungsbereich des Auftraggebers und werden in Stillstandspositionen ausgewiesen. Gründe für Stillstände sind:

- das Antreffen von Karststrukturen in nicht prognostizierter Größe und in ungünstiger Lage zu den Tunnelquerschnitten,
- sehr starke Wasserzuflüsse,
- das unmittelbare Anfahren eines wassergefüllten Karsthohlraums.

Für die Karsterkundung sind in den Leistungs- und Aufwandswertangaben des Angebots folgende Leistungen angegeben:

3.1.1.2) Karst: Erkundungen (für die der Vortrieb der Kalotte oder der Strosse und Sohle einzustellen ist.)					
Erkundungen		Einheit	Menge	Leistung [m/KT]	Dauer [KT]
Erkundungen Phase 1	Ortsbrustbohrungen	m	121.500,00	30.000,00	4,05
	Entwässerungsbohrungen	m	12.500,00	6.000,00	2,08
	Strossensohlbohrungen	m	19.500,00	10.000,00	1,95
	verrohrte Rotationskernbohrungen D>114 mm, L bis 12 m	m	100,00	100,00	1,00
	verrohrte Bohrungen D>100 mm, L bis 15 m	m	100,00	100,00	1,00
	verrohrte Bohrungen D>150 mm, L bis 15 m	m	1.200,00	200,00	6,00
Stillstände und Unterbrechungen der regulären Vortriebsarbeiten für Erkundungen Phase 2		psch	1,00	---	2,00

Abbildung 62: Tabelle der Leistungsangaben für die Karsterkundung [16]

Die Vergütung der Tunnelröhren erfolgt nach aufgefahretem Meter Gesamtprofil, wobei für die Einstufung die Klassifizierung der Kalotte maßgebend ist. Zusätzlich vergütet werden die Sicherungsmittel aus Stahl, wie Bogen, Bewehrung, Anker, Spieße, über die Position 03.03.2000 sowie die eingebauten Rohrschirme über die Position 03.03.2010. Beide Positionen werden nach Tonnagen abgerechnet, siehe Abbildung 59.

Die Vergütung der Karsterkundung kann im Wesentlichen in drei Bereiche eingeteilt werden:

- direkte Erkundungsbohrungen in den Positionen 03.14.0040 bis 0060
- geophysikalische Messungen in der Position 03.14.0150
- verrohrte Bohrungen größeren Durchmessers zur näheren Erkundung von Karstverdachtsbereichen in den Positionen 03.14.0080 bis 0130.

6.4. Karsterkundungsphasen

In den technischen Vorbemerkungen des Bauvertrages zum Steinbühltunnel ist im Kapitel 5 der Karst behandelt. Es wird gefordert ein Konzept zu erstellen, das die Erkundung von Karsterscheinungen im Vortriebsbereich sowie um den Vortriebsbereich, also im Einflussbereich des Tunnels, ermöglicht. Dafür sind zwei Phasen vorgesehen, die Phase 1 ist die Erkundung während des Vortriebes und nur im unmittelbaren Vortriebsbereich, die Phase 2 ist die Erkundung aller Karsthohlräume die im Einflussbereich des Tunnels, also im umliegenden Gebirge liegen. Die Phase 2 Erkundung findet nach den Vortriebsarbeiten, aber vor Einbau der Innenschale statt.

Während der Ausführungsarbeiten wurde seitens des Auftraggebers eine Tiefenerkundung des Bereiches zwischen Portal Hohenstadt und Tunnelmeter 500 gefordert. Diese ist nicht im Bauvertrag enthalten und daher ein Zusatzauftrag, sie wird als Phase 3 Erkundung bezeichnet und ist im Kapitel 3.3 genauer beschrieben.

6.5. Karsthohlraumtypisierung

Ein wesentlicher Punkt für die vertraglichen Regelungen der Bauleistungen am Steinbühltunnel, bezogen auf die Karstvorkommen, ist die Typisierung der Karsthohlräume. Sie schafft die Grundlage für die Ausschreibung, für das Angebot und für die Abrechnung. Im Baugrundgutachten der Fa. Wittke Beratende Ingenieure wird das Phänomen Karst erstmals klassifiziert. Dabei wird der Karst in zwei Gruppen eingeteilt, Gruppe A sind Karsthohlräume und Gruppe B ist der Lochkarst. Diese Gruppen werden wiederum unterteilt, die Gruppe A in drei Untergruppen, A1 für Hohlräume bis 1 m³ Volumen, A2 für Hohlräume mit einem Volumen von 1 m³ bis 125 m³ und A3 für Hohlräume über 125 m³ Volumen. A1 Hohlräume erhalten den Zusatz S für englisch small, A2 Hohlräume den Zusatz M für englisch medium und A3 Hohlräume den Zusatz L für englisch large.

Die Gruppe B wird ebenfalls in 3 Untergruppen eingeteilt, B1 für Lochkarst bei dem das Gebirge als Stützgerüst vorhanden ist, B2 für Lochkarst bei dem das Gebirge als Stützgerüst bereichsweise aufgelöst ist und B3 für Lochkarst bei dem das Gebirge als Stützgerüst großräumig aufgelöst ist.

Die Gruppe B ist laut Gutachten nur dann relevant, wenn es sich um Lochkarst B3 handelt, der sich in einem Abstand zum Tunnel geringer als der halbe Durchmesser des Tunnels befindet, also rund 5 m Abstand zur Tunnelröhre.

Das Baugrundgutachten gibt eine fiktive Annahme der Verteilung der Karsthohlräume an, die der Vorplanung der bautechnischen Maßnahmen dienen soll.

Der Auftraggeber hat die Typisierung der Karsthohlräume im Grundsatz übernommen, addiert aber die Lage des Hohlraumes bezogen auf den Tunnel und gibt in den technischen Vorbemerkungen des Bauvertrages folgende Tabelle an:

Abmessungen	Typ S ≤ 1 m ² bzw. Typ S ≤ 1 m ³	1 m ² < Typ M ≤ 25 m ² bzw. 1 m ³ < Typ M ≤ 125 m ³	25 m ² < Typ L ≤ 100 m ² bzw. 125 m ³ < Typ L ≤ 500 m ³
Lage			
Firstbereich (F)	Typ S - F	Typ M - F	Typ L - F
Umbereich (U)	Typ S - U	Typ M - U	Typ L - U
Sohlbereich (S)	Typ S - S	Typ M - S	Typ L - S

Abbildung 63: Tabelle zur Typisierung von Karststrukturen [13]

Zusätzlich wird in den technischen Vorbemerkungen noch unterschieden, ob und wie die Karststruktur vom Tunnelausbruchsquerschnitt angeschnitten wird. Angeschnittene

Hohlräume bekommen eine Ziffer angehängt, zum Beispiel Typ M – S 1 wie in Abbildung 64 dargestellt. Dies ist ein Hohlraum mittlerer Größe (zwischen 25 m³ und 125 m³ Volumen) im Sohlbereich und vom Tunnelausbruchsquerschnitt angeschnitten.

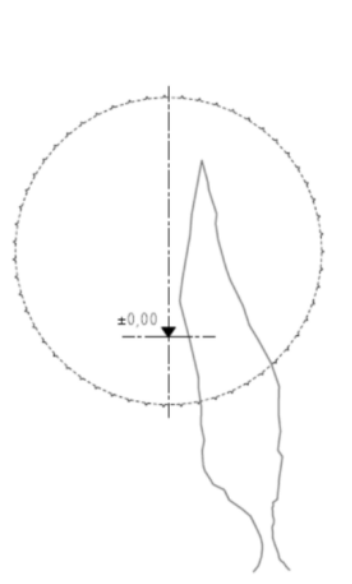


Abbildung 64: Karsthohlraum des Typs M – S 1 [10]

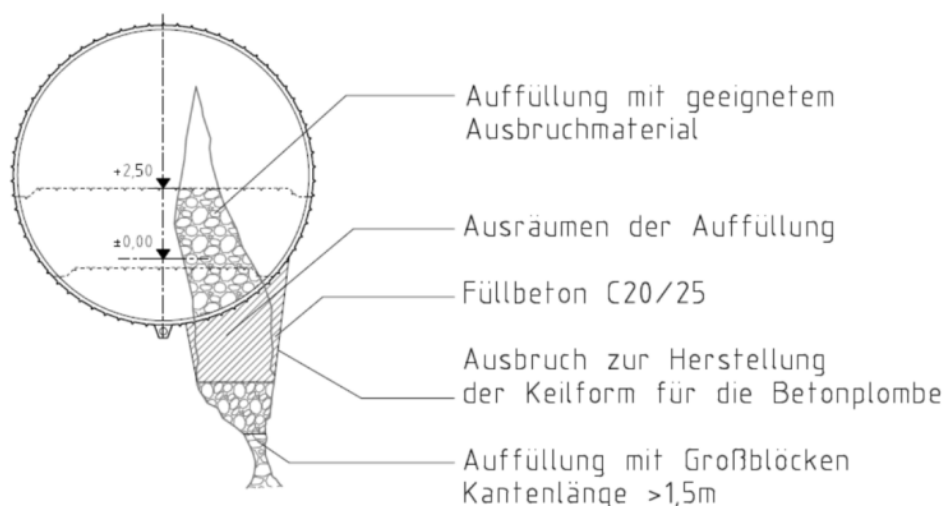


Abbildung 65: Sanierungsvorschlag für den Karsthohlraum Typ M – S 1 [10]

Abbildung 65 zeigt einen möglichen Vorschlag zur Sanierung des Karsthohlraumes, wie in den Ausschreibungsplänen enthalten.

Außerhalb des Tunnelausbruchsquerschnittes, aber direkt den Vortrieb betreffende Karsthohlräume werden mit einer Sondertypen bezeichnet, zum Beispiel Typ M – V wie in Abbildung 66 dargestellt. Dieser Hohlraum ist beispielsweise mit blockigem Material verfüllt und wird durch eine verrohrte Bohrung vorseilend gesichert, indem er mit Niederdruckmörtel verfüllt wird.

Typ M - V
(Voreilende Sicherung)

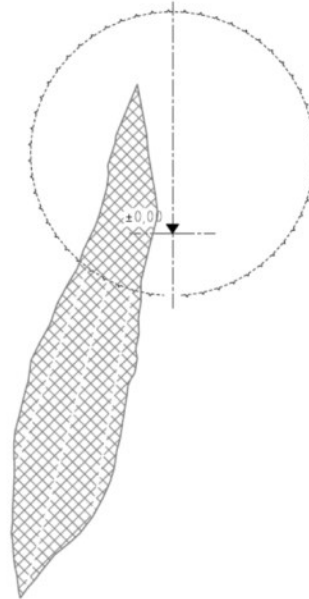


Abbildung 66: Karsthohlraum blockig verfüllt, Typ M – V [10]

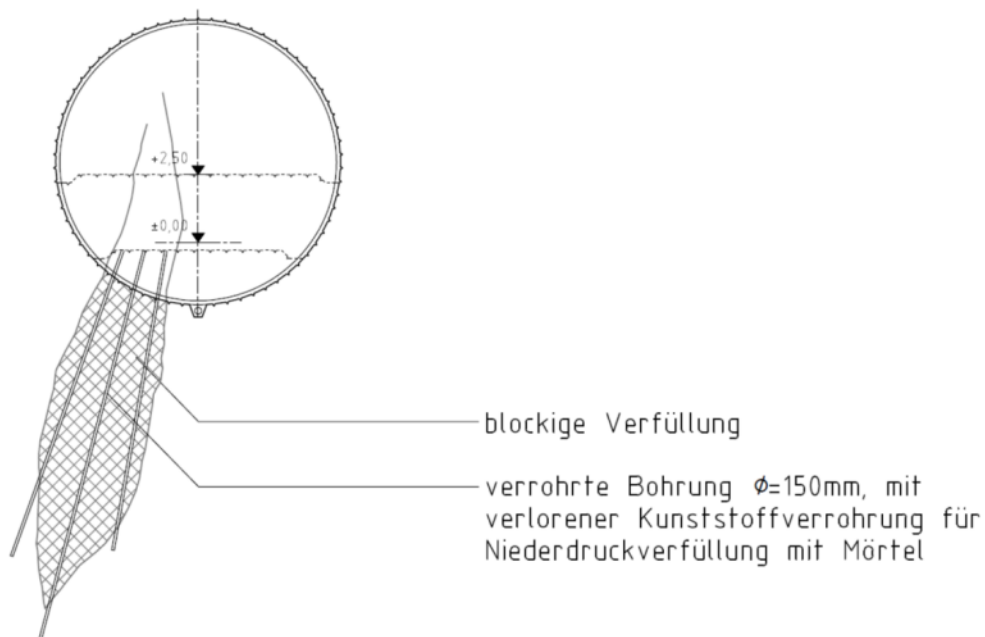


Abbildung 67: Sanierungsvorschlag für einen Karsthohlraum vom Typ M – V [10]

Abbildung 67 gibt einen möglichen Sanierungsvorschlag an, wie er in den Ausschreibungsplänen enthalten ist.

Die Typisierung der einzelnen Karsthohlräume erfolgt beim Antreffen der Struktur im Tunnel direkt vor Ort durch Anfertigen von gemeinsamen Aufmaßen von Auftraggeber und Auftragnehmer.

7. Vorschläge für zukünftige Tunnelprojekte im Karst

7.1. Gewählte Karstmatrix ideal?

Die Karstmatrix zur Einteilung der Hohlräume nach ihren Abmessungen wurde bereits im Baugrundgutachten der Fa. Wittke Beratende Ingenieure vorgeschlagen. Diese Einteilung basiert auf den Erfahrungen der Karstvorkommen der DB-Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt und ist für die Karsterscheinungen am Steinbühltunnel nicht ideal geeignet. Einerseits wurden am Steinbühltunnel keine großen Karsthohlräume (des Typs L) angetroffen, andererseits waren die angetroffenen Hohlräume selten luftgefüllt. [25]

Auf der Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt wurden leere Karsthohlräume mit großen Abmessungen aufgefahren, die teilweise Brückenkonstruktionen als Unterbau für die Bahntrasse notwendig machten. Auf diesen Erfahrungen basieren auch die in den Ausschreibungsunterlagen des Steinbühltunnels enthaltenen Sanierungsvorschläge für Karsthohlräume (siehe Abbildung 65 und Abbildung 67). Da diese Hohlraumtypen am Steinbühltunnel nie angetroffen wurden, war auch keine Sanierung eines Karsthohlraumes in diesem Umfang notwendig.

Die Karsthohlräume des Typs M waren meist mit plastischen Tonen geringer Festigkeit gefüllt, für die Bemessung der Innenschale hat dies aber keine Auswirkungen. Angeschnittene Hohlräume des Typs S wurden seitens der ausführenden Firma meist mit Spritzbeton verfüllt und spielten daher für die Bemessung der Innenschale keine Rolle, da die Festigkeitsparameter des Spritzbetons mindestens den Festigkeitsparametern des intakten Gebirges entsprechen. Somit sind die Karsthohlräume des Typs S nach den Vortriebsarbeiten nicht mehr feststellbar und spielen nur für die ausführende Firma bezüglich des Überprofils eine Rolle. [26]

7.2. Geographisches Informationssystem für Karst verwenden

Damit die Weitergabe von Daten bezogen auf die Karsthohlraumerkundung besser funktioniert, wäre es sinnvoll für zukünftige Projekte ein geographisches Informationssystem (GIS) zu erstellen. Dieses sollte von einem eigens Beauftragten gepflegt werden, den man als Karstkoordinator bezeichnen könnte. Alle Projektbeteiligten sollten das GIS mit den gewonnenen Daten bezüglich des Karsts speisen. Die Grundlage des GISs sollte ein digitales Geländemodell des Projektgebietes sein, in das der Planer des Auftraggebers die beiden Tunnelquerschnitte und deren dreidimensionalen Verlauf einträgt. Jeder weitere Schritt der Karsterkundung und Karstertüchtigung sollte in dieses eine GIS-Modell lagerichtig eingetragen werden. Beispielsweise sollte die Firma, die die geophysikalischen Messungen durchführt, ihre Ergebnisse mit den Verdachtsbereichen eintragen, ebenso wie die bauausführende Firma die Daten aus dem MWD-Verfahren (Gebirgsfestigkeiten in den Bohrlöchern) eintragen soll. [25]

Zugriff auf das GIS sollen der Auftraggeber, die planenden Firmen, die ausführenden Firmen und deren Subunternehmer, die Bauüberwachung und die Behörden haben.

GISe können sehr umfangreich sein und nicht nur ortsbezogene Daten, sondern auch zeitlich veränderliche Daten, wie schwankende Wasserspiegel, beinhalten. Zusätzlich könnten zu jedem angetroffenen Karsthohlraum Aufmaßblätter, Fotos und Verfüllungsprotokolle im GIS abgespeichert werden. Das GIS kann als Schnittstelle zwischen den Projektbeteiligten und deren unterschiedlichen IT-Systemen und Berechnungsprogrammen fungieren, da sich in modernen GIS-Verwaltungsprogrammen beinahe jedes Dateiformat erstellen lässt.

Vorteile wären eine übersichtlichere Darstellung der Karsthohlräume in ihrer Lage zu den Tunnelröhren, eine Bereitstellung relevanter Daten für die Tunnelbemessung in einem für alle Beteiligten kompatiblen Dateiformat.

7.3. Karsterkundung vor Ausschreibung

Um den eigentlichen Bauvorgang eines Tunnels im Karst zu vereinfachen und zu beschleunigen, sollten bereits vor der Ausschreibung der Tunnelbauarbeiten umfassende Karsterkundungen durchgeführt werden. Damit hätte man die Möglichkeit eine Karstmatrix zur Klassifizierung von Karsthohlräumen nach ihrer Größe, an das jeweilige Projekt anzupassen. Die am Steinbühl tunnel verwendete Karstmatrix wurde für das DB-Projekt Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt entwickelt. Die dort aufgetretenen Karststrukturen wiesen größere Abmessungen auf und waren meist nicht gefüllt.

Eine frühzeitige Karsterkundung sollte durch den Auftraggeber erfolgen und in die ganze Projektabwicklung einfließen.

Zur Karsterkundung am Steinbühl tunnel wäre ein Erkundungsstollen direkt in der Projekttrasse sicher sinnvoll gewesen, dadurch hätte man die Verkarstung in der geologischen Schicht des Kimmeridgium 2 besser einschätzen können und die während der Bauarbeiten durchgeführten Karsterkundungsmaßnahmen verringern können.

7.4. Bindig gefüllte Karsthohlräume

Bindig gefüllte Karsthohlräume im Bereich der Firsten und Ulmen im Nahbereich des Tunnels sollten nicht als Hohlräume betrachtet werden, da sich diese nicht wie Hohlräume auf die Tunnelschalen (Innen- und Außenschale) auswirken. Eher sind diese wie verfüllte Klüfte zu betrachten in deren Bereich die Gebirgsfestigkeit zwar abnimmt, nicht aber auf null sinkt. [25]

Anders sollten bindig gefüllte Hohlräume im Bereich der Sohle des Tunnels betrachtet werden. Da die bindige Füllung nicht als dauerhaft vorhanden angenommen werden kann, weil durch Wasserzutritt die Füllung wieder aus dem Karsthohlraum abtransportiert werden kann, sollten große Karsthohlräume (größer 5m längste Öffnungsweite) unter dem Tunnel (Sohlbereich bis 10m Tiefe) als leer angenommen werden und mit diesen Parametern die Stabilität des Tunnels gerechnet werden. Dabei ist zu beachten, dass die Stabilität des Tunnels auf 100 Jahre gewährt sein soll und sich durch die Bohrungen zur Karsterkundung neue Wasserwegigkeiten ergeben können, siehe auch Kapitel 7.5.

7.5. Bohrungen im Nahbereich des Tunnels

Aufgrund der großen Anzahl an Bohrungen für die Phase 1 der Karsterkundung mittels MWD-System, sowie aufgrund der Radialbohrungen für die Phase 2 Erkundung mittels Bohrlochradar, ergeben sich neue Wege für eventuell zutretendes Wasser. Einerseits können dadurch Karsthohlräume miteinander verbunden werden, andererseits kann durch die Bohrung Wasser aus einem Karsthohlraum bis direkt an die Tunnelaußenschale fließen. [25] Aus diesen Gründen sollten Bohrungen im Bereich um den Tunnel möglichst gering gehalten werden und im besten Fall nach durchgeführter Karsterkundung wieder verfüllt werden. Einen Vorteil bietet hier die Karsterkundung mittels Mikrogravimetrie, da für dieses geophysikalische Messverfahren keine Bohrungen benötigt werden.

7.6. Wasservorkommen am Steinbühl tunnel

Die während des Vortriebes des Steinbühl tunnels aufgetretenen Wassermengen waren durchaus geringer als im Baugrundgutachten prognostiziert. Allerdings kann das dadurch verursacht sein, dass die Vortriebsarbeiten während einer Phase mit geringen Niederschlägen in dem Gebiet des Steinbühl tunnels durchgeführt wurden. Die prognostizierten Wassermengen waren also für das konkrete Projekt überschätzt. Die

Wasserhaltung aber von vornherein auf geringere Wassermengen auszulegen, ist aufgrund unvorhersehbarer Starkregenereignisse zu riskant.

Ebenfalls nicht eingetroffen ist der Fall von plötzlichem Wasserzutritt aus einem aufgestauten Karsthohlraum. Dafür wurde ein plötzlicher Wasserzutritt von 40.000 m³ als „worst case scenario“ angenommen. Aufgrund der aufgefahrenen Karstgeologie kann ein Wasservorkommen dieses Volumens als äußerst unwahrscheinlich angenommen werden, da die angetroffenen Karststrukturen nicht in dieser Größenordnung vorliegen. Durch eine genauere Karsterkundung vor der Ausschreibungsphase hätte dieses Risiko genauer eingeschätzt werden können.

7.7. Neue Verfahren anwenden – Myonentomographie

In der Geophysik relativ neu ist das Verfahren der Myonentomographie. Es könnte dafür verwendet werden um den Bereich oberhalb des Tunnels nach dem Vortrieb auf Hohlräume zu durchleuchten.

Myonen sind hochenergetische negativ geladene Elementarteilchen die in 10 bis 14 km Höhe in der Erdatmosphäre durch die Reaktion von kosmischer Strahlung mit Gasatomen entstehen. Auf der Erdoberfläche treffen pro Minute und Quadratmeter ca. 10.000 Myonen auf. Sie unterliegen nur den schwachen, nicht den starken Wechselwirkungen, haben die rund 200-fache Masse eines Elektrons und durchdringen Materie daher relativ ungehindert. Ihre Streuung in der Materie hängt von der Dichte der Materie ab.

Im Myonentektor erzeugen sie ein Photon, das registriert werden kann.

Mittels zwei Detektoren lässt sich die Richtung der Myonen feststellen und es kann dadurch ein Durchleuchtungsbild der über dem Detektor liegenden Materie erstellt werden. Anwendung fand dieses Verfahren u.a. bereits bei der Untersuchung der ägyptischen Pyramiden und dem verunglückten Reaktor von Fukushima. [23, 24]

Der Vorteil dieses Verfahren liegt darin, dass die Elementarteilchen von Natur aus vorhanden sind, somit keine Quelle notwendig ist. Gegenüber der Mikrogravimetrie hat das Verfahren den Vorteil, dass die Richtung der Teilchen feststellbar ist und keine Feldstärke gemessen wird. Dadurch ist ein Abbild des durchleuchteten Bereichs erstellbar.

Ein Nachteil liegt in der längeren Messdauer (für den Reaktor in Fukushima zwei Monate), da für eine gute Bildqualität eine größere Anzahl an detektierten Teilchen und damit einhergehend eine längere Belichtungsdauer notwendig ist.

Ein weiterer Nachteil sind die erst geringe Anzahl an Referenzprojekten und der geringe Bekanntheitsgrad der Technologie. Dieses Problem trifft aber auf alle neuen Entwicklungen zu.

7.8. Karststrukturen häufig kleiner als detektiert

Die mittels geophysikalischen Methoden detektierten Karsthohlräume werden immer als quaderförmig angegeben. Dies ist einerseits bei der Detektion zweckmäßig, da beispielsweise bei der Mikrogravimetrie die Rückrechnung von Hohlräumen auf ein Schwereanomalieprofil nur mit einfachen Körpern möglich ist, siehe Kapitel 3.2.4.2. Andererseits muss für die Bemessung der Innenschale mittels FE-Rechenprogrammen ebenfalls ein Hohlraumkörper mit einfacher Geometrie angenommen werden.

In der Natur sind Karsthohlräume bedingt durch deren Genese, jedoch nie quaderförmig.

Diese Umstände haben zu Folge, dass bei der Innenschalenbemessung immer mit größeren Hohlraumquerschnitten gerechnet wurde, als tatsächlich vorhanden. Daraus ergibt sich ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor.

Bei der Verfüllung von Karsthohlräumen im Einflussbereich des Tunnels stellte man fest, dass das Verfüllvolumen mancher Hohlräume größer war, als durch die geophysikalischen Methoden prognostiziert. Dies deutet darauf hin, dass die Hohlräume Verästelungen und

Verbindungen zu weiteren Hohlräumen haben, die zur Detektion zu geringe Ausmaße haben.
[25]
Eine Verfüllung in mehreren Lagen und zeitlichem Abstand stellt sicher, dass der Hohlraum bis zum höchsten Punkt verfüllt ist.

Schlussfolgerungen

Ein wesentlicher Beitrag zu erfolgreicher Abwicklung eines Tunnelbauprojektes im Karstgestein ist die Karsterkundung. Da Erkundungsbohrungen im Karstgestein wegen des fehlenden seitlichen Haltes des Bohrgestänges äußerst schwer durchzuführen sind, hat sich der Einsatz von geophysikalischen Messmethoden als ausgezeichnete Alternative erwiesen.

Karstgebiete sind aufgrund ihrer geographischen Lage, ihrer petrologischen Zusammensetzung und ihres Entstehungsprozesses immer sehr unterschiedlich ausgebildet, sodass keine einheitliche Vorgangsweise für die Ausführung eines Tunnelbauprojektes im Karst vorgeschlagen werden kann. Die Typisierung von Karsthohlräumen mittels der in Kapitel 6.5 angegebenen Tabelle erwies sich beim Steinbühlentunnel als zweckmäßig und kann für andere Tunnelbauprojekte in Karstgebieten richtungsweisend sein.

Für die statischen Berechnungen der Innenschale werden die Karsthohlräume als Quader diskretisiert, die tatsächlichen Formen von Karsthohlräumen sind jedoch meist spalt- oder klufförmig. Eine noch genauere Erkundung der einzelnen Hohlräume und deren Form wäre eine Optimierungsmöglichkeit zur Auslegung der Innenschale und deren Berechnung mittels Finite Elemente Methoden (FEM).

Bezüglich der Brandbemessung der Innenschale wäre der Einbau von PP-Fasern in jedem Fall zweckmäßig, da mit diesen die Betonabplatzung im Brandfall stark verringert werden kann.

Für zukünftige Tunnelprojekte im Karst kann empfohlen werden:

- eine an den tatsächlich auftretenden Karst angepasste Karstmatrix,
- die Verwendung eines geographischen Informationssystems speziell für den Karst,
- einen eigens beauftragten Betreuer für das GIS – Karst,
- eine umfangreiche Karsterkundung vor Erstellung der Ausschreibung und falls möglich, ein Erkundungsstollen zu diesem Zweck,
- Bohrungen im Nahbereich des Tunnels auf ein kleinstmögliches Maß beschränken.
- Wasserzutritte so genau wie möglich prognostizieren,
- die Verwendung von neuen geophysikalischen Methoden zur Karsterkundung, z.B. Myonentomographie.

Diese Maßnahmen bedeuten zwar momentan einen höheren Aufwand, können sich aber auf Bauzeit und Baukosten insgesamt positiv auswirken.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Neubaustrecke Wendlingen – Ulm [12]	1
Abbildung 2: Geologischer Längsschnitt des Steinbühl tunnels	2
Abbildung 3: Karst im heutigen Slowenien [1].....	3
Abbildung 4: Nackte Karstlandschaft [1].....	4
Abbildung 5: Schema zur Unterscheidung der Karstgesteine [1].....	6
Abbildung 6: Gipsablagerungen während des Präcambriums und Paläozoikums [1].....	8
Abbildung 7: Löslichkeit von Gips und Anhydrit in Abhängigkeit von NaCl-Gehalt des Wassers [1].....	9
Abbildung 8: Einteilung der Karbonatgesteine nach LEIGHTON & PENDEXTER, JENNINGS [1]	10
Abbildung 9: Gleichgewichtskurven zwischen im Wasser gelöstem CO ₂ und CaCO ₃ bei unterschiedlicher Temperatur [1].....	11
Abbildung 10: Schema der chemischen Reaktionen und der Bewegungsabläufe während der Kalklösung [1]	12
Abbildung 11: Sinterausscheidungen und Tropfsteinbildung in Höhlen [1]	13
Abbildung 12: Foto aus der Tiefenhöhle Laichingen, aufgenommen am 10.06.2016 © R.Riedler	14
Abbildung 13: Karstquellentypen [1]	16
Abbildung 14: P-Wellen [2]	21
Abbildung 15: S-Wellen [2]	21
Abbildung 16: Prinzipskizze eines stabilen Gravimeters [3]	23
Abbildung 17: Konstruktionskizze eines LaCoste-Romberg Gravimeters [3]	23
Abbildung 18: Profile einer gerechneten und einer gemessenen Kurve einer Bouguer-Gravitations-Anomalie über einem bekannten Hohlraum.....	25
Abbildung 19: Auswirkungen der Tiefenlage einer Schwereanomalie auf die Gravitationskurve [2]	25
Abbildung 20: Querschnitt und Längsschnitt der Erkundungsbohrungen durch die Ortsbrust in weniger verkarstungsfähigem Gebirge [4]	27
Abbildung 21: Querschnitt und Längsschnitt der Erkundungsbohrungen durch die Ortsbrust in verkarstungsfähigem Gebirge [4]	28
Abbildung 22: Querschnitt und Längsschnitt des Bohrschemas für Strossensohlbohrungen [4].....	29
Abbildung 23: Querschnitt und Längsschnitt des Bohrschemas für Strossensohlbohrungen [4].....	30
Abbildung 24: Bohrschema für Profilbohrungen [4].....	30
Abbildung 25: Bohrparameter der Tiefenerkundung Phase 3 [19].....	31
Abbildung 26: Bohrparameter der Tiefenerkundung Phase 3 mit angebohrtem Hohlraum [19]	31
Abbildung 27: Ergebnis der Sohlbohrungen mittels MWD-Verfahren [5].....	32
Abbildung 28: Prinzip der Schweremessung im Tunnel [5]	33
Abbildung 29: Foto eines Burris Gravity Meter™ [7].....	34
Abbildung 30: Skizze des Aufbaus eines Burris Gravity Meter™ [3]	34
Abbildung 31: Schwereverteilung graphisch ausgewertet [10]	35
Abbildung 32: Gemessene und modellierte Schwere im Profilschnitt	36
Abbildung 33: Modellkörper zu der in Abbildung 32 dargestellten Schwerekurve	36
Abbildung 34: Anordnung der Sonden bei der Reflexionsmessung und der Druchstrahlungsmessung	37
Abbildung 35: Messstrecken für die Durchstrahlungsmessung [10]	37
Abbildung 36: Auswertung der Radarwellengeschwindigkeit zur Anomalieerkennung[10]	38
Abbildung 37: Radargramm einer Reflexionsmessung mit 100 MHz [8]	39
Abbildung 38: Bohrvorschlag für die Hohlraumerschließung	39
Abbildung 39: Auswertung MWD-Verfahren der Aufschlussbohrungen.....	40
Abbildung 40: Bohrschema der Karsterkundung während Vortrieb[4]	42
Abbildung 41: Sanierungsvorschlag Karsthohlraum mit temporärer Auffüllung[4]	43
Abbildung 42: Sanierungsvorschlag mit Spritbeton und Abschalung[4].....	43
Abbildung 43: Querschnitt Sanierungsvorschlag Karsthohlraum mit Pumpbeton[4]	44
Abbildung 44: Längsschnitt Sanierungsvorschlag Karsthohlraum mit Pumpbeton[4]	44
Abbildung 45: Regelquerschnitt Innenschale 40 cm [20].....	47
Abbildung 46: Längsschnittskizze Dammring [22]	48
Abbildung 47: Querschnittskizze Dammring [22]	48
Abbildung 48: Modell zur FE-Berechnung in SOFiSTiK [9].....	49
Abbildung 49: Karsthohlraum über dem Tunnel mit Simulationsnetz [9]	50
Abbildung 50: Federkräfte (rot) in kN des 2D-FE-Modell der jungen Spritzbetonberechnung [9].....	50
Abbildung 51: Federkräfte (rot) in kN des 2D-FE-Modell der alten Spritzbetonberechnung [9].....	51
Abbildung 52: Angenommene Gebirgsdruckverteilung (Werte in kN/m ²) aus einer Überlagerungshöhe von 5m und mittleren Wichte von 26 kN/m ³ für die Simulation [9]	51

Abbildung 53: Biegebemessung, erf. Bewehrungsquerschnitte in cm^2 je Laufmeter Tunnel [9]	52
Abbildung 54: Querkraftbemessung, erf. Schubbewehrung in cm^2/m je Laufmeter Tunnel [9]	52
Abbildung 55: Radiale Biegebewehrung aus der Berechnung der Kaltstatik ohne Karsthohlraum, Innenlage und Außenlage der erf. Bewehrung in cm^2 je Laufmeter Tunnel [21]	53
Abbildung 56: Erf. Schubbewehrung aus der Berechnung der Kaltstatik ohne Karsthohlraum, in cm^2/m je Laufmeter Tunnel [21]	53
Abbildung 57: Auswirkung von Karsthohlräumen auf die Statik der Innenschalenblöcke.....	54
Abbildung 58: EBA Brandkurve[11].....	55
Abbildung 59: Tabelle der Positionen für den Tunnelvortrieb im Leistungsverzeichnis [16].....	58
Abbildung 60: Tabelle der Positionen für die Karsterkundung im Leistungsverzeichnis [16]	58
Abbildung 61: Tabelle für die Positionen der zeitgebundenen Kosten im Leistungsverzeichnis [16]	59
Abbildung 62: Tabelle der Leitungsangaben für die Karsterkundung [16]	59
Abbildung 63: Tabelle zur Typisierung von Karststrukturen [13]	60
Abbildung 64: Karsthohlraum des Typs M – S 1 [10].....	61
Abbildung 65: Sanierungsvorschlag für den Karsthohlraum Typ M – S 1 [10].....	61
Abbildung 66: Karsthohlraum blockig verfüllt, Typ M – V [10]	62
Abbildung 67: Sanierungsvorschlag für einen Karsthohlraum vom Typ M – V [10].....	62

Quellenverzeichnis

- [1] K.-H. Pfeffer, Karst, Entstehung-Phänomene-Nutzung, Borntraeger, Stuttgart, 2010
- [2] R. Scholger, Skriptum zu Montangeophysik, Montanuniversität Leoben, 2012
- [3] P.V. Sharma, Environmental and engineering geophysics, Cambridge University Press 1997
- [4] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, Ausschreibungsunterlage, Anlage_3.3.3.7_Blatt_2_3Io16SiT_o23.pdf
- [5] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, Karsterkundung_Phase2_W_N_Gesamt_TM_o200,o_bis_o300,o.pdf
- [6] http://www.atlascopco.com/microsites/Images/Technical%20specification%20MWD_9851%202456%2001a_web_tcm533-2658058.pdf aufgerufen am 15.06.2016
- [7] <http://zlscorp.com/wp-content/uploads/2015/11/DSC06321eSmall.png> aufgerufen am 15.06.2016
- [8] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, Ergebnisbericht_Westroehre-Nord_TM0100-0130_19.01.2015.pdf
- [9] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, A-02-20-00524-04-XS-127-a_Steinbühl tunnel (Baulos 3) Innenschale SBW StT 5 Karst Standardisierte Fälle Teil 1.pdf
- [10] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg , A-02-20-00524-04-XS-160-a_VAZ.pdf
- [11] C. Peter, P. Lis, M. Frahm, L. Langer, Brandbemessung bei der Planung des Steinbühl tunnels, Zeitschrift Tunnel 2/2016, Bauverlag 2016
- [12] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, Allgemeine Vorbemerkungen zur Leistungsausschreibung
- [13] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, Technische Vorbemerkungen zur Leistungsbeschreibung
- [14] H. Prinz, R. Strauß, Ingenieurgeologie, 5. Auflage, Spektrum Akademischer Verlag Heidelberg, 2011
- [15] W. Wittke, Tunnelbautechnisches Gutachten Steinbühl tunnel, 2010
- [16] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, Karsterkundungskonzept
- [17] http://www.bgr.bund.de/EN/Themen/GG_Geophysik/Methoden/Georadar/methode_georadar_inhalt_en.html aufgerufen am 20.05.2016
- [18] <http://physics.nist.gov/cgi-bin/cuu/Value?bg>, aufgerufen am 22.05.2016
- [19] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, Nacherkundung Karst Phase 3

- [20] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, A-02-20-00524-04-TS-200-e_151007_Steinbühl tunnel (Baulos 3) Regelquerschnitt RQ40
- [21] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, A-02-20-00524-04-XS-268-c
- [22] Projektunterlage ARGE Tunnel Alaufstieg, A-02-20-00524-04-TX-290-e_150518_Steinbühl tunnel (Baulos 3) Haupttunnel Ausbruch und Sicherung - Dammring - Schnitte und Details
- [23] <http://www.grenzwissenschaft-aktuell.de/ergebnisse-myonen-scans-in-knickpyramide20160428/>, aufgerufen am 14.09.2016
- [24] <http://www.nuklearforum.ch/de/aktuell/e-bulletin/fukushima-daiichi-erste-myonen-tomografie-ergebnisse>, aufgerufen am 14.09.2016
- [25] Aussage Dipl.-Ing. Johannes Katz, IL – Ingenieurbüro Laabmayr & Partner ZT GesmbH, 16.09.2016
- [26] Aussage Dipl.-Ing. Christoph Hillinger, ARGE Tunnel Alaufstieg, 31.08.2016