

MÜNCHNER GEOLOGISCHE HEFTE
Reihe B: Angewandte Geologie

TUM
LMU

Kurosch Thuro
Bohrbarkeit beim
konventionellen Sprengvortrieb

Münchner Geol. Hefte

B 1

145 S., 115 Abb., 39 Tab.

München 1996

Münchner Geologische Hefte

Reihe B: Angewandte Geologie

Reihe B: Heft 1
(Elektronische Publikation)

Bohrbarkeit beim konventionellen Sprengvortrieb

Geologisch-felsmechanische Untersuchungen anhand sieben ausgewählter Tunnelprojekte

Kurosch Thuro

Münchner Geol. Hefte Elektronische Publikationen	B 1 EP	149 S., 115 Abb., 39 Tab.	München 1996, 1998
---	-----------	---------------------------	-----------------------

Diese Arbeit wurde als Dissertation am 21. 2. 1995 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Chemie, Biologie und Geowissenschaften am 6. 4. 1995 angenommen. Die Prüfer der Dissertation waren Univ.-Prof. Dr. G. Spaun, Univ.-Prof. Dr. G. Morteani und Hon.-Prof. Dr. G. Schuler. Von der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik wurde die Dissertation mit dem Leopold-Müller-Förderpreis 1995 ausgezeichnet.

Adresse des Autors: Dr. Kurosch Thuro
Lehrstuhl für Allgemeine, Angewandte und Ingenieur-Geologie
Technische Universität München
Lichtenbergstraße 4
D-85748 Garching

Herausgeber

Prof. Dr. G. Spaun

Prof. Dr. H. Miller, Prof. Dr. S. Wohnlich

Redaktion

Dr. K. Thuro, K. Lokau

Dr. T. R. Rüde

Lehrstuhl für Allgemeine, Angewandte und
Ingenieur-Geologie

Institut für Allgemeine und
Angewandte Geologie

Technische Universität München

Ludwig-Maximilians-Universität München

Lichtenbergstraße 4

Luisenstraße 37

D-85748 Garching

D-80333 München

Tel.: +49 89 289 - 13181, Fax - 13168

Tel.: +49 89 5203 - 414, Fax - 286

geologie @ mineral.min.chemie.tu-muenchen.de

stefan.wohlich @ iaag.geo.uni-muenchen.de

Ohne ausdrückliche Genehmigung der Herausgeber ist es nicht gestattet, das Werk oder Teile daraus nachzudrucken oder auf fotomechanischem oder elektronischem Wege zu vervielfältigen.

Für den Inhalt sind die Autoren allein verantwortlich.

Bearbeitung der Version auf Datenträger mit *Adobe Acrobat 3.0* ® für *Adobe Acrobat Reader 3.0* ®
© Kurosch Thuro im August 1998

Zusammenfassung

Die Bohrbarkeit des Gebirges wird durch unterschiedliche geologische und felsmechanische Parameter bestimmt. In diesem Beitrag werden die wesentlichen Abhängigkeiten zwischen den spezifischen Materialeigenschaften von Gestein und Gebirge und den meßbaren Parametern Bohrkronenverschleiß und Bohrgeschwindigkeit aufgezeigt. Neben den konventionellen felsmechanischen Kennwerten (Druck-, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul) wurde ein neues Maß für die Zähigkeit bezüglich der Bohrbarkeit von Gesteinen eingeführt: die spezifische Zerstörungsarbeit W_z . Die neue Auswertemethode ermöglicht es, den ursächlichen Zusammenhang zwischen der Netto-Bohrgeschwindigkeit und den felsmechanischen Eigenschaften eines Gesteins besser als bisher nachzuvollziehen. Für die Auswertung des Point-Load-Tests wurde ein neues Auswerteverfahren auf statistischer Basis vorgestellt. Neben den felsmechanischen Parametern bilden die Einflüsse der geologischen Faktoren auf die Bohrbarkeit ein wesentliches Arbeitsthema. Als Ergebnisse dieser Arbeit können festgehalten werden:

1. Bohrkronenverschleiß

- Der Bohrkronenverschleiß steigt mit dem äquivalenten Quarzanteil eines Gesteins. Er bildet einen Leitwert für den Gehalt an verschleißrelevanten Mineralen.
- Eine Abhängigkeit der Bohrkronenstandzeit von maschinentechnischen Parametern (Bohrhammerleistung, Bohrkronenform) konnte nicht nachgewiesen werden.
- Für die verschiedenen Gesteinsgruppen können z. T. unterschiedliche Abhängigkeiten vom äquivalenten Quarzanteil festgestellt werden. Die Verschleißcharakteristik hängt außerdem vom Verzahnungsgrad des Mikrogefüges bzw. der Qualität des Bindemittels (z.B. Porosität der Sandsteine) ab. Für hydrothermal zersetzte Gesteine und für Sandsteine konnte ein Zusammenhang mit dem Porenvolumen nachgewiesen werden. Dabei ist die Porosität nur ein Indikator für den Verwitterungsgrad oder die Qualität der Korn-Korn-Bindung in Sandsteinen.

2. Bohrgeschwindigkeit

- Der Bohrfortschritt ist zunächst von maschinentechnischen Parametern (Bohrhammerleistung, Bohrkronenform) abhängig.
- Die Bohrgeschwindigkeit sinkt generell mit steigenden felsmechanischen Kennwerten (einaxiale Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Zerstörungsarbeit, Spaltzugfestigkeit und Trockenrohddichte).
- Von den sechs Parametern Zerstörungsarbeit, Elastizitätsmodul, einaxiale Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, Verhältnis Druck-Zugfestigkeit („Zähigkeit“) und Trockenrohddichte weisen nur drei einen signifikanten Zusammenhang mit der Bohrgeschwindigkeit auf: die Zerstörungsarbeit kann als hochsignifikanter, die einaxiale Druckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit können lediglich als signifikante Parameter bezeichnet werden.
- Die Bohrgeschwindigkeit ist außerdem von einer Reihe geologischer Faktoren abhängig. Zu diesen Einflußgrößen gehören der Durchtrennungsgrad des Gebirges, die Raumlage der Schieferung (Gesteinsanisotropie), der Verzahnungsgrad des Mikrogefüges, die Porosität und Qualität des Bindemittels von Sandsteinen, der Grad der hydrothermalen Zersetzung und der Verwitterungszustand von Gestein und Gebirge.

Weitere Einflußfaktoren wie die Primärspannungsverhältnisse oder eine eventuelle Auflockerung des Gebirges (z.B. in Talzuschubs-Zonen) konnten im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht werden.

Auf der Basis der ausgewerteten Daten wurde eine Klassifikation der Bohrbarkeit nach Bohrkronenverschleiß und Bohrgeschwindigkeit erarbeitet. Zur Verwendung im Rahmen von geotechnischen Voruntersuchungen zu Tunnelprojekten wurde eine Klassifikation aufgestellt, mit der die Bohrbarkeit von Gesteinen anhand der wichtigsten petrographischen (äquivalenter Quarzanteil) und felsmechanischen Kennwerte (spezifische Zerstörungsarbeit, einaxiale Druckfestigkeit) mit einiger Genauigkeit vorhergesagt werden kann. Die Kenntnis dieser Zusammenhänge und Hintergründe ist notwendig, um die richtige Auswahl der Bohrgeräte zu erleichtern, den Arbeits- und Bohrfortschritt abzuschätzen und vor allem die Bohrkosten zu kalkulieren. Zu diesem Zweck wurde ein Untersuchungsprogramm vorgeschlagen, welches bei künftigen Vorerkundungen für Tunnel- und Stollenprojekte helfen soll, Gestein und Gebirge im Hinblick auf die Bohrbarkeit besser zu erfassen. Hinweise für die Durchführung von Untersuchungen im Zuge der Beweissicherung bei Bohrbarkeitsproblemen während des Tunnelvortriebs schließen diese Studie ab.

Drillability in Hard Rock Tunneling by Drilling And Blasting

Usually the main subject in preliminary site investigations prior to tunnelling projects is the prediction of tunnel stability. During the last years in conventional drill- and blast tunnelling, problems have occurred also connected with the accurate prediction of drillability in hard rock. The drillability is not only decisive for the wear of tools and equipment but is - along with the drilling velocity - a standard factor for the progress of excavation works. The estimation of drillability in predicted rock conditions might bear an extensive risk of costs. Therefore an improved prediction of drilling velocity and bit wear would be desirable.

The drillability of a rock mass is determined by various geological and mechanical parameters. In this report some major correlations of specific rock properties as well as geological factors with measured bit wear and drilling velocity are shown. Apart from conventional mechanical rock properties (unconfined compressive and tensile strength, Young's modulus) a new property for toughness referring to drillability has been introduced: the specific destruction work W_z . This new property makes it possible to understand better the connection between drilling velocity and the main mechanical rock character. For monitoring and evaluation of the point load test a new statistical method has been introduced. As well as mechanical rock properties the influences of geological parameters on drillability were the main topic of the study. As the principal results of this dissertation can be recorded:

1. Drilling bit wear

- The bit wear increases with the equivalent quartz content. The equivalent quartz content builds the main property for the content of wear-relevant minerals.
- A correlation between bit consumption and technical machine parameters (power of percussive drill hammer, shape of drilling bits) has not been proved.
- For various groups of rock types different connections with the equivalent quartz content could be detected. Qualitative and quantitative bit wear is also dependent on the interlocking of microstructures or the quality of the cementation (e.g. porosity of sandstones). In hydrothermal decomposed rock and sandstone a connection with pore volume could be found. Even porosity is an indicator for decomposition or quality of the grain-to-grain strength in sandstones.

2. Drilling velocity

- First of all, drilling progress is dependent on technical machine parameters (power of percussive drill hammer, shape of drilling bits).
- In general, drilling velocity decreases with rising mechanical rock properties (unconfined compressive strength, Young's modulus, specific destruction work, tensile strength and rock density).
- Only three of the six treated rock properties - destruction work, unconfined compressive strength, Young's modulus, tensile strength, the relation of compressive/tensile strength ("toughness") and rock density showed a significant correlation with drilling rates: the destruction work can be noted as a highly significant, the unconfined compressive strength and the tensile strength can merely be described as significant parameters.
- Besides, drilling velocity is dependent on a whole lot of geological parameters. Those principal parameters include jointing of rock mass, orientation of shistosity (rock anisotropy), degree of interlocking of microstructures, porosity and quality of binder in sandstone, degree of hydrothermal decomposition and weathering of rock mass.

Further causes, such as primary stress conditions, fracturing / loosening of rock mass (e.g. in areas of landslides) could not be investigated in this dissertation.

On this knowledge basis a classification of drillability according to bit wear and drilling velocity has been worked out. To be used in the context of preliminary geotechnical site investigations of tunnelling projects a classification has been set up, allowing to predict drilling rates and bit consumption in rock using the main petrographical (equivalent quartz content) and mechanical rock properties (destruction work, unconfined compressive strength) with a sufficient accuracy. Knowledge of these relations and their causes is necessary to make the choice of drilling rigs easier, to estimate the working and drilling progress and - above all - to calculate drilling expenses. For this purpose an inexpensive but practical investigation program has been submitted, which helps to improve the estimation of rock drillability in planning future tunnel projects. Finally some hints are given for carrying out investigations in poor drilling and blasting conditions during running excavation works.

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung.....	III
Abstract.....	IV
Inhaltsverzeichnis	V
Abbildungsverzeichnis	VII
Danksagungen.....	XI
1 Bohrbarkeit im konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb	1
2 Aufgabenstellung	3
3 Grundlagen der Bohrbarkeit	4
3.1 Kurzer Literaturüberblick zur „Bohrbarkeit“	4
3.2 Bohrverfahren und Bohrgeräte	8
3.2.1 Bohrverfahren	8
3.2.2 Bohrgeräte.....	9
3.2.3 Bauformen von Bohrkronen	12
3.2.4 Auswahlkriterien von Bohrkronen	13
3.2.5 Bohrvorgang	14
3.3 Parameter zur Erfassung der Bohrbarkeit.....	16
3.3.1 Übersicht der Faktoren	16
3.3.2 Diskussion der zu untersuchenden Parameter	19
3.3.3 Untersuchungsparameter	21
4 Projektbeschreibungen.....	24
4.1 Michaelstunnel.....	25
4.2 Altenbergtunnel	28
4.3 Inntaltunnel	30
4.4 Schönraintunnel	32
4.5 Rammersbergtunnel	34
4.6 Achbergtunnel.....	36
4.7 Lärchbergtunnel.....	38
5 Durchgeführte Untersuchungen.....	40
5.1 Baustellen-Untersuchungen	40
5.1.1 Einstellungen der Bohrgeräte und verwendete Bohrkrontypen	40
5.1.2 Bohrkronenverschleiß.....	40
5.1.3 Bohrgeschwindigkeit	42
5.1.4 Gebirge: geologische Dokumentation	43
5.1.5 Probenahme für die Laboruntersuchungen.....	48
5.2 Laboruntersuchungen	50
5.2.1 Dünnschliffuntersuchungen.....	50
5.2.2 Bestimmung von Bindemitteln, Bestimmung des Quellvermögens	54
5.2.3 Zylinderdruckversuch mit Verformungsaufzeichnung.....	56
5.2.4 Point-Load-Test	64
5.2.5 Spaltzugversuch bzw. Brazilian Test.....	71
5.2.6 Dichtebestimmung und Wasseraufnahmeversuch	76
5.3 Auswertung.....	78
5.3.1 Vorgehensweise	78

5.3.2 Statistische Auswertung.....	78
6 Ergebnisse und Diskussion	82
6.1 Felsmechanische Kennwerte.....	82
6.2 Bohrkronenverschleiß	84
6.2.1 Qualitativer Bohrkronenverschleiß: Verschleißbild.....	84
6.2.2 Quantitativer Verschleiß: Standzeiten der Bohrkronen.....	88
6.2.3 Standzeit der Bohrkronen in Abhängigkeit vom äquivalenten Quarzgehalt.....	89
6.2.4 Standzeit der Bohrkronen in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit	98
6.3 Bohrgeschwindigkeit	100
6.3.1 Bohrgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Zerstörungsarbeit	102
6.3.2 Bohrgeschwindigkeit in Abhängigkeit weiterer felsmechanischer Kennwerte.....	105
6.3.3 Diskussion der felsmechanischen Parameter zur Untersuchung der Bohrgeschwindigkeit	108
6.4 Geologische Einflüsse.....	111
6.4.1 Einfluß der Kluftabstände.....	111
6.4.2 Einfluß der Anisotropie	112
6.4.3 Einfluß der Ausbildung des Mikrogefüges	115
6.4.4 Einfluß der Porosität und der Qualität des Bindemittels	117
6.4.5 Einfluß der hydrothermalen Zersetzung	121
6.4.6 Einfluß der Verwitterung.....	123
7 Klassifizierung der Bohrbarkeit.....	126
7.1 Klassifizierung nach Verschleiß und Bohrgeschwindigkeit.....	126
7.2 Klassifizierung nach petrographischen und felsmechanischen Eigenschaften.....	128
7.2.1 Bohrkronenverschleiß.....	129
7.2.2 Bohrgeschwindigkeit	130
8 Praktische Anwendung	132
8.1 Vorschläge für künftige Voruntersuchungen.....	132
8.2 Probleme einer Prognose	134
8.3 Hinweise für die Durchführung einer Beweissicherung.....	135
9 Literaturverzeichnis	136
10 Anhang.....	147
10.1 Zusammenfassung der Ergebnisse (alle untersuchten Gesteine).....	147
10.2 Zusammenfassung der Ergebnisse (Sandsteine, Biotitgranit, Innsbrucker Quarzphyllit)	148
10.3 Legende der untersuchten Gesteine	149

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Schaubild zum Begriff Bohrbarkeit.....	1
Abb. 2: Schematische Illustration des hydraulischen Drehschlagbohrens.....	8
Abb. 3: Bohrwagen AC-Rocket Boomer H 175.....	9
Abb. 4: Bohrrarm BUT 35 des Bohrwagens AC-Rocket Boomer H 175.....	9
Abb. 5: Bohrlafette BMH 6000 mit montiertem Bohrhammer, Bohrstange und Bohrkrone.....	10
Abb. 6: Bohrhammer COP 1238 ME, zugehöriges Einsteckende und Bohrstange.....	10
Abb. 7: Typische im Tunnelbau verwendete Stiftbohrkronen mit 6, 7, 8 und 9 Widia-Einsätzen.....	12
Abb. 8: Stiftbohrkronen verschiedener Hersteller mit unterschiedlichen Stiftanzahlen und Spülsystemen.....	12
Abb. 9: Bohrkrone mit Rückschneide als Beispiel für eine Sonderbauform.....	13
Abb. 10: Physikalischer Bohrvorgang beim Drehschlagbohren. Zerstörungsmechanismus unterhalb eines Bohrkronenstifts.....	14
Abb. 11: Bohrvorgang bei unterschiedlicher Orientierung der Schichtung oder Schieferung.....	15
Abb. 12: Geologisches Übersichtsprofil des Michaelstunnels/Baden-Baden mit Lageskizze.....	26
Abb. 13: Geologisches Übersichtsprofil des Altenbergtunnels/Idar-Oberstein mit Lageskizze.....	29
Abb. 14: Geologisches Übersichtsprofil des Inntaltunnels/Innsbruck mit Lageskizze.....	31
Abb. 15: Geologisches Übersichtsprofil des Schönraintunnels/Nantenbach mit Lageskizze.....	33
Abb. 16: Geologisches Übersichtsprofil des Rammersbergtunnels/Nantenbach mit Lageskizze.....	35
Abb. 17: Geologisches Übersichtsprofil des Achbergtunnels/Unken mit Lageskizze.....	37
Abb. 18: Geologisches Übersichtsprofil des Lärchbergtunnels/Lofer mit Lageskizze.....	39
Abb. 19: Beispiel einer Ortsbrustaufnahme aus dem Michaelstunnel/Baden-Baden. Tunnelmeter 1037.....	44
Abb. 20: Schleifhärte nach ROSIWAL (Mittelwerte), aufgetragen gegen Ritzhärte nach MOHS.....	52
Abb. 21: Technische Härte als Mittelwerte nach 8 verschiedenen Härteprüfverfahren (TRÖGER 1954).....	52
Abb. 22: Beispiel einer Dünnschliffdokumentation: Zusammensetzung des Quarzphyllits S 4/1.....	53
Abb. 23: Darstellung der drei Lastfälle beim einaxialen Druckversuch.....	56
Abb. 24: Gebräuchliche Bezeichnungen für die einaxiale Druckfestigkeit nach Empfehlungen der ISRM.....	57
Abb. 25: Abschnitte der Spannungs-Längsdehnungskurve (Arbeitslinie) und Ermittlung des Elastizitätsmoduls.....	59
Abb. 26: Ermittlung des Elastizitätsmoduls bei „strain-hardening-behaviour“ des Prüfkörpers.....	59
Abb. 27: Spannungs- Längsdehnungs-Diagramme von einem Prüfkörper mit sprödem Bruchverhalten und von einem Prüfkörper mit zähem Bruchverhalten. Berechnung der Zerstörungsarbeit.....	60
Abb. 28: Vollständige Arbeitslinie eines (zähen) Prüfkörpers, Bestimmung des Elastizitätsmoduls und der Zerstörungsarbeit und Charakterisierung der maßgeblichen Kurvenabschnitte.....	59
Abb. 29: Bestimmung des Post-failure-Moduls P_F im Post-failure-Bereich der Spannungs-Dehnungskurve.....	62
Abb. 30: Prüfkörper beim Point-Load-Test mit vorgeschlagenen Proportionsgrenzen.....	65
Abb. 31: Einfluß der Prüfkörpergröße auf den Point-Load-Index. Biotitgranit, 16 Einzeltests.....	66
Abb. 32: Beispiel einer statistischen Bestimmung des Umrechnungsfaktors c bei Innsbrucker Quarzphyllit.....	66
Abb. 33: Ermittlung des I_{50} aus der linearen Ausgleichsgeraden im $\log F_B - \log D_e^2$ -Diagramm. Beispiel aus BROOK und eigenes Beispiel.....	67
Abb. 34: Beispiel einer statistischen Auswertung des Point-Load-Index (LOGAR-Methode).....	68
Abb. 35: Beispiel einer typischen statistischen Auswertung des Point-Load-Index aus einer Probenserie von Hallstätter Dolomit. $I_S - D_e^2$ bei normal eingeteilter und logarithmierter x-Achse.....	69
Abb. 36: Belastungsjoch und Versuchsanordnung beim Spaltzugversuch (Brazilian Test).....	71
Abb. 37: Die drei verschiedenen definierten Versuchsanordnungen beim Spaltzugversuch.....	72
Abb. 38: Die allgemeinen Versuchsanordnungen 4, 5 und 6 beim Spaltzugversuch.....	73

Abb. 39: Beispiel für eine statistische Auswertung (Standzeit von Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil)	80
Abb. 40: Einaxiale Druckfestigkeit - Spaltzugfestigkeit bzw. - „Zähigkeit“	83
Abb. 41: Einaxiale Druckfestigkeit - Elastizitätsmodul bzw. - Zerstörungsarbeit.....	83
Abb. 42: Spezifische Zerstörungsarbeit - Spaltzugfestigkeit bzw. - „Zähigkeit“	83
Abb. 43: Typische Verschleißformen von Bohrkronen im Michaelstunnel	85
Abb. 44: Typische Verschleißformen von Bohrkronen im Inntaltunnel	85
Abb. 45: Typische Verschleißformen von Bohrkronen im Achbergtunnel	85
Abb. 46: Rauhe, der Bohrlochsohle zugewandte Oberfläche eines Randstifts. Vergrößerung ca. 330 x	87
Abb. 47: Detail aus Abb. 48 in 2.700facher Vergrößerung. scharfkantige Wolframcarbid-Partikel	87
Abb. 48: Detail aus Abb. 48 in 2.700facher Vergrößerung. plastische Deformation des Hartmetalls	87
Abb. 49: Standzeit der Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil (alle Gesteine)	90
Abb. 50: Standzeit der Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil (Gesteinsgruppen)	90
Abb. 51: Standzeit der Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil (Hauptast).....	90
Abb. 52: Standzeit der Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil (Kalk-/Mergelsteine).....	91
Abb. 53: Verschleißformen der Bohrkronen von Kalk- und Mergelsteinen	91
Abb. 54: Standzeit der Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil (Fan-/Konglomerate).....	92
Abb. 55: Verschleißformen der Bohrkronen von Fanglomeraten und Konglomeraten.....	92
Abb. 56: Standzeit der Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil (Innsbrucker Quarzphyllit).....	94
Abb. 57: Verschleißformen der Bohrkronen von Quarzphylliten, Serizit-Chlorit-Phylliten und -Gneisen	94
Abb. 58: Verschleißformen der Bohrkronen von Marmoren, Quarzmarmoren und Kalkphylliten.....	94
Abb. 59: Gesteinszusammensetzung und Nomenklatur des Innsbrucker Quarzphyllits.....	95
Abb. 60: Standzeit der Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil (hydrothermal zersetzte Gesteine).....	96
Abb. 61: Verschleißformen der Bohrkronen von hydrothermal zersetzten, kristallinen Gesteinen	96
Abb. 62: Standzeit der Bohrkronen - äquivalenter Quarzanteil (Sandsteine).....	97
Abb. 63: Verschleißformen der Bohrkronen von harten bis sehr harten Sandsteinen	97
Abb. 64: Verschleißformen der Bohrkronen von wenig festen, mürben und defekten bzw. hydrothermal zersetzten Sandsteinen.	97
Abb. 65: Standzeit der Bohrkronen - einaxiale Druckfestigkeit.....	99
Abb. 66: Standzeit der Bohrkronen - einaxiale Druckfestigkeit (hydrothermal überprägte Gesteine).....	99
Abb. 67: Vergleich der Ausbruchsklassen III und IVb in der Kalotte im Inntaltunnel	100
Abb. 68: Gegenüberstellung eines typischen Arbeitsablaufs in den Ausbruchsklassen III und IVb	100
Abb. 69: Bohrgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Bohrkronentyp. Muschelkalk und Quarzphyllit.	102
Abb. 70: Bohrhämmer COP 1238 ME: Bohrgeschwindigkeit - Zerstörungsarbeit (Einzelwerte)	103
Abb. 71: Bohrhämmer COP 1440: Bohrgeschwindigkeit - Zerstörungsarbeit (Einzelwerte)	103
Abb. 72: Leistungskurven beider Bohrhämmer zum Vergleich (Einzelwerte W_z).....	103
Abb. 73: Bohrhämmer COP 1238 ME: Bohrgeschwindigkeit - Zerstörungsarbeit (Mittelwerte).....	104
Abb. 74: Bohrhämmer COP 1440: Bohrgeschwindigkeit - Zerstörungsarbeit (Mittelwerte).....	104
Abb. 75: Leistungskurven beider Bohrhämmer zum Vergleich (Mittelwerte W_z)	104
Abb. 76: Bohrhämmer COP 1238 ME: Bohrgeschwindigkeit - einaxiale Druckfestigkeit (Mittelwerte).....	106
Abb. 77: Bohrhämmer COP 1440: Bohrgeschwindigkeit - einaxiale Druckfestigkeit (Mittelwerte).....	106
Abb. 78: Leistungskurven beider Bohrhämmer zum Vergleich (Mittelwerte UCS).	106
Abb. 79: Bohrgeschwindigkeit - Elastizitätsmodul	107

Abb. 80: Bohrgeschwindigkeit - Spaltzugfestigkeit	107
Abb. 81: Bohrgeschwindigkeit - Verhältnis von Druck- zur Zugfestigkeit („Zähigkeit“)	107
Abb. 82: Bohrgeschwindigkeit - Trockenrohdichte	108
Abb. 83: Bohrgeschwindigkeit - Zerstörungsarbeit (Innsbrucker Quarzphyllit)	109
Abb. 84: Bohrgeschwindigkeit - einaxiale Druckfestigkeit (Innsbrucker Quarzphyllit).....	109
Abb. 85: Bohrgeschwindigkeit - Spaltzugfestigkeit (Innsbrucker Quarzphyllit).....	109
Abb. 86: Bohrgeschwindigkeit - Kluftabstand (Muschelkalk).	111
Abb. 87: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und der Zerstörungsarbeit von der Belastungsrichtung für Quarzphyllit.....	113
Abb. 88: Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der Belastungsrichtung und der Bohrgeschwindigkeit von der Bohrrichtung für Quarzphyllit	113
Abb. 89: Bohrgeschwindigkeit und Spaltzugfestigkeit, jeweils gegen den Winkel zwischen Schieferung und Belastungs- bzw. Bohrrichtung aufgetragen.....	114
Abb. 90: Dünnschlifffoto von stark verfälschtem Quarzphyllit (geringe Zerstörungsarbeit)	116
Abb. 91: Dünnschlifffoto von Quarzphyllit mit straff strukturiertem Mikrogefüge (hohe Zerstörungsarbeit)	116
Abb. 92: Druck- und Spaltzugfestigkeit von Sand- und Tonschluffsteinen - Porenvolumen.	117
Abb. 93: Elastizitätsmodul und Zerstörungsarbeit von Sand- und Tonschluffsteinen - Porenvolumen.....	117
Abb. 94: Standzeiten der Bohrkronen in Sand- und Tonschluffsteinen - Porenvolumen	120
Abb. 95: Bohrgeschwindigkeiten in Sand- und Tonschluffsteinen - Porenvolumen	120
Abb. 96: Bohrgeschwindigkeiten in Sandsteinen - Zerstörungsarbeit	120
Abb. 97: Sehr harter, quarzitischer Sandstein (135 x).....	118
Abb. 98: Fester, präser Sandstein (135 x).....	118
Abb. 99: Defekter Sandstein mit weggelöstem Bindemittel aus der Störungszone (135 x).....	118
Abb. 100: Silikatisches Bindemittel des festen, porösen Sandsteins (1200 x)	119
Abb. 101: Toniges Bindemittel des defekten Sandsteins. Kaolinitkristalle (1200 x)	119
Abb. 102: Sekundär gesproßtes, calcitisches Bindemittel im defekten Sandstein (900 x).	119
Abb. 103: Einaxiale Druckfestigkeit - Porenvolumen (Zersetzungsgrad).	122
Abb. 104: Standzeit der Bohrkronen - Porenvolumen (Zersetzungsgrad).....	122
Abb. 105: Bohrgeschwindigkeit - Porenvolumen (Zersetzungsgrad).	122
Abb. 106: Zusammensetzung des Fanglomerats, einaxiale Druckfestigkeiten der Komponenten und Quellfähigkeit der verwitterten, vulkanischen Komponenten	124
Abb. 107: Vergleich Kalkulation - Bauausführung Altenbergtunnel.....	124
Abb. 108: Klassifikationsschema aller untersuchten Gesteine für den Bohrhammer COP 1238 ME.....	127
Abb. 109: Klassifikationsschema aller untersuchten Gesteine für den Bohrhammer COP 1440.....	127
Abb. 110: Einteilung der Bohrkronenstandzeit nach dem äquivalenten Quarzanteil (Hauptast).....	129
Abb. 111: Einteilung der Bohrkronenstandzeit nach dem äquivalenten Quarzanteil (Sandsteine).....	129
Abb. 112: Einteilung der Bohrgeschwindigkeit nach der Zerstörungsarbeit (COP 1238 ME).....	130
Abb. 113: Einteilung der Bohrgeschwindigkeit nach der Zerstörungsarbeit (COP 1440).....	131
Abb. 114: Einteilung der Bohrgeschwindigkeit nach der Druckfestigkeit (COP 1238 ME).	131
Abb. 115: Einteilung der Bohrgeschwindigkeit nach der Druckfestigkeit (COP 1440).	131

Verzeichnis der Tabellen

Tab. 1: Einige wichtige technische Daten der verwendeten Bohrgeräte	10
Tab. 2: Stiftformen von Hartmetalleinsätzen in Bohrkronen und ihre Eignung in verschiedenen Gesteinen.....	12
Tab. 3: Übersicht der Bohrbarkeitsparameter	18
Tab. 4: Gliederung und Übersicht der durchgeführten Untersuchungen zur Bohrbarkeit.....	21
Tab. 5: Ausgewählte Tunnelprojekte für die Bohrbarkeitsuntersuchungen	24
Tab. 6: Einige wichtige Daten des Michaelstunnels in Kurzform.....	25
Tab. 7: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Michaelstunnel.....	27
Tab. 8: Einige wichtige Daten des Altenbergtunnels in Kurzform.....	28
Tab. 9: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Altenbergtunnel.....	29
Tab. 10: Einige wichtige Daten des Inntaltunnels in Kurzform	30
Tab. 11: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Inntaltunnel	31
Tab. 12: Einige wichtige Daten des Schönraintunnels	32
Tab. 13: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Schönraintunnel	33
Tab. 14: Einige wichtige Daten des Rammersbergtunnels	34
Tab. 15: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Rammersbergtunnel	35
Tab. 16: Einige wichtige Daten des Achbergtunnels in Kurzform.....	36
Tab. 17: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Achbergtunnel.....	37
Tab. 18: Einige wichtige Daten des Lärchbergtunnels in Kurzform	38
Tab. 19: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Lärchbergtunnel	39
Tab. 20: Verwendete Bohrgeräte bei den zu den Bohrbarkeitsuntersuchungen herangezogenen Tunnelprojekten	40
Tab. 21: Kategorien von Trennflächenabständen nach IAEG (1981) und ISRM (1978d), erweitert.....	45
Tab. 22: Kriterien für die Einteilung bzw. Unterscheidung von Klüften	45
Tab. 23: Kriterien für die Einteilung bzw. Unterscheidung von Klüften und Störungen	45
Tab. 24: Verwitterungsgrade nach Empfehlungen der ISRM (1978d) und IAEG (1981), ergänzt	46
Tab. 25: Grade der hydrothermalen Zersetzung analog zur Einteilung der Verwitterungsgrade nach Empfehlungen der ISRM (1978d) und IAEG (1981), ergänzt	46
Tab. 26: Kornbindung, Tabelle zur Bewertung der Kornbindung in Anlehnung an DIN 4022 T1.....	47
Tab. 27: Einteilung der Anisotropie und einiger Merkmale von anisotropen, kristallinen Gesteinen.....	47
Tab. 28: Schleiffestigkeit gesteinsbildender Minerale. Absolute Schleifhärte nach ROSIWAL und relative Ritzhärte nach MOHS	51
Tab. 29: Einaxialer Druckversuch; Beispiel einer Auswertung (verkieselter Hallstätter Dolomit).....	58
Tab. 30: Umrechnungsfaktoren c zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit aus dem I_{50}	66
Tab. 31: Formblatt mit Auswertung des Point-Load-Tests (Hallstätter Dolomit).....	70
Tab. 32: Verhältnisse der Druck-Zugfestigkeit und zugehörige Zähigkeits-Attribute	74
Tab. 33: Spaltzugversuch; Beispiel einer Auswertung (quarzitischer Sandstein)	75
Tab. 34: Beispiel für eine Bestimmung der Trockenrohddichte und des Wassergehalts (zersetzer Biotitgranit)	77
Tab. 35: Zusammenstellung der untersuchten Gesteine gemäß ihrer „Zähigkeit“.....	82
Tab. 36: Klassifizierung der Verschleißtypen und Beurteilungskriterien für die Verschleißbilder von Bohrkronen.....	86
Tab. 37: Einteilung der Standzeit von Stiftbohrkronen („Verschleißskala“) und der bearbeiteten Gesteine	88
Tab. 38: Einteilung der Bohrgeschwindigkeiten von Stiftbohrkronen („Geschwindigkeitsskala“) mit den bearbeiteten Gesteinen	101
Tab. 39: Einteilung der Bohrbarkeit nach den bisher verwendeten Einteilungen von Verschleiß und Bohrgeschwindigkeit	126

Danksagungen

Die vorliegende Arbeit entstand auf Anregung von Herrn Prof. Dr. G. Spaun in den Jahren 1990 bis 1994 am Lehrstuhl für Allgemeine, Angewandte und Ingenieur-Geologie der Technischen Universität München. Ihm danke ich ganz herzlich für die Übertragung des Themas, die Vermittlung der Tunnelprojekte, seine großzügige Unterstützung und sein reges Interesse am Fortgang dieser Arbeit sowie seinen vielen Anregungen und seine stete Diskussionsbereitschaft.

Diese Arbeit wäre nicht zustandekommen ohne das wohlwollende Entgegenkommen der Auftraggeber und Auftragnehmer der sieben bearbeiteten Projekte. Zu besonderem Dank verpflichtet bin ich deshalb den Vertretern der Stadt Baden-Baden (Herrn Dipl.-Ing. Hoheußle, Tiefbauamt), der Straßenbauverwaltung Rheinland-Pfalz (Herrn Dr. Hofmann, Straßenneubauamt Bad-Kreuznach), der Eisenbahn-Hochleistungsstrecken-AG (Herrn Dipl.-Ing. Dr. Vavrovsky), der deutschen Bundesbahn (Herrn Dipl.-Ing. Könings, Abt. Verkehrswegebau, Planungsgruppe Süd) und dem Amt der Salzburger Landesregierung (Herrn Ing. Oberhofer, Abt. Straßenbau, Ref. Neubau) für die Zugangserlaubnis zu den Baustellen.

Den bauausführenden Fachfirmen und ihren jeweiligen Vertretern, Philip Holzman (Herr Dipl.-Ing. Kugelmann), Ed. Ast (Herr Dipl.-Ing. Winkler), Teerbau (Herr Dipl.-Ing. Mayer, Herr Dipl.-Ing. Glatzle), Tiefbau (Herr Dipl.-Ing. Joham), Ilbau (Herr Dipl.-Ing. Winkler), Hinteregger & Söhne (Herr Dipl.-Ing. Siding), Allbau, Walter Bau, Porr International (Herr Dipl.-Ing. Lutz), Stuag Bau (Herr Dipl.-Ing. Strappler), Ed. Züblin, Östu, Stettin (Herrn Dipl.-Ing. Atzlinger), Mayreder (Herr Dipl.-Ing. Karpellus), Beton- und Monierbau und Alpine danke ich für die bereitwillig zur Verfügung gestellten Unterlagen, fruchtbare Diskussionen und uneingeschränkte Hilfe vor Ort.

Für ihre volle Unterstützung, Projektunterlagen, zahllose Fachgespräche und die Betreuung vor Ort bedanke ich mich bei den Ingenieurbüros und ihren Mitarbeitern, Müller & Hereth (Herrn Dipl.-Ing. Kagerer, Herrn Dipl.-Geol. Dr. Gierer), Ingenieurgemeinschaft Lässer & Feizlmayr (Herrn Dipl.-Ing. Dr. Purrer, Herrn Dipl.-Geol. Dr. Leimser, Herrn Dipl.-Geol. Dr. Poscher), Geoconsult (Herrn Dipl.-Ing. Prof. Dr. Schubert) und Ingenieurbüro Laabmayr & Partner (Herrn Dipl.-Ing. Laabmayr, Herrn Dipl.-Ing. Eder).

Bei meinen Kollegen Dr. Michael Rieder, Markus Bauer, Dr. Lutz Hecht und Uli Wortmann möchte ich mich für ihre kritische Diskussionsbereitschaft und eine gute Zusammenarbeit - die z.T. schon über viele Jahre hinweg andauert - bedanken. Herrn Dr. Jürgen Froh sei herzlich für die Anfertigung von Aufnahmen mit dem Rasterelektronenmikroskop gedankt; Herrn Dr. Werner Hieke danke ich für die Durchführung der Röntgendifraktometeranalysen, Herrn Dr. Grundmann für die stete Hilfsbereitschaft bei den Dünnschliffanalysen. Ein herzliches Dankeschön auch an Herrn Dr. Bögel und Herrn Prof. Zacher für ihre große Hilfsbereitschaft und viele anregende Diskussionen.

Für die Durchführung von Laboruntersuchungen bedanke ich mich bei den vielen studentischen Hilfskräften. Mein besonderer Dank gilt dabei den Diplomanden Herrn Werner Baumgärtner und Herrn Stefan Schütz für ihre langjährige, konstruktive und unermüdliche Mitarbeit.

Nicht zuletzt möchte ich mich bei allen übrigen, nicht genannten Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Angewandte Geologie und Mineralogie, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben, herzlich bedanken.

Die Untersuchungen wurden durch ein Stipendium der Technischen Universität München zur „Förderung des künstlerischen und wissenschaftlichen Nachwuchses“ von August 1989 bis März 1990 finanziell unterstützt, wofür ich der Hochschule zu großem Dank verpflichtet bin.

Mein ganz besonderer Dank gilt abschließend meiner Frau Marion, die mich stets mit großer Geduld unterstützt und begleitet hat.

„Whatever the reasons, it is clear, that neither geology alone, laboratory and field testing alone, experience alone nor equipment design and operation expertise alone can get an engineer to the point where underground excavation is a clearly defined engineering process. Integration of all these knowledge bases is required to raise the level of engineering contribution to underground construction, and the entire excavation system must be understood before applying engineering expertise to the solution of expected or developing problems.“

(Priscilla P. NELSON 1993: 261)

1 Bohrbarkeit im konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb

Bei einem konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb im Tunnel- und Stollenbau kommt der Bohrbarkeit des Gebirges eine erhebliche Bedeutung zu. Sie ist nicht nur ausschlaggebend für den Verschleiß der Bohrgeräte, sondern bildet auch einen maßgeblichen Faktor für die Vortriebsleistung. Da die Einschätzung der Bohrbarkeit der in einem geplanten Tunnelvortrieb prognostizierten Gesteine ein beträchtliches Kostenrisiko in der Kalkulation darstellt, ist eine möglichst sichere Prognose der Bohrgeschwindigkeit sowie des Bohrkronenverschleißes in den vorgegebenen Gesteinen vorteilhaft.

Unter dem Begriff „Bohrbarkeit“ - der nicht streng definiert ist - verbirgt sich ein komplexes Wirkungsgefüge aus Ursachen und Wirkungen. Er soll deshalb im folgenden speziell für den Bohr- und Sprengvortrieb beschrieben werden. Bohrbarkeit läßt sich als Eigenschaft umschreiben, dem Eindringen des Bohrwerkzeugs Widerstand entgegenzusetzen. Üblicherweise wird deshalb unter Bohrbarkeit eines Gesteins oder Gebirges der Bohrfortschritt (erzielbare Bohrgeschwindigkeit beim Bohren der Sprenglöcher an der Ortsbrust) und der Verbrauch von Bohrstahl (meist der Bohrkronenverschleiß) verstanden. Dazu können noch Erschwernisse kommen, die sich durch das Gebirge beim Bohrvorgang selbst oder erst beim Besetzen (Laden) der Bohrlöcher ergeben (z. B. in gestörtem oder quellfähigem Gebirge). Diese Erschwernisse werden häufig bei der Diskussion der Bohrbarkeit außer acht gelassen, können jedoch unter ungünstigen Bedingungen ausschlaggebend sein für die aufzuwendende Zeit beim Bohren und Besetzen der Sprenglöcher.

Es lassen sich, wie in Abb. 1 illustriert ist, drei Hauptfaktoren unterscheiden, welche die Bohrbarkeit bestimmen: Bohrausrüstung, Gestein und Gebirge sowie der Baubetrieb und der Arbeitsprozeß selbst (der „menschliche Faktor“).

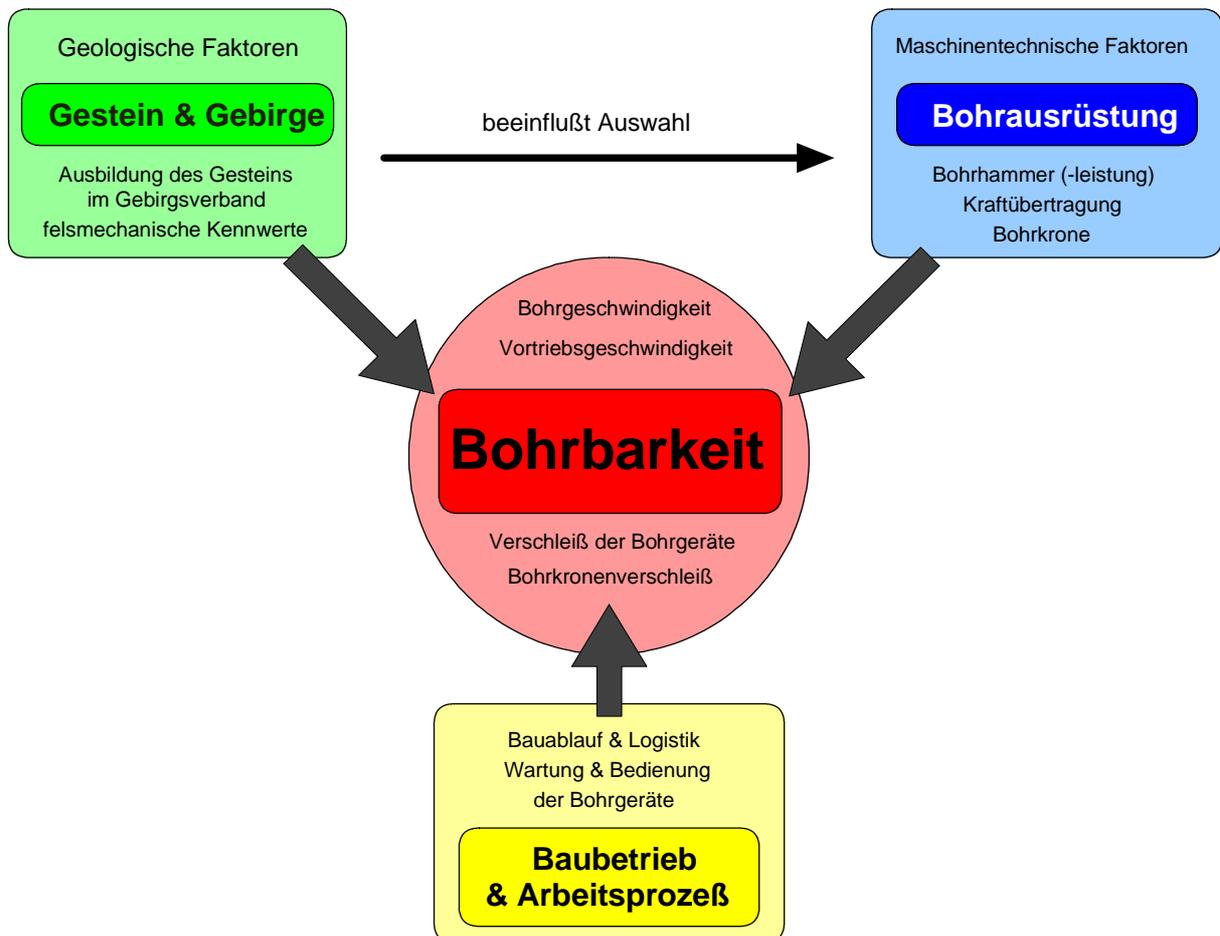


Abb. 1: Schaubild zum Begriff „Bohrbarkeit“.

Die erzielbare Bohrgeschwindigkeit (ebenso der Verschleiß) ist zunächst von der verwendeten Bohrausrüstung abhängig: von System und Leistung des Bohrhammers, von Materialgüte und Auslegung der Kraftübertragung und schließlich ganz besonders von Material und Bauform der Bohrkronen. Die Auswahl der Bohrausrüstung wird entscheidend von den geologischen Gegebenheiten beeinflusst.

Gestein und Gebirge - sozusagen die „geologischen Faktoren“ - bestimmen durch ihre spezifischen Materialeigenschaften (Mineralzusammensetzung, felsmechanische Eigenschaften, Ausbildung des Gesteins im Gebirgsgefüge) entscheidend die Bohrleistung, den Verschleiß und eventuelle Probleme beim Bohren und Besetzen der Bohrlöcher.

Der dritte Faktor sind Baubetrieb und Arbeitsprozeß, denen bei Betrachtungen der Bohrbarkeit oft zu wenig Beachtung zukommt, obwohl es schließlich die Mineure sind, welche die Bohrgeräte bedienen und instand halten. Ohne einen wohl abgestimmten Bauablauf und ohne eingespielte Mannschaften können trotz modernster und effektivster Bohrverfahren keine hohen Vortriebsleistungen erzielt werden - von unsachgemäßer oder nachlässiger Bedienung der Bohrgeräte gar nicht zu reden. Überlegungen dieser Art können im Rahmen vorliegender Arbeit jedoch nicht weiter verfolgt werden.

Der hier verfolgte Ansatz ist deshalb, sich mit dem Zusammenhang zwischen den Parametern Bohrkronenverschleiß und Bohrgeschwindigkeit einerseits und den geologischen Gegebenheiten und spezifischen Materialeigenschaften der Gesteine andererseits zu befassen. Dabei kann bei gleichbleibenden geologischen Verhältnissen die Effektivität von Teilen der Bohrausrüstung - welche üblicherweise vorgegeben ist - untersucht werden.

Bohrstahlkosten

Ein Beispiel soll den Verbrauch an Bohrkronen verdeutlichen: Für den ca. 60 m² großen Kalottenquerschnitt im Inntaltunnel mußten in Gesteinen des Innsbrucker Quarzphyllits in der Ausbruchsklasse III im Durchschnitt etwa 130 Sprenglöcher pro Abschlag gebohrt werden. Bei einer typischen Tagesleistung von 3,7 Abschlägen à 3,0 m Angriffstiefe (Bohrtiefe; Abschlag 2,7 m) ergeben sich ca. 1450 Bohrmeter pro Tag (ohne Ankerbohrlöcher). Dies liegt bereits 60% über der mittleren Standzeit einer einzelnen Bohrkronen von 900 Metern pro Krone im Innsbrucker Quarzphyllit des Inntaltunnels. Mit anderen Worten, es wurden bei den vier dreiarmligen Bohrwägen im Durchschnitt innerhalb von zwei Tagen alle 12 Bohrkronen ausgetauscht.

Kostenfaktor Zeit

Mehr noch als reine Materialkosten interessiert meist der Zeitfaktor, d. h. wie stark die Vortriebsarbeiten durch das Bohren der Sprenglöcher (und untergeordnet auch der Ankerlöcher) beeinflusst werden. Beispielsweise können sich - durch unvorhergesehene geologische Verhältnisse - verlängerte Nettobohrgeschwindigkeiten und Erschwernisse beim Bohren und Besetzen der Sprenglöcher äußerst negativ auf die Vortriebsleistung auswirken.

- Durch den Einfluß eines schwer sprengbaren Gebirges kann die Anzahl der benötigten Sprenglöcher in der Kalotte um über 30% steigen.
- Eine Verringerung der Nettobohrgeschwindigkeit kann im gleichen Maße die Dauer der Bohrzeit pro Abschlag verlängern.
- Eine verringerte Bohrlochstabilität kann die Nachlaufzeit beim Laden der Sprenglöcher um ein Vielfaches erhöhen.

So kann es, wie am Beispiel des Altenbergtunnels noch eingehend beschrieben wird, zu einer Verdoppelung der Arbeitszeit pro Abschlag gegenüber der Kalkulation und damit zu einer Reduzierung der Vortriebsleistung auf die Hälfte kommen. Mit diesen zwei Beispielen soll illustriert werden, daß die Bohrbarkeit des Gebirges einen enormen Kostenfaktor darstellt. Sie wirkt sich vornehmlich auf folgende Faktoren aus:

- Materialkosten von Verschleißteilen wie Bohrkronen, Drifterstangen, Einsteckenden und Hydraulikschläuchen,
- Betriebskosten der Bohrgeräte, wie Energie (Strom und Dieselkraftstoff), Wasser, sowie frühzeitige Abnutzung des Bohrgeräts,
- zusätzliche Lohnkosten bei Verzögerung des Vortriebs,
- sowie die sich daraus ergebenden, längeren Bauzeiten.

Bei ungenügender Vorerkundung sind eine Unsicherheit in der Kalkulation sowie ein beträchtliches Kostenrisiko für den Bauherrn und das ausführende Unternehmen die Folgen.

2 Aufgabenstellung

In den letzten Jahren ergaben sich bei einer Reihe von Tunnelbauprojekten immer wieder Probleme wegen erschwerter Bohrbarkeit aufgrund unvorhergesehener geologischer Verhältnisse. Der 12,7 km lange Inntaltunnel bei Innsbruck ist sicher das bekannteste Beispiel in jüngster Zeit. Es sollte deshalb im Rahmen einer Dissertation der Versuch unternommen werden, den Zusammenhang zwischen Bohrgeschwindigkeit, Bohrkronenverschleiß, felsmechanischen Kennwerten und einigen geologisch signifikanten Parametern deutlich zu machen. Die Erarbeitung einer praxisnahen Methode („Einfachheit und Effektivität“) stand dabei im Vordergrund und sollte es ermöglichen, die bei der täglichen Arbeit auf der Baustelle anfallenden Informationen zu verwerten und dabei hinreichend genau zu sein.

Als Ziele dieser Arbeit können formuliert werden:

1. *Fallstudien*: Erfahrungsberichte zu den Bohr- und Sprengvortrieben von insgesamt sieben Tunnelprojekten zu sammeln.
2. *Statistik*: Die Spannweite von Bohrkronenverschleiß und Bohrgeschwindigkeiten zu erfassen, eine quantitativ/qualitative Einteilung für diese beiden Größen zu finden.
3. *Parameterstudien*: Direkte Zusammenhänge zwischen den (noch zu erläuternden) Bohrbarkeitsparametern herauszuarbeiten.
4. *Klassifikation*: Versuch, eine Klassifikation der „Bohrbarkeit“ aufzustellen.
5. *Untersuchungsprogramm*: Geeignete Standard-Untersuchungsprogramme der „Bohrbarkeit“ für Voruntersuchungen und für die Beweissicherung während des Vortriebs zu erarbeiten.

Diese Ziele sollten so allgemein verfolgt werden, daß eine Übertragbarkeit nicht nur auf unterschiedliche Projekte, sondern mit möglichst wenigen Änderungen auch auf andere Vortriebsarten (mit Teilschnitt- und Vollschnittmaschinen) möglich ist.

Bewußt wurden in dieser Arbeit keine neuen Bohrbarkeitstests, wie beispielsweise Verschleißtests oder Versuche zum Bohrfortschritt (Modellbohrversuche) entwickelt oder durchgeführt. Es ging vor allem darum, grundlegende Zusammenhänge mit geologischen und felsmechanischen Kennwerten aufzuzeigen und dabei die gängigen Laborversuche - so nötig - weiterzuentwickeln.

Für einen direkten Vergleich der Bohrbarkeit von 43 verschiedenen Gesteinen in 7 Tunnelprojekten wurden insgesamt 9 Parameter näher untersucht:

- | | |
|--|---|
| <input type="radio"/> Standzeit der Bohrkronen
(Bohrkronenverschleiß) | <input type="radio"/> Spaltzugfestigkeit |
| <input type="radio"/> Nettobohergeschwindigkeit
(Bohrfortschritt) | <input type="radio"/> Verhältnis von Druck- und Zugfestigkeit |
| <input type="radio"/> einaxiale Druckfestigkeit | <input type="radio"/> äquivalenter Quarzgehalt |
| <input type="radio"/> Elastizitätsmodul | <input type="radio"/> Porenvolumen/Trockenrohddichte
(bei Sandsteinen und hydrothermal zersetzten Gesteinen) |
| <input type="radio"/> spezifische Zerstörungsarbeit | |

Die ermittelten Kennwerte wurden jedoch nicht isoliert, sondern eingebettet in ihr jeweiliges Umfeld - vor allem im Gebirgsverband - betrachtet. Die geologischen Einflußfaktoren

- | | |
|--|--|
| <input type="radio"/> Durchtrennungsgrad des Gebirges, | <input type="radio"/> Porosität und Bindemittel von Sandsteinen, |
| <input type="radio"/> Raumlage von Diskontinuitätsflächen
in Gestein und Gebirge (Anisotropie), | <input type="radio"/> hydrothermale Zersetzung und |
| <input type="radio"/> Mikrogefüge, | <input type="radio"/> Verwitterung von Gestein und Gebirge |

wurden deshalb besonders herausgearbeitet. Die geologischen Verhältnisse liefern die wesentlichen Auswahlkriterien für die Untersuchungs- bzw. Homogenbereiche und die Diskussionsgrundlage für eine integrierte Betrachtung der Bohrbarkeit.

3 Grundlagen der Bohrbarkeit

Nach einem kurzen Literaturüberblick zur „Bohrbarkeit“ erscheint es sinnvoll, das angewendete Bohrverfahren genauer zu betrachten. Auf dessen Basis sollen später die sinnvollsten und zweckdienlichsten Bohrbarkeitsparameter für eine weitere Bearbeitung ausgesucht werden.

Anschließend soll ausgehend von der Literatur und eigenen Erfahrungen eine Tabelle von signifikanten Parametern erstellt werden, welche die Bohrbarkeit der Gesteine beeinflussen können. Die einzelnen Parameter werden diskutiert und ein Untersuchungsprogramm vorgestellt.

3.1 Kurzer Literaturüberblick zur „Bohrbarkeit“

Dem hohen Stellenwert bezüglich der Wirtschaftlichkeit der Arbeitsweise entspricht eine große Menge von Literatur, die sich mit dem Thema Bohrbarkeit befaßt. Beim konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb besitzt das hydraulische Drehschlagbohren erst seit den frühen achtziger Jahren Standardcharakter (COHRS 1988). Hydraulische Bohrhämmer haben aufgrund ihrer technologischen Überlegenheit im Verlaufe der siebziger Jahre das alte pneumatische System fast vollständig verdrängt (NOEL 1983, SANDVIC 1978).

Der Einfluß von geologischen und felsmechanischen Kennwerten auf die Bearbeitbarkeit von Gesteinen war natürlich schon sehr früh Gegenstand von Beobachtung und Forschung. Sicher wurde das Problem der Bohrbarkeit zu allererst vom Bergbau her angegangen: Schon Ende des 18. Jahrhunderts versuchte WERNER (1788) in seinem Bericht *„Von den verschiedenen Graden der Festigkeit des Gesteins, als dem Hauptgrunde der Hauptverschiedenheiten der Hauerarbeiten“* (erschienen im Bergmännischen Journal zu Freiberg) eine Einteilung von Festigkeiten der Gesteine und eine Beurteilung im Hinblick auf ihre Lösbarkeit zu erarbeiten. RZIHA (1888) und ROSIWAL (1890) verbanden Beobachtungen aus dem Tunnelbau mit Versuchen *„über den Arbeitsaufwand beim Gesteinsbohren“* und stellte bereits eine praxistaugliche Klassifikation der Bohrbarkeit für die zu jener Zeit gebräuchlichen mechanischen Lösungsarten - händischer Ausbruch mit Keil, Brechstange und Keilhaue sowie Sprengen - auf.

Es mag vielleicht amüsant erscheinen, sich mit solch alter Literatur überhaupt noch zu beschäftigen. Die Beobachtungen und Rückschlüsse der „Altvorderen“ sind jedoch oft noch heute aktuell und man möchte sich häufig wünschen, daß auch im Zeitalter der Computermodelle und Klassifikationsmatrizen der Beobachtung im Feld oder auf der Baustelle so viel Bedeutung zukommen möge wie zu dieser Zeit!

Ausführliche Bohrbarkeitsstudien für die modernen Bohrtechniken wurden vom United States Bureau of Mines bereits in den sechziger Jahren in Auftrag gegeben. Als signifikante Parameter nannten PAONE, BRUCE & VIRCIGLIO (1966) für das Drehbohren mit diamantbestückten Meißeln:

- Anpreßdruck (Vorschub) und Drehzahl des Bohrgerätes,
- Abrasivität (Quarzgehalt), Shore-Härte (Shore-Sklerograph HS), einaxiale Druckfestigkeit, sowie Verformungs- und Elastizitätsmodul des erbohrten Gesteins.

TSOUTRELIS (1969) kam zwar zu vergleichbaren Ergebnissen, versuchte aber, die aufwendige Parameterbestimmung durch Versuchsbohrungen zu ersetzen.

Danach setzte der Trend ein, im Labor empirische Testverfahren zu entwickeln, die die Beanspruchung des Gesteins beim Bohrvorgang so weit wie möglich simulieren sollten: sogenannte Index-Tests. Typische Vertreter sind Versuchsbohrungen mit z. T. komplizierten Bohrmaschinen und Bohreinsätzen, Abrasivitätstests mit unterschiedlichem Aufbau zur Messung des Abriebs von Werkzeugeinsätzen oder Gesteinen, Sägetests etc. Es gibt weit über 200 solcher Testmethoden (MAIDL 1972, WEST 1989, ATKINSON 1993, NELSON 1993), deren Versuchseinrichtungen und Rahmenbedingungen von der Ausstattung des jeweiligen Labors abhängen, welches diesen Test entwickelt hat. Eine Korrelation mit den Testergebnissen anderer Labors existiert oft nicht, so daß nur wenige Verfahren bis heute weitere Verbreitung gefunden haben.

Augenfällig waren nach dem Studium einer repräsentativen Auswahl die folgenden Punkte:

1. Die Erarbeitung meist komplizierter und aufwendiger Labortestverfahren, um Indexwerte für die Eigenschaften des Gesteins zu erhalten,
2. deren Anwendung, die auch im Gelände unter Laborbedingungen erfolgte, welche bei der täglichen Arbeit auf der Baustelle nur selten eingehalten werden und
3. die Vernachlässigung der geologischen Faktoren, da diese sich nur schwer in Zahlen und Diagramme fassen lassen.

Viele Indextests beschäftigen sich mit dem Problem der Härte, da auch die Härte - ähnlich wie die Bohrbarkeit - als „*Widerstand eines Materials gegen das Eindringen eines Werkzeugs*“ definiert wird (DOMKE 1983, WELLINGER & KRÄGELOH 1985). Die Härtebestimmung für Gesteine unterscheidet sich jedoch aufgrund des inhomogenen Gesteinsaufbaus grundsätzlich von derjenigen an künstlichen Werkstoffen. Neben der Rückprallhärte, die beispielsweise mit dem SCHMIDT'schen Rückprallhammer oder mit dem Shore-Sklerographen (RABIA & BROOK 1979) gemessen werden kann, wird in Anlehnung an die Härteprüfverfahren der Metallurgie (Rockwell, Brinell, Vickers) der Modified NCB Cone Indenter Test (SZLAVIN 1974, MCFEAT-SMITH 1977) als sinnvoller Gesteinstest genannt. Der Rock Hammer von Atlas Copco (und Sandvik) ist eine Weiterentwicklung für Penetrations- und Abrasivitätsmessungen insbesondere für Tunnelbohrmaschinen. Auch die Entwicklung einer speziellen Modell-Tunnelbohrmaschine mit einem Durchmesser von 10,6 cm (HOWARTH et al. 1986) ist vorgeschlagen worden. Im folgenden sollen einige der wichtigsten Vertreter der umfangreicheren Testverfahren zur Vorhersage von Bohrfortschritt und Verschleißverhalten erwähnt werden.

Einen reproduzierbaren Gesteinshärte-Koeffizienten (Coefficient of Rock Strength, CRS) erarbeiteten PAONE, MADSON & BRUCE (1969) aus dem Protodyakanov-Falltest (PROTODYAKANOV 1962). Der CRS, der über den Siebrückstand des gebrochenen Materials ermittelt wird, ist ein Maß für diejenige Energie, die aufgewendet werden muß, um eine definierte Probenmenge zu zerkleinern und findet sich z. B. auch in DIN 52115 wieder. TANDANAND & UNGER (1975) modifizierten den CRS und benutzten eine empirische Gleichung zur Vorhersage des Bohrfortschritts beim Schlagbohrverfahren.

Auch RABIA & BROOK (1980, 1981) bezogen sich auf den PROTODYAKANOV-Falltest und verwendeten ein Testverfahren (Rock Impact Hardness Number, RIHN), das schon von BROOK (1977) beschrieben worden war und dem CRS von PAONE, MADSON & BRUCE (1969) ähnelte.

Aufgrund dieser Arbeiten schien - neben der Erfassung der konventionellen gesteintechnischen Parameter - die Verfolgung des Energie-Gedankens auch in der vorliegenden Untersuchung vielversprechend zu sein.

Am Norwegian Institute of Technology wurde von LIEN (1961, zit. in BLINDHEIM 1979) und SELMER-OLSEN & BLINDHEIM (1970) ein kompliziertes Testverfahren erarbeitet. Es setzt sich folgendermaßen zusammen:

1. Bohrbarkeitsindex (Drilling Rate Index, DRI), ermittelt aus
 - einem Fallenergie-test ähnlich dem von PROTODYAKANOV (Swedish Brittleness Test)
 - und einem Test zur Ermittlung des Bohrfortschritts (Sievers J-Value Test, SIEVERS 1950)
2. Verschleißwert (Bit Wear Index, BWI), ermittelt aus einem Bohrversuch mit Miniatur-Probemeißeln (Sievers C-value Test, SIEVERS 1950)

Diese Labortests werden üblicherweise mit dem ebenfalls dort weiterentwickelten Point-Load-Test (BROCH & FRANKLIN 1972) abgerundet. Bei Geländetests konnte der Bohrfortschritt von Kleinkaliberbohrern mit großer Genauigkeit vorhergesagt werden (BLINDHEIM 1979).

MOVINKEL & JOHANNESSEN (1986) versuchten diese Ergebnisse auch für die Vorhersage der Vortriebsgeschwindigkeit von Vollschnitt-Tunnelbohrmaschinen anzuwenden. Allerdings kamen sie trotz der Weiterentwicklung dieser Tests zu dem Schluß, daß der Zerlegungsgrad des Gebirges und die Abrasivität des Gesteins oft einen weitaus größeren Einfluß auf die Penetrationsraten hatten, als dies mit ihren Bohrbarkeitsindizes ausgedrückt werden konnte. Diese Schwäche versuchte LISLERUD (1988) durch eine zusätzliche Klassifizierung der für Tunnelbohrmaschinen wichtigen Faktoren, wie z. B. des Durchtrennungsgrads, zu beseitigen.

Die Ausbildung des Gebirgsverbands, erzeugt aus Gesteinen, Trennflächen und Bergwasser, beeinflusst sicher auch in hohem Maße die Vortriebsleistung beim konventionellen Vortrieb und wird deshalb auch in der vorliegenden Arbeit besonders eingehend behandelt.

Das vom Centre d'Études et Recherches des Charbonnages de France entwickelte CERCHAR-Verfahren (VALANTIN 1973, SUANA & PETERS 1982, WEST 1989) umfaßt einen Gesteinhärtetest (Bohrversuch) und einen Abrasivitätstest (Verschleiß eines Miniaturmeißels, CAI). Zusätzlich wurde von BECKER & LEMMES (1984), die Sandsteine des Saar-Nahe-Beckens untersuchten, lediglich die Messung von Druck- und Zugfestigkeit des Gesteins empfohlen.

SCHIMAZEK & KNATZ (1970, 1976) stellten bei einer Bearbeitung von Sandsteinen des Ruhrkarbons eine Gleichung auf, mit der sie einen Verschleißkoeffizienten F in Abhängigkeit des Quarzgehalts, der mittleren Korngröße der Quarzkörner und der Zugfestigkeit des Gesteins (und damit der Festigkeit des Bindemittels) errechnen konnten.

Die Bohrbarkeit einer ganzen Reihe von Gesteinen war Gegenstand der Arbeiten von MAIDL (1970, 1972). Er verglich sie anhand verschiedener Gesteinskennwerte wie Bohrfortschritt, Shore-Härte, Bohrbarkeit J und Verschleißwert C (SIEVERS 1950), Elastizität und Bearbeitbarkeit (FRANSSEN 1950) sowie nach dem Zähigkeitsgrad (GERTH 1935). Allerdings kam er zu dem Schluß, daß sich der Bohrfortschritt aus diesen Kennwerten nicht zuverlässig ableiten läßt. Vielmehr sei die Bohrbarkeit als Resultat der komplexen Wechselwirkung verschiedener mechanischer Eigenschaften und textueller Eigenheiten der Gesteine zu sehen und wäre damit praktisch nicht vorhersagbar.

Den geologisch wichtigen Aspekt des strukturellen und textuellen Aufbaus eines Gesteins und dessen Einfluß auf die Materialeigenschaften erarbeiteten HOWARTH & ROWLANDS (1987), aufbauend auf den Erkenntnissen von ONODERA et al. (1980). Ihr Texturkoeffizient (Rock Texture Coefficient, TC) ist ein Maß für die Widerstandsfähigkeit der Mikrostrukturen eines Gesteins gegen Bruchbelastung und läßt sich gut mit den felsmechanischen Gesteinsparametern korrelieren. In die Formel für den TC gehen ein: Kornform und -größe, Kornorientierung, der Grad der Kornverzahnung sowie die Raumauffüllung und Beschaffenheit der Matrix. Die Ermittlung dieses Koeffizienten über die Auswertung von Gesteinsdünnschliffen ist jedoch äußerst arbeits- und zeitaufwendig und deshalb in der Baupraxis kaum anwendbar.

Auffällig ist die absolute Vormachtstellung der Tunnelbohrmaschinen (TBM) in den neueren Veröffentlichungen. Der konventionelle Bohr- und Sprengvortrieb fristet in der Literatur eher ein Schattendasein gegenüber diesen modernen Techniken. So gibt es nicht nur ein eigenes Lehrbuch mit dem Titel „Mechanischer Tunnelvortrieb im Festgestein“ (RUTSCHMANN 1974), sondern darüber hinaus auch eine unübersehbare Fülle von neueren Untersuchungen darüber, welche Parameter die Penetrationsrate einer TBM (= Eindringtiefe der Bohrmaschine pro Umdrehung) beeinflussen können. Stellvertretend können hier nur einige wenige wichtige Arbeiten erwähnt werden.

Die Grundlagen der Mechanik des Gesteinsschneidens resümiert FOWELL (1993) für den vollmechanischen Bohrvortrieb. Wichtige Arbeiten auf dem Gebiet der Ermittlung der Gesteinskennwerte sowie ihr Einfluß auf die Schnittgeschwindigkeit faßt NELSON (1993) zusammen. (Literatur zur Untersuchung von Gesteinsparametern wird gesondert im Kapitel 5. „Durchgeführte Untersuchungen“ behandelt.) Untersuchungen über den Verschleiß stehen seit vielen Jahren an der Ruhruniversität Bochum im Vordergrund: KUTTER & SANIO (1982) und EWENDT (1989) beschäftigten sich mit der Frage der Gesteinsabrasivität und des Werkzeugverschleißes bei TBM-Diskmeißeln. Dabei können viele der Untersuchungen auch auf den Vortrieb mit Teilschnittmaschinen übertragen werden. Spezielle Arbeiten für den TSM-Einsatz bilden z. B. MAIDL & HANDKE (1989) und KNISSEL (1990).

WANNER (1975a, 1975b, 1980) und BÜCHI (1984) behandelten vorwiegend kristalline Schiefer und arbeiteten u. a. den Einfluß des mineralogischen Gesteinsaufbaus, des Trennflächengefüges und der Orientierung der Schieferung auf die Vortriebsgeschwindigkeit heraus.

Die meisten Untersuchungen beschäftigten sich aber nicht ausschließlich mit der Bohrbarkeit, sondern vielmehr mit der Gebirgsklassifizierung beim Bohrvortrieb und der erreichbaren (Brutto-) Vortriebsleistung: HABENICHT & BRENNSTEINER (1971) bzw. HABENICHT & GEHRING (1976) untersuchten den Einfluß der Gebirgseigenschaften auf den TBM-Vortrieb, TRÜMPER (1978) und BECKMANN (1982) beschäftigten sich mit der Einsatzoptimierung von TBM's und schließlich versuchte RAUSCHER (1985,

1986, 1989), eine eigene Klassifizierung des geomechanischen Gebirgsverhaltens beim Bohrvortrieb zu etablieren.

In der Colorado School of Mines (CSM) wurde seit den siebziger Jahren an einer Vorhersage des Bohrfortschritts auf der Basis von maschinentechnischen und geologisch-felsmechanischen Parametern gearbeitet. Die sog. „Predictor Formular“ - wohl die am weitesten verbreitete analytische, physikalisch-mathematische Berechnungsmethode - wurde von OZDEMIR et al. (1977) vorgestellt und erfuhr im Laufe der Jahre mehrfache Verbesserungen (WANG et al. 1978, BÜCHI 1984 etc.). Nach derzeitigem Erkenntnisstand ist sie jedoch trotz inzwischen äußerst komplizierten Spezifikationen und Übertragung auf den Computer (SHARP et al. 1983, SHARP & OZDEMIR 1991) nicht in der Lage, eine gesicherte Vorhersage der Penetrationsrate vor allem unter wechselhaften geologischen Bedingungen zu gewährleisten (frdl. mündl. Mitteilung von BIENIAWSKI). Analog gilt dies für die meisten Modelle (z. B. Massachusetts Institute of Technology, MIT, ASHLEY et al. 1981, EINSTEIN et al. 1987), auch für solche, die von den großen Maschinenherstellern (z. B. Atlas Copco, Robbins, Voest Alpine bzw. Alpine Westfalia) als Firmengeheimnisse gehütet werden. Ansätze, welche aus der praktischen Anwendung heraus entwickelt wurden (wie z. B. MIKURA 1980), sind eher selten zu finden.

Energiebetrachtungen und Computermodellierung des Bohrvorgangs beim Schlagbohren sind Gegenstand der Untersuchungen an der Universität Luleå/Schweden. LUNDBERG (1993) faßt die Ergebnisse von 20 Jahren Forschung zusammen: Probleme der Energieübertragung vom Bohrerhammer auf die Bohrstange und von dort auf das Gebirge (LUNDBERG 1973), Einfluß der geometrischen Auslegung der Bohrausrüstung auf die Effektivität (LUNDBERG & KARLSSON 1986), Effektivitätsuntersuchungen mittels Computersimulation (LUNDBERG 1987), Optimierung des Anpreßdrucks (NORDLUND 1989) und schließlich eine Verifizierung des Computermodells durch experimentelle Studien (KARLSSON et al. 1989, CARLSSON et al. 1990). Eine Verknüpfung mit Gesteinsparametern oder Untersuchungen in der Baupraxis (Bohrgeschwindigkeiten und Bohrkronenverschleiß) findet leider nicht statt.

Erfahrungsberichte von Baustellen sind rar und liegen meist nur über Vortriebe mit Vollschnitt-Tunnelbohrmaschinen (z. B. WANNER 1975a, 1975b, PIRCHER 1980) oder Teilschnittmaschinen (z. B. BOLDT 1982, 1989, GEHRING 1982) vor. Arbeiten über den konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb beschäftigen sich häufig mit der rein technischen Seite der Bohrbarkeit (COHRS 1988, FEISTKORN 1988, DAHLE 1990, DEMOULIN 1990, RAUEN 1990, STAPEL 1991). Das ist sicher nicht zuletzt deshalb der Fall, weil ihre Untersuchung nicht nur im Labor, sondern vor allem auf der Baustelle an der Tunnelortsbreite durch arbeits- und zeitintensive Beobachtung und Datenrecherche möglich ist.

Alle diese Studien machen deutlich, daß kein einzelner Gesteinskennwert die Bohrbarkeit vollständig beschreiben kann. Vielmehr muß verstärkt mit geologischen Faktoren argumentiert werden, um das mechanische Gesteinsverhalten schlüssig zu erklären und möglicherweise vorhersagbar zu machen. Die Gesteinskoeffizienten aus den vorgestellten Testverfahren, die den Bohrvorgang so weit wie möglich simulieren sollen, sind zwar z. T. hochsignifikant, aber auch arbeits- und maschinenaufwendig und deswegen im Normalfall unwirtschaftlich.

Die Baupraxis stellt andere Anforderungen an eine praxistaugliche Methode: Einfachheit und Effektivität, vertretbarer Arbeitsaufwand und Durchführbarkeit der Datenaufnahme auch ohne Spezialmaschinen und Experten auf der Baustelle.

Die vorliegende Arbeit will deshalb eine Brücke schlagen zwischen einem reinen Praxisbericht und einer Untersuchung von geologischen und felsmechanischen Kennwerten, welche die Bohrbarkeit beim Sprengvortrieb beeinflussen. Zudem sollen konkrete Anhaltspunkte zur Durchführung von Voruntersuchungen in der Planungsphase sowie zur Beweissicherung während der Baudurchführung gegeben werden.

Erste Schritte in diese Richtung stellen unsere kürzlich veröffentlichten Arbeiten (SPAUN & THURO 1994, THURO 1994) dar. Die Untersuchungen zur Bohrbarkeit laufen seit 1987; erste Ergebnisse über den Michaelstunnel/Baden-Baden finden sich in der Diplomarbeit von BOZORGMEHRI (1989).

3.2 Bohrverfahren und Bohrgeräte

3.2.1 Bohrverfahren

Das hydraulische Drehschlagbohren besitzt als Bohrverfahren im konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb heute Standardcharakter. Der Hydraulik-Bohrhammer stellt eine Kombination von Drehbohrmaschine und Schlagbohrhammer dar und besitzt je ein getrenntes Dreh- und Schlagwerk. Im Gegensatz zum schlagenden Bohren, das durch ruckweises Umsetzen der Bohrstange bei allenfalls losem Kontakt zwischen Bohrkopf und Bohrlochsohle gekennzeichnet ist, findet beim drehschlagenden Bohren eine kontinuierliche Rotation wie beim drehenden Bohren statt. Durch die hohen Andrückkräfte, die mehr als eine Zehnerpotenz über denen beim Schlagbohren liegen (12 - 20 kN, ATLAS COPCO 1986, 1989a, b, 1992), löst sich die Bohrkronen zu keinem Zeitpunkt von der Bohrlochsohle. Da zudem die Drehmomente um ein Mehrfaches stärker sind, findet auch zwischen den Schlägen durch Abscheren Lösearbeit statt. Das drehschlagende Bohren ist daher allein von der Verfahrensweise sowohl dem Drehbohren, als auch dem Schlagbohren überlegen (NOEL 1983: 4, FEISTKORN 1988: 237 f.). Die Hydraulik ermöglicht die optimale Energieübertragung vom Schlagwerk auf die Bohrstange.

In Abb. 2 ist der Aufbau eines Bohrgeräts bestehend aus Bohrhammer, Einsteckende, Lafette, Bohrstange und Bohrkronen schematisch dargestellt. Das wesentliche Leistungsmerkmal für die Untersuchungen zur Bohrbarkeit ist die Schlagenergie des verwendeten Bohrhammers. Die vier wichtigsten Parameter zu seiner Charakterisierung sind Drehzahl, Vorschub, Schlagzahl und Spüldruck (Abb. 2).

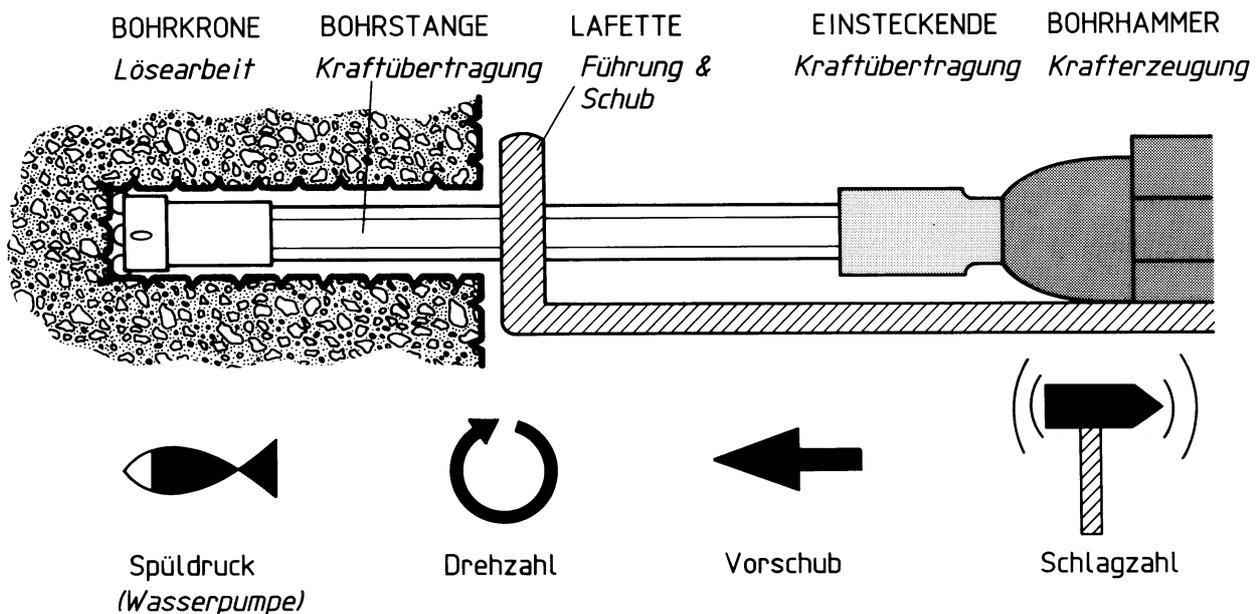


Abb. 2: Schematische Illustration des hydraulischen Drehschlagbohrens. Die wichtigsten Parameter sind als Piktogramme dargestellt.

Für Vergleiche unterschiedlicher Tunnelvortriebe müssen diese Größen weitestgehend identisch sein - d. h. neben der Kontrolle der Einstellungen am Bohrwagen selbst muß darauf geachtet werden, daß möglichst nur gleiche Bohrhammer (und Spülwasserdrücke) miteinander verglichen werden.

3.2.2 Bohrgeräte

Bevor jedoch die technischen Details der Bohrhämmer besprochen werden, sollen kurz die Bohrgeräte vorgestellt werden, mit denen beim Bohr- und Sprengvortrieb gearbeitet wird. Zum Einsatz kommen durchwegs gummibereifte, dieselangetriebene, elektro-hydraulische Bohrwägen verschiedener Ausführungen mit zwei bis drei Bohrarmen und meist zusätzlich einer Hebebühne (Abb. 3).

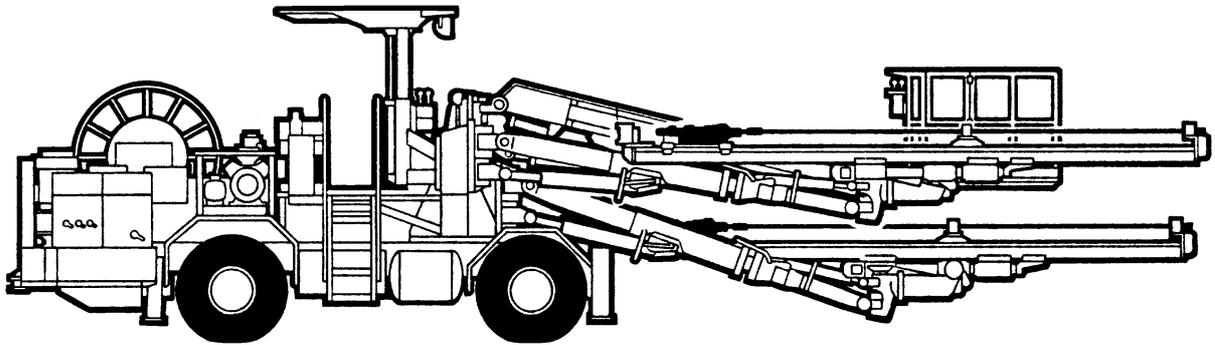


Abb. 3: Dieselangetriebener, elektro-hydraulischer Bohrwagen AC-Rocket Boomer H 175 mit drei Bohrarmen und einer Hebebühne (nach ATLAS COPCO Firmenprospekt 1989b).

Ein „Bohrarm“ besteht dabei aus drei Einzelgeräten: Der Bohrhämmer sitzt auf einer Bohrlafette, die wiederum vom eigentlichen Bohrarm positioniert wird (Abb. 4).

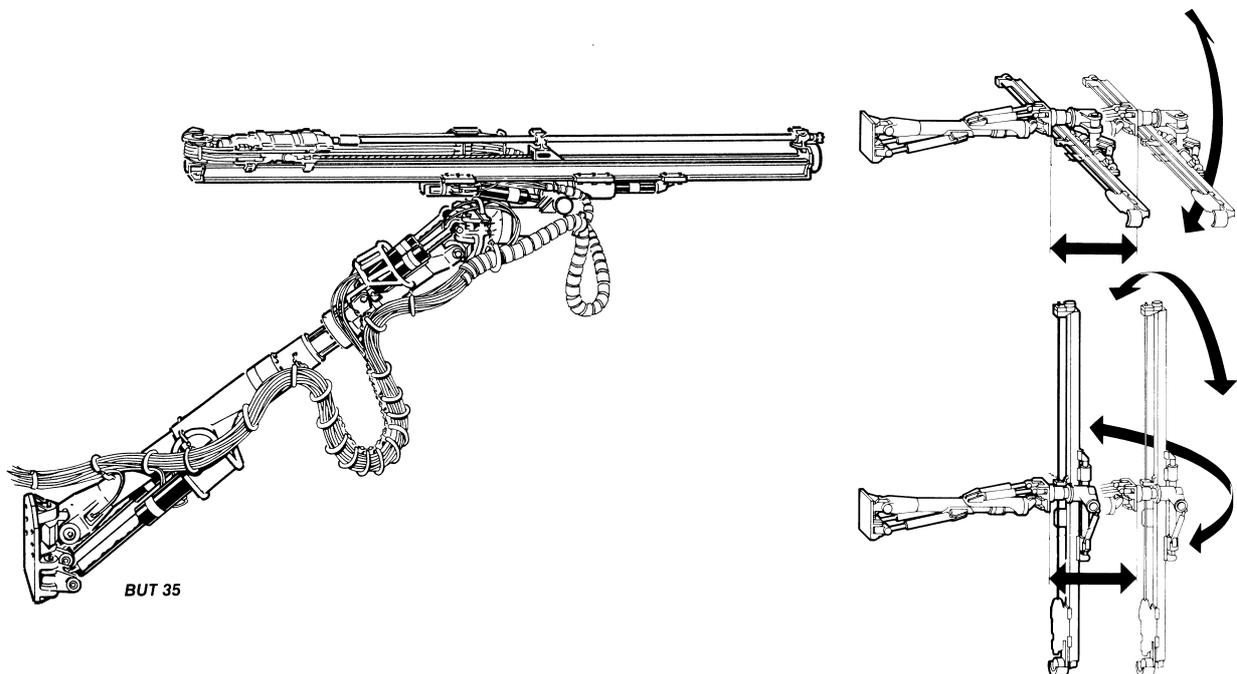


Abb. 4: Bohrarm BUT 35 des Bohrwagens AC-Rocket Boomer H 175. Hydraulisch geführter, vom Bohrstand aus bedienbarer Universalbohrarm, bewegbar in allen Freiheitsgraden (Parallelführung, Radialautomatik, Frontrotation, Teleskopausschub; nach ATLAS COPCO Firmenprospekten 1986, 1989b).

Auf der Bohrlafette wird der Bohrhämmer mit Drifterstange und Bohrkronen per Kettenantrieb bewegt (Abb. 5, Abb. 6). Der Vorschub beträgt z. B. bei einer Lafette aus der BMH 600-Serie max. 12,5 kN, aus der BMH 6000-Serie max. 20 kN.

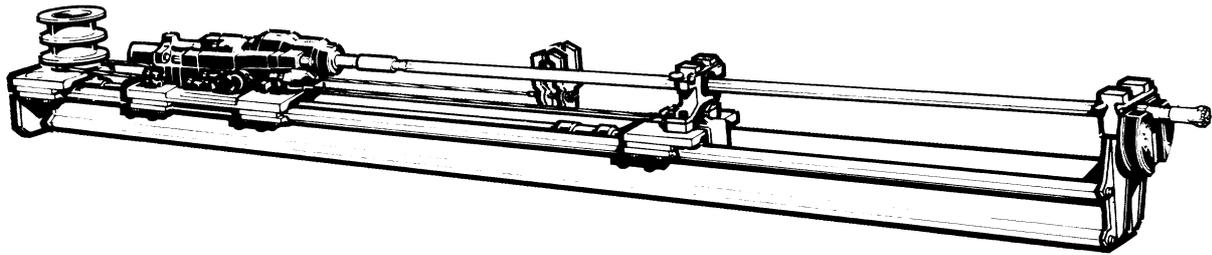


Abb. 5: Bohrlafette BMH 6000 mit montiertem Bohrhammer, Bohrstange und Bohrkronen (nach ATLAS COPCO Firmenprospekt 1992).

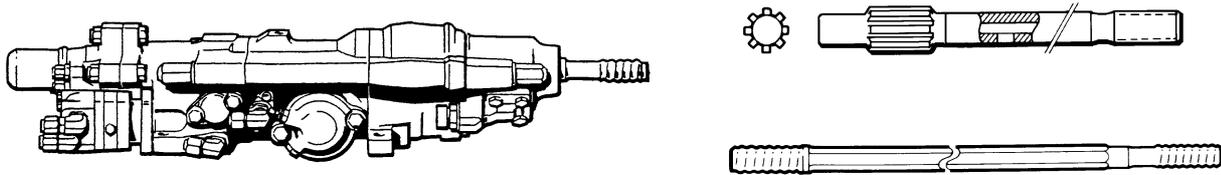


Abb. 6: Bohrhammer COP 1238 ME (links), zugehöriges Einsteckende (rechts oben) und darunter Bohrstange (rechts unten, nach ATLAS COPCO Firmenprospekten 1986, 1992).

Zwei sehr weit verbreitete Bohrhämmer stellen die Geräte der Firma Atlas Copco COP 1238 und COP 1440 dar. Diese sind auf den unterschiedlichsten Bohrwägen montiert wie z. B. dem Rocket Boomer H 145 mit zwei Bohrarmen oder dem H 175 mit drei Bohrarmen. Die Hämmer unterscheiden sich hauptsächlich durch ihre unterschiedlichen Schlagleistungen. Zusammen mit den Parametern Schlagfrequenz, Drehzahl, Drehmoment und Vorschub - welche auf die jeweilige Hammerleistung abgestimmt sind - bilden sie die maßgeblichen maschinentechnischen Faktoren neben dem Bohrkronentyp.

Tab. 1: Einige wichtige technische Daten der verwendeten Bohrgeräte (nach ATLAS COPCO Firmenprospekten 1986, 1989a, b, 1992).

Technische Daten	Bohrhammer COP 1238 ME - Typ 05	Bohrhammer COP 1440 - Typ 05
nominale Schlagleistung	15 kW	20 kW
Schlagfrequenz	40 - 60 Hz	60 - 70 Hz
Arbeits-Öldruck	250 bar	250 bar
Drehzahl	0 - 300 min ⁻¹	0 - 300 min ⁻¹
max. Drehmoment	500 Nm	500 Nm
Masse	151 kg	151 kg
Einsteckenden-Typ	R 38	R 38 oder T 38
Bohrkronen-Durchmesser	38 - 51 mm	45 - 64 mm
Besonderheiten	energieoptimiertes Schlagwerk, hydraulische Rückschlag-Dämpfung, Anti-festbohr-Automatik, Schlagenergie und Drehzahl getrennt regelbar	
Bohrlafette (typischerweise verwendet)	BMH 614: 4,3 m Drifterstange 4,0 m Bohrtiefe, Vorschub 12,5 kN	BMH 6414: 4,3 m Drifterstange 4,0 m Bohrtiefe, Vorschub 20 kN
Bohrarm (typ. verwendet)	BUT 35	BUT 35
Wasserdruck Pumpe	12 bar, mit Zusatzpumpe 15 - 20 bar	12 bar, mit Zusatzpumpe 15 - 20 bar

Die verschiedenen Typen der Bohrhämmer (z. B. Typ 05) sind für unterschiedliche Bohrdurchmesser ausgelegt und unterscheiden sich deshalb durch die darauf abgestimmte Schlagleistung, die Schlagfre-

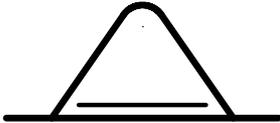
quenz und das Drehmoment. Im Tunnelbau kommt bei beiden Bohrhämmern üblicherweise nur der Typ 05 zum Einsatz.

3.2.3 Bauformen von Bohrkronen

Die Bohrkronen sind der Teil der Bohrausrüstung, die die Zerkleinerungsarbeit ausführt. Sie besteht aus einem Werkzeugträger aus Werkzeugstahl, in den die eigentlichen Werkzeugeinsätze aus Hartmetall (WIDIA, MOHS'sche Härte 9,5) eingelassen sind.

Die Hartmetalleinsätze bestehen ganz überwiegend aus Wolframcarbid, auch wenn viele andere Materialien als Alternativen erprobt wurden (FOWELL 1993: 166 f.). Es wurde sogar eine Bestückung mit Industriediamanten entwickelt, die wegen der hohen Kosten jedoch (noch) nicht in Serie geht. Die Anforderungen an das Hartmetall sind extrem hoch: Härte als Widerstand gegen Abnutzung, Zähigkeit gegen Bruch und Abscheren und möglichst unverändert hohe Härte selbst bei den erhöhten Temperaturen während des Gesteinsbohrens („gute Härtecharakteristik“). Diese drei Eigenschaften sind nur äußerst schwer in ein und demselben Material vereinbar (SANDVIK 1987) und werden bei den verwendeten Hartmetallen dadurch erreicht, daß die Wolframcarbidpartikel (welche die Härte ergeben) in einer Matrix von Kobalt (welche die Zähigkeit ergibt) eingebettet sind. Das richtige Verhältnis von Binder (Matrix) zum Carbidgepulver ist ausschlaggebend für die Qualität des Hartmetalls: Ein höherer Binderanteil erhöht zwar den Widerstand gegen Abrasion, erniedrigt aber die Festigkeit des Hartmetalls. Natürlich spielt noch eine ganze Reihe von anderen Faktoren eine Rolle: Korngröße und -verteilung des Carbid, Reinheit des Materials, Kohlenstoffgehalt etc. (KOLASKA et al. 1987). Aufgrund der technischen Weiterentwicklung werden dabei immer wieder verbesserte Bohrkronen hergestellt, was natürlich die Vergleichbarkeit zwischen einzelnen Fabrikaten verschiedener Baujahre stark einschränkt. Die neueste Entwicklung beim Aufbau eines Hartmetallstifts besteht darin, eine besonders verschleißfeste, aber spröde Schale um einen weniger widerstandsfähigen, jedoch zähen Kern zu sintern (z. B. N.N. 1993, SANDVIC 1992 Firmeninformation). Allerdings können solche Bohrkronen dann nicht mehr nachgeschliffen werden, wenn die besondere „Härtung“ nicht mehr als nötig beschädigt werden soll.

Tab. 2: Stiftformen von Hartmetalleinsätzen in Bohrkronen und ihre Eignung in verschiedenen Gesteinen

Bezeichnung	Stiftform	Eigenschaften	Anwendungsgebiete
Rundstift „sphärisch“ halbkugelförmig	rund 	geringer Verschleiß, hohe Bruchfestigkeit, ⇒ hohe Standzeit Lösevorgang hauptsächlich schlagend - durch die Kerbwirkung	Gesteine mit hohen Druckfestigkeiten und hoher Abrasivität typ.: Quarzite, Granite, Gneise, Amphibolite, harte Kalke
Ballistikstift „semi-ballistisch“ (parabelförmig)	ballistisch 	„aggressiv“, d. h. hohe Bohrgeschwindigkeit, aber auch höherer Verschleiß gegenüber runden Stiften Lösevorgang hauptsächlich schierend-spanend	Gesteine mit mittleren Druckfestigkeiten und geringer Abrasivität typ.: kristalline Schiefer, Sandsteine, Kalke, verwitterte Gesteine (z.B. verw. Granite etc.)
Kegelstift auch: Ballistikstift „ballistisch“ (kegelförmig)	konisch 	„sehr aggressiv“, d. h. hohe Bohrgeschwindigkeit, aber auch höherer Verschleiß gegenüber runden und ballistischen Stiften Lösevorgang hauptsächlich schierend-spanend	Gesteine mit geringen Druckfestigkeiten und geringer Abrasivität typ.: Tonschiefer, mürbe Sandsteine, Phyllite

Die Hartmetalleinsätze sind meist in Form von Stiften („Knöpfen“) oder Schneiden hergestellt und werden mittels Kaltpressverfahren in die Bohrkronen eingesetzt, seltener eingelötet (SANDVIC 1978). Im modernen Tunnelbau werden Stiftbohrkronen mit 6 bis 9 Hartmetalleinsätzen verwendet (Abb. 7 und Abb. 8), deren Stifte unterschiedliche Formen aufweisen können: rund, parabelförmig oder kegelförmig (Tab.

2, vgl. ATLAS COPCO 1992, SANDVIC 1991). Die Praxis hat dabei zu nicht ganz korrekten Bezeichnungen geführt: Die eigentlich ballistisch geformten Stifte wurden „semiballistisch“ genannt, weil sie in den erreichbaren Bohrgeschwindigkeiten zwischen denen der Rundstifte und denen der Kegelstifte liegen, also weniger „aggressiv“ als letztere sind. Diese Bezeichnungen werden jedoch nicht bei allen Bohrstahlherstellern gleich verwendet.

Die Bohrkronen für die Sprenglöcher weisen in der Regel - abhängig vom Durchmesser der Sprengstoffpatronen - einen Durchmesser von 45 mm auf; Kronen mit 48 mm Durchmesser werden üblicherweise für SN-Ankerlöcher verwendet, kurze (und daher schlanke) Swellexanker erfordern einen Durchmesser von 43 mm.

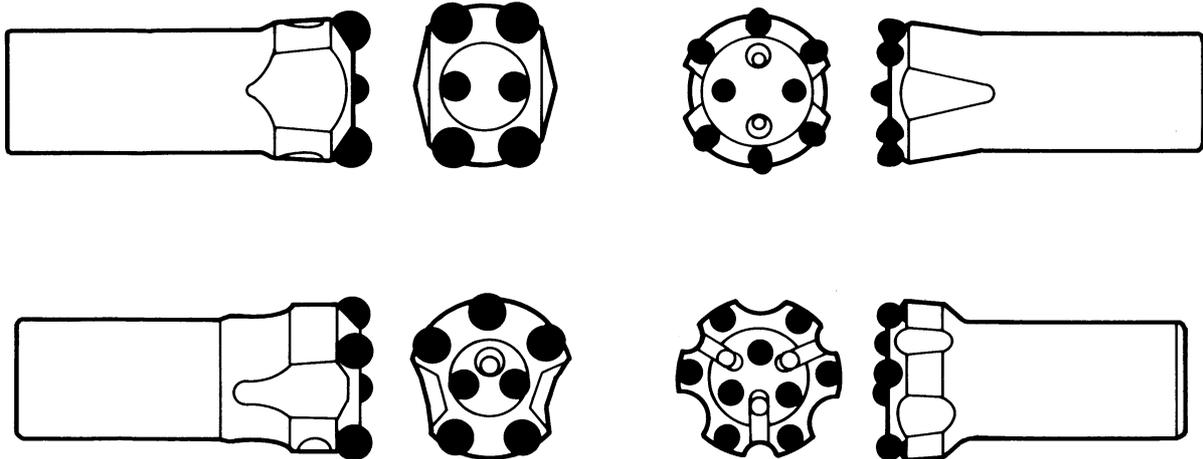


Abb. 7: Typische im Tunnelbau verwendete Stiftbohrkronen mit 6, 7, 8 und 9 Widia-Einsätzen. Stifte schwarz, Spüllöcher weiß, Abfuhrkanäle zwischen den „Flügeln“, nach ATLAS COPCO (1992) und SANDVIC (1991).



Abb. 8: Stiftbohrkronen verschiedener Hersteller (Atlas Copco, Böhler, Krupp, Minrock,) mit unterschiedlichen Stifanzahlen und Spülsystemen, die in überwiegend harten Gesteinen eingesetzt werden. Obere Reihe: 8- und 9-Stifttypen; mittlere Reihe: 7-Stifttypen; untere Reihe: ältere 6-Stifttypen.

Die verschiedenen Bauformen der Bohrkronen unterscheiden sich durch Anzahl und Form der Stifte sowie die Anzahl und Anordnung der Spüllöcher (Abb. 7 und Abb. 8). Bei sinnvoller Anordnung der Stifte

und Spüllöcher hat die Stiftzahl keinen nennenswerten Einfluß auf die Bohrgeschwindigkeit (DAHLE 1990: 65f.). In Gesteinen mit mittlerer einaxialer Druckfestigkeit bewirken aggressive Stiftformen eine wesentlich bessere Umsetzung der zugeführten Schlag- und Rotationsenergie in Lösearbeit. Die Stifte können wirkungsvoller in das Gestein eindringen und lösen zusätzlich durch ihre abscherende Wirkung zwischen den Schlägen Gesteinspartikel aus dem Verbund. DAHLE gibt die Leistungssteigerung von Ballistikstiften gegenüber runden Stiften mit ca. 30% in Sandsteinen und 50% in Tonschluffsteinen des Ruhrkarbons an.

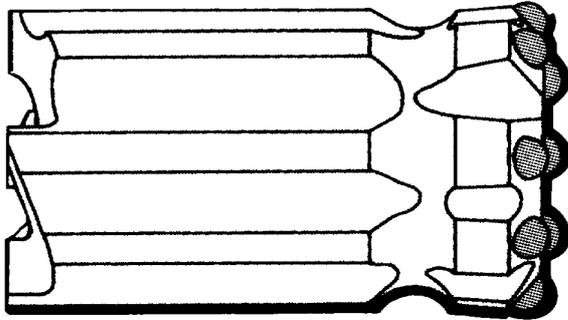


Abb. 9: Bohrkronen mit Rückschneide als Beispiel für eine Sonderbauform. Sie findet bei abrasiven Gesteinen in Gebirge mit hohem Zerbrechungsgrad Verwendung (nach ATLAS COPCO 1992).

Bohrkronen mit Rückschneide haben eine Führung fast im Kaliberdurchmesser und sind mit großen Abführillen entlang des Führungskörpers versehen. Das hintere Ende der Führung ist schneidenförmig ausgeführt. Mit Hilfe dieser Rückschneide wird Gesteinsnachfall im Bohrloch zerkleinert und der Gestängerückzug erleichtert. Der größere Durchmesser und die sich daraus ergebende Kronenführung sorgt außerdem für gerade Bohrlöcher. Trotz der guten Einsatzmöglichkeiten in abrasivem Gebirge mit hohem Zerbrechungsgrad (z. B. Störungszonen, Talzuschubs-Zonen) werden diese Kronen ihres hohen Preises wegen (etwa doppelter Preis einer normalen Krone) nur selten verwendet.

Neben Art und Anzahl der Hartmetalleinsätze ist das verwendete Spülsystem (ausschließlich mit Wasser) ein wichtiges Merkmal der Bohrkronen (FEISTKORN 1988: 254, DAHLE 1990: 67). Von seiner Wirksamkeit hängt es ab, ob die Bohrkleinabfuhr mit der Bohrgeschwindigkeit schritthalten kann oder nicht. Zur Kühlung der Krone sowie zur Abfuhr des Bohrkleins von der Bohrlochsohle ist ein Spülwasserstrom zwischen 6 und 10 l/min erforderlich. Eine unzureichende Spülung bedeutet niedrigeren Bohrfortschritt bei erhöhtem Verschleiß der Bohrkronen (SANDVIC 1978: 11). Hohe Spüldrucke von 15 - 20 bar, erzeugt durch eine zusätzliche Druckbeaufschlagung der Wasserzufuhr mittels Pumpe, sind üblich.

Die bei den betrachteten Tunnelprojekten vorwiegend eingesetzten Stiftbohrkronen können den Gruppen C und D der Einteilung von FEISTKORN (1988: 258, Bild 18) zugeordnet werden. Sie besitzen ein (6 & 7-Stiftkronen), zwei (8-Stiftkronen) bis drei (9-Stiftkrone) stirnseitige Spüllöcher mit einem, zwei oder drei weiteren seitlichen Spülkanälen, die teils innerhalb, teils außerhalb der Abfuhrkanäle liegen. Ihr Einsatzgebiet erstreckte sich über wenig harte und wenig abrasive sowie besonders klüftige Gesteine, in denen bei den erzielten, hohen Bohrgeschwindigkeiten der Spülwasserdruck möglichst hoch sein sollte. Beim Michaelstunnel kamen in harten Gesteinen, in denen der Einfluß der Spülung aufgrund des geringeren Bohrfortschritts weniger dominiert, auch Typen ohne stirnseitiges Spülloch (Gruppe A) zum Einsatz.

3.2.4 Auswahlkriterien von Bohrkronen

Um den Verschleiß und damit die Kosten für Bohrkronen zu reduzieren, muß einerseits die Bohrkronenstandzeit möglichst hoch sein, andererseits sollte die Bohrkronenform eine maximale Bohrgeschwindigkeit bei minimalem Energieverbrauch gewährleisten. Oft muß ein Kompromiß zwischen Verschleiß und Bohrleistung eingegangen werden, wobei der höheren Bohrgeschwindigkeit immer häufiger der Vorzug gegeben wird. Wichtig ist deshalb, daß für jeden Gesteinstyp die optimale Bohrkronenform eingesetzt wird. Dies wird üblicherweise durch die Beratung der erfahrenen Bohrstahlhersteller gewährleistet.

Dabei sind die felsmechanischen Gesteinseigenschaften (wie z. B. die Druckfestigkeit) sowie der Gehalt an schleißscharfen Mineralen im Gestein die ausschlaggebenden Faktoren.

Nach den bisherigen Erfahrungen gelten folgende Faustregeln:

1. Je härter und abrasiver ein Gestein ist, umso größer sollte der Stiftdurchmesser gewählt werden, umso weniger Stifte werden für die Lösearbeit benötigt (6 - 7 Stifte, d. h. höhere Einzelschlagenergie) und desto eher sollten runde Stifte Verwendung finden (höhere Bruchbelastung). Das Spülsystem und das Trägermaterial spielen dabei eine geringere Rolle.

2. Für weniger hartes, aber abrasives Gestein werden mittelgroße Stiftdurchmesser benötigt, eine größere Anzahl von Stiften (8 - 9 Stifte) und ballistische Stifte für die eher schierend-spanende Lösung. Eine hohe Effektivität des Spülsystems mit mindestens zwei Spüllöchern und 2 Abfuhrkanälen ist erforderlich. Durch ein massives Trägermaterial soll das Herunterschleifen (Auswaschen) der Krone und damit der Verlust der Stifte möglichst lang verhindert werden.
3. Bei hartem, weniger abrasivem Gestein können Bohrkronen mit schlanken und konischen Stiften zum Einsatz gelangen. Dem optimalen Spülsystem mit zwei bis drei Spüllöchern und Abfuhrkanälen sollte auch hier der Vorzug gegeben werden.

Während des Vortriebes reagiert der Unternehmer oder Lieferant mit unterschiedlichen Bohrkrontypen auf das Verschleißbild, um so die Standzeit der Kronen zu optimieren.

3.2.5 Bohrvorgang

Ausgehend vom Bohrverfahren soll hier - soweit es sich für das Verständnis notwendig ist - ganz kurz auf den physikalischen Bohrvorgang eingegangen werden. Er liefert wichtige Hinweise für die Auswahl der Untersuchungsmethoden. Bei Studien mit Hochgeschwindigkeits-Fotografie und Auswertung von Dünnschliffen von Gestein aus dem Bereich unter den Diskenmeißeln von Tunnelbohrmaschinen wurden drei wichtige Zerstörungsmechanismen festgestellt (OZDEMIR et al. 1977, WANG et al. 1978). Diese Ergebnisse dürften weitestgehend auch auf den Zerstörungsmechanismus unterhalb einer Stiftbohrkrone übertragbar sein (vgl. BLINDHEIM 1979: 287, SANDVIC 1978: 6).

Im Gestein wird um den Berührungspunkt des Bohrkronenstifts ein Spannungszustand aufgebaut, bei dem vier wichtige Zerstörungsmechanismen zu unterscheiden sind (Abb. 10):

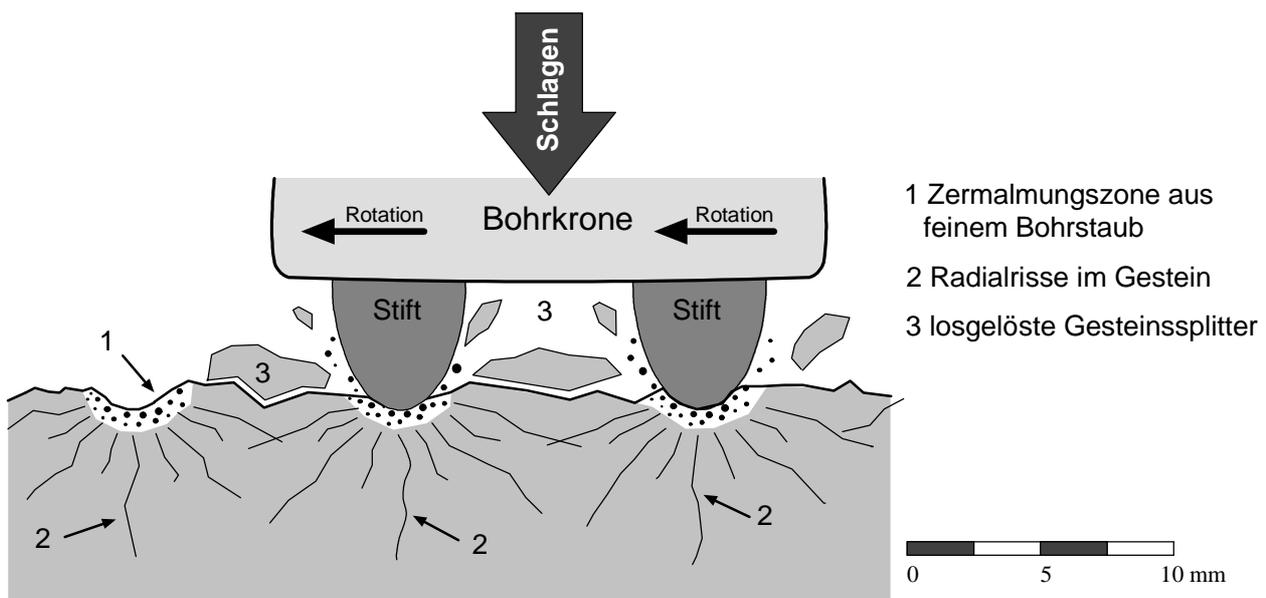


Abb. 10: Schematische Illustration des physikalischen Bohrvorgangs beim Drehschlagbohren. Zerstörungsmechanismus unterhalb eines Bohrkronenstifts.

1. Unter einem Kronenstift entsteht eine Zermalmungszone aus feinem Bohrstaub (Druckbeanspruchung).
2. Ausgehend von dieser Zermalmungszone bilden sich Radialrisse im Gestein (induzierte Spaltzugbeanspruchung).
3. Ist die Spannung im Gestein hoch genug bzw. existieren genügend Risse parallel zur Bohrlochsohle, so werden größere Splitter vom Gestein abgeschert (Scherbeanspruchung).
4. Zusätzlich ist diese Beanspruchung zyklisch-dynamisch.

Durch den Bohrvorgang wird deutlich, daß neben der Druck- und Zugfestigkeit (schlagende Beanspruchung) und der Scherfestigkeit (drehende Beanspruchung, untergeordnet dabei Zugbeanspruchung) auch die Elastizitätseigenschaften des zu bohrenden Materials eine wichtige Rolle spielen. Streng genommen durchbohrt die Krone immer bereits vorgebrochenes Gestein, so daß man sich auch hier wieder im Sinne von Leopold MÜLLER mit der Frage beschäftigen muß: „Wie bricht gebrochener Fels?“ Konkret heißt

dies, daß es notwendig sein wird, sich auch mit dem Post-failure-Bereich beim Bruchvorgang zu beschäftigen, um dem Zerstörungsmechanismus beim Bohrvorgang näher zu kommen.

LUNDBERG (1973, 1993) sieht den Bohrvorgang als Problem des Energietransfers zwischen Bohrhammer (Krafterzeugung), Bohrstange (Kraftübertragung) und Bohrkronen (Schnittstelle Maschine-Gebirge = Lösearbeit). Untersuchungen an Tunnelbohrmaschinen haben gezeigt, daß nur ein Bruchteil der aufgewendeten Energie (2 - 3%) in Zerspanungsarbeit umgesetzt wird. Der Rest wird reflektiert und überwiegend in Wärme umgewandelt (HUGHES 1972, RUTSCHMANN 1974: 142 ff., RAUSCHER 1985: 73 f.). Analog muß dies auch für das drehschlagende Bohren gelten, da sich z.B. auch die Beanspruchungsgeschwindigkeit in ähnlichen Dimensionen bewegt. Die Belastungsgeschwindigkeit eines Bohrhammers (Schlagfrequenz 40 - 70 Hz, d. h. Abstand der Schläge 25 - 14 msec) liegt in der gleichen Größenordnung wie diejenige einer - eher statisch belastenden - TBM (430 mm Disk, Spannungsaufbau in 33 msec, GEHRING 1995). Eine Optimierung der Energieübertragung in das Gebirge wird dabei durch eine optimale Einstellung des Verhältnisses zwischen Anpreßdruck (Vorschub), Schlagzahl und Geometrie der Ausrüstung (Länge der Bohrstange, Ausführung des Einsteckendes) erreicht (NORLUND 1989, KARLSSON et al. 1989, LUNDBERG & KARLSSON 1986). Es ist daher nur schlüssig, auch bei den Bohrbarkeitsparametern ein Äquivalent zu suchen, das einer „Energie“ (physikalisch gleich Arbeit) in diesem System entspricht: Die spezifische Zerstörungsarbeit beim einaxialen Druckversuch (vgl. Abschnitt 5.2.3, Seite 56 ff.) wurde als ein gesteinsphysikalischer Parameter ausgewählt, der ebenfalls in der Lage ist, die aufgewendete Energie beim Zerstörungsvorgang einer Probe zu beschreiben.

Einfluß von anisotropen Gesteinen

Der obigen Darstellung des physikalischen Bohrvorgangs ist zunächst der Fall eines isotropen (wenn auch möglicherweise inhomogenen) Gesteins zugrundegelegt. Bei inhomogenem, anisotropem Gestein hat die Orientierung eines Trennflächengefüges (Schieferung, Schichtung) - d. h. die Anisotropie - einen großen Einfluß auf die Lösbarkeit des Gebirges an der Bohrlochsohle (Abb. 11). Obwohl auch die Schichtung sich als Anisotropie äußern kann, so sind ihre Auswirkungen lange nicht so weitreichend wie die der Schieferung. Deshalb soll im weiteren vereinfachend von „Schieferung“ die Rede sein.

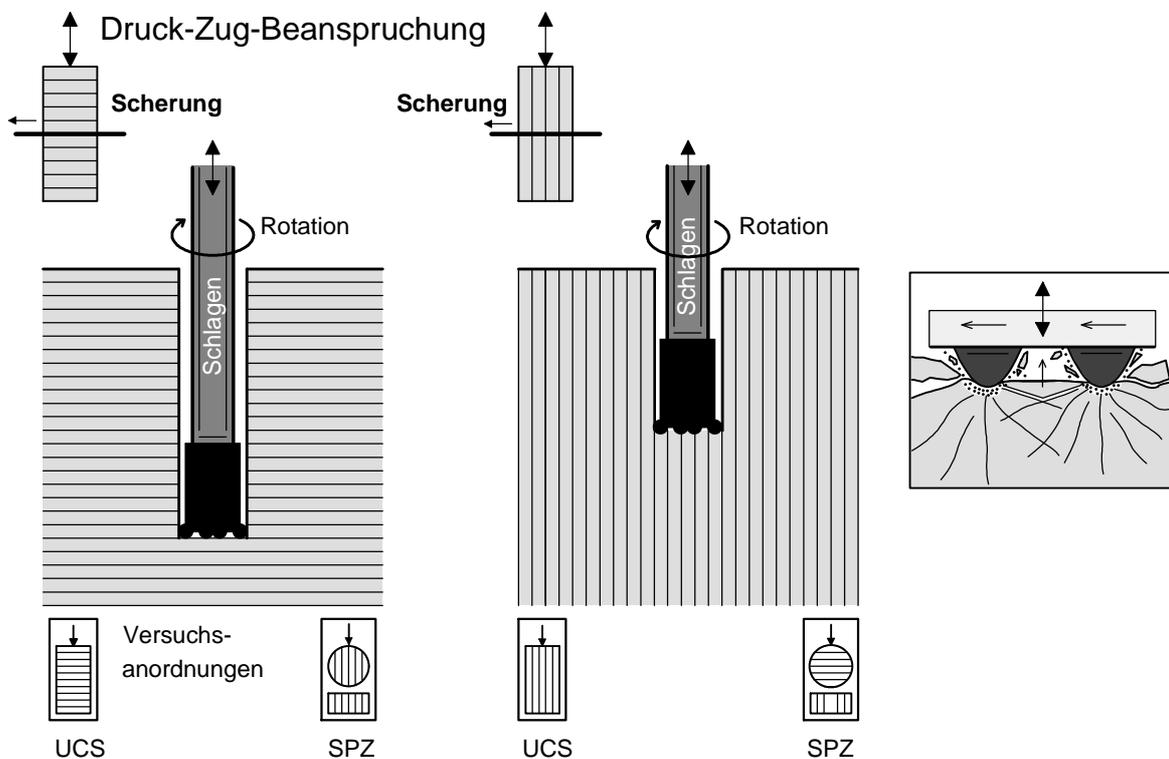


Abb. 11: Schematische Illustration des Bohrvorgangs bei unterschiedlicher Orientierung der Schichtung oder Schieferung.

Ist die Orientierung der Schieferung in etwa rechtwinklig zur Bohrrichtung, so wird das Gestein rechtwinklig zu ihr auf Druck belastet, aber parallel auf Scherung. Obwohl die Zugrisse radial auftreten, werden hauptsächlich die parallel zur Bohrlochsohle orientierten Risse bei der Drehbewegung für den Lösevorgang genutzt (Zugfestigkeit rechtwinklig zur Schieferung). Üblicherweise ergeben sich bei dieser Anordnung die höchsten Bohrgeschwindigkeiten, da die Schieferung eine vorgezeichnete Ablösungsfläche bildet. Liegt die Bohrachse \pm parallel zur Schieferung, so ist die Druckbelastung parallel, die Scherbelastung aber rechtwinklig zur Schieferung. Wegen den im Vergleich zum ersten Fall höheren, zu überwindenden Festigkeiten (Zugbelastung parallel zur Schieferung) liegen die erzielbaren Bohrgeschwindigkeiten durchwegs niedriger. Die Lösbarkeit an der Bohrlochsohle beeinflusst dabei auch den Verschleiß: je höher die aufzuwendende Lösearbeit ist, desto höher wird der Verschleiß sein.

Bei der Durchführung der felsmechanischen Untersuchungen muß also die richtige Versuchsanordnung - bezogen auf die Orientierung von Schieferung und Prüfkörper - berücksichtigt werden (vgl. Abb. 11):

- Orientierung des Vortriebs in etwa parallel oder spitzwinklig zur vorherrschenden Schieferungsrichtung
⇒ Untersuchung der einaxialen Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit parallel zur Schieferung.
- Orientierung des Vortriebs in etwa rechtwinklig oder stumpfwinklig zur vorherrschenden Schieferungsrichtung
⇒ Untersuchung der einaxialen Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit rechtwinklig zur Schieferung.

3.3 Parameter zur Erfassung der Bohrbarkeit

3.3.1 Übersicht der Faktoren

Ausgehend vom Schaubild (Abb. 1, Seite 1) können grob drei Hauptfaktoren unterschieden werden, welche die Bohrbarkeit beeinflussen:

- Maschinentechnische Faktoren
Bohrausrüstung: Bohrhammer, Kraftübertragung, Bohrkrone
- Baubetrieb & Mensch: „menschlicher Faktor“
Bauablauf und Logistik, Wartung & Bedienung der Bohrgeräte, Know-how der Mannschaften
- Geologische Faktoren in zwei Ebenen:
 - (1) Ausbildung des Gesteins im Gebirgsverband
 - (2) Geotechnische Faktoren:
felsmechanische Kennwerte und Erschwernisse durch das Gebirge.

Als Ergebnis erhält man die Bohrbarkeit des Gebirges (im weiteren Sinne):

- Bohrbarkeit und Sprengbarkeit (im engeren Sinne) sowie
- Bohrschwernisse bzw. Bohrbehinderungen durch besondere Ausbildungen des Gebirges.

Dieses „Gerüst“ ist in Tab. 3 noch weiter aufgeschlüsselt.

Maschinentechnische Faktoren

Auf die maschinellen Parameter des Gesteinsbohrens kann in dieser ingenieurgeologisch orientierten Arbeit nicht näher eingegangen werden. In gebotener Kürze werden Bohrverfahren und -gerätschaft vorgestellt, sowie die Parameter genannt, die die maschinentechnischen Grundlagen für die Untersuchungen zur Bohrbarkeit bilden. Die maschinellen Parameter blieben über das jeweils betrachtete Tunnelprojekt weitgehend konstant und mußten anfangs und bei Änderungen festgehalten werden.

Menschlicher Faktor

Der menschliche Faktor läßt sich quantitativ schwer erfassen, obwohl er einen nicht zu unterschätzenden Einfluß ausüben kann. Bei den untersuchten Tunnelprojekten handelte es sich um vortriebserprobte, eingespielte Mannschaften, die im Akkord durch finanziellen Anreiz zügig, aber nicht schlampig arbeiteten.

Bei der Bearbeitung eines Tunnelvortriebes wurde mit der Messung von Bohrgeschwindigkeiten der Zeitpunkt abgewartet, ab dem der Arbeitsablauf der Mannschaften optimiert war. Dies war üblicherweise nach hundert bis wenigen hundert Metern der Fall. An Zu- und Abgangstagen von Dekaden wurden ebenfalls keine Bohrzeiten oder andere Leistungsdaten gemessen, da erfahrungsgemäß diese Tage besonders „störanfällig“ sind. Großen Einfluß auf die Vortriebsgeschwindigkeit haben Bauablauf und Logistik. So müssen hohe Bohrgeschwindigkeiten nicht zwangsläufig eine kürzere Gesamtbohrzeit oder eine größere Tagesleistung zur Folge haben. Genaue baubetriebliche Untersuchungen konnten im Rahmen dieser Studie jedoch nicht durchgeführt werden. Einige Beispiele über die Auswirkungen sind auf Seite 100 (6.3 Bohrgeschwindigkeit) und Seite 123 (Geologische Einflüsse: 6.4.6 Einfluß der Verwitterung) beschrieben.

Geologische Faktoren

Die geologischen Faktoren können situationsbedingt durchaus vielfältiger sein, als hier angegeben (vgl. MÜLLER-SALZBURG 1978: 349 ff.). Oft liegt bereits eine ingenieurgeologische Kartierung (Tunneldokumentation) vor, in der alle verfügbaren geologisch-technischen Daten und Beobachtungen festgehalten worden sind. Die baugeologische Dokumentation muß im Zuge der speziellen Untersuchungen zur Bohrbarkeit nur noch durch themabezogene Dünnschliffuntersuchungen und Untersuchungen mit dem Rasterelektronenmikroskop ergänzt werden.

Die Untersuchung der felsmechanischen und technischen Kennwerte nimmt üblicherweise bei Bohrbarkeitsstudien den breitesten Raum ein. Die große Menge an Parametern muß jedoch in der Praxis auf ein übersichtliches Maß reduziert werden. Wichtige Kriterien für die Auswahl von Parametern sind Einfachheit und Effektivität. So ist es für eine praxisnahe Methode notwendig, möglichst viele Angaben zu verwenden, wie sie ohnehin bei der täglichen Arbeit auf der Baustelle anfallen und diese mit eigenen Datenerhebungen zu ergänzen.

Tab. 3: Übersicht der Bohrbarkeitsparameter.

Maschinentechnische Faktoren		Menschlicher Faktor	
<ul style="list-style-type: none"> ○ Art des Bohrverfahrens: Dreh-, Schlag-, Drehschlagbohren ○ Leistungsdaten des Bohrgeräts: Leistungsaufnahme, Anpreßdruck, Drehzahl, Schlagzahl, Spülwasserdruck ○ Art und Beschaffenheit der Bohrkronen: Durchmesser, Art und Anzahl der Hartmetalleinsätze (Meißel, Schneiden, Stifte), Anzahl und Lage der Spüllöcher (Wirksamkeit des Spülsystems) 		<ul style="list-style-type: none"> ○ Know-how der Mannschaften ○ „Bohren mit Gefühl“ ○ Arbeitsgeschwindigkeit ○ optimaler Ablauf der Arbeitsvorgänge ○ Logistik des Baubetriebs 	
Geologische Faktoren			
Gestein		Gebirgsverband	
<p>Mineralzusammensetzung:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ qualitativ: Mineralarten ○ quantitativ: Mineralanteile ○ Eigenschaften: Härte, Spaltbarkeit ○ verschleißrelevanter Mineralanteil bezogen auf Quarz <p>Struktur und Textur:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Kornform, -größe, -orientierung, (Anisotropie) ○ Spaltbarkeit, Mikrorisse ○ Grad der Verzahnung des Kornverbands ○ Beschaffenheit und Raumausfüllungsgrad der Matrix (korn- oder matrixgestützt, Porosität) ○ evtl. Defekte durch Verwitterung, Lösungsvorgänge, hydrothermale Zersetzung ○ evtl. Verheilung mit Quarz (Verkieselung), Calcit etc. 		<p>Trennflächengefüge:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Schichtung, Schieferung, Klüftung, Störungen ○ Raumstellung bzgl. Tunnelachse (Orientierung) ○ Abstände und Erstreckung ○ Ausbildung der Oberflächen ○ Öffnung und evtl. Füllung <p>Veränderung des Gebirges durch</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Verwitterung ○ Verkieselung ○ Zersetzung hydrothermalen Art ○ Zerbrechung und Mylonitisierung in Störungszonen ○ Besonderheiten wie z. B. Quellvermögen ○ tektonische Beanspruchung: Primärspannungszustand ○ Bergwasser 	
Geotechnische Faktoren			
Felsmechanische und technische Kennwerte		Erschwernisse durch das Gebirge	
<ul style="list-style-type: none"> ○ einaxiale Druckfestigkeit UCS, Punktlastindex PLI ○ Verformungs- oder Elastizitätsmodul ○ elastisch-plastisches Verhalten abgeleitet aus der Spannungs-Verformungs-Kurve, auch im Post-failure-Bereich: Zerstörungsarbeit ○ Spaltzugfestigkeit SPZ ○ „Zähigkeit“, z. B. als Verhältnis Druck-/Zugfestigkeit ○ Scherfestigkeit und „fracture toughness“ ○ Härte: Rückprallhärte, Penetrationshärte, Schleifhärte ○ Abrasivitätsversuche: z. B. Cerchar CAI, Bit Wear Index, Verschleißkoeffizient F ○ Bohrbarkeitsindizes: z. B. Drilling Rate Index, Cerchar 		<ul style="list-style-type: none"> ○ offene Klüfte durch Verwitterung, Auslaugung, Erdbeben, Bergbautätigkeit, Hangbewegungen etc. ○ Material in Störungszonen (zerbrochen - zerschert - mylonitisiert) ○ unterschiedlich verwitterte oder hydrothermal zersetzte Bereiche eng nebeneinander ○ hohe Festigkeitsunterschiede zwischen Gestein und Verwitterungsbildungen ○ Besonderheiten: z. B. Quellvermögen von Kluffüllungen oder verwitterten Komponenten ○ hohe Primärspannungen ○ hohe, zufließende Wassermengen 	
Bohrbarkeit			
Bohrbarkeit und Sprengbarkeit		Bohrerschwernisse bzw. -behinderungen	
<ul style="list-style-type: none"> ○ Bohrkronenverschleiß nach Art und Umfang (Standzeit der Bohrkronen) ○ Bohrstahlverbrauch nach Art und Umfang: Einsteckenden, Bohrstangen, Hydraulikschläuche etc. ○ Nettobohrgeschwindigkeit: Bohrfortschritt in Bohrmeter pro Minute für ein Sprengloch ○ Bohrzeit eines Abschlags ○ Vortriebsleistung: Abschläge pro Arbeitstag, Tunnelmeter pro Arbeitstag, Dekade oder Monat ○ spezifischer Sprengstoffverbrauch ○ Profilhaltigkeit ○ Bergwasseranteil 		<ul style="list-style-type: none"> ○ Richtungsabweichungen der Bohrspuren (krumme Bohrlöcher) ○ Festfahren und Festfressen der Bohrstange ○ Verklemmen oder Abbrechen der Bohrkronen ○ Verstopfen der Spüllöcher der Bohrkronen ○ Zufallen der Bohrlöcher und schwieriges Beräumen der Sprenglöcher für das Besetzen mit Sprengstoff ○ Abklemmen und Abreißen von Sprengschnüren und Zündleitungen ○ Unterbrechung der Ladung und unvollständige Zündung des geladenen Sprengstoffs ○ Verpuffung der Ladung ○ Probleme beim Besetzen und Zünden durch Wasser 	

3.3.2 Diskussion der zu untersuchenden Parameter

(1) Felsmechanische Untersuchungen

Neben den klassischen Parametern (einaxiale Druckfestigkeit, Punktlastindex, Verformungs- bzw. Elastizitätsmodul, Spaltzugfestigkeit) wurde intensiv mit der Auswertung der Spannungs-Verformungs-Kurve experimentiert und daraus ein neuer Kennwert ermittelt: die spezifische Zerstörungsarbeit W_z .

Von einer Bestimmung der Scherfestigkeit im direkten Scherversuch (z. B. nach ISRM, in BROWN 1981: 135-137) wurde Abstand genommen, da sie in der Versuchsdurchführung aufwendig, die benötigte Ausrüstung relativ teuer ist und die Ergebnisse oft fragwürdig erscheinen. Ähnliches gilt für die Bestimmung der „Fracture toughness“ (ISRM 1988), die eine noch recht junge Methode darstellt, für die spezielle Versuchseinrichtungen und entsprechendes Know-how notwendig wären.

(2) Technische Untersuchungen von Härte und Abrasivität

Auf eine spezielle Bestimmung der Härte und Abrasivität der Gesteine mußte verzichtet werden, da dies den Rahmen dieser Arbeit gesprengt hätte. Zudem fehlten uns Erfahrungswerte für die sinnvolle Anwendung, Durchführung und Interpretation solcher Tests, so daß hier nur auf die vielen Arbeiten auf diesem Gebiet verwiesen werden kann (vgl. Kapitel 3.1 Literaturüberblick).

Technische Untersuchungen z. B. diejenige der Härte, Abrasivität und Bohrbarkeit, haben jedoch einige gravierende Nachteile, die im folgenden diskutiert werden sollen:

1. Es existiert kein physikalischer Kennwert, der die Härte definieren und quantifizieren kann - so wie beispielsweise die einaxiale Druckfestigkeit als Kraft durch Fläche in MPa gemessen werden kann (ATKINSON 1993). Die Härte ist - wie auch die Bohrbarkeit - eine Funktion einer ganzen Reihe von Gesteinskennwerten: Mineralart, Korngröße, Verzahnungsgrad, Druckfestigkeit, Elastizitätseigenschaften etc. Es ist daher sinnvoller, diese grundlegenden Faktoren zu untersuchen, statt eine Gemeinsamkeitskorrelation zwischen Härte und Bohrbarkeit nachzuweisen.
2. Ähnliches gilt für die Abrasivität: Sie ist im besonderen Maße abhängig vom mineralogischen Aufbau - speziell dem Gehalt an schleißscharfen Mineralen (MOHS'sche Härte > 5,5/Werkzeugstahl) - des Gesteins und dem Aufbau und Material des Bohrwerkzeugs. Praktisch alle Abrasivitätstests arbeiten mit Werkzeugen (Miniaturmeißel, Bohrern etc.), die den später verwendeten Bohrkronen (oder Bohrwerkzeugen) weder in der metallurgischen Zusammensetzung noch im Aufbau oder der Geometrie ähneln (EWENDT 1989: 12, WEST 1989).
3. Für die Ermittlung dieser technischen Gesteinskennwerte liegen inzwischen weit über 200 Verfahren vor (MAIDL 1972, WEST 1989, ATKINSON 1993, BROOK 1993, NELSON 1993 etc.). Viele sind für einen speziellen Zweck eingeführt und nicht mehr weiterentwickelt worden. Wenige haben überhaupt weitere Verbreitung gefunden: Drilling rate index DRI (SELMER-OHLSSEN & BLINDHEIM 1970, BLINDHEIM 1979), Cerchar abrasivity index CAI (VALANTIN 1973, SUANA & PETERS 1982, BECKER & LEMMES 1984, WEST 1989). Der in Deutschland gebräuchliche Verschleißkoeffizient F (SCHIMAZEK & KNATZ 1970, 1976) und die Schleifscheibe nach BÖHME (DIN 52106, eine Weiterentwicklung der ROSIWAL'schen Schleifhärte, ROSIWAL 1896, 1916) haben sich international nicht durchgesetzt.
4. Die meisten der bekannteren Härteprüfverfahren wurden als überschlägige Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit entwickelt (BROOK 1993): Schmidt'scher Rückprallhammer (WOSZIDLO 1989, SACHPAZIS 1990), Shore skleroscope (RABIA & BROOK 1979), Cone indenter (SZLAVIN 1974, MCFEAT-SMITH 1977), Stamp test (WIJK 1989). Auch hier erscheint es sinnvoller, gleich den Basis-Kennwert, nämlich die einaxiale Druckfestigkeit selbst zu ermitteln.

Diese Tests stellen üblicherweise keinerlei physikalische Kennwerte und Zusammenhänge dar, sondern sind meist dimensionslose Größen, die eine Gemeinsamkeitskorrelation mit dem zu untersuchenden Faktor aufweisen. Beispielsweise soll in einem bestimmten Gestein über die Bohrgeschwindigkeit und den Verschleiß eines Miniaturbohrers (Drehbohren, \varnothing 8 mm, ca. 2 kW Leistung, Cerchar-Verfahren, BECKER & LEMMES 1984) auf die Bohrgeschwindigkeit und den Verschleiß einer Stiftbohrkrone (Drehschlagbohren, \varnothing 45 mm, 20 kW Leistung) geschlossen werden. Die Probleme der Übertragbarkeit vom Versuch in die Baupraxis sind wohl leicht ersichtlich.

(3) Bohrbarkeit

Die häufigsten verwendeten Parameter der Bohrbarkeit sind die Messung der Netto-Bohrgeschwindigkeit beim Bohren eines einzelnen Sprenglochs und die Erhebung der Standzeit einer Bohrkronen als Lebensdauer in Bohrmeter gerechnet. Zusätzlich lassen sich beim Verschleiß der gesamte Bohrstahl und andere Verschleißteile berücksichtigen. Da der Verbrauch an Bohrstangen oder Einsteckenden üblicherweise jedoch um etwa den Faktor Zehn niedriger liegt als derjenige an Bohrkronen, soll auch in diese Studie der Bohrkronenverschleiß als alleiniger Leitwert der Abrasivität eines Gesteins aufgenommen werden.

Interessant und wichtig für den Baubetrieb ist es jedoch, inwieweit sich geänderte Netto-Bohrzeiten auf die Bohrzeit eines Abschlags und die Vortriebsleistung pro Arbeitstag auswirken. Entsprechende Betrachtungen sollten deswegen unbedingt durchgeführt werden.

Obwohl das Problem der Bohrbarkeit des Gebirges in enger Wechselwirkung mit dem der Sprengbarkeit steht, konnte in dieser Arbeit nicht weiter auf letztere eingegangen werden. Ähnlich wie bei der Definition der Bohrbarkeit wird unter Sprengbarkeit die „Eigenschaft des Materials, die das Verhalten (Widerstand) beim Sprengen kennzeichnet“ verstanden (LEINS & THUM 1970: 25, FOURNEY 1993). Neben Ausbruchsquerschnitt, Abschlagslänge und Sprengstoffart (hochbrisant oder treibend) ist für die Sprengbarkeit und damit den Sprengstoffverbrauch vor allem die Verbandsfestigkeit des Gebirges maßgebend (LEINS & THUM 1979: 11 ff., WILD 1984: 121, MICHAELIS & MARGENBURG 1993), welche besonders aufgrund der Entfestigung durch das Trennflächengefüge (Durchtrennungsgrad) bestimmt werden kann. Das Wirkungsgefüge ist sicher ebenso komplex wie das der Bohrbarkeit, so daß ein weitaus tieferer Einstieg in die Problematik erforderlich wäre, als es im Rahmen dieser Arbeit möglich ist. Auch konnte der Einfluß von Gestein und Gebirge auf die Profilhaltigkeit nur am Rande berührt werden, da dies im Kontext mit Betrachtungen der Gebirgsstabilität erörtert werden müßte.

Das Bergwasser ist vielfach ein wichtiger Faktor beim Tunnelvortrieb. Jüngstes Beispiel sind die ungewöhnlichen Schwierigkeiten beim Vortrieb des Kaponigtunnels (HERMANN & KNITTEL 1994, KNITTEL 1994). Hier wird beispielsweise von der verschleißsteigernden Wirkung des Bergwassers in einer großen Störungszone berichtet: Die Feinstanteile des Bohrschmants wurden durch die hohen Wasserzuflüsse derart ausgespült, daß die Bohrkronen - wie durch ein aggressives Schleifpulver - ungewöhnlich schnell heruntergeschliffen waren. Die verschleißsteigernde Wirkung von gebrochenem Material (Brechsanden) konnte KLEINSZIG (1993) nachweisen. Da bei den von uns untersuchten Tunnelprojekten solch ungewöhnlich hohe Wassermengen nicht aufgetreten sind, konnten wir auch keine diesbezüglichen Beobachtungen machen.

Bohrerschwernisse bzw. -behinderungen sind eng mit den zugehörigen „Erschwernissen durch das Gebirge“ verknüpft. Auch hier sind nur einige Probleme aufgelistet, die den bisherigen Erfahrungen entsprechen. Sie erscheinen uns jedoch so wichtig, daß sie besonders besprochen werden.

(3) Bohrschwernisse bzw. -behinderungen

Die Erschwernisse durch das Gebirge lassen sich analog der Aufnahme des Gebirgsverbands vor Ort beobachten und qualitativ/quantitativ aufnehmen. Die vorliegende Liste (Tab. 3) ist als eine Art „Checkliste“ gedacht, die auf den bereits gewonnenen Erfahrungen basiert und erhebt keinerlei Anspruch auf Vollständigkeit. Diese Anhaltspunkte mögen jedoch verdeutlichen, wie wichtig die „außerhalb der Norm liegende“ Ausbildung des Gebirgsverbands für die technische Beherrschbarkeit insbesondere beim Bohren sein kann.

3.3.3 Untersuchungsparameter

Aus der Diskussion der Parameter ergibt sich eine Gliederung, deren einzelne Untersuchungen in den folgenden Abschnitten weiter beschrieben werden (Tab. 4).

Tab. 4: Gliederung und Übersicht der durchgeführten Untersuchungen zur Bohrbarkeit.

Baustellen-Untersuchungen		
Maschinentechnische Faktoren	Art	Methode
Bohrgeräte und deren Einstellungen	Leistungsdaten	Datenblätter der Bohrgerätehersteller
Bohrkronen	Typ, Abmessungen, Anzahl und Anordnung der Stifte und Spüllöcher	Datenblätter der Bohrstahlhersteller
Gebirgsverband	Art	Methode
Trennflächengefüge	qualitativ (Art, Ausbildung, Öffnung), quantitativ: Orientierung, Abstände, Öffnungsweiten	Ortsbrustaufnahme (immer eigene Aufnahme), Tunneldokumentation (Geologische Dokumentation)
Hydrothermale Veränderung oder Verwitterung	Klasseneinteilung der Verwitterungs- und Veränderungsgrade	bei der Ortsbrustaufnahme in Anlehnung an ISRM 1978d und IAEG 1981
Quellvermögen	qualitativ nach der Art des Quellvorgangs bei Tonen, Anhydrit	bei der Ortsbrustaufnahme
Primärspannungszustand	falls anomal	(Messungen; bei den untersuchten
Bergwasserzufluß & -chemismus	falls ungewöhnlich hoch (> 10 l/sec.)	Projekten jedoch nicht aufgetreten)
Erschwernisse durch das Gebirge	qualitativ nach Art	Ortsbrustaufnahme (immer eigene Aufnahme)
Bohrbarkeit	Art	Methode
Bohrkronenverschleiß	qualitativ-quantitativ: Verschleißbild, Verschleißtypen, prozentualer Anteil	Klassenbildung der Verschleißbilder, Auszählen der verschiedenen Klassen
	quantitativ: Standzeit einer Bohrkronen in Bohrmeter, Schwankungen	Ermittlung der Bohrmeter, Ermittlung des Bohrkronenverbrauchs
Netto-Bohrgeschwindigkeit	für ein Sprengloch in m/min	Messung der Nettobohrzeiten und Bohrtiefen an der Ortsbrust
Bohrzeit eines Abschlags	Summe Nettobohrzeiten plus Umsetzzeit plus Nebenarbeiten	Ermittlung aus den Tagesberichten der Baustelle
Vortriebsleistung	Abschläge pro Arbeitstag (netto), Tunnelmeter pro Arbeitstag (netto) bzw. Monat (brutto)	Ermittlung aus den Tagesberichten der Baustelle
Bohrerschwernisse	qualitativ nach Art, quantitativ: bei Netto-Bohrgeschwindigkeit und Vortriebsleistung erfaßt	Beobachtung und Beschreibung vor Ort

Tab. 4 (Fortsetzung): Gliederung und Übersicht der durchgeführten Untersuchungen zur Bohrbarkeit.

Labor-Untersuchungen

Gestein: geologisch-petrographisch	Art	Methode
Mineralzusammensetzung	qualitativ: Mineralart, Eigenschaften (Härte, Spaltbarkeit), Besonderheiten	Dünnschliffe mit Bilddokumentation
	quantitativ: prozentuale Anteile der Minerale	Modal-Analyse mit dem Point-Counter an Dünnschliffen
Gefüge	Struktur und Textur, Anisotropie, Grad der Verzahnung des Kornverbands, Beschaffenheit der Matrix, Porosität, Defekte, Verheilung mit Mineralen	Dünnschliffe mit Bilddokumentation
Gehalt an schleißscharfen Mineralen	z. B. Quarz, Amphibole, Erze etc.; äquivalenter Quarzanteil der Minerale	aus der Modalanalyse; Berechnung über die Schleiffestigkeit nach ROSIWAL 1916
Bindemittelbestimmung und Bindemitteldefekte	an Sandsteinen und verwitterten / veränderten Gesteinen	Rasterelektronenmikroskopie
Quellvermögen	Quellhebung, äquivalenter Tonmineralanteil (halbquantitativ)	Pulver-Quellversuch nach THURO 1993
	qualitativ: quellfähige Tonminerale	Röntgendiffraktometer

felsmechanische Kennwerte	Art	Methode
einaxiale Druckfestigkeit	direkte Bestimmung an Zylinderproben	einaxialer Druckversuch mit Aufzeichnung der Spannungs-Verformungs-Kurve (Arbeitslinie) nach ISRM 1978a und DGE 1979
	indirekte Bestimmung an würfelförmigen Prüfkörpern	Point-Load-Tests nach ISRM 1985 Auswertung mittels LOGAR-Methode
Elastizitätsmodul	Mittlerer E-Modul als Tangente im elastischen Bereich der Arbeitslinie (Pre-failure-Bereich)	Steigung des linearen Bereichs der Spannungs-Verformungs-Kurve
Zerstörungsarbeit	Integral über die Arbeitslinie im Pre- und Post-failure-Bereich	Planimetrieren der Fläche unter der Arbeitslinie
Zugfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	Spaltzugversuch nach ISRM 1978b und DGE 1985
Zähigkeit	Verhältnis Druck-/Zugfestigkeit	Berechnung aus einaxialer Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit
Trockenrohichte	Gesteinsdichte	Dichtebestimmung durch Tauchwägung nach DIN 52102
Porenvolumen	(offene) Gesamtporosität und nutzbarer Porenraum	Wasseraufnahmevermögen durch Wasserlagerung nach DIN 52103

4 Projektbeschreibungen

Den geologisch-felsmechanischen Untersuchungen zur Bohrbarkeit liegen die in Tab. 5 aufgelisteten Tunnelprojekte zugrunde. Alle Tunnel wurden nach den Regeln der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NÖT) im konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb aufgeföhren. Der Vortrieb erfolgte jeweils mit vorausseilender Kalotte, halbseitig ausgeführter Strosse und fallweise darauf folgendem halbseitigen Sohl- bzw. Bankettenausbruch.

Tab. 5: Ausgewählte Tunnelprojekte für die Bohrbarkeitsuntersuchungen.

Nr.	Projekt	Ort	Länge	Vortriebszeit	untersuchte Gesteine
1	Michaelstunnel	Baden-Baden	2,4 km	6/86 - 4/88	Sandsteine, Fanglomerate & Konglomerate, Granit, Gneise, Schiefer, Grünschiefer
2	Altenbergtunnel	Idar-Oberstein	0,3 km	2 - 6/89	Quarzit-Fanglomerat
3	Inntaltunnel	Innsbruck	12,7 km	9/89 - 3/93	Innsbrucker Quarzphyllit: Quarzphyllite, Phyllite, Kalkphyllite, Marmore
4	Schönraintunnel	Nantenbach	3,9 km	10/90 - 3/92	Sandsteine und Tonschluffsteine
5	Rammersbergtunnel	bei Würzburg	1,3 km	9/91 - 6/92	Kalksteine, Kalkmergelsteine
6	Achbergtunnel	Unken	1,5 km	12/91 - 8/92	Mergelsteine, Sand- & Tonschluffsteine, Anhydrit, (kieseliger) Dolomit
7	Lärchbergtunnel	Lofer	1,9 km	9/92 - 4/93	Kalkstein

Die Tunnelprojekte werden im folgenden kurz beschrieben. Im Rahmen dieser Arbeit kann auf die einzelnen Gebiete regional-geologisch nicht näher eingegangen werden. Auf vertiefende Literatur wird verwiesen. Die laufenden Nummern der Projekte entsprechen den jeweils ersten Ziffern der Probennummern (vgl. Gesteinslegende im Anhang, letzte Seite).

4.1 Michaelstunnel

Lage und kurze Bauwerksbeschreibung

Der Michaelstunnel (2,4 km) soll im Rahmen eines breit angelegten Verkehrskonzeptes der Stadt Baden-Baden zur Verkehrsentlastung und damit auch zur Immissionsverringerung der Kur- und Bäderstadt beitragen. Mit der Innenstadtumfahrung wird die B 500 in einer weitausholenden Linkskurve unter dem Friesenberg im Westen des Stadtkerns herumgeleitet und unterquert den Fluß Oos in offener Bauweise. Die Gesamtlänge setzt sich zusammen aus 60 m Deckelbauweise im Norden, 1750 m bergmännischem Vortrieb, einer Baugrube (30 m) für das Zuluftbauwerk Süd am bergmännischen S-Portal, der offenen Bauweise zur Oos-Unterquerung (460 m) und einem kurzen bergmännischen Vortrieb (100 m) vor dem Südportal.

Tab. 6: Einige wichtige Daten des Michaelstunnels in Kurzform.

Übersicht	Michaelstunnel/Baden-Baden
Zweck	innerstädtischer Umfahrungstunnel der B 500
Länge	2,4 km, 1781 m davon bergmännisch, 95 m max. Überlagerung
Ausbruchsquerschnitt	Kalotte ca. 50 m ² , gesamt max. 90 m ² , Größtquerschnitt 140 m ²
Bauzeit (Vortrieb)	Juni 1986 bis April 1988
Bauherr	Stadt Baden-Baden, Baureferat - Tiefbauamt

Geologischer Überblick

Baden-Baden befindet sich im Norden des Schwarzwaldes am Rand des Oberrheingrabens und wird geologisch von dessen Randverwerfungen bestimmt (BILHARZ et al. 1926, BILHARZ & HASEMANN 1934). Die Tunneltrasse durchquert eine Grundgebirgsschwelle, die sich horstartig in ein mit klastischen Permokarbon-Sedimenten gefülltes, intramontanes, subvariszisches Molassebecken erhebt (BOZORGMEHRI 1989).

Die ältesten Gesteine bilden die altpaläozoischen Schiefer, bestehend aus Glimmerschiefern, Quarzit-Glimmerschiefern und Grünschiefern. In dieses „alte Dach“ intrudierten im Unterkarbon verschiedene Granite (Friesenberggranit, Granitische Gesteine), die im Zuge von plattentektonischen Bewegungen (Überschiebungsvorgänge von Moldanubischer auf Saxothuringische Platte) während der ausklingenden variszischen Gebirgsbildung (bis Ende Unterkarbon, ca. 320 Mio. Jahre vor heute) bereichsweise unter grünschieferfaziellen Bedingungen deformiert wurden (LÖFFLER 1988). Die deformierten Granite liegen heute (nach konventioneller Gesteinsansprache) als Augengneise oder Chlorit-Serizit-Schiefer (Ultramylonit) vor.

Nachfolgende Extensionsbewegungen im Oberkarbon und Unterrotliegenden (320-290 Mio. J.v.h.) führten zum Einbrechen von Pull-apart-Basins, tiefen Becken also, die mit dem Schutt des aufsteigenden Gebirges verfüllt wurden. Bei diesen Gesteinen handelt es sich um überwiegend Arkosesandsteine, untergeordnet auch um Tonschluffsteine und Konglomerate, die tonige, harnischreiche Bankfugen aufweisen. Im weiteren Verlauf der Absenkung kam es zur Bildung größerer Becken oder Tröge, die mit vulkanischem Material (Ignimbrite) und Fanglomeraten während des Rotliegenden (260 Mio. J.v.h.) aufgefüllt wurden. Die Fanglomerate, Konglomerate und untergeordnet Sandsteine sind in der Fazies alluvialer Schuttfächer in einem Wüstenklima abgelagert worden.

Im Tunnel dominieren Horst-Graben-Strukturen mit steilen, N und S fallenden Störungen, an denen das Grundgebirge immer wieder in den Tunnelquerschnitt hineinragt. So konnte stellenweise die alte Erosionsoberfläche des Grundgebirges mit einer Basisbreccie aus aufgearbeitetem Untergrund beobachtet werden.

Das Hauptproblem des Tunnelprojekts lag in der Querung der Hauptthermalspalte, die für das Aufsteigen der mineralhaltigen Wässer verantwortlich gemacht wurde. Im Bereich des Tunnels war diese wohl bereits variszisch angelegte Störungszone jedoch fast völlig trocken. Als wirkliches Problem stellte sich eine kleine, scheinbar unbedeutende Störung am Übergang zwischen Augengneis Typ 3 und oberkarbonischen Sandsteinen und Tonschluffsteinen heraus: Es kam zu einem aufsehenerregenden Tagbruch, der jedoch ohne Verletzte blieb (ausführliche Schilderung in BOZORGMEHRI 1989: 131 ff.).

Mit der Einsenkung des Oberrheingrabens war neben den tektonischen Strukturen auch ein intensiver Wärme­fluß verbunden. Zu den vielfältigen Erscheinungen der hydrothermalen Überprägung gehören Schwerspatgänge, die mineralisierten Thermalwässer am Florentiner Berg und eine z. T. intensive Zersetzung der Gesteine. Im Bereich des Michaelstunnels äußerte sich dies in einem wechselnden Zersetzungsgrad insbesondere der kristallinen Gesteine, aber auch der (karbonischen) Arkosesandsteine, der an den typisch schwefelgelb-braunen Ausblühungen und Kluftbestegen ersichtlich war. Die Fanglomerate des Rotliegenden waren weitgehend unbeeinflusst. Untergeordnet kam es auch zu einer Verkieselung und damit Plombierung von Trennflächen im Gebirge, was sich positiv auf die Gebirgsstabilität während des Vortriebs auswirkte.

Das geologische Übersichtsprofil (Abb. 12) zeigt die Abfolge der im Tunnelbereich angetroffenen Schichtglieder. Die untersuchten Gesteine sind in Tab. 7 aufgeführt.

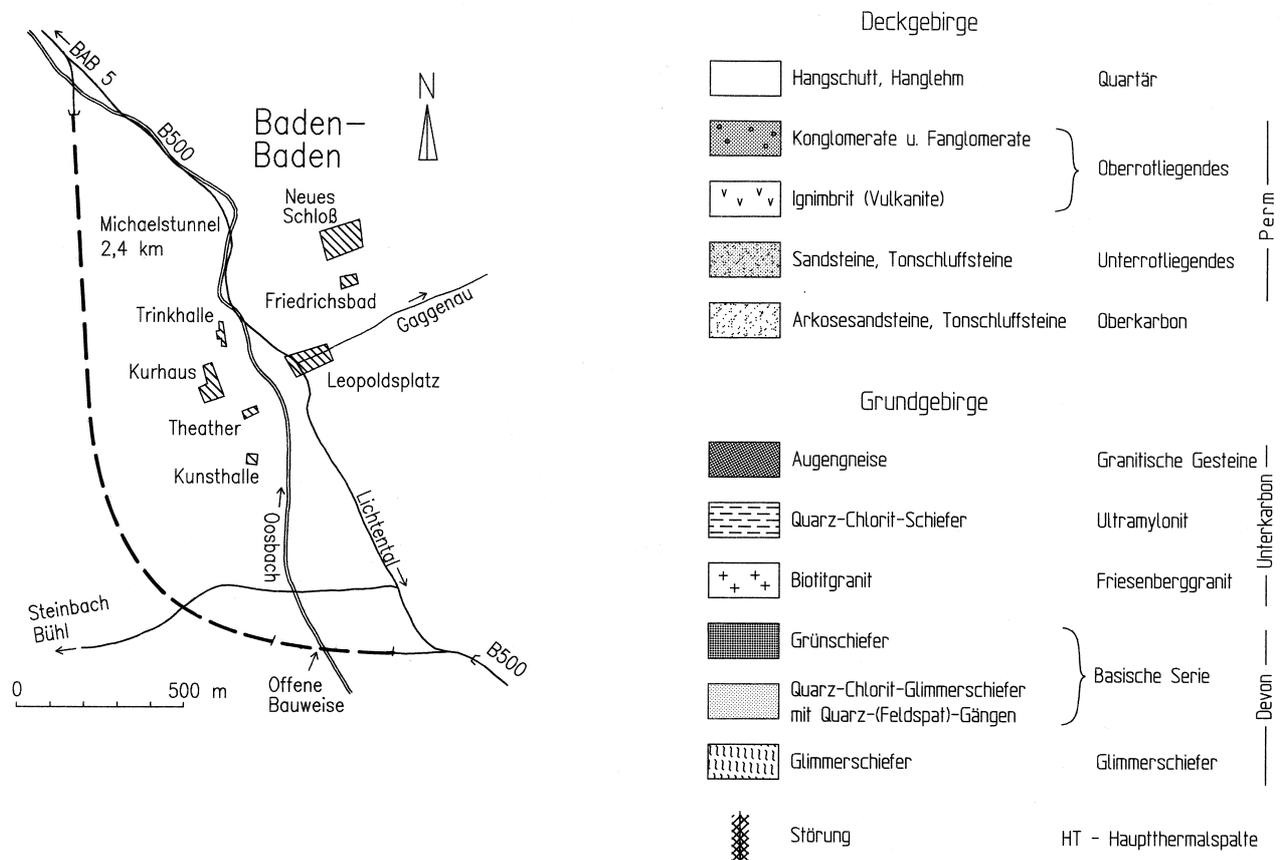
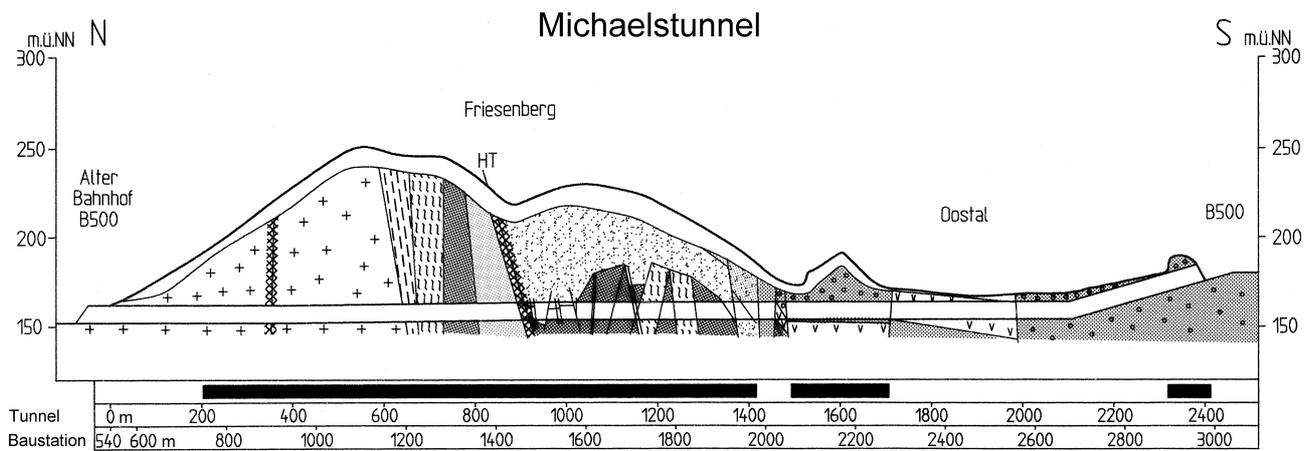


Abb. 12: Geologisches Übersichtsprofil des Michaelstunnels mit Lageskizze (nach Baustellenplänen und eigenen Aufnahmen). Schwarze Balken: untersuchte Bereiche des Tunnels.

Tab. 7: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Michaelstunnel.

Nr.	Gesteinsbezeichnung	geologische Bezeichnung	kurze Gesteinsbeschreibung
11	Porphyrfanglomerat	Oberrotliegend 1 - Fanglomerat Typ 1	sehr hartes, rotes, massig gebanktes, grobkörniges, silikatisch gebundenes Fanglomerat mit überwiegend Porphy- und Quarzgeröllen als Komponenten in einer sandigen Matrix (matrixgestützt)
12	Porphyrfanglomerat (2)	Oberrotliegend 1 - Fanglomerat Typ 2	sehr hartes, rotes, massig gebanktes, fein- bis mittelkörniges (eher sandiges), silikatisch gebundenes Fanglomerat mit überwiegend Porphygeröllen als Komponenten (matrixgestützt)
13	Quarzit-Konglomerat	Oberrotliegend 2 - Quarzit-Konglomerat	extrem hartes, rotes, massig gebanktes, sehr grobkörniges, silikatisch gebundenes Fanglomerat mit überwiegend Quarzgeröllen als Komponenten (matrix- bis korngestützt, wenig Matrix)
14	Arkose-Sandsteine	Oberkarbon-Sandsteine	mürbe bis feste, graue bis grünliche, dünn- bis dickbankige, mittel- bis grobkörnige, silikatisch gebundene, aber hydrothermal deutlich zersetzte Arkose-Sandsteine (Z-Grad* 3-4) mit tonigen, harnischreichen Bankfugen und untergeordnet Breccienlagen
15	Tonschluffsteine	Oberkarbon-Wechselfolge	mürbe, schwarze, dünnplattige, z. T. kohleführende Tonschluffsteine wechsellagernd mit Sandsteinen wie 14
16	Biotitgranit	Friesenberggranit	harter, roter, mittelkörniger, deutlich hydrothermal zersetzter Biotitgranit (Z-Grad* 2-5, Ø 3) bis -granodiorit mit deutlichem Chloritgehalt
17	Biotitgranit (2)	Friesenberg-Übergangsgranit	sehr harter, dunkelroter, mittelkörniger, hydrothermal kaum zersetzter Biotitgranit (Z-Grad* 2) bis -granodiorit mit deutlichem Chloritgehalt
18	Quarz-Chlorit-Schiefer	Ultramylonit (variszische Störungszone)	sehr harter, hellroter bis dunkelgrüner, mittelkörniger, hydrothermal zersetzter Schiefer (Z-Grad* 2-4, Ø 3) mit Bänderung aus roten, Quarz-Feldspat-reichen und dunkelgrünen, chloritreichen Lagen (deformierter Friesenberggranit)
19	Chlorit-Serizit-Augengneis (1)	deformierter porphyrischer Granit (Typ 1)	fester bis harter, grüner, grobkörniger, hydrothermal zersetzter Augengneis (Z-Grad* Ø 3) mit großen, rosaroten und milchig-weißen Feldspäten, in grüner, chloritreicher Matrix
110	dito, zersetzt	deformierter porphyrischer Granit (Typ 1)	Gestein wie vor, jedoch starke, hydrothermale Zersetzung (Z-Grad* 5)
111	Serizit-Chlorit-Augengneis (2)	deformierter porphyrischer Granit (Typ 2)	harter, dunkelgrüner, überwiegend mittelkörniger, hydrothermal zersetzter Augengneis (Z-Grad* Ø 3) mit kleinen, hell- bis dunkelroten Feldspäten in grüner, chloritreicher Matrix
112	Serizit-Chlorit-Augengneis (3)	deformierter porphyrischer Granit (Typ 3)	harter, graugrüner, groß- bis riesenkörniger, hydrothermal zersetzter Augengneis (Z-Grad* Ø 3) mit weißen Feldspatporphyroklasten in graugrüner, chloritreicher Matrix
113	Muskovit-Glimmerschiefer	Alte Schiefer	fester, hellgrauer bis grüner, dickplattiger, feinkörniger, nur bereichsweise verfalteter sonst eng laminiertes, hydrothermal zersetzter Glimmerschiefer (Z-Grad* 3) mit großen, schieferungsparallelen Hellglimmern
114	Quarz-Chlorit-Glimmerschiefer	Basische Serie (mit Gängen)	harter, hell- bis dunkelgrüner, dünn- bis dickbankiger, feinkörnig bis dichter, hydrothermal zersetzter Glimmerschiefer (Z-Grad* 3) mit deutlichem Quarzgehalt, bereichsweise kleinräumig verschiefert mit aplitischen Gängen
115	Quarz-Feldspat-Ganggesteine	aplitische Gänge	extrem harte, hellrote bis beige, gangförmige, meist feinkörnige, hydrothermal kaum zersetzte, aplitische Ganggesteine (Z-Grad* 2) mit großen zerbrochenen Feldspatklasten (? ehemalige Blasten)
116	Grünschiefer	Basische Serie	harter, dunkelgrüner, dünn- bis dickbankiger, feinkörnig bis dichter, hydrothermal zersetzter Grünschiefer (Z-Grad* 3) mit deutlichem Amphibolgehalt

* Z-Grad = Grad der hydrothermalen Zersetzung nach Tab. 25 auf Seite 44.

4.2 Altenbergtunnel

Lage und kurze Bauwerksbeschreibung

Der Altenbergtunnel (320 m) stellt einen Teilabschnitt des Streckenausbaus der Bundesstraße B 41 nach Bad Kreuznach dar und begradigt die Strecke im Bereich der am östlichen Ortsausgang gelegenen Naheschleife mit einem Durchstichtunnel. Die Streckenführung beginnt im Westen mit einer neuen innerstädtischen Straßentrasse und führt über eine Brücke direkt in den Altenbergtunnel. Die schwach gekrümmte Tunnelachse verläuft in etwa West-Ost und mündet am Ostportal in einem Brückenbauwerk, das in einer langen Rampe auf das ursprüngliche Straßenniveau absinkt. Als Besonderheit ist zu erwähnen, daß annähernd parallel zur geplanten Trasse im Abstand zwischen 25 m im SW und 100 m im NE ein bereits Ende des Jahrhunderts gebauter Eisenbahntunnel verläuft.

Tab. 8: Einige wichtige Daten des Altenbergtunnels in Kurzform.

Übersicht	Altenbergtunnel/Idar-Oberstein
Zweck	Begradigung der B 41 (Naheschleife)
Länge	319,5 m, davon 299 m bergmännisch, 72 m max. Überlagerung
Ausbruchsquerschnitt	Kalotte ca. 50m ² , gesamt max. 92 m ²
Bauzeit (Vortrieb)	Februar 1989 bis Juli 1989
Bauherr	Bundesrepublik Deutschland, Straßenbauverwaltung Rheinland-Pfalz Straßeneubauamt Bad Kreuznach

Geologischer Überblick

Der Altenberg bei Idar-Oberstein, östlich des Stadtteils Struth gelegen, ist ein schmaler, etwa Nord - Süd streichender, ca. 340 m hoher Felsrücken, der im Westen, Süden und Osten von der Nahe umflossen wird. An der Westseite des Altenbergs wurden in der Vergangenheit die Felswände durch die Erosion der Nahe unterschritten und es kam zu größeren Felsstürzen. Der frühere Namen des Tunnels „Gefallener Felsen“ ist auf einen großen Bergsturzblock zurückzuführen, der im Bereich des Westportals lag und vor dem Tunnelanschlag entfernt werden mußte. Auf dieser Seite existieren noch Steilwände mit einer mittleren Neigung von 60°, während die Ostflanke mit einer mittleren Neigung von 30° flacher ausgebildet ist. Der Altenbergtunnel befindet sich nur wenig südlich des Hunsrücks, im nördlichen Teil des mit klastischen Rotliegend-Sedimenten und -Vulkaniten gefüllten Saar-Nahe-Troges. An der Oberfläche stehen hier überwiegend Fanglomerate an, die im allgemeinen ein Streichen von NE - SW („rheinisch“) aufweisen.

Darunter liegen basische bzw. auch intermediäre und saure Vulkanite aus Oberkarbon und Perm, die rund um Idar-Oberstein vielfach aufgeschlossen sind (BANK & BAMBAUER 1959, BAMBAUER 1960). Die nachträglich mit silikatischen Lösungen ausgefüllten Blasen Hohlräume („Achatdrusen“) der vulkanischen Gesteine waren viele Jahre Grundlage der dortigen Halbedelstein-Schleiferei. Der Altenberg selbst besteht aus den Waderner Schichten des Oberrotliegenden, die hier mit 10 - 15° nach ESE einfallen. Über weite Teile der Strecke war das Gebirge frei von Trennflächen.

Die Komponenten des Fanglomerats setzen sich zusammen aus grauen Quarziten (bis Ø 50 cm), milchig-weißen Gangquarzen (bis Ø 30 cm), roten bis blauvioletten Vulkaniten (bis Ø 1,2 m) und schwarzen bis lederbraunen Schieferbruchstücken. Die Quarzite (wahrscheinlich „Hunsrückquarzite“) sind gut gerundet und erwiesen sich beim Anschlagen als äußerst hart und zäh.

Die Milchquarze zeigten neben ihrer hohen Härte ein sehr sprödes Verhalten und waren daher weniger gut gerundet. Die Schiefer bildeten Komponenten im mm- bis cm-Bereich und sind nur von geringer Festigkeit. Die Vulkanite zeigen eine große Vielfalt von Gesteinsvarietäten, wie z. B. Melaphyr-Mandelsteine (Großteil der Vulkanite), eine besondere Varietät des Basalts mit typischen Poren und Löchern, welche mit Achat oder Calcit gefüllt sind, daneben Andesite, Dazite, Latit-Andesite und Rhyolithe.

Die vulkanitischen Komponenten des Fanglomerats waren zum Teil stark verwittert und entfestigt und haben das ursprüngliche Gesteinsverhalten völlig verändert. Charakteristisch war ein weißlich-gelber, toniger Saum, der viele Komponenten umgab. Zu einem großen Teil sind diese Komponenten bei Wasserzutritt zu einem tonschluffreichen Grus zerfallen. Es ergibt sich daraus ein Nebeneinander von extrem

harten und weichen Komponenten im Fanglomerat, was beim Vortrieb spezifische Probleme beim Bohren und Besetzen der Sprenglöcher verursachte. Das geologische Übersichtsprofil (Abb. 13) zeigt die Abfolge der im Tunnelbereich angetroffenen Schichtglieder. Die untersuchten Gesteine sind in Tab. 9 aufgeführt.

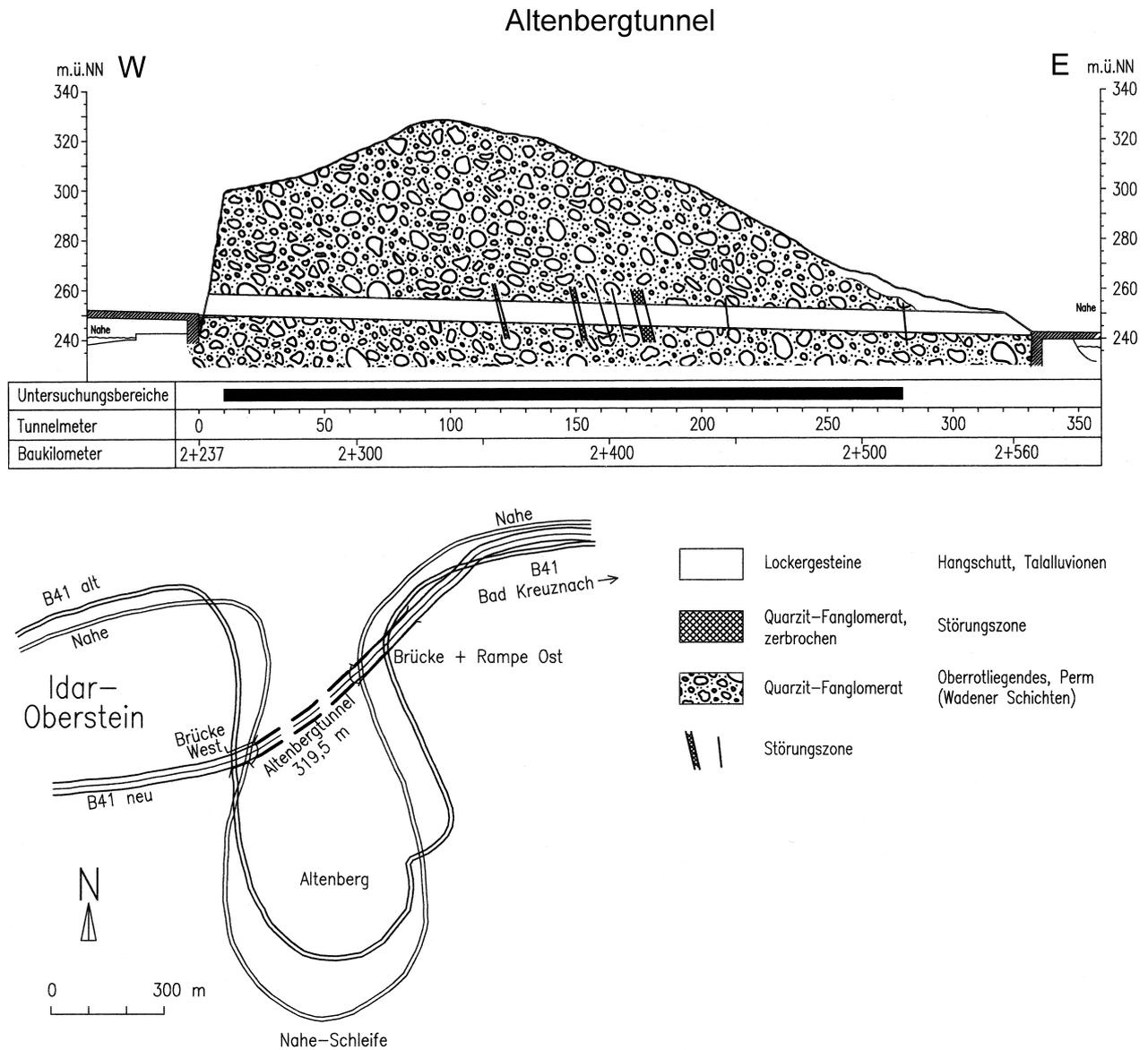


Abb. 13: Geologisches Übersichtsprofil des Altenbergtunnels mit Lageskizze (nach Baustellenplänen und eigenen Aufnahmen). Schwarzer Balken: untersuchter Bereich des Tunnels.

Tab. 9: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Altenbergtunnel.

Nr.	Gesteinsbezeichnung	geologische Bezeichnung	stratigraphische Einordnung	kurze Gesteinsbeschreibung
21	Quarzit-Fanglomerat, kieselig	Waderner Schichten	Oberrotliegendes Perm	extrem hartes, rötliches, massiges, silikatisch gebundenes Fanglomerat mit schlecht sortierten, kantengerundeten bis gut gerundeten Komponenten bis Blockgröße: 40 % Quarzite, 40 % Vulkanite, 10% Gangquarze, 10% Schiefer
22	Quarzit-Fanglomerat, verwittert	Waderner Schichten	Oberrotliegendes Perm	Fanglomerat wie vor, jedoch deutliche Verwitterung: im Mittel 50% der Vulkanite zu einem tonig-schluffigen und quellfähigen Material zersetzt; sehr harte neben sehr weichen Komponenten
23	Quarzit-Fanglomerat, stark verwittert	Waderner Schichten	Oberrotliegendes Perm	Fanglomerat wie vor, jedoch nahezu alle Vulkanite zu einem tonig-schluffigen und quellfähigen Material zersetzt; sehr harte neben sehr weichen Komponenten

4.3 Inntaltunnel

Lage und kurze Bauwerksbeschreibung

Der Inntaltunnel (mit 12.756 m der längste Eisenbahntunnel Österreichs) ist als Güterzug - Südumfahrung von Innsbruck angelegt und in das langfristige Gesamtkonzept des „trilateralen Transitverkehrskonzepts München-Verona“ eingebunden. Der Bereich Hall i.T. - Innsbruck stellte für den Transitverkehr bisher eine Schwachstelle dar, da sich hier Ost-West- und Nord-Süd-Verkehr mit über 300 Zugfahrten pro Tag überlagerten und außerdem Güterströme mit Personenzügen „konkurrieren“ müssen (VAVROVSKY & MOSHEIMER 1993). Die 14,9 km lange Neubaustrecke wird kreuzungsfrei von der Westbahnstrecke im Gemeindegebiet von Baumkirchen ausgehend, überquert anschließend den Inn und die Inntalautobahn auf einer Brücke, verläuft im ca. 12,7 km langen Inntaltunnel unterhalb der südlichen Mittelgebirgsterrasse nach Gärberbach (im Wipptal) und wird dort über Weichenverbindungen wieder in die bestehende Brennerbahn eingebunden. Im Rahmen des Verkehrskonzepts wurden bereits jetzt aus technischen und wirtschaftlichen Gründen eine unterirdische Abzweigstelle sowie 200 m der projektierten Verbindungsschleife zum Brennerbasistunnel miterrichtet. Eine mögliche Durchbindung des Inntaltunnels bis zum Westrand von Innsbruck als Ost-West-Verkehrsachse ist ebenfalls in der Planung berücksichtigt, wenn auch noch nicht baulich verwirklicht.

Tab. 10: Einige wichtige Daten des Inntaltunnels in Kurzform.

Übersicht	Inntaltunnel/Innsbruck
Zweck	Eisenbahn-Südumfahrung von Innsbruck für Güterzüge in Richtung Brenner
Länge	12.756 m, davon 12.696 m bergmännisch, 360 m max. Überlagerung
Ausbruchsquerschnitt	Kalotte ca. 62 m ² , gesamt 96 m ² , mit Sohle 109 m ² , Größtquerschnitt 316 m ² (Abzweigung zum Brennerbasistunnel)
Bauzeit (Vortrieb)	September 1989 bis März 1993
Bauherr	Eisenbahn-Hochleistungsstrecken-AG, Wien, Projektleitung Tirol

Geologischer Überblick

Der Inntaltunnel liegt am Nordwestrand der Innsbrucker Quarzphyllit-Serie, die nach TOLLMANN (1977: 137 ff.) in das „Unterostalpin“ gestellt wird. Die Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits liegen an ihrer Südseite auf den penninischen Gesteinsserien der Tauernschieferhülle, im Norden grenzen sie an die Sedimentgesteine der Nördlichen Kalkalpen (BÖGEL & SCHMIDT 1976: 86 f., SCHÖNLAUB 1979: 28 ff., BRANDNER 1980 a, b, 1985). Im Bereich des Inntaltunnels fällt die Schieferung unterschiedlich flach (bis max. 30°) nach Norden bzw. Süden ein, wobei südliches Einfallen vorherrscht. Das wechselnde Einfallen kann mit einer Verfaltung um ost-west-streichende Faltenachsen begründet werden. Die Gesteine bestehen meist aus grünlichen, dünnbankig-plattig-schiefrigen, leicht verfalteten bis z. T. extrem verfältelten Quarzphylliten. Oft wird der kompakte Verband von glatten, ebenflächigen bis welligen Schieferungsflächen aufgelöst. An einigen Stellen wird die monotone Folge von eingelagerten Bändern von Grüngesteinen (ehemaligen Basaltgängen) und Porphyroiden (ehemaligen Porphyren), Lagen von Phyllitgneis (mit höherem Feldspatgehalt), Kalkphylliten und Dolomitmarmoren unterbrochen. Die im Inntaltunnel vorkommenden Gesteine können nur näherungsweise in die Seriengliederung von MOSTLER et al. (1982) eingeordnet werden:

- Die Quarzphyllite, Serizit-Chlorit-Phyllite, Karbonat-Quarzphyllite, Serizit-Chlorit-Gneise und Grünschiefer im Südvortrieb können zur (liegenden) Quarzphyllit-Grünschiefer-Serie (Ordovizium) gestellt werden, da Karbonatlagen praktisch völlig fehlen.
- Die Karbonat-Phyllite, unreinen Quarzmarmore und Marmore im Bereich des Nordvortriebs gehören zur (hangenden) Karbonat-Phyllit-Serie (Silur). Mit diesen Gesteinen vergesellschaftet sind ebenfalls Quarzphyllite, Serizit-Chlorit-Phyllite, Karbonat-Quarzphyllite und Serizit-Chlorit-Gneise.

Zwischen diesen Serien kann im Verlaufe des Inntaltunnels keine eindeutige Grenze gezogen werden. Es bleibt lediglich zu vermuten, daß die Karbonat-Phyllit-Serie gegen die Quarzphyllit-Serie über die von LEIMSER & KÖHLER (1993) als Abschiebungen angesprochenen Störungszonen nach unten versetzt wird und damit im Bereich des Tunnelquerschnitts zu liegen kommt.

Als Hauptproblem des Vortriebs stellten sich die Störungszonen heraus: ohne scharfe Abgrenzung wurde aus dem blättrigen, dünnstriefrigen Phyllit ein durchbewegter, schwarzgrauer, mit der Hand knetbarer Mylonit mit leichter bis mäßiger Kohäsion. In diesen Bereichen war das stark druckhafte Gebirge nur mit Sondermaßnahmen beherrschbar (Überprofilierung mit Dehnungsschlitz in der Spritzbetonschale, SCHUBERT 1993). Ein weiteres Problem stellte die ungünstige Bohrbarkeit der Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits dar (SPAUN & THURO 1994), die noch Gegenstand der Diskussion sein wird. Das geologische Übersichtsprofil (Abb. 14) zeigt die Abfolge der im Tunnelbereich angetroffenen Schichtglieder. Die untersuchten Gesteine sind in Tab. 11 aufgeführt; ihre Einordnung erfolgte nach der Nomenklatur von FRITSCH et al. (1967: 372 ff.).

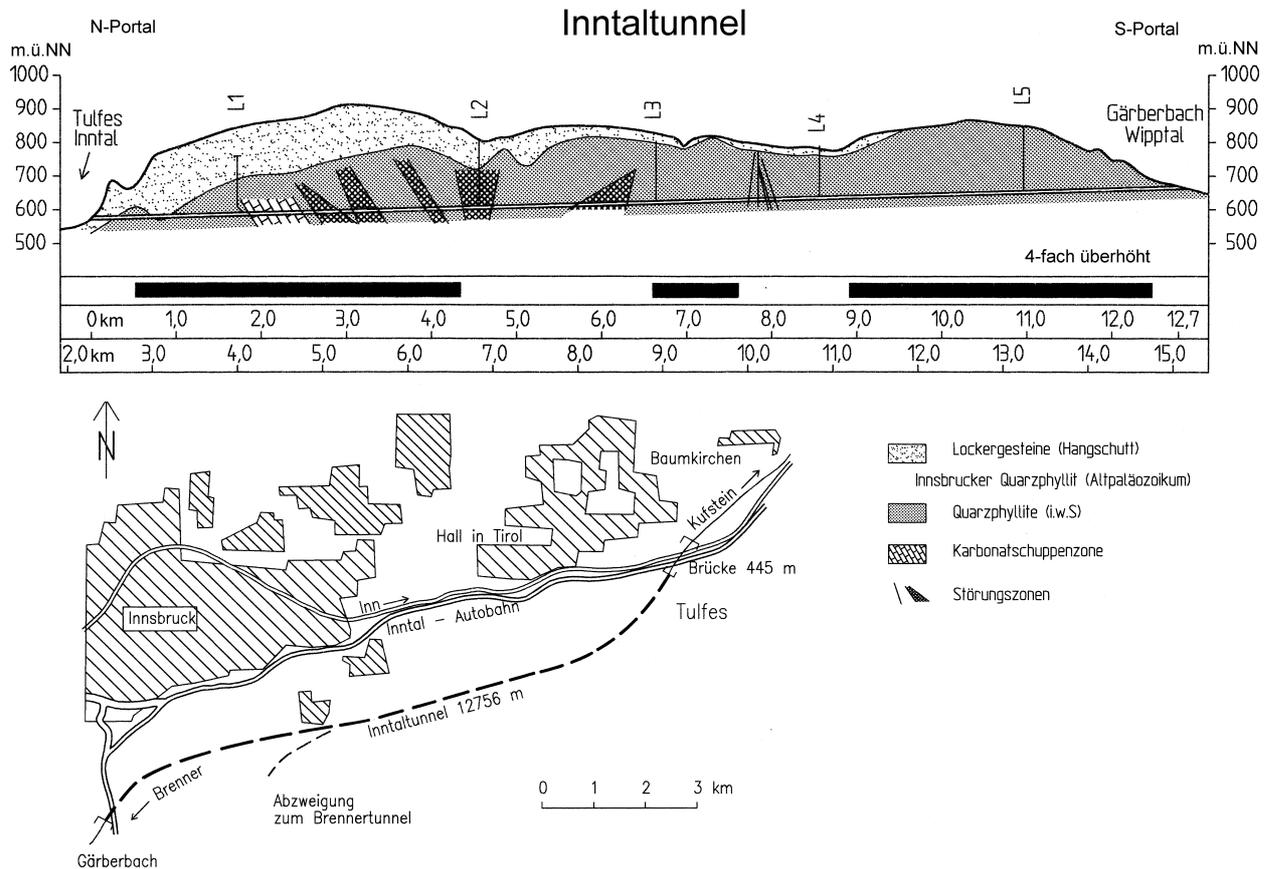


Abb. 14: Geologisches Übersichtsprofil des Inntaltunnels mit Lageskizze (nach LEIMSER & KÖHLER 1993, verändert). Schwarze Balken: untersuchte Bereiche des Tunnels.

Tab. 11: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Inntaltunnel.

Nr.	Gesteinsbezeichnung	Bezeichnung / Stellung	kurze Beschreibung des charakteristischen Gesteins
31	Serizit-Chlorit-Gneise	Schiefergneis	harter, grünlich-grauer, dünn- bis mittelbankiger, mittel- bis grobkörniger, leicht verfalteter bis verfältelter Schiefergneis mit deutlichem Feldspatgehalt
32	Serizit-Chlorit-Phyllite	Phyllit	mürber („milder“), grauer bis grünlicher, blättrig-schiefriger, Phyllit mit z. T. seifig-schmierigen, wellig bis verfältelten Schieferungsflächen
33	Quarzphyllite	Quarzphyllit	fester bis harter, graugrüner, plattig bis dünnplattiger, leicht bis intensiv verfalteter Quarzphyllit mit ebenen bis welligen Schieferungsflächen und stellenweise höherem Metamorphosegrad (Braunfärbung durch Biotitgehalt)
34	Karbonat-Quarzphyllite	K.-Quarzphyllit Karbonat-Phyllit-Serie	Gestein wie 33, jedoch deutlicher Karbonatgehalt (10-30%)
35	Karbonat-Phyllite	Kalkphyllit, Karbonat-Phyllit-Serie	harter, grau-grüner, plattig bis dünnplattiger, charakteristisch laminiertes Kalkphyllit mit dünnen, bänderartigen Kalkmarmorlagen und ebenen, leicht welligen Schieferungsflächen
36	Quarzmarmore	unreine Quarzmarmore, Karbonat-Phyllit-Serie	harter, schmutzig-weißer bis grauer, dünnbankig bis dickbankiger, z. T. massig gebankter, unreiner Quarzmarmor mit Chlorit-, Serizit- und Feldspat-Einschaltungen
37	Marmore	Dolomitmarmore, Karbonat-Phyllit-Serie	harter, weißer bis gelblich-weißer, mittel- bis dickbankiger, z. T. massig gebankter, feinkörniger Dolomitmarmor

4.4 Schönraintunnel

Lage und kurze Bauwerksbeschreibung

Der Schönraintunnel (3.949 m) liegt rund 30 km nordwestlich von Würzburg und stellt einen Teilabschnitt der etwa 11 km langen Verbindungskurve Nantenbach dar (KÖNNINGS 1991). Die auf eine Reisegeschwindigkeit von 200 km/h trassierte „Nantenbacher Kurve“ dient der Anbindung der Strecke Frankfurt - Würzburg an die Neubaustrecke Hannover - Würzburg. Ihr Zweck besteht einerseits in der Entlastung der alten im Maintal geführten Strecke zwischen Gemünden und Würzburg und andererseits in der Kapazitätssteigerung und Wegverkürzung des Ost-West-Verkehrs.

Am Südportal schließen nach einem 270 m langen Geländeeinschnitt die Tunnel Harrbach (511 m), Ständelberg (602 m) und Rammersberg (1.362 m) an. Über die Verbindungskurve Nantenbach und speziell den Schönraintunnel ist in den letzten Jahren schon mehrfach berichtet worden (KOVACS 1991, HENTSCHEL 1991, MENIUS & FIEDLER 1992, STRAPPLER et al. 1993).

Tab. 12: Einige wichtige Daten des Schönraintunnels.

Übersicht	Schönraintunnel/Nantenbach
Zweck	Verbindungskurve der NBS Würzburg-Hannover und der Main-Linie nach Frankfurt a. M.
Länge	3.949 m, davon 3.909 m bergmännisch (155 m max. Überlagerung)
Ausbruchsquerschnitt	Kalotte ca. 60 m ² , gesamt 117 m ² Größtquerschnitt 146 m ²
Besonderheit	Unterfahrung des im Betrieb befindlichen Mühlbergtunnels, 12 m Felsüberlagerung im Kreuzungsbereich auf 32 m Länge
Bauzeit (Vortrieb)	Oktober 1990 bis März 1992
Bauherr	Deutsche Bundesbahn, Hauptabteilung Fahrweg Projekte, Planungsgruppe Süd, Nürnberg

Geologischer Überblick

Der Schönraintunnel liegt in der „Buntsandsteinplatte“ des Mühlbergs in der Mainschlinge südlich von Gemünden am Main. Das Westportal befindet sich mit 176 m NN knapp über der Basis des Mittleren Buntsandsteins. Im Bereich des Südportals wurden bis auf eine Höhe von 225 m NN Röttone, Grenzquarzit und Plattensandstein des Oberen Buntsandsteins angetroffen. Im Zuge des Vortriebs durchörterte man nahezu die gesamte stratigraphische Abfolge des Mittleren und Oberen Buntsandsteins. Der im Tunnelbereich 185 m mächtige Mittlere Buntsandstein ist eine terrestrisch-fluviatile Abfolge von fein-, mittel- und grobkörnigen, z. T. schräggeschichteten Sandsteinen und untergeordnet (5 - 15%) Tonschluffsteinen mit charakteristisch rötlichen Farben. Vereinzelt kommen auch Geröllagen von Feinkiesen oder Quarzknuern vor. Der etwa 85 m mächtige Obere Buntsandstein ist feinkörniger ausgebildet; es dominieren Tonschluffsteine (z. B. Chirotherienschiefer, Röttonsteine), die sich mit Sandsteinen abwechseln (Plattensandstein, Rötquarzit; SCHWARZMEIER 1977, 1979, 1980: 23 ff.). Das strukturenologische System eines herzynischen Scherbruchgrabens - der sog. „Harrbacher Sprung“ - beherrschte rund 70% des Vortriebs. Diese Störungszone bildet zur gekrümmten Tunneltrasse eine Sehne und wurde zweimal schleifend durchquert (POSCHER 1994). Das geologische Übersichtsprofil (Abb. 15) zeigt die Abfolge der im Tunnelbereich angetroffenen Schichtglieder. Die untersuchten Gesteine sind in Tab. 13 aufgeführt.

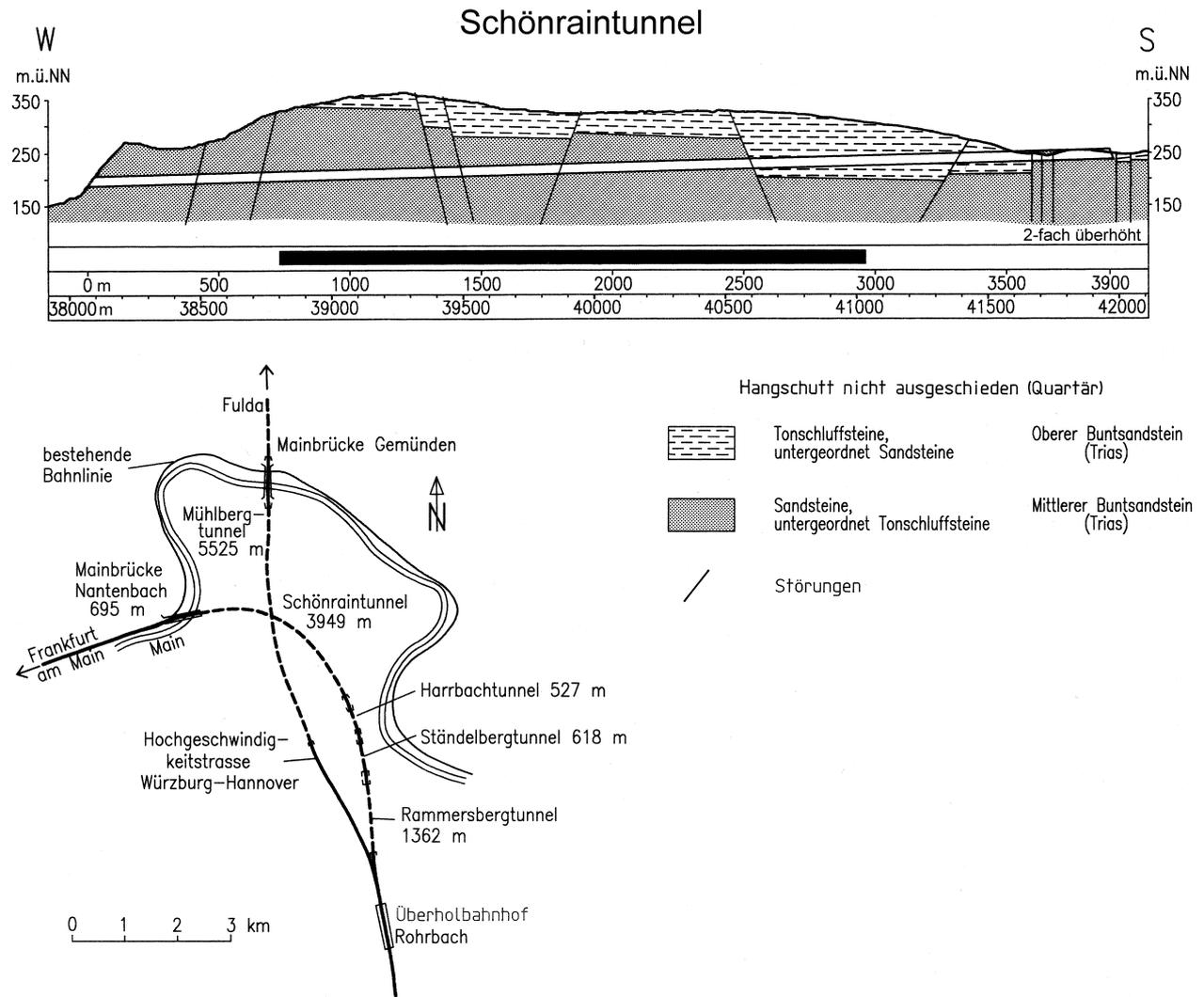


Abb. 15: Geologisches Übersichtsprofil des Schönraintunnels/Nantenbach mit Lageskizze (nach Baustellenplänen, verändert). Schwarzer Balken: untersuchter Bereich des Tunnels.

Tab. 13: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Schönraintunnel.

Nr.	Gesteinsbezeichnung	geologische Bezeichnung	stratigraphische Einordnung	kurze Gesteinsbeschreibung
46	Tonschluffsteine	Obere Röttone	soT, Oberer Buntsandstein	veränderlich feste, tiefrote bis selten blaugraue, dick- bis dünnplattige, sandige Tonschluffsteine, die bei Wasserzutritt schnell aufweichen
45	Sandstein, defekt	Solling-Sandstein	smS, s, Mittlerer Buntsandstein	hell-beiger (entfärbter?), dickbankiger, grobkörniger, bindemittelarmer, nur z. T. calcitisch gebundener Sandstein aus der Störungszone im zentralen Grabenbereich
44	Sandstein, mürbe	Detfurth-Sandstein (Wechselfolge)	smD, st, Mittlerer Buntsandstein	mürber, roter, dickbankig bis massiger, mittel- bis grobkörniger, nur schwach silikatisch gebundener Sandstein mit roten Tonschluffstein-Zwischenlagen
43	Sandstein, fest, porös	Detfurth-Sandstein	smD, s, Mittlerer Buntsandstein	fester, roter, weiß gefleckter, dick- bis mittelbankiger, mittel- bis grobkörniger, silikatisch gebundener Sandstein mit einzelnen Lagen von Tongallen
42	Sandstein, hart, quarzitisch	Volpriehausen-Sandstein (Wechselfolge)	smV, st, Mittlerer Buntsandstein	harter, hellroter, z. T. weiß gestreifter, mittel- bis dünnbankiger, mittel- bis grobkörniger, silikatisch gebundener Sandstein mit vereinzelt, tiefroten Tongallen, untergeordnet Lagen von roten Feinsandsteinen und Tonschluffsteinen
41	Sandstein, sehr hart, quarzitisch	Volpriehausen-Sandstein	smV, st, Mittlerer Buntsandstein	sehr harter, hellroter, z. T. weiß gestreifter, dick- bis dünnbankiger, mittel- bis grobkörniger, silikatisch gebundener Sandstein mit nur vereinzelt vorkommenden, tiefroten Tongallen und seltenen Lagen von Tonschluffsteinen

4.5 Rammersbergtunnel

Lage und kurze Bauwerksbeschreibung

Der Rammersbergtunnel (1.362 m) ist der letzte von vier Tunnelbauwerken der Verbindungskurve Nantenbach. Nach dem Rammersbergtunnel mündet die Strecke in den Überholbahnhof Rohrbach in den 1988 in Betrieb genommenen NBS-Abschnitt Fulda - Würzburg ein.

Tab. 14: Einige wichtige Daten des Rammersbergtunnels.

Übersicht	Rammersbergtunnel/Nantenbach
Zweck	Verbindungskurve der NBS Würzburg-Fulda und der Main-Linie nach Frankfurt a. M.
Länge	1.362 m, davon 1.346 m bergmännisch (73 m max. Überlagerung)
Ausbruchsquerschnitt	Kalotte ca. 60 m ² , gesamt 117 m ²
Bauzeit (Vortrieb)	September 1991 bis Juni 1992
Bauherr	Deutsche Bundesbahn, Hauptabteilung Fahrweg Projekte, Planungsgruppe Süd, Nürnberg

Geologischer Überblick

Während die Tunnel Harrbach und Ständelberg noch im Bereich des Oberen Buntsandsteins bzw. in den Basisschichten des darüber folgenden Unteren Muschelkalks liegen, durchörtert der etwa 80 m höher als der Schönraintunnel gelegene Rammersbergtunnel in seiner vollen Länge den Wellenkalk des Unteren Muschelkalks.

Der im Projektareal etwa 90 m mächtige Untere Muschelkalk wird aufgrund seiner charakteristischen Ausbildung als Wellenkalk bezeichnet. Er besteht überwiegend aus flachmarin gebildeten, gut gebankten Kalken mit wechselndem Tongehalt und charakteristisch gewellten bis knolligen Schichtfugen. Mit fossilreichen (oft oolithischen) Lagen kann eine weitere Untergliederung des Wellenkalks erfolgen. Die in der Literatur angegebene Dreiteilung (SCHWARZMEIER 1977, 1979, 1980: 53 ff.) des Wellenkalks war im Tunnelprofil jedoch nicht sinnvoll nachvollziehbar, da durchgehende Schichtsäulen fehlten.

Auch im Rammersbergtunnel zeigten sich noch die mechanischen Auswirkungen des „Harrbacher Sprungs“ (siehe Schönraintunnel): Im Bereich des Tunnels waren die Gesteine bei wechselnden Kluftabständen deutlich geklüftet und häufig an steilstehenden Störungszonen versetzt. Der hohe Durchtrennungsgrad der Kalke behinderte häufig den Tunnelvortrieb, da Art und Zeitpunkt des Einbaus der Sicherung immer wieder auf den hohen Zerlegungsgrad bzw. Störungszonen abgestimmt werden mußten.

Das geologische Übersichtsprofil (Abb. 16) zeigt die Abfolge der im Tunnelbereich angetroffenen Schichtglieder. Die untersuchten Gesteine sind in Tab. 15 aufgeführt.

Rammersbergtunnel

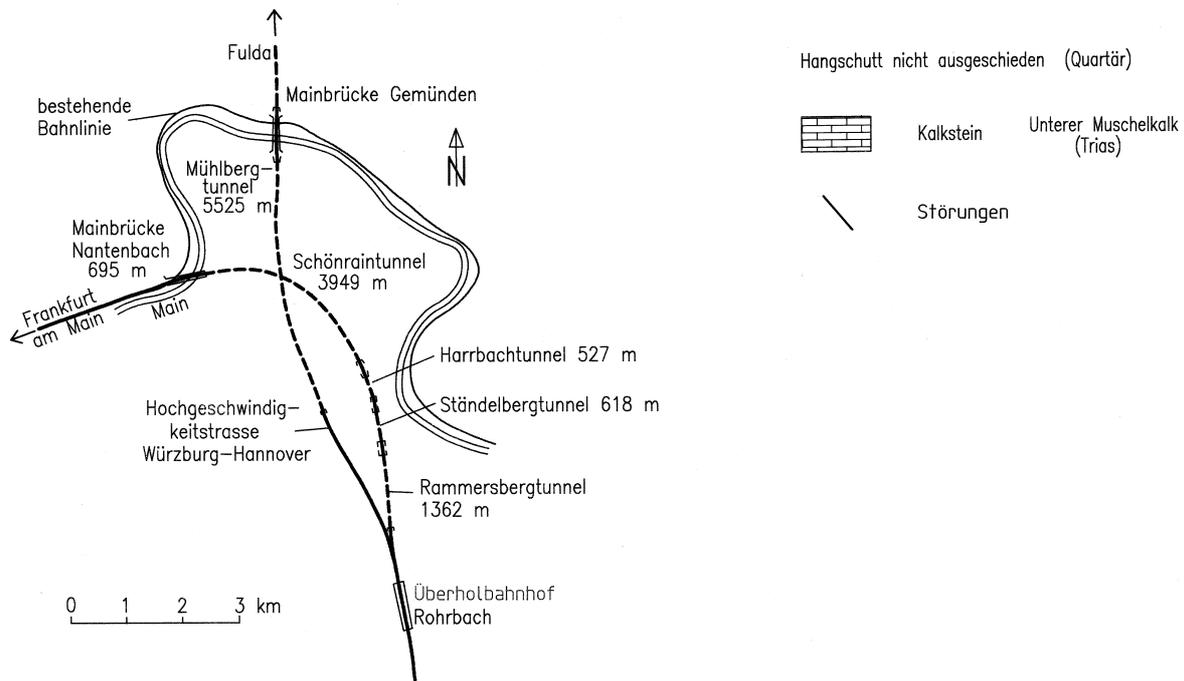
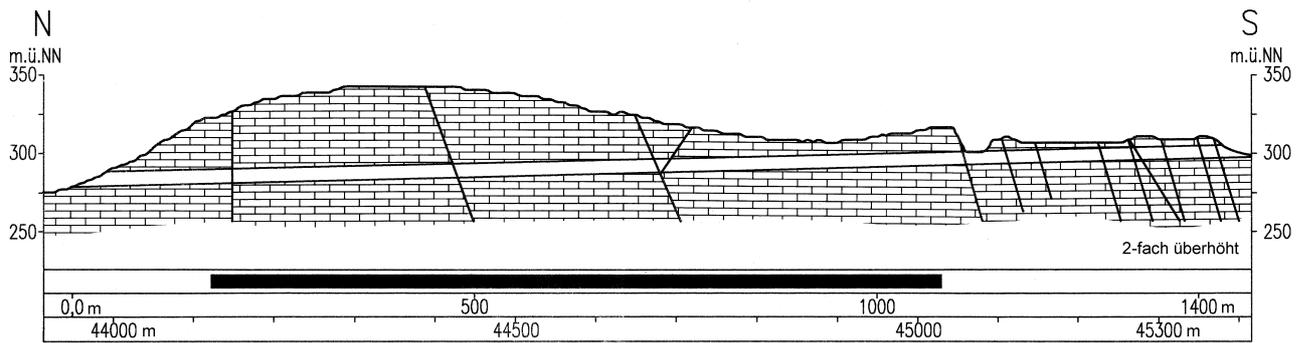


Abb. 16: Geologisches Übersichtsprofil des Rammersbergtunnels mit Lageskizze (nach Baustellenplänen, verändert). Schwarzer Balken: untersuchter Bereich des Tunnels.

Tab. 15: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Rammersbergtunnel.

Nr.	Gesteinsbezeichnung	geologische Bezeichnung	stratigraphische Einordnung	kurze Gesteinsbeschreibung
51	Kalkstein, sehr hart	Wellenkalk	mu, Unterer Muschelkalk	sehr harter, hellgrauer, mittel- bis dickbankiger, feinkörnig bis dichter Kalk mit welligen Schichtflächen
52	Kalkstein, hart	Wellenkalk	mu, Unterer Muschelkalk	harter, hellgrauer, dünn- bis mittelbankiger, feinkörnig bis dichter Kalk mit welligen Schichtflächen und fossilreichen Lagen
53	Kalkstein, tonig	Wellenkalk	mu, Unterer Muschelkalk	fester, grauer, dickplattig bis dünnbankiger, feinkörnig bis dichter, toniger Kalk mit welligen Schichtflächen und tonigen Zwischenlagen
54	Kalkmergelstein	Wellenkalk	mu, Unterer Muschelkalk	mürber, grauer, dünn- bis dickplattiger, feinkörnig bis dichter Kalkmergel mit welligen Schichtflächen und tonigen Zwischenlagen

4.6 Achbergtunnel

Lage und kurze Bauwerksbeschreibung

Der Achbergtunnel (1510 m) stellt einen Teilabschnitt der Ortsumfahrung Unken im Zuge des Neubaus der Bundesstraße B 312 von Bad Reichenhall nach Kitzbühl dar. Der Ort Unken mit einem durchschnittlichen Durchgangsverkehr von 10.000 Fahrzeugen pro Tag (25.000 im Winter) soll mit der 3,24 km langen Umgehungsstraße weiträumig umfahren werden. Die Umfahrung beginnt im Norden mit einer Straße (1,53 km mit einer Brücke über die Saalach) und verläßt den Achbergtunnel im Süden mit einem direkt anschließenden Brückenbauwerk (0,2 km).

Tab. 16: Einige wichtige Daten des Achbergtunnels in Kurzform.

Übersicht	Achbergtunnel/Umfahrung Unken
Zweck	Ortsumfahrung Unken, B 312 Loferer Straße
Länge	1.510 m bergmännisch (125 m max. Überlagerung)
Ausbruchsquerschnitt	Kalotte ca. 33 m ² , gesamt 72 m ²
Bauzeit (Vortrieb)	Dezember 1991 bis August 1992
Bauherr	Amt der Salzburger Landesregierung, Abt. Straßenbau, Ref. Neubau

Geologischer Überblick

Der Achbergtunnel liegt am Fuße des namengebenden Achbergs, einem bis 1316 m hohen Dachsteinkalkgipfel der westlichen Berchtesgadener Alpen. Dieser ca. 6 km lange Höhenzug stellt einen Teil der sog. Saalach-Stirnschuppe der Berchtesgadener Deckeneinheit (Reiteralmdecke, Hochjuvavikum) dar (BÖGEL & SCHMIDT 1976: 139 ff., VEIGEL 1991). Seine nordwest-exponierte, wandartige Flanke ist etwa 790 m hoch und wird von zahlreichen Bergstürzen gesäumt. Die im Tunnel angetroffenen Gesteine gehören verschiedenen alpinen Deckeneinheiten an (vom tektonisch Hangenden ins Liegende, Zuordnung nach TOLLMANN 1976: 195 ff., b, 1985: 115ff., vgl. BÖGEL & SCHMIDT 1976: 142, Abb. 58):

- Die Werfener Schichten (Skyth, Untertrias) mit Sandsteinen, Tonschluffsteinen und Anhydritlagen werden zur Basis der Berchtesgadener Deckeneinheit (Tiefjuvavikum) gerechnet,
- die Hallstätter Gesteine mit Dolomit und untergeordnet Kalken (Karn-Nor, Mitteltrias) sind ein Teil der Hallstätter Decke (Tiefjuvavikum) und
- die Schrambachschichten (Neokom, Unterkreide) mit Mergelsteinen und seltenen Konglomeratlagen sind der Staufen-Höllengebirgsdecke (Tirolikum) zuzuordnen.

Die Lagerungsverhältnisse werden von der intensiven Verschuppung dieser alpinen Deckeneinheiten geprägt. So liegen diese Gesteinspakete mit mehr oder weniger gestörtem Kontakt nebeneinander. Ein Bereich im Süden (ab ca. Tunnelmeter 1310) ist so intensiv verschuppt, daß er als Störungszone von Werfener Schichten und Hallstätter Dolomit angesprochen werden muß.

Das Hauptproblem des Projekts bildeten die anhydritführenden Werfener Schichten: In der sog. „Anhydritstrecke“ wurde deshalb während des Vortriebs trocken gebohrt, ein schneller Sohlschluß etwa 40 m hinter der Kalottenortsbrust durchgeführt und ein druckhaltendes Sohlgewölbe eingebaut. Wegen des auftretenden, betonaggressiven Bergwassers fanden in diesen Bereichen GFK-Kunststoffanker Verwendung. Im Bereich des Südportals wurden wegen der noch anhaltenden Kriechbewegungen des Hanges im Bereich von bis 1,2 cm pro Jahr das verstärkte Tunnelinnengewölbe (Ortbeton d = 40 cm) als „Gelenkkette“ von 6 m-Blöcken ausgeführt und im Voreinschnitt rückverankerte Bohrpfähle vorgesehen (LAABMAYR & EDER 1994). Das geologische Übersichtsprofil (Abb. 17) zeigt die Abfolge der im Tunnelbereich angetroffenen Schichtglieder. Die untersuchten Gesteine sind in Tab. 17 aufgeführt.

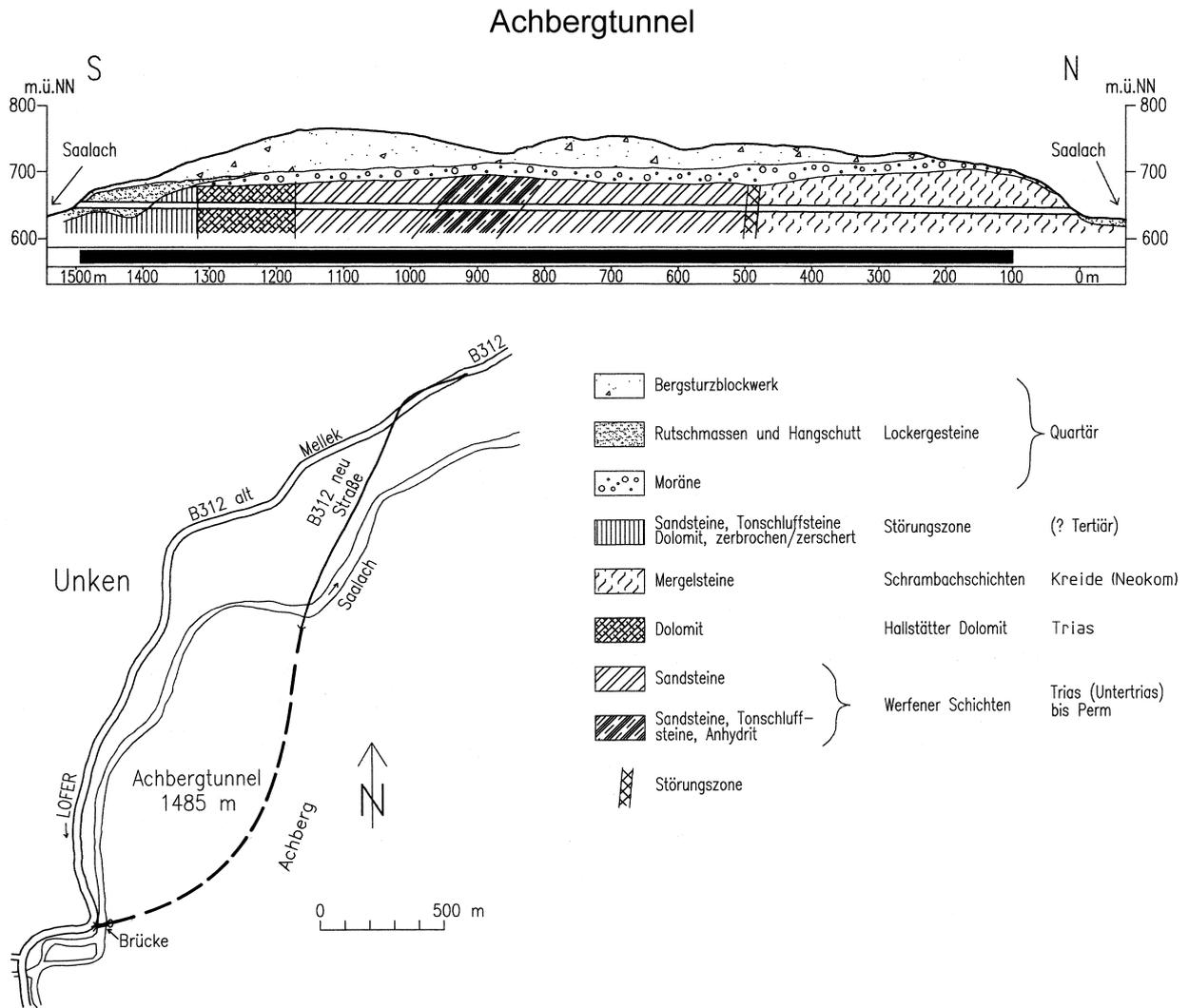


Abb. 17: Geologisches Übersichtsprofil des Achbergtunnels mit Lageskizze (nach Baustellenplänen und eigenen Aufnahmen). Schwarzer Balken: untersuchter Bereich des Tunnels.

Tab. 17: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Achbergtunnel.

Nr.	Gesteinsbezeichnung	geologische Bezeichnung	stratigraphische Einordnung	kurze Gesteinsbeschreibung
61	Mergelstein	Schrambachmergel	Neokom/Kreide	feste, mittelgraue, dick- bis dünnplattige, feinkörnig bis dichte z. T. silikathaltige Mergelsteine mit seltenen Konglomeratlagen
62	Dolomit, kieselig	Hallstätter Dolomit	Karn-Nor/Trias	sehr harter, hellbrauner bis hellgrauer, dickplattig bis mittelbankiger, brecciöser, calcitisch verheiltes, kieseliges Dolomit
63	Dolomit	Hallstätter Dolomit	Karn-Nor/Trias	Gestein wie oben, weniger hart, nicht kieselig
64	Sandsteine	Werfener Schichten	Skyth/Trias	harte, rote und graue, mittel- bis dünnbankige, fein- bis mittelkörnige, silikatisch gebundene Sandsteine mit untergeordnet Lagen von Feinsand- und Tonschluffsteinen
65	Sandst.-Tonschluffst. Wechselfolge	Werfener Schichten	Skyth/Trias	harte, rote und graue, mittel- bis dünnbankige, fein- bis mittelkörnige, silikatisch gebundene Sandsteine wechsellagernd mit mürben, roten, dünnbankigen bis blättrigen Tonschluff- und Feinsandsteinen
66	Anhydrit	Werfener Schichten	Skyth/Trias	Gesteine wie oben mit dünnplattigen bis dünnbankigen, selten massig gebankten Lagen von grauem Anhydrit und sekundärem, roten Gips; Fasergips in Klüften

4.7 Lärchbergtunnel

Lage und kurze Bauwerksbeschreibung

Die Nordumfahrung Lofer (Österreich) mit einer Gesamtlänge von 4.337 m besteht im wesentlichen aus den beiden Einbindungen Ost (Richtung Unken, Mellek) und West (Richtung St. Johann in Tirol) in die bestehende Bundesstraße B 312, einer neu errichteten Straßentrasse mit einer Länge von rd. 2 km und dem 1860 m langen Lärchbergtunnel (KARPELLUS 1993). Die Umfahrung soll den beliebten Wintersportort Lofer vom Durchgangsverkehr von bis zu 25.000 Fahrzeugen pro Tag (10.000 im Sommer) entlasten. Die 1860 m Gesamtlänge des Lärchbergtunnels setzen sich aus 1550 m bergmännischer, 144 m Deckel- und 166 m offener Bauweise zusammen.

Tab. 18: Einige wichtige Daten des Lärchbergtunnels in Kurzform.

Übersicht	Lärchbergtunnel/Nordumfahrung Lofer
Zweck	Ortsumfahrung Lofer, B 312 St. Johann (in Tirol)
Länge	1.860 m, davon 1.550 m bergmännisch (200 m max. Überlagerung)
Ausbruchsquerschnitt	Kalotte ca. 33 m ² , gesamt 72 m ²
Bauzeit (Vortrieb)	September 1992 bis April 1993
Bauherr	Amt der Salzburger Landesregierung, Abt. Straßenbau, Ref. Neubau

Geologischer Überblick

Der Lärchbergtunnel liegt in einer ähnlichen tektonischen Position wie der Achbergtunnel und zwar zwischen der Berchtesgadener Decke (im Osten) und der Staufen-Höllengebirgs-Decke (im Westen; BÖGEL & SCHMIDT 1976: 139 ff., HEILAND 1994). Die im Tunnel angetroffenen Gesteine gehören deshalb zwei alpinen Deckeneinheiten an (vom tektonisch Hangenden ins Liegende, Zuordnung nach TOLLMANN 1976: 195 ff., 1985: 115 ff., vgl. BÖGEL & SCHMIDT 1976: 142, Abb. 58):

- Die Hallstätter Gesteine mit Dolomiten und hornsteinführenden Kalken (Karn-Nor, Mitteltrias) und der Lärchbergkalk (Neokom, Unterkreide) sind ein Teil der Hallstätter Decke (Tiefjuvavikum),
- die Schrambachschichten (Neokom, Unterkreide) mit Mergelsteinen und seltenen Konglomeratlagen sind der Staufen-Höllengebirgsdecke (Tirolikum) zuzuordnen.

Auch hier werden die Lagerungsverhältnisse von der intensiven Verschuppung dieser alpinen Deckeneinheiten geprägt. So ist im Tunnel innerhalb der Hallstätter Decke zwischen Lärchbergkalk und Hallstätter Kalken eine Störungszone mit gips-/anhydritführendem, aber salzfreiem Haselgebirge (Versatzbetrag geschätzt mind. 500 m!) ausgebildet. Postuliert man im Untergrund (als stratigraphisch Liegendes) noch salzführendes Haselgebirge, so wäre der hohe Zerbrechungs- bzw. Brecciiierungsgrad des Lärchbergkalks gut erklärbar.

Von Osten her kommend wurde der Tunnel vorerst in einer Strecke von gut 600 m mit überwiegend Bergsturz- und Moränenmaterial bei Überlagerungshöhen bis max. 40 m aufgefahen. In diesem Abschnitt wurden große und kleinere Schollen von Hallstätter Dolomit bei einer Gesamtüberlagerungshöhe von nur 12 - 20 m und einer Felsüberdeckung von z. T. weniger als 4 m angetroffen. Bei rasch steigender Überlagerung folgten anschließend etwa 100 m Hallstätter Dolomit und eine Störungszone mit gips- und anhydrithaltigen - und damit quellfähigen - Tonschluffsteinen (Haselgebirge). Anschließend wurde der verkarstete Lärchbergkalk in einer Länge von ca. 850 m und Überlagerungshöhen von rund 170 m durchörtert. Nach einer 50 m langen, bei der Auffahrung äußerst kritischen Strecke, bestehend aus Schrambachmergeln und Hangschutt mit großem Blockwerk, endete der bergmännisch aufzufahrende Teil des Tunnels.

In dem erst während des laufenden Vortriebs aufgeschlossenen Haselgebirge wurden kleine, bis z. T. kubikmetergroße Schollen von Anhydrit in einer tonig-schluffigen und gipsführenden Matrix gefunden. Diese Strecke mußte als quellfähig eingestuft werden (vgl. BOZORGMEHRI 1993) und erforderte - analog zum Achbergtunnel - einen schweren Ausbau mit Sohlgewölbe. Ein weiteres Problem stellte die

„Lärchberghöhle“ dar, die mit dem Vortrieb angeschnitten wurde und deren Funktion als Karstwasserleiter aus Naturschutzgründen mit einem begehbaren Siphon erhalten werden mußte.

Das geologische Übersichtsprofil (Abb. 18) zeigt die Abfolge der im Tunnelbereich angetroffenen Schichtglieder. Die untersuchten Gesteine sind in Tab. 19 aufgeführt. Wegen der komplizierten geologischen Verhältnisse und Probleme bei der Festlegung sinnvoller Homogenbereiche bis Tunnelmeter 800 konnte nur der Lärchbergkalk in die Bohrbarkeitsuntersuchungen aufgenommen werden.

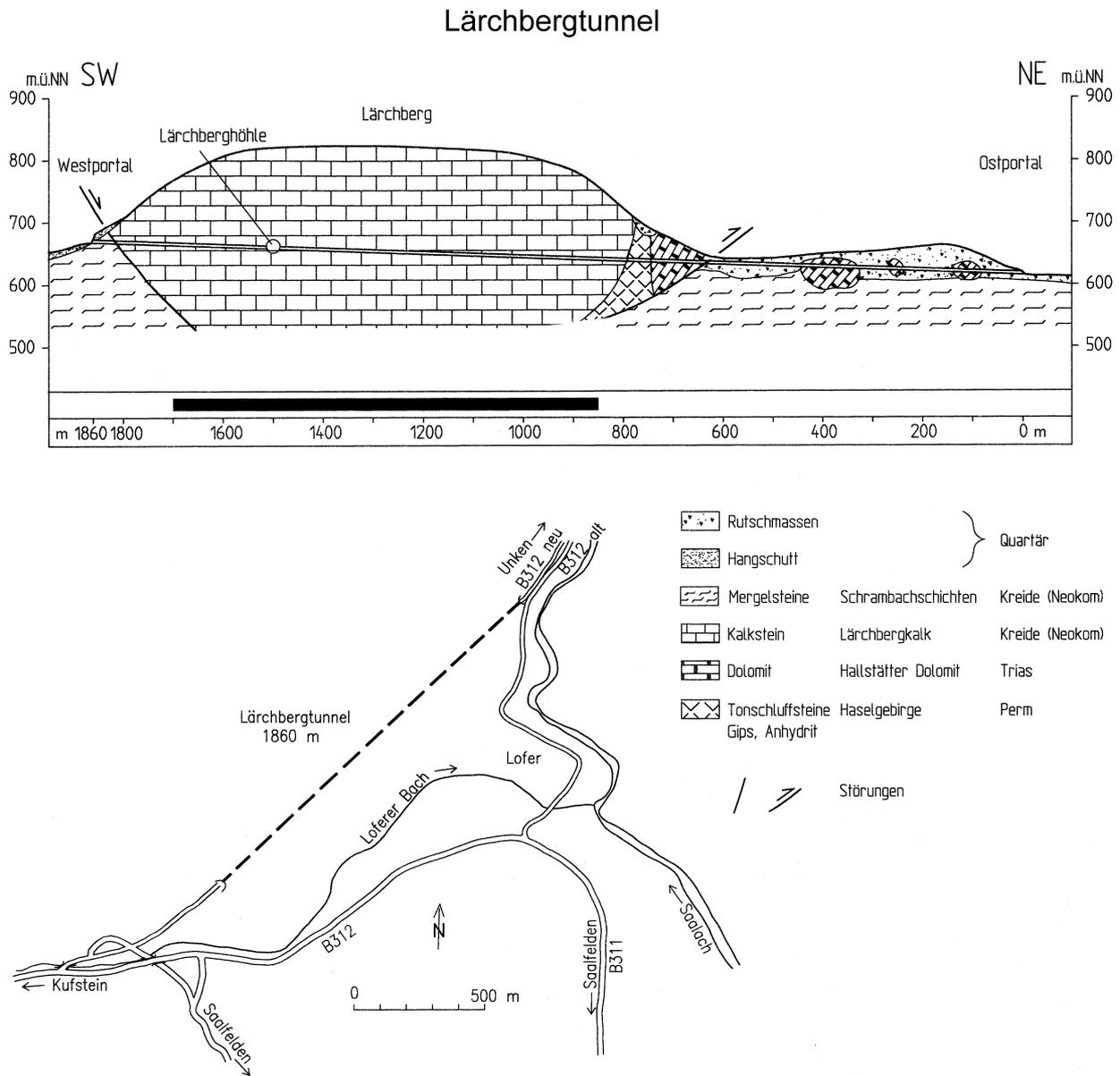


Abb. 18: Geologisches Übersichtsprofil des Lärchbergtunnels mit Lageskizze (nach Baustellenplänen und Aufnahme von HEILAND). Schwarzer Balken: untersuchter Bereich des Tunnels.

Tab. 19: Übersicht über die bearbeiteten Gesteine im Lärchbergtunnel.

Nr.	Gesteinsbezeichnung	geologische Bezeichnung	stratigraphische Einordnung	kurze Gesteinsbeschreibung
71	Kalkstein	Lärchbergkalk	Neokom/Kreide	harter, brauner bis beige, massig gebankter, dichter Kalk, stellenweise mit Stylolithen und schwarzen Tonhäutchen, teilweise brecciiert und mit Calcit verheilt; Verkarstungserscheinungen: Lösungserscheinungen an Klüften, offene und mit braunem Lehm verfüllte Spalten, kleinere und größere Karsthöhlen (z. B. Lärchberghöhle)

5 Durchgeführte Untersuchungen

5.1 Baustellen-Untersuchungen

5.1.1 Einstellungen der Bohrgeräte und verwendete Bohrkronentypen

Bei allen untersuchten Projekten wurden beim Kalottenvortrieb auf den unterschiedlichsten Bohrwägen immer die Bohrhämmer COP 1238 und COP 1440 verwendet. Mit dem Bohrhämmer des älteren Typs COP 1038 (Michaelstunnel/Strosse) wurden keine weiteren Untersuchungen durchgeführt, außer zwangsläufig die Ermittlung der Bohrkronen-Standzeiten. Die Tab. 20 gibt Aufschluß über die verwendete Bohrausrüstung, die bei den zu den Bohrbarkeitsuntersuchungen herangezogenen Tunnelprojekten benutzt wurde.

Tab. 20: Verwendete Bohrgeräte bei den zu den Bohrbarkeitsuntersuchungen herangezogenen Tunnelprojekten.

Projekt Ort	Bohrwagen & Bohrhämmer (Strosse)	Bohrwagen & Bohrhämmer (Kalotte)	Bohrkronen Vortrieb/Anker
Michaelstunnel Baden-Baden	AC Boomer H 135 3 x COP 1038	AC Boomer H 175 3 x COP 1238 LP*	6 x 45 s, 7 x 45 s; 6 x 48 s, 7 x 48 s
Altenbergtunnel Idar-Oberstein	AC Boomer H 135 2 x COP 1238 ME	AC Boomer H 135 2 x COP 1238 ME	(anfangs 6 x 45 s), 7 x 45 s; 7 x 48 s
Inntaltunnel Innsbruck	2 x AC Boomer H 175 1 x AC Boomer H 235 je 2 x COP 1238 ME	2 x AC Boomer H 185 je 3 x COP 1440	(anfangs 7 x 45 s), 8 x 45 s, 9 x 45 s, 9 x 45 b; 7 x 43 s, 8 x 48 s, 9 x 48 s, b
Schönraintunnel Nantenbach	AC Boomer H 135, H 125 je 2 x COP 1238 ME/	2 x AC Boomer H 145 je 2 x COP 1440	6 x 45 s, 7 x 45 s; 7 x 48 s, 9 x 51 s
Rammersbergtunnel Nantenbach	2 x AC Boomer H 135 je 2 x COP 1238 ME	2 x AC Boomer H 175 je 3 x COP 1238 ME	(6), 7, 8, (9) x 45 s; 7, 8, 9 x 48 s
Achbergtunnel Unken	AC Boomer H 145 2 x COP 1440	AC Boomer H 145 2 x COP 1440	7 x 45 s, 8 x 45 b; 6 x 38 s, 7 x 43, 8 x 48
Lärchbergtunnel Lofer	Ost: AC Boomer H 145 2 x COP 1440 West: AC Boomer H 135 2 x COP 1238 ME	Ost: AC Boomer H 145 2 x COP 1440 West: AC Boomer H 135 2 x COP 1238 ME	7 x 45 s, 8 x 45 s, 9 x 45 s, 9 x 45 b; 7 x 43 s, 8 x 48 s

* Hammerkonfiguration wie COP 1238 ME

Erläuterung: z. B. „8 x 45 b“ = 8-Stiftkrone Ø 45 mm, Stifte ballistisch (kegelförmig) geschliffen
s = sphärisch, b = ballistisch

Wie bereits in Kapitel 3.2.2 **Bohrgeräte** auf Seite 10 beschrieben, unterscheiden sich die Bohrhämmer hauptsächlich durch ihre unterschiedlichen Schlagleistungen von 15 kW (COP 1238 ME und LP) bzw. 20 kW (COP 1440). Die jeweils aktuellen Einstellungen von Schlagfrequenz, Drehzahl, Drehmoment und Vorschub waren am Bohrstand des Bohrwagens als Öldruck (in bar) abzulesen und wurden laufend kontrolliert. Die angegebenen Leistungen wurden nur selten reduziert und die dann erhaltenen, niedrigeren Bohrgeschwindigkeiten nicht verwendet.

5.1.2 Bohrkronenverschleiß

5.1.2.1 Qualitativer Bohrkronenverschleiß: Verschleißformen

Der Verschleiß der Bohrkronen tritt in drei Grundformen auf, die je nach Ausbildung des Gebirges miteinander kombiniert sind (BOZORGMEHRI 1989: 171, THURO 1994: 129).

(1) Verschleiß der Hartmetallstifte (normaler Verschleiß)

Bei stark abrasiven und sehr harten Gesteinen, z. B. bei Quarziten, Gangquarzen, verkieselten Gesteinen, frischen Graniten und Gneisen, kommt es durch den hohen Quarzgehalt zur verstärkten Abnutzung der Hartmetallstifte der Bohrkronen. Die randlichen Widia-Einsätze werden dabei entspre-

chend der Form der Bohrlochwandung bzw. Bohrlochsohle zugeschliffen (entspricht dem Höhenverschleiß nach DIN 20301).

(2) Verschleiß des Bohrstahls (Kaliberverschleiß)

Bei abrasiven, aber wenig harten Gesteinen, z. B. bei verwitterten/hydrothermal zersetzten Graniten oder bei Sandsteinen, wird der Bohrstahl (Werkzeugträger) durch den Quarzgehalt weit stärker abgenutzt als die Hartmetallstifte (Werkzeugeinsätze). Als Folge der Schleifwirkung des Bohrschmants nimmt der Kronendurchmesser (Kaliber) rasch ab, was bis zum Herausfallen oder -brechen der Stifte führen kann, wenn die Bohrkronen nicht rechtzeitig ausgewechselt wird (entspricht dem Durchmesserverschleiß nach DIN 20301).

(3) Abbrechen von Stiften als Folge zu hoher Scherbelastung

Kommt es des öfteren zum Festbohren oder Verklemmen der Bohrkronen an der Bohrlochsohle oder zum Anschlagen gegen harte Komponenten, so entstehen durch diese Scherbelastung Risse im Hartmetall, die bis zum Bruch des Einsatzes führen können. Typischerweise tritt dies aufgrund klaffender oder tonig-schluffig gefüllter Klüfte und aufgrund besonders harter Quarzit- und Gangquarzerölle in Konglomeraten und Fanglomeraten (mit weicher Matrix) auf.

Dieser Verschleiß kann auch „selbst“ verursacht werden. Wird die bereits eingebaute Sicherung durchbohrt (Spritzbeton mit Baustahlmatten, Entlang/Vorbohren an Stahlbögen) oder werden Anker mit der Bohrlafette/Bohrkronen eingeschoben, so kann dies zur gleichen Verschleißform führen.

Eine Folge von Kaliberverschleiß oder Stiftbruch kann der Totalverschleiß sein: Ist die Krone bereits stark abgenutzt, so reißt das herausgebrochene Hartmetallstück, das nicht zermahlen und mit dem Bohrschmant herausgefördert werden kann, durch die Rotation noch weitere Stifte aus dem Werkzeugträger. Das Ergebnis ist die sehr rasche und vollständige Zerstörung der Bohrkronen. Da der Bohrfortschritt fast schlagartig auf Null absinkt, muß die restliche Energie des Anpreßdrucks von Einsteckende und Bohrstange absorbiert werden, die ein solches Ereignis oft nicht ohne Bruch überstehen (Bruchkatastrophe).

5.1.2.2 Quantitativer Bohrkronenverschleiß: Ermittlung der Standzeiten

Neben der Beurteilung des Verschleißbildes läßt sich der Bohrkronenverschleiß quantitativ auf der Baustelle als Standzeit der Bohrkronen bis zum notwendigen Auswechseln erfassen. Die Standzeit berechnet sich aus den gebohrten Laufmetern (Spreng- und Ankerlöcher), die durch die Anzahl der verbrauchten Bohrkronen geteilt werden, und besitzt somit die Dimension m/Krone. Richtiger müßte dieser Parameter nach DIN 20301 Gesteinsbohrtechnik als „Gesamtstandlänge“ bezeichnet werden. Dieser Ausdruck hat sich jedoch im allgemeinen Gebrauch in Fachkreisen nicht durchgesetzt.

Für jeden Bohrwagen setzen sich die gebohrten Strecken zusammen aus:

- Anzahl der Sprenglöcher mal Angriffstiefe,
- Anzahl der Anker-Löcher mal Ankerlänge,
- Summe aller Abschlüge der betrachteten Formation.

Ein Problem besteht darin, daß häufig unterschiedliche Bohrkronen parallel benutzt werden, d. h.

- unterschiedliche Bohrkronentypen, wie unterschiedliche Stiftanzahl (z. B. 8- und 9-Stiftkronen), unterschiedliche Anordnung der Spüllöcher oder unterschiedliche Materialgüte (durch verschiedene Fabrikate) und
- unterschiedliche Bohrkronendurchmesser, wie $\varnothing 48$ mm für SN-Anker, $\varnothing 45$ mm für Sprengbohrlöcher und z. T. Swellex-Anker. Eine Trennung zwischen Vortriebs- und Ankerbohren war praktisch nicht möglich, da häufig nach dem Ankerbohren die Kronen für das Vortriebsbohren nicht ausgewechselt wurden.

Über größere Strecken handelt es sich deshalb immer um Mittelwerte, die strenggenommen nicht für die einzelne Bohrkronen gelten. Damit für die Berechnung später noch rekonstruiert werden konnte, welcher Bohrwagen wo und wann gearbeitet hat, mußte eine genaue Aufzeichnung des Betriebsablaufs unter Tage erfolgen. Beispielsweise kann der laufende Kalottenvortrieb unterbrochen werden, wenn ihm der

Strossenausbruch zu weit hinterherhinkt. Solche Unregelmäßigkeiten erschienen nicht immer explizit in den Tagesberichten und mußten vom Bearbeiter selbst vermerkt werden.

Die Anzahl der verbrauchten Bohrkronen ließ sich aus den Magazinausgängen der Werkstatt ermitteln (mit freundlicher Genehmigung der jeweiligen Arbeitsgemeinschaft). Dort wurden Datum, Anzahl, Typ und Fabrikat der ausgegebenen Bohrkronen mit ihrem Adressaten (Bohrwagen, Kalotte, Strosse) vermerkt. Daneben mußte im Tunnel, vor allem im Bereich der Gesteinsübergänge (Formationsgrenzen oder Grenzen der Homogenbereiche), durch Beobachtung vor Ort die Tunnelstation des Kronenwechsels notiert werden. Nur so war es möglich, die Anzahl der tatsächlich verbrauchten Bohrkronen zu ermitteln. Ein gewisser Fehler entstand dadurch, daß jedesmal gebrauchte Bohrköpfe von dem durchfahrenen in den aktuellen Homogenbereich übernommen wurden. Da dies aber für alle Gesteinstypen der Fall war und selten alle Meißel auf einmal ausgetauscht wurden, dürfte sich dieser Fehler weitgehend wieder herausmitteln. Die geologischen Grenzen lagen naturgemäß überwiegend schräg und nicht parallel zur Ortsbrust, so daß abgewogen werden mußte, welche Station als Erhebungsgrenze zu gelten hatte. In Fällen, bei denen sich keine strikte Trennung durchführen ließ, wurde der jeweilige Übergangsbereich aus der Auswertung ausgeklammert

Je länger die betrachtete Strecke (in Bohrmeter) war und je mehr Bohrkronen verbraucht wurden, desto besser ist auch die Qualität der erhaltenen Ergebnisse. In der Regel wurde die Mindeststrecke mit 5 Bohrkronenwechseln gewählt. Eine Fehlerabschätzung ergab eine Toleranz von etwa 10%.

5.1.3 Bohrgeschwindigkeit

Als zweites Hauptkriterium der Bohrbarkeit gilt der Bohrfortschritt in einem bestimmten Gebirge. Dabei lassen sich unterscheiden:

1. Bohrgeschwindigkeit (DIN 20301) oder Nettobohrgeschwindigkeit, ermittelt aus der Einzelbohrzeit (Nettoboehrzeit DIN 20301), die benötigt wird, um ein Sprengloch herzustellen. Sie wurde in der Kalotte oder der Strosse und in jedem Falle selbst ermittelt.
2. Bohrzeit oder Bruttoboehrzeit (DIN 20301), die nötig ist, um einen Abschlag in der Kalotte abzubohren. Sie konnte entweder selbst ermittelt oder den Tagesberichten der Baustelle entnommen werden.
3. Vortriebsleistung in der Kalotte in Abschlägen pro Arbeitstag bzw. Tunnelmeter pro Arbeitstag (netto, ohne Stillstände) und Tunnelmeter pro Monat (brutto, d. h. tatsächliche Leistung). Sie wurde in jedem Fall aus den Tagesberichten bzw. Leistungsdiagrammen der Baustelle ermittelt.

Die Bohrgeschwindigkeit wurde als wesentlicher Parameter für die Bohrbarkeitsuntersuchungen angesehen. Ihrer Ermittlung wurde deshalb besonderes Gewicht beigemessen.

(1) Bohrgeschwindigkeit

Die Nettobohrgeschwindigkeit ist diejenige Geschwindigkeit, mit der ein Bohrgerät in ein Gestein vordringt. Die Nettoboehrzeit bezeichnet die mittels Stoppuhr gemessene Zeit, die eine einzelne Bohrlafette vom Bohransatz bis zur Endteufe benötigt. Die Bohrgeschwindigkeit errechnet sich aus der Bohrlochlänge und der zugehörigen Nettoboehrzeit und gibt den Bohrfortschritt in Metern pro Minute an.

Zusammen mit der Aufzeichnung der geologischer Parameter bei der Ortsbrustkartierung wurde vor Ort eine repräsentative Anzahl von Nettoboehrzeiten mit der Stoppuhr gemessen (mind. 30, durchschnittlich 50 Werte) und anschließend in Nettobohrgeschwindigkeiten umgerechnet.

Die Bestimmung der Bohrlochlänge gestaltete sich dann einfach, wenn die Angriffstiefe der Futterlänge der Bohrlafette, z. B. 4,0 m, entsprach. In diesem Fall wurde immer bis zum Anschlag gebohrt. Der überwiegende Anteil der Messungen wurde aber an kürzeren Bohrlöchern durchgeführt, deren Länge sich aus der festgelegten Angriffstiefe und eigenen, stichprobenartigen Messungen mit einem Meterstab ergab. Häufig wurden von den Mineuren auch Farbmarkierungen an der Bohrlafette angebracht, an denen sich die Bohrtiefe direkt ablesen ließ. Es wurde danach getrachtet, mit einer hohen Zahl von Einzelmessungen eine möglichst aussagekräftige, statistische Datenerhebung durchzuführen. Dabei muß ein Meßfehler von ca. 10 % angenommen werden.

(2) Bohrzeit

Der Einfluß der Nettobohrzeit auf die Vortriebsleistung kann anhand der Bohrzeit (Bruttobohrzeit) eines Abschlags abgelesen werden. Sie besteht aus der Summe von Einzel-Nettobohrzeit, Umsetzzeit der Bohrlafette zu einem neuen Bohransatzpunkt, Anbohrzeit, Rüstzeit und allen Nebenarbeiten, die dem Bohren unmittelbar dienen (kurzfristige Wartung, Reparatur von Hydraulikschläuchen, Bohrkronenwechsel). Praktisch jedoch gehen das Bohren der Sprenglöcher, das Ankerbohren und das Besetzen derselben mit Munition („Nachlauf Laden“) fließend ineinander über. Die Bohrzeit ist deswegen als statistisch erzeugter Parameter allein nicht zur Charakterisierung des Bohrfortschritts geeignet. Insbesondere ist eine Berechnung der Bohrgeschwindigkeit über die Bruttobohrzeit - obwohl oft auf Baustellen so ermittelt - nicht nur ungenau, sondern häufig irreführend. Die Auswertung der Bohrzeit erfolgt am besten mit Tortendiagrammen, die durch die Anteile von Bohren, Nachlauf Laden, Schuttern und Sichern den gesamten Arbeitsablauf in der Kalotte für einen gewählten Homogenbereich veranschaulichen.

(3) Vortriebsleistung

Obwohl die Nettobohrgeschwindigkeit für den Vergleich der verschiedenen Gesteine bzw. Gebirge am besten geeignet ist, sind auch Betrachtungen der Vortriebsleistung - wie schon in der Einleitung geschildert - von großem Interesse. Da die Leistung eng mit dem Arbeitsablauf in der Kalotte verbunden ist, läßt sich beispielsweise mit ihr eine Verzögerung des Vortriebs wegen erschwelter Bohrbarkeit am besten begründen. Allerdings spielen eine Reihe von baubetrieblichen Faktoren eine Rolle, so daß die Vortriebsleistung weniger gut geeignet ist, um die Bohrbarkeit von Gesteinen zu untersuchen.

5.1.4 Gebirge: geologische Dokumentation

Die Aufzeichnung der geologischen Bedingungen während des Tunnelvortriebs ist die Diskussionsbasis der Untersuchungsergebnisse der Bohrbarkeit. Ihr wurde deshalb besondere Aufmerksamkeit geschenkt:

- Jeder Abschlag, bei dem Bohrzeitenmessungen durchgeführt und Gesteinsproben entnommen wurden, wurde in Form einer Ortsbrustaufnahme im Maßstab 1: 50 bis 1: 100 dokumentiert (Formblatt, Abb. 19). In unserer Praxis hat sich dies als äußerst vorteilhaft herausgestellt, da alle wesentlichen Informationen immer am gleichen Platz und in kurzer und prägnanter Form vorliegen.
- Der weitere Tunnelbereich wurde in Form einer baueologischen Dokumentation (Längsschnitt oder Abwicklung mit hochgeklappten Ulmen und Grundriß) im Maßstab 1: 100 bis 1: 200 entweder selbst oder durch den bearbeitenden Geologen der Baustelle erfaßt.
- Über den gesamten Tunnel wurde ein Längsschnitt mit den wichtigsten regionalen Merkmalen (Lagerungsverhältnisse, Gesteinsverteilung, Untersuchungsbereiche) in einem übersichtlichen Maßstab, z. T. mit Überhöhung, gezeichnet (vgl. Abbildungen in Abschnitt 5.2).

Die Ortsbrust-Dokumentationen und die baueologischen Dokumentationen sind sehr umfangreich und deshalb der vorliegenden Arbeit nicht beigelegt. Abb. 19 zeigt das Beispiel einer Ortsbrustaufnahme aus dem Michaelstunnel/Baden-Baden.

Die ingenieurgeologische Kartierung erfolgte nach den üblichen ingenieurgeologischen Kriterien und nach den Empfehlungen der IAEG (1981) und ISRM (1978d, c).

Besondere Berücksichtigung fanden dabei:

- (1) Durchtrennungsgrad
- (2) Verwitterungszustand und Grad der hydrothermalen Veränderung des Gebirges (Zersetigungsgrad)
- (3) Kornbindung bzw. Festigkeit im Geländeversuch
- (4) Einfluß der Gesteinsanisotropie

Ein eventuelles Quellvermögen von angetroffenen Gesteinen sowie Bohrererschwernisse durch das Gebirge wurden bei der Ortsbrustaufnahme aufgezeichnet. Ein anomaler Primärspannungszustand wurde in keinem der sieben Tunnel erkannt. Ebenso kam es nicht zu Erschwernissen durch ungewöhnlich hohe Bergwasserzutritte oder durch einen besonderen Chemismus des Bergwassers.

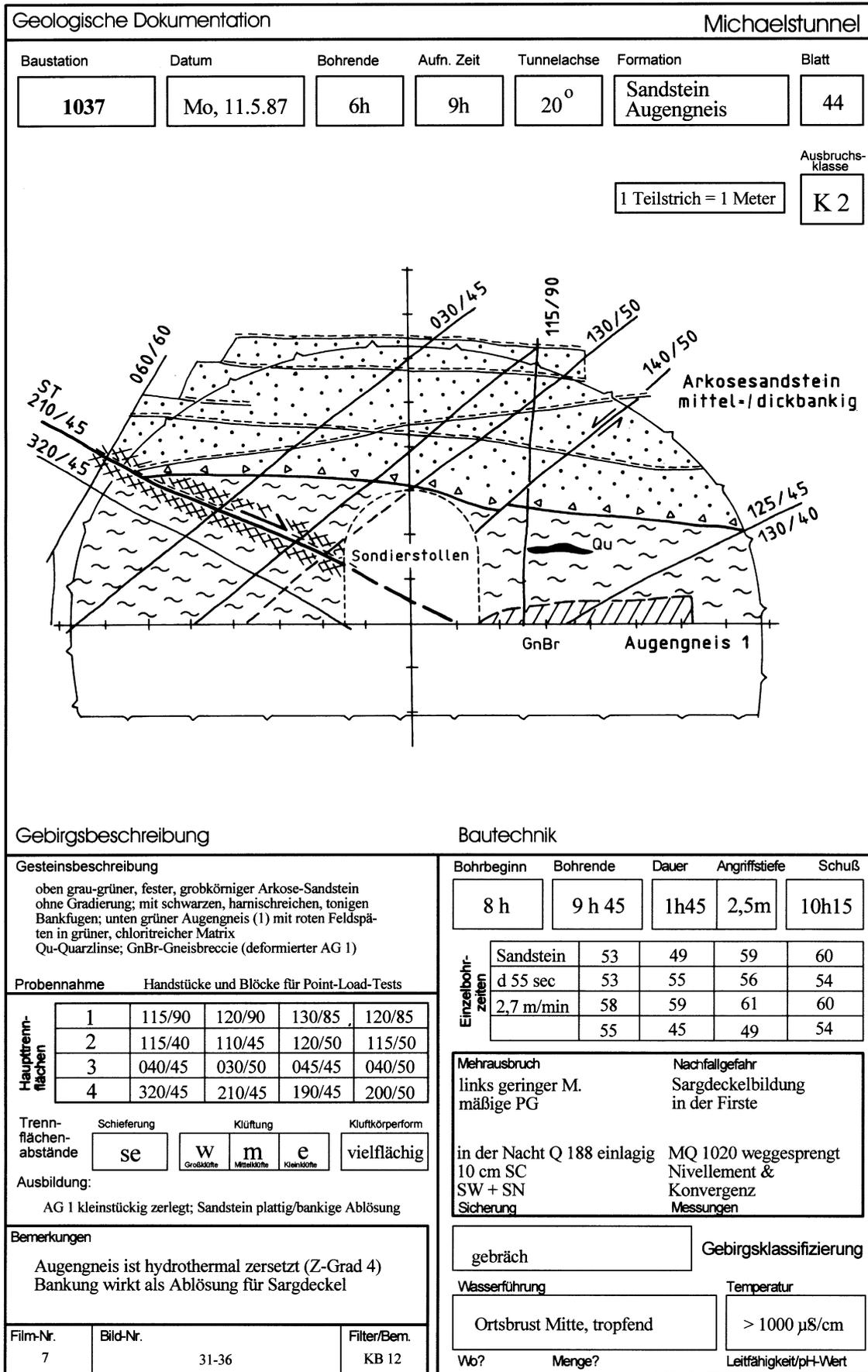


Abb. 19: Beispiel einer Ortsbrustaufnahme aus dem Michaelstunnel/Baden-Baden. Tunnelmeter 1037: Sedimentäre Auflage von oberkarbonischen Arkose-Sandsteinen auf hydrothermal zersetztem Chlorit-Serizit-Augengneis (Typ 1).

(1) Durchtrennungsgrad

Der Grad der Durchtrennung des Gebirges stellt ein Maß für die Entfestigung und Auflockerung des Gesteinsverbandes dar. Dadurch nimmt er großen Einfluß auf Bohrgeschwindigkeit und Sprengstoffverbrauch. Eine rechnerische Bestimmung, wie sie MÜLLER-SALZBURG (1963: 149 ff., 232 ff.) oder STINI (Klüftigkeitsziffer k , 1922, 1950) vorgeschlagen haben, kam bei der notwendigen Geschwindigkeit der Aufnahme im Tunnel nicht in Frage. Deshalb wurde der räumliche Durchtrennungsgrad anhand der mechanisch wirksamen und nicht durch Verkieselung plombierten Trennflächen sowie ihrer mittleren Abstände und flächenmäßigen Erstreckung nur generell für jeweils eine Formation geschätzt. Dabei wurde die Einteilung der Trennflächenabstände nach Empfehlungen der deutschen Geologischen Landesämter, basierend auf den Empfehlungen der IAEG (1981) und ISRM (1978d) durchgeführt (Tab. 21).

Tab. 21: Kategorien von Trennflächenabständen nach IAEG (1981) und ISRM (1978d), nach unten hin erweitert.

Schichtung	Klüftung und Schieferung	IAEG-Term	Abstände
massig gebankt	sehr weitständig	very widely spaced	größer 200 cm
dickbankig	weitständig	widely spaced	60 - 200 cm
mittelbankig	mittelständig	medium spaced	20 - 60 cm
dünnbankig	engständig	closely spaced	6 - 20 cm
dickplattig	dichtständig	very closely spaced	2 - 6 cm
dünnplattig	sehr dichtständig	---	0,6 - 2 cm
blättrig	zerbrochenes Gestein in einer Störungszone	---	kleiner 0,6 cm

Tab. 22: Kriterien für die Einteilung bzw. Unterscheidung von Klüften.

Kluftart	Fläche	Längserstreckung
Kleinkluft	kleiner 10 m ²	kleiner 1 m
Mittelkluft	10 - 100 m ²	1 - 10 m
Großkluft	größer 100 m ²	größer 10 m

Tab. 23: Kriterien für die Einteilung bzw. Unterscheidung von Klüften und Störungen.

Typ	typische Ausbildung	Auswirkung
Großkluft	tonig-schluffige Bestege	mm-Bereich
Kleinstörung	Ruschelzone im cm-Bereich Mylonit im mm-Bereich	cm-Bereich
Mittelstörung	Mylonit im cm-Bereich	dm-Bereich
Großstörung	Mylonit im dm-Bereich	mind. m-Bereich

Die Werte der Abstände der Mittel- und Kleinklüfte können so auch für direkte Vergleiche in Diagrammen z. B. mit Bohrgeschwindigkeiten herangezogen werden. Weitere Einteilungskriterien für die Unterscheidung von Trennflächen zeigen Tab. 22 und Tab. 23.

(2) Verwitterungszustand und Grad der hydrothermalen Zersetzung

Der Verwitterungszustand des Gebirges hat sich in vielen Tunnelprojekten als ein maßgeblicher Faktor der Gebirgsfestigkeit und auch zur Erklärung sowohl der gesteinspezifischen Kennwerte als auch der Bohrbarkeit herausgestellt. Deshalb wurde eine Klasseneinteilung der Verwitterungsgrade in Anlehnung an die Empfehlungen der ISRM (1978d: 347) und IAEG (1981: 244) durchgeführt.

Tab. 24: Verwitterungsgrade nach Empfehlungen der ISRM (1978d: 347) und IAEG (1981: 244), ergänzt um eine Verwitterungsklasse „3“.

W	IAEG-ISRM	V	Bezeichnung nach Spaun
I	fresh	1	frisch und unverwittert (Fels) Es sind keine farblichen, mikro- oder makroskopischen Veränderungen erkennbar.
II	slightly	2	angewittert Erste Verfärbungen sind durch mikroskopische Zersetzung von Mineralen erkennbar, verringerte Druckfestigkeit des Gesteins.
-	-	3	leicht verwittert Die Färbung ist deutlich rotbraun entlang von Klüften, das Gestein ist deutlich (bis zu 15%) entfestigt.
III	moderately	4	mittelstark verwittert Entlang von Klüften tritt starke Verwitterung auf, die Reibung entlang dieser Trennflächen ist deutlich herabgesetzt, weniger als 40-50% des Gesteins sind zersetzt; alle niedrigeren Verwitterungsstufen treten nebeneinander auf; ein für das Baugeschehen besonders kritischer Zustand.
IV	highly	5	stark verwittert Mehr als 40-50% des Gesteins sind zersetzt, die ursprüngliche Struktur ist aber noch gut erkennbar, die Klüfte bestimmen noch das Gesamtverhalten des Gesteins, obwohl die Reibung entlang der Klüfte stark herabgesetzt ist.
V	extremly	6	sehr stark verwittert Die Trennflächen sind nun wirkungslos, der ursprüngliche Zusammenhalt des Gesteins ist kaum noch vorhanden, aber die ursprüngliche Gesteinsstruktur ist noch in großen Bereichen erkennbar.
VI	residual soil	7	völlig verwittert (Boden) Die ursprünglichen Strukturen und die Gesteinszusammensetzung sind restlos zerstört, es ist eine deutliche Volumenänderung feststellbar, aber der Boden ist nicht wesentlich transportiert worden.

Tab. 25: Grade der hydrothermalen Zersetzung analog zur Einteilung der Verwitterungsgrade nach Empfehlungen der ISRM (1978d: 347) und IAEG (1981: 244), ergänzt um eine Klasse „3“.

W	IAEG-ISRM	Z	Bezeichnung (analog zur Verwitterung)
I	fresh	1	frisch und unverwittert (Fels) Es sind keine farblichen, mikro- oder makroskopischen Veränderungen erkennbar.
II	slightly	2	Veränderung in Spuren Erste Verfärbungen sind durch mikroskopische Zersetzung von Mineralen erkennbar, verringerte Druckfestigkeit des Gesteins.
-	-	3	leicht zersetzt Die Färbung ist deutlich gelb-braun entlang von Klüften, das Gestein ist deutlich (bis zu 15%) entfestigt.
III	moderately	4	mittelstark zersetzt Entlang von Klüften tritt starke Zersetzung mit typisch gelb-brauner Färbung auf, die Reibung entlang dieser Trennflächen ist deutlich herabgesetzt, weniger als 40-50% des Gesteins sind zersetzt; alle niedrigeren Zersetzungsstufen treten nebeneinander auf; ein für das Baugeschehen besonders kritischer Zustand.
IV	highly	5	stark zersetzt Mehr als 40-50% des Gesteins sind zersetzt, die ursprüngliche Struktur ist aber noch gut erkennbar, die Klüfte bestimmen noch das Gesamtverhalten des Gesteins, die Reibung entlang der Klüfte ist stark herabgesetzt.
V	extremly	6	sehr stark zersetzt Die Trennflächen sind nun wirkungslos, der ursprüngliche Zusammenhalt des Gesteins ist kaum noch vorhanden, aber die ursprüngliche Gesteinsstruktur ist noch in großen Bereichen erkennbar.
VI	residual soil	7	völlig zersetzt (Lockergestein) Die ursprünglichen Strukturen und die Gesteinszusammensetzung sind restlos zerstört, es ist eine deutliche Volumenänderung feststellbar, aber das Lockergestein ist nicht wesentlich transportiert worden.

In der Praxis hat es sich als günstig herausgestellt, eine zusätzliche Verwitterungsklasse zwischen „slightly“ und „moderately“ einzuführen (nach SPAUN, unveröffentlicht).

Hydrothermale Umwandlungen können sich, wie im Fall des Michaelstunnels aufgetreten, ebenfalls ausgesprochen negativ auf die Gebirgs- und Gesteinsfestigkeit auswirken. Mit dem Zersetzungsgrad wird der Grad der hydrothermalen Veränderung beschrieben, der sich hauptsächlich in einer erst unter dem Mikroskop erkennbaren Serizitisierung der Feldspäte äußert. Die Umwandlung der Feldspatkörner, vorzugsweise Plagioklas, beginnt mit einer Eintrübung des Kristalls und führt schließlich zur vollständigen Verdrängung des ursprünglichen Minerals durch feinschuppigen Serizit. Als weiches, leicht deformierbares und hervorragend spaltbares Mineral setzt es die innere Reibung - vornehmlich entlang der Korngrenzen - im Gestein herab und damit auch seine felsmechanischen Kennwerte.

Makroskopisch läßt sich diese Zersetzung praktisch nicht von einer Verwitterung unterscheiden. Sie konnte deshalb mit der gleichen Einstufung wie die Verwitterung behandelt werden (Tab. 25).

(3) Festigkeit und Kornbindung

Die Ansprache der Festigkeit und Kornbindung vor allem von klastischen Gesteinen (Fanglomeraten, Konglomeraten, Sandsteinen und Tonschluffsteinen) mit Bindemitteln, aber auch von verwitterten oder zersetzten Gesteinen erfolgte in Anlehnung an DIN 4022 T1. Die Skala wurde nach unten hin um zwei Stufen erweitert (Tab. 26).

Tab. 26: Kornbindung, Tabelle zur Bewertung der Kornbindung in Anlehnung an DIN 4022 T1.

Kornbindung bzw. Festigkeit	Geländeversuch (nach DIN 4022 T1)
sehr gut	mit Stahlnagel/Messerspitze nicht ritzbar
gut	mit Stahlnagel/Messerspitze schwer ritzbar
mäßig	mit Stahlnagel/Messerspitze leicht ritzbar
schlecht bzw. fest	Abreiben von Gesteinsteilchen mit den Fingern möglich bzw. mit dem Fingernagel ritzbar
Kornbindung bzw. Festigkeit	ergänzend zu DIN 4022 T1
mürbe („milde“)	Kanten mit den Fingern abbrechbar
entfestigt	Gestein mit den Fingern zerdrückbar

(4) Einfluß der Gesteinsanisotropie

Als wichtige, textuelle Materialeigenschaft der Gesteine hat sich die Anisotropie herausgestellt (vgl. WANNER 1975a, 1975b, 1980, BÜCHI 1984, SPAUN & THURO 1994). Der Begriff wird in dieser Arbeit für das Phänomen verwendet, daß Gesteine unterschiedliche, felsmechanische Eigenschaften in verschiedenen Belastungsrichtungen besitzen können (vgl. BAUER 1973, TSIDZI 1990, KWAŚNIEWSKY & MOGI 1990).

Eine typische Eigenschaft ist dabei die vorzügliche Spaltbarkeit von kristallinen Schiefen (im Sinne der Definition von FRITSCH et al. 1967), die durch ein bevorzugtes, paralleles Wachstum von Phyllosilikaten wie Glimmer oder Chlorit entlang der Schieferungsrichtung hervorgerufen wird. Sie äußert sich zunächst bei den felsmechanischen Versuchen in einer geringen Scherfestigkeit parallel zur Schieferungsfläche bzw. geringen Zugfestigkeit senkrecht zu ihr. Dabei läßt sich eine graduelle Abstufung in der mechanischen Ausbildung der Schieferungsflächen durchführen (Tab. 27).

Diese Eigenschaften waren besonders bei der Auswahl der Proben und ihrer Orientierung bezüglich der Belastungsrichtung bei den Felstests zu berücksichtigen.

Im Gegensatz zur Schieferung besitzt die Schichtung erfahrungsgemäß keine so deutlichen Auswirkungen auf felsmechanische Kennwerte oder Bohrbarkeit. Die in Frage kommenden Gesteine (z.B. Ton-

schiefer, Tonschluffstein-Sandstein-Wechselfolgen, Sandsteine) weisen üblicherweise eine zu geringe Festigkeit auf, so daß signifikante Unterschiede allein auf diese Tatsache zurückzuführen sind.

Tab. 27: Einteilung der Anisotropie und einiger Merkmale von anisotropen, kristallinen Gesteinen.

Anisotropie	Merkmale	Beispiele von Gesteinen
hochgradig	Schieferungsflächen mit Serizit und Chloritschüppchen besetzt; hervorragende blättrige Spaltbarkeit, Spaltflächen eben und glatt bis rau	Glimmerschiefer Serizit-Chlorit-Phyllit, Quarzphyllit
stark	Schieferungsflächen mit Serizit und Chloritschüppchen besetzt; gute Spaltbarkeit, Spaltflächen knollig bis wellig	chloritreiche Augengneise, Schiefergneise, verfälschter Quarzphyllit
deutlich	Schieferungsflächen mit Serizit und Chloritschüppchen besetzt, aber nur mäßige Spaltbarkeit, Spaltflächen unregelmäßig, uneben, holperig	chlorit- und serizitarme Augengneise, Grünschiefer, Glimmerquarzite
nicht vorhanden	keine Schieferung erkennbar, keine bevorzugte Spaltbarkeit	Granit, Kalk, Dolomit, Sandsteine, wenn ungeschichtet

5.1.5 Probennahme für die Laboruntersuchungen

Die Probennahme hat nach unserer Erfahrung einen viel größeren Einfluß auf die Ergebnisse der Laboruntersuchungen als die Durchführung der Versuche selbst. Diese Erfahrung wird durch Vergleiche zwischen Projekt-Voruntersuchungen und Beweissicherung während der Projekt-Durchführung immer wieder bestätigt. Bei der Entnahme von Proben wurde deshalb besonders sorgfältig vorgegangen. Allerdings ist eine Konservierung des natürlichen Wassergehalts, wie oft in Empfehlungen oder in der Literatur angegeben, in der Praxis nicht möglich. Zudem ist es bei Felstests unumgänglich, die gewonnenen Proben mit Gesteinssäge und z. T. Endflächenschleifgerät zu behandeln. Dadurch ändert sich der Wassergehalt in jedem Fall.

(1) Sprengaufwerk

Um einen direkten Vergleich von Bohrgeschwindigkeit und Festigkeitswerten zu ermöglichen, wurden nach der Bohrzeitenmessung aus dem Sprengschutt des zugehörigen Abschlags repräsentative Blöcke für die Labortests ausgesucht. Dabei wurden aus den 7 Tunnelvortrieben insgesamt ca. 4 Tonnen Gestein als Proben gewonnen.

Bei dieser Art von Probennahme sind zwei gegenläufige Trends bemerkenswert:

- positive Auslese: Da die schwächeren Partien des Gesteins bei der Sprengung zu kleinerem Stückwerk zerfallen, werden vermehrt härtere Proben zur Bearbeitung ausgewählt.
- negativer Einfluß der Sprengung: Durch Sprengauflockerung des Gesteins erfolgt eine weitere Öffnung bereits existierender Risse und die Bildung neuer Mikrorisse im Gestein. Die Sprengauflockerung geht bei schonendem Sprengen nach unserer Erfahrung praktisch nicht mehr als etwa einen halben bis einen Meter ins Gebirge.

Diese beiden Trends dürften sich bei normaler Ausbildung des Gebirgsverbands im Mittel gegenseitig aufheben. Es wurden im Laufe der Arbeit vergleichende Versuche zwischen „ungestörten“ (z. B. direkt aus der Ortsbrust gebohrten) und aus dem Sprengaufwerk entnommenen Proben durchgeführt. Dabei lagen die Unterschiede immer im Bereich der normalen Streuung der felsmechanischen Kennwerte. Ein eindeutiger Trend, z. B. einer geringeren Sprengauflockerung bei härteren Gesteinen gegenüber weniger harten, ließ sich nicht feststellen.

Werden jedoch Proben aus stärker durchtrennten oder zerrütteten Gebirgszonen entnommen (z. B. aus Störungszonen), so wird der Trend der positiven Auslese überwiegen. Dies ist vor allem bei der Korrelation der Bohrgeschwindigkeiten mit den Ergebnissen der einaxialen Druckfestigkeit in diesen Störungszonen zu berücksichtigen.

Um möglichst wenig Blöcke mit Mikrorissen oder latenten Brüchen in das Labor zu transportieren, wurden die ausgesuchten Blöcke vorher mit einem Schmidt'schen Rückprallhammer „abgeklopft“. Aus den Prallhammerwerten lassen sich mit Hilfe von Umrechnungsdiagrammen einaxiale Druckfestigkeiten schon recht genau vorhersagen (SACHPAZIS 1990, WOSZIDLO 1989). Lagen die Prallhammerwerte unter dem üblichen Durchschnitt, wurde der Block nicht verwendet.

Es ist während des Vortriebs zu aufwendig, Blöcke oder Bohrkern direkt aus der Ortsbrust zu entnehmen, um so das tatsächlich gebohrte Gestein auch als Probe im Labor testen zu können. Umso wichtiger ist es, durch geologische Beobachtung sicherzustellen, daß die ausgesuchte Probe aus dem Sprenghaufwerk in seinem Gesteinscharakter dem an der Ortsbrust gebohrten Gestein entspricht.

Eine direkte Entnahme aus der Ortsbrust per Bohrgerät hat sogar einige gravierende Nachteile:

- Risse und Kleinklüfte, die den Gebirgsverband durchziehen, sind für den Bereich „vor der Ortsbrust“ schlecht prognostizierbar, so daß dadurch die Ausbeute an rissefreien, ausreichend langen Gesteinszylindern oft sehr mager ausfällt.
- Eine Vorprüfung mit dem Schmidt'schen Rückprallhammer kann an Bohrkernen mit \varnothing 100 mm praktisch nicht durchgeführt werden. Die Vorauslese kann also nicht stattfinden.
- Eine Bohrkampagne ist aufwendig und teuer und sollte deshalb nur in Ausnahmefällen (z. B. Beweissicherung) in Betracht gezogen werden.

(2) Kernbohrungen

Anhand von Kernbohrungen sollte ein repräsentatives Bild der technischen und petrographischen Eigenschaften von Gesteinen der ersten 2500 Tunnelmeter beider Baulose des Inntaltunnels gewonnen werden. Zu diesem Zweck wurden in beiden Baulosen nach dem laufenden Vortrieb jeweils im Abstand von etwa 500 m insgesamt 11 Entnahmestellen so ausgewählt, daß sich ein repräsentativer Querschnitt aus den angetroffenen Ausbruchsklassen beider Baulose ergab. An jeder Entnahmestelle, die in Nischen neben der Haupttunnelröhre liegen, wurden jeweils Bohrungen mit einer Länge von 3 - 4 m sowohl rechtwinklig als auch parallel zur Tunnelachse abgeteuft. So war es möglich, insgesamt 96 Laufmeter Bohrkern mit unterschiedlicher Orientierung der Schieferung aus ein und demselben Streckenabschnitt zu gewinnen. In unmittelbarer Nähe dieser Entnahmestellen sind noch während des laufenden Kalottenvortriebs an der Ortsbrust Bohrzeiten gemessen worden. Ergänzt wurden diese Kernbohrungen durch eine Probennahme aus dem Haufwerk an den Stellen, wo weitere Bohrzeitenmessungen stattgefunden haben.

Auch im Altenbergtunnel wurden kurze Kernbohrungen abgeteuft: An insgesamt vier Entnahmestellen wurden im Bereich der Banketten zur Charakterisierung von Gestein und Gebirge Kerne mit einer Länge von je 2,5 m gewonnen.

5.2 Laboruntersuchungen

5.2.1 Dünnschliffuntersuchungen

In den verfügbaren Proben wurden an für die Gesteinszusammensetzung möglichst repräsentativen Stellen Proben entnommen und aus ihnen Dünnschliffe hergestellt.

Zweck und Anwendung

Die Gesteinsdünnschliffe geben Aufschluß über den Mineralbestand (stoffliche Zusammensetzung) und das Mikrogefüge, welche beide das gesteintechnische Verhalten wesentlich bestimmen. Beispielsweise spielt für die Lösbarkeit (Bohrbarkeit) des Gebirges der Quarzgehalt eine entscheidende Rolle.

Der modale Mineralgehalt wurde durch lichtoptische Bestimmung und Auszählen von Mineralkörnern ermittelt. Im Gegensatz dazu würde sich mit einer normativen Analyse mittels Röntgendifraktometrie (RDA) aus der Kombination verschiedener Methoden und dem Vergleich über geeichte Standardmessungen der normative Mineralgehalt errechnen lassen. Die Fehler von ca. 5% sind bei beiden Methoden gleich, eine Beurteilung des Gefüges ist jedoch nur in Dünnschliffen möglich.

Trotzdem stimmen die Ergebnisse beider Methoden, insbesondere bei sehr feinkörnigen Gesteinen bzw. Gesteinen mit hohem, unter dem Lichtmikroskop nicht mehr auflösbarem Matrixanteil häufig nicht überein: Bei der Modalanalyse wird üblicherweise ein etwas geringer Quarzanteil bestimmt. Allerdings ist der feinstkörnige Quarz - z.B. in einem Tonstein - erfahrungsgemäß nicht verschleißrelevant.

Mikroskopiereinrichtung

Zur Beurteilung der petrographischen Zusammensetzung wurde ein Zeiss-Stereomikroskop mit Fotoeinrichtung und mit Vergrößerungen von 5 bis 100fach verwendet. Die Fotos für die Dokumentation wurden mit Konversionsfilter (KB 12) auf Tageslicht-Diafilm (Agfachrome professional, 50 ASA) aufgenommen. Typische oder zum Teil auch auffällige Bereiche wurden sowohl im normalen Durchlicht als auch bei polarisiertem Durchlicht (gekreuzte Nicols) fotografisch dokumentiert. Um das Mikrogefüge mit seinem charakteristischen Verzahnungsmuster wirksam abbilden zu können, wurden geringe Vergrößerungen (10 bis 25fach) gewählt.

Auswertung

Der Mineralbestand wurde im Dünnschliffbereich mit Hilfe eines Point-Counters statistisch ausgezählt (500 - 2000 Zählpunkte pro Schliff) und so der prozentuale Anteil der jeweiligen Mineralart bestimmt. Das Gefüge wurde mit seiner Struktur und Textur in Anlehnung an die Empfehlungen der ISRM (1978 c) beschrieben.

Bestimmung des äquivalenten Quarzanteils

Die Abrasivität eines Gesteins wird durch den gesamten Mineralbestand, seine Struktur und Textur bestimmt. Nach verschiedenen Autoren (RESKA 1964, SCHIMAZEK & KNATZ 1970, 1976, HOSCHER 1979, HEYNE 1980, GUNSALLUS & KULLHAWY 1984) steigt die Abrasivität mit dem Anteil an schleißscharfen Mineralen, vornehmlich Quarz. Obwohl Quarz mit seiner MOHS'schen Härte von 7 und seiner weiten Verbreitung in Gesteinen als das am stärksten abrasiv wirkende Mineral gegenüber Bohrwerkzeugen gilt, sind auch alle anderen Minerale als verschleißrelevant anzusehen, die eine MOHS'sche Härte größer ist als diejenige von Werkzeugstahl (ca. MOHS 5,5) besitzen. Darüberhinaus dürfen jedoch auch Minerale mit geringerer Härte aufgrund ihrer Schleifwirkung nicht völlig außer acht gelassen werden.

Deshalb wird die Berechnung eines äquivalenten Quarzanteils vorgeschlagen: die Gesamtheit der den Verschleiß bestimmenden Minerale als Summe ihrer Prozentanteile mal ihrer Schleiffestigkeit bezogen auf Quarz. Diese Berechnungsmethode wird von den großen Bohrstahlherstellern¹ und Planern² bzw. Ingenieurbüros³ verwendet und auch von SCHIMAZEK & KNATZ (1970) vorgeschlagen. Dabei bestimmen maßgeblich Minerale ab einer MOHS'schen Härte von 5,5 (=Stahl) den Verschleiß.

¹ z. B. Atlas Copco MCT AB; Sandvic Coromant

² z. B. TIWAG - Tiroler Wasserkraftwerke AG, frdl. Mittl. von Dr. TENTSCHERT

³ z. B. Büro für Baueologie Dr. JACOBS, frdl. Mittl. von Dr. JACOBS; GEOTEST, frdl. Mittl. von Dr. BÜCHI

Formel 1: Bestimmung des äquivalenten Quarzanteils über die Schleifhärte nach Rosiwal.

$$\ddot{a}Qu = \sum_{i=1}^n A_i \cdot R_i$$

mit A_i - Anteil der Mineralart i (nach Modalanalyse)
 R_i - Schleifhärte der Mineralart i nach ROSIWAL in Prozent von Quarz
 n - Anzahl aller Minerale

Bei der Bestimmung der Schleiffestigkeit (hier gleichgesetzt mit der Schleifhärte) der Minerale bezieht man sich dabei immer noch auf die Arbeiten von ROSIWAL (1896, 1916). Den Zusammenhang zwischen Ritzhärte nach MOHS und Schleifhärte nach ROSIWAL gibt Abb. 20 wieder. Mit dem Diagramm lassen sich auch von solchen Mineralen die Schleifhärten abschätzen, die nicht im Versuch bestimmt worden sind. In der Tab. 28 sind die verwendeten Schleifhärten nach ROSIWAL und Ritzhärten nach MOHS aufgeführt.

Tab. 28: Schleiffestigkeit gesteinsbildender Minerale. Absolute Schleifhärte nach ROSIWAL und relative Ritzhärte nach MOHS (Zusammengestellt nach ROSIWAL 1896, 1916 und frdl. Mittl. von TENTSCHERT).

Minerale	Schleifhärte			Ritzhärte		
	min	Mittel*	max	min	Mittel*	max
Diamant		(117.000)			10	
Wolframcarbid**		?			9,5	
Saphir („Edelkorund“)		1.765			9	
gemeiner Korund	647	798	949		9	
Topas	87	104	121		8	
Staurolith, Zirkon		100		7	7,5	8
Quarz	86	100	100		7	
Granat	50	75	100	6,5	6,5	7,5
Olivin		65		6,5	6,5	7
Epidot, Zoisit	30	60	100	6	6,5	7
Amphibole, Pyroxene	22	55	65	5,5	6	6,5
Pyrit, Hämatit	50	55	60		6	6,5
Orthoklas	25	32	37		6	
Plagioklas frisch	25	32	37	5	6	6
andere Erze	4	20	40		5	
Plagioklas zersetzt	3	16	27	3	5	5
Apatit	4	10	16		5	
Titanit, Magnetit	5	10	15	5	5,5	5,5
Fluorit	2,8	3	3,1		4	
Glimmer	2	3	4	2,5	2,5	3
Calcit	1,9	2,9	3,9		3	
Chlorit	1	2	3	2	2,5	2,5
Salz	1,2	1,2	1,4		2	
Gips	0,36	0,6	0,61		1,5	
Talk	0,47	0,5	0,59		1	

* für das Diagramm in Abb. 20 verwendete Mittelwerte

** Hartmetall der Bohrkronen, Härte selbst ermittelt mit Härteprüflehre

Die große Streuung in der Tab. 28 kommt zum einen durch die Mischkristallbildung einzelner Mineralfamilien, durch die unterschiedliche Härte entlang einzelner Spaltflächen (Kristallanisotropie) sowie durch Unterschiede in der Verwitterungs- oder Zersetzungsresistenz der Minerale zustande.

Der Bezug auf ein technisches Härteprüfverfahren (z. B. Vickers-Härte) wäre zwar grundsätzlich möglich, da auch hier ein guter Zusammenhang besteht (Abb. 21). Allerdings existieren bei keinem der gängigen technischen Verfahren (Vickers, Brinell, Rockwell) Mineralhärte-Bestimmungen in ausreichendem Maße, da es sich bei ihnen hauptsächlich um Stahlprüfverfahren handelt. Lediglich die Vickers-Härte ist beim Testen von Kohle weit verbreitet (DAS 1974).

Das Beispiel einer Dünnschliffauswertung bzw. -dokumentation mit Berechnung des äquivalenten Quarzanteils ist auf den folgenden beiden Seiten abgebildet.

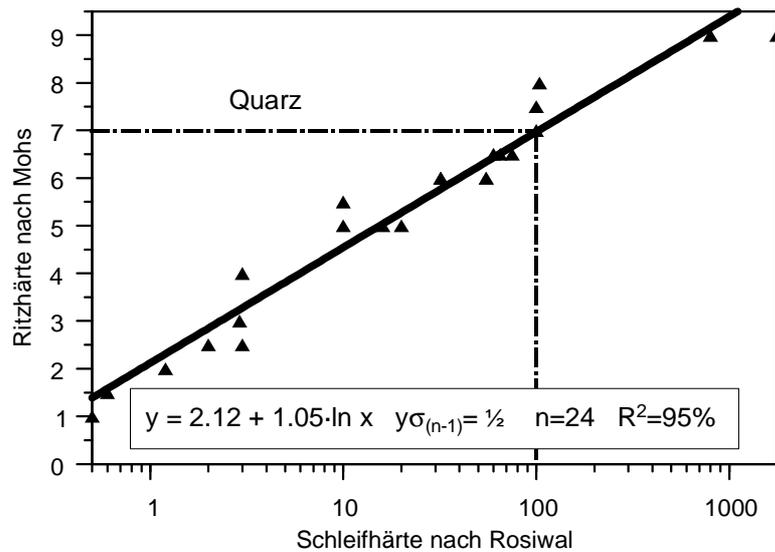


Abb. 20: Schleifhärte nach ROSIWAL (Mittelwerte), aufgetragen gegen Ritzhärte nach MOHS in einem halb-logarithmischen Diagramm. Eingezeichnet ist eine logarithmische Regressionskurve (erscheint als Gerade) mit statistischen Maßzahlen.

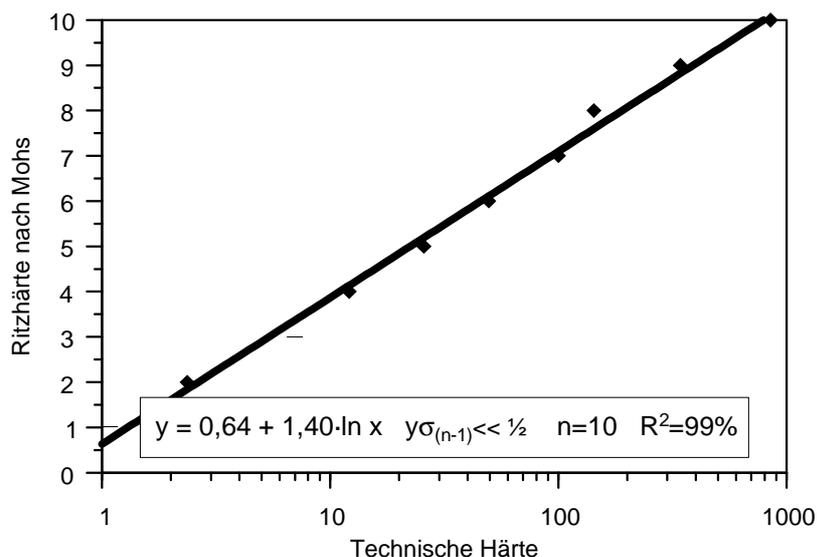


Abb. 21: Technische Härte als Mittelwerte nach 8 verschiedenen Härteprüfverfahren (TRÖGER 1954), aufgetragen gegen die Ritzhärte nach MOHS in einem halb-logarithmischen Diagramm. Eingezeichnet ist eine logarithmische Regressionskurve (erscheint als Gerade) mit statistischen Maßzahlen.

S 4/1

Quarzphyllit

(Innsbrucker Quarzphyllit)

Süd 1870 m

Albit-(Serizit-Chlorit)-Quarzphyllit, biotit- und karbonatführend

Beschreibung:

Das Gestein besteht aus einem parallel ausgerichteten, engen Wechsel von hellen, serizitreichen Quarzlagen und dunkleren, quarzreichen Serizit-Chlorit-Leisten (Paralleltextur). In den dünnen Strängen von Serizit und z. T. chloritisiertem Biotit mit Quarz-, Feldspat- und Titanitkörnern ist nur untergeordnet eine flache Fältelung entlang der Schieferung zu erkennen. Die grobkörnigen, spröden Quarz-Feldspatleisten sind innerhalb der lang durchziehenden Lagen gut mit den blättrigen Mineralen verzahnt.

Der nestförmig vorkommende Chlorit entwickelt sich retrograd aus Biotit und korrodiert diesen. Sehr auffällig ist der neugesproßte Titanit mit typischen, pleochroitischen Höfen, welche vermutlich durch einen hohen Thorium-Gehalt verursacht werden. Karbonatische Zwickelfüllungen und Kluffüllungen sind häufig.

Dieses Gestein zeichnet sich gegenüber allen anderen Gesteinen sowohl durch einen höheren Metamorphosegrad aus (Biotitreichum zeugt von einer Metamorphose-Temperatur deutlich über 400 °C, d. h. höher temperierte Grünschieferfazies), als auch durch das straffe, zeilige Gefüge und die im Durchschnitt deutlich höhere Körnigkeit. Das im Vergleich mit anderen Entnahmestellen stärker homogenisierte und weniger teilbewegliche Gefüge wird sicher durch den höheren Metamorphosegrad verursacht.

Mineralbestand

Hauptgemengteile	Anteil [%]	Bemerkungen	Schleiffestigkeit nach Rosiwal	Äquivalenter Quarzgehalt [%]
Quarz	46%	zus. mit Feldspat in Zeilen	100	46%
Feldspat	16%	albitreicher Plagioklas	32	5,1%
Serizit	11%	leistenförmig zus. mit Chlorit/Biotit	3	0,3%
Chlorit	11%	eng mit Biotit verwachsen	2	0,2%
Biotit	9%		4	0,4%
Nebengemengteile				
Titanit	3%	mit pleochroitischen Höfen	10	0,3%
Karbonat	3%	in Zwickeln und als Kluffüllung	2,9	0,1%
Akzessorien				
opake Minerale	1,5%	Pyrit	55	0,8%
Summe	100,5%		Summe	53,2%

Nomenklatur nach Fritsch, Meixner und Wieseneder 1967:

- 1 - Quarzit
- 2 - Glimmer-Quarzit
- 3 - Quarzphyllit
- 4 - Phyllite, Chloritschiefer
- 5 - Serizitfels
- 6 - Albit-Quarzit
- 7 - Albit-(Chlorit)-Quarzphyllit
- 8 - Albit-(Chlorit)-Phyllit
- 9 - Quarzit-Gneise
- 10 - Serizit-Chlorit-Gneise
- 11 - Albit-Gneisphyllit
- 12 - Quarz-Albit-Fels
- 13 - Albitfels

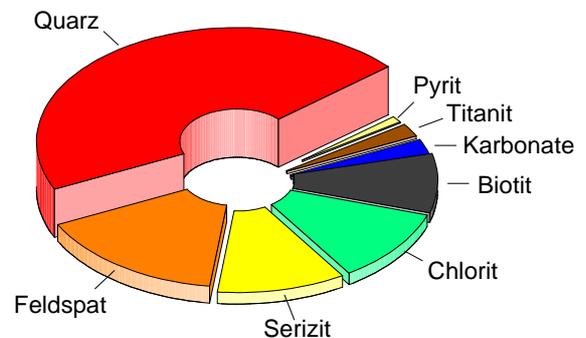
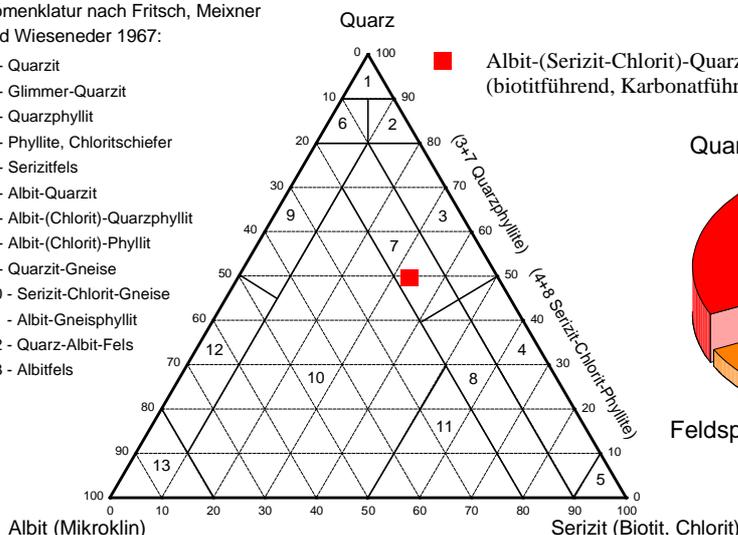


Abb. 22: Beispiel einer Dünnschliffdokumentation aus dem Inntaltunnel/Innsbruck. Nomenklatur nach FRITSCH et al. (1967) und mineralogische Zusammensetzung des Quarzphyllits S 4/1.

Beurteilung des Gefüges

Ein hoher äquivalenter Quarzanteil muß aber nicht automatisch zu einem hohen Bohrstahlverbrauch führen, wie im Abschnitt 6.4.4 Einfluß der Porosität ab Seite 117 an Sandsteinen noch nachgewiesen wird. Der Einfluß des Mineralgehalts auf die Abrasivität ist eng mit der strukturellen Verzahnung der Körner im Kornverband (HOWARTH & ROWLANDS 1987: 59) und der Festigkeit des Bindemittels (SCHIMAZEK & KNATZ 1970, 1976) verbunden.

Eine Einteilung verschiedener Gefüge und ihr direkter Einfluß auf die Abrasivität konnte an den untersuchten Gesteinen jedoch nicht durchgeführt werden. Vornehmlich fehlen Gesteine mit einem extremen Verzahnungsgrad wie ihn beispielsweise Gabbros, Basalte, Granatamphibolite oder Serpentinite aufweisen können, in den untersuchten Projekten. Auch eine rechnerisch-statistische Bestimmung des Verzahnungsgrades nach HOWARTH & ROWLANDS (1987) kam für diese Studie nicht in Frage, da sie äußerst aufwendig ist und deshalb in der Praxis wahrscheinlich gar nicht zum Einsatz käme.

Deshalb wurde die Beurteilung des Gefüges nach petrographischen Gesichtspunkten in Anlehnung an die Empfehlungen der ISRM (1978c) durchgeführt. Die Ergebnisse sind ein wichtiger Bestandteil der Diskussion der gesteintechnischen Parameter.

Übertragung auf größere Gebirgsbereiche

Zur Korrelation des äquivalenten Quarzanteils mit der Bohrkronenstandzeit sind einige grundsätzliche Überlegungen notwendig. Da die Standzeit in einem definierten Homogenbereich des Gebirges, der äquivalente Quarzanteil jedoch an Gesteinen ermittelt wird, mußten Mittelwerte des äquivalenten Quarzanteils für diese Homogenbereiche bestimmt werden. Dies geschah hauptsächlich über Mittelwertbildung aus mehreren Dünnschliffen. Im schwierigeren Fall - wie z. B. den kleinräumig inhomogenen Fanglomeraten und Konglomeraten - wurden die einzelnen Komponenten auf ihren Mineralbestand hin untersucht und über ihren prozentualen Anteil am Gesamtbestand des Gebirges eingerechnet. Für die Ermittlung der Gesteinszusammensetzung hat sich ebenfalls das Point-Counter-Verfahren bewährt: Von passend skalierten Fotografien des Gesteins bzw. Gebirges wurden 30 x 45 cm Papierabzüge angefertigt und die Komponenten mit einem Punkteraster (auf Klarsichtfolie) ausgezählt. Allerdings kann bei der verwendeten Vergrößerung die feinkörnige „Matrix“ (Sand, Schluff, Ton) eines Fanglomerats oder Konglomerats bei der Komponentenbestimmung nicht verwendet werden. Da der Anteil der Matrix am Gestein jedoch üblicherweise nicht sehr hoch ist, dürfte der Fehler die 5%-Grenze nicht überschreiten.

5.2.2 Bestimmung von Bindemitteln, Bestimmung des Quellvermögens

Im folgenden sollen Verfahren angesprochen werden, die nur am Rande mit den Untersuchungen der Bohrbarkeit verbunden sind, ihre genaue Kenntnis also nicht unabdingbare Grundlage für die Diskussion der Bohrbarkeitsparameter ist. Es sind dies

1. das Rasterelektronenmikroskop (REM) und die Energiedispersive Röntgenanalyse (EDX) zur Bestimmung des Bindemittels in Sandsteinen,
2. der Pulver-Quellversuch zum Nachweis des Quellvermögens von verwitterten Gesteinen,
3. die Röntgendiffraktometeranalyse zum Nachweis der quellfähigen Tonminerale in diesen Gesteinen.

Auf diese Verfahren wird im Nachstehenden kurz eingegangen.

1. Rasterelektronenmikroskop

Am Rasterelektronenmikroskop wurde mit Hilfe der Energiedispersiven Röntgenanalyse das Bindemittel von Sandsteinen bestimmt und eine Charakterisierung des Raumausfüllungsgrades sowie der Qualität der Kornbindung (Korn-Matrix-Korn) durchgeführt. Dabei diente das REM vornehmlich der Bilddokumentation.

Bei der Rasterelektronenmikroskopie wird die Oberfläche einer Probe im Hochvakuum von einem fokussierten Elektronenstrahl zeilenweise abgetastet. Die Rückstreu- und Sekundärelektronen werden durch Detektoren erfaßt und elektronisch zu einem Bild aufbereitet. Das REM besitzt eine wesentlich höhere Auflösung und größere Tiefenschärfe als das Lichtmikroskop, da die verwendeten Elektronen eine kürzere Wellenlänge als das sichtbare Licht aufweisen.

2. Pulver-Quellversuch

An einigen verwitterten vulkanitischen Komponenten des Quarzitkonglomerats aus dem Altenbergtunnel/Idar-Oberstein wurde das Quellvermögen des tonig-schluffigen Materials mit einem neuen Quellhebungsversuch (nach THURO 1993) nachgewiesen.

In Anlehnung an die ISRM Suggested Methods (in BROWN 1981: 89 - 92, vgl. SEEDSMAN 1993) wurde der Quellhebungsversuch mit folgenden Änderungen durchgeführt:

- Da keine Prüfkörper mit definierter Geometrie zur Verfügung standen, wurde das Probenmaterial zermahlen und gestört in die Quelldosen eingebaut.
- Da gemahlene Proben nur mit relativ geringen Dichten in die Quelldosen eingebaut werden können, ergibt sich ein großer Porenhohlraum, in welchen der auftretende Quelldruck entweichen kann. Deshalb wurde auf die zusätzliche Last von 2 kg (entsprechend einer Normalspannung von 5 kN/m²) verzichtet.

Prüfeinrichtung, Auswertung und Darstellung der Ergebnisse sind ansonsten identisch mit dem herkömmlichen Quellversuch.

Die sich aus den Änderungen ergebenden Quellverformungen entwickeln sich vor allem wegen der hohen flüssigkeitsbenetzten, spezifischen Oberfläche des Probenguts wesentlich schneller als diejenigen aus herkömmlichen Quellhebungsversuchen mit festen Prüfkörpern. Die erhaltenen Versuchsergebnisse sind deshalb nicht ohne weiteres mit denjenigen konventioneller Quellhebungsversuche vergleichbar. Durch Referenzversuche mit verschiedenen quellfähigen Mineralen (Anhydrit, Natrium- und Calcium-Montmorillonit) konnten jedoch Eichkurven aufgestellt werden, um einen äquivalenten Mineralanteil für das untersuchte Gestein zu bestimmen. Bei der Auswertung der Quellversuche wurde deshalb der äquivalente Tonmineral-Anteil von Ca-Montmorillonit als Referenz mit angegeben.

3. Röntgendiffraktometer-Analysen

In den Proben, die im Pulver-Quellversuch auf ihr Quellvermögen hin untersucht wurden, sollten mit Hilfe des Röntgendiffraktometers quellfähige Tonminerale nachgewiesen werden. Hierzu wurde die Tonfraktion < 2 µm der Proben, in der die meisten Schichtsilikate angereichert sind, mit dem Atterbergzylinder abgetrennt und zwei Texturpräparate für die Analyse mit dem Röntgendiffraktometer hergestellt. Das erste Präparat wurde trocken aufgenommen, das zweite hingegen erst nach 48 Stunden Quellen in Glykol untersucht.

Nach dem Bedampfen mit Glykol weitet sich der 1. Basisreflex der Smectitminerale von 12 Å oder 14 Å auf etwa 17 Å, während nicht quellfähige Schichtsilikate unverändert bleiben.

Tongemische enthalten meist ein komplexes Gemenge sehr feinkörniger Schichtsilikate mit z. T. fehlgeordneten Strukturen. Zusätzlich überlagern sich wichtige Reflexe verschiedener Minerale, wodurch eine einwandfreie Identifizierung sehr erschwert wird. Deshalb sind reproduzierbare, quantitative Angaben zum Mineralbestand mit Hilfe der Röntgenphasenanalyse meist nicht möglich.

Der Versuch wurde deshalb nur zum qualitativen Nachweis von Smectiten verwendet.

5.2.3 Zylinderdruckversuch mit Verformungsaufzeichnung

Zweck und Anwendung

An insgesamt 261 Zylinderproben wurde der einaxiale Druckversuch mit unbehinderter Seitendehnung und bei gleichzeitiger Messung der axialen Verformung durchgeführt. Dabei kamen die Empfehlungen der ISRM (1978a) und DGE (1979) zur Anwendung. Bei diesem Versuch erhält man die einaxiale Druckfestigkeit (σ_u oder UCS - unconfined compressive strength) und mittels Wegmessung das Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm. Daraus lassen sich der Elastizitätsmodul E bzw. die Zerstörungsarbeit W_z einer Probe ableiten. Da Gestalt und Größe der Zylinder einen großen Einfluß auf das Resultat der Versuche mit der Druckprüfmaschine haben (BORDIA 1971, PATERSON 1978: 33, SCHICKERT 1980, 1981), wurde großer Wert auf die richtige Prüfkörpervorbereitung gelegt.

Prüfkörpervorbereitung

Die Bohrkern wurden mit einer Gesteinssäge auf ein Längen-Durchmesser-Verhältnis von 2 - 2,5:1 gekürzt und die Stirnflächen mit einem Präzisions-Endflächenschleifgerät exakt rechtwinklig zur Prüfkörperachse plan abgeschliffen. Eine Konservierung des natürlichen Wassergehalts der Gesteine war wegen der Prüfkörperbearbeitung nicht möglich. Da veränderlich feste Gesteine nicht wassergesättigt geprüft werden können (sie zerfallen im Wasserbad), wurden alle Proben - um gleiche Prüfbedingungen zu gewährleisten - lufttrocken geprüft. Die Prüflinge wurden anschließend auf Reißfreiheit hin untersucht, gewogen, ihre Geometrie vermessen und eine Gesteinsbeschreibung angefertigt. Zudem wurden alle Prüfkörper fotografisch dokumentiert.

Prüfeinrichtung und Versuchsanordnung

Die Lastaufbringung und die Messung der Bruchlast wurde mit einer ausreichend steifen, kraftgesteuerten Druckpresse vom Typ Tonipact 3000 durchgeführt. Sie genügt den Anforderungen der Klasse 1 nach DIN 51221 und DIN 51223 für Druck- und Zugprüfmaschinen. Die Verformung wurde mit zwei parallel geschalteten, induktiven Wegaufnehmern und einem Meßverstärker gemessen und in Abhängigkeit von der aufgetragenen Last auf einem analogen xy-Schreiber dargestellt.

Versuchsdurchführung

Jeder Prüfkörper wurde bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 MPa/sec (in Anlehnung an DIN 1048 T5, ÖNORM B 3124 T1 und ISRM 1978a) zwischen den planparallelen Lastplatten bis zum Bruch belastet. Dies wurde so oft wiederholt, bis der Prüfling keine nennenswerte Restfestigkeit mehr aufwies, respektive in mindestens zwei Teile zerfallen war (zyklische Belastung). Gleichzeitig wurde die Längsverformung und die Last mit dem xy-Schreiber aufgezeichnet. Das Reißbild am Probenkörper wurde zeichnerisch dargestellt, besonders interessante Bruchfiguren fotografisch dokumentiert.

Anisotropie

Bei der Prüfung der einaxialen Druckfestigkeit in anisotropen (z.B. geschieferten) Gesteinen lassen sich nach Abb. 23 bezüglich der Raumlage der Tränflächenchar im wesentlichen drei Fälle unterscheiden.

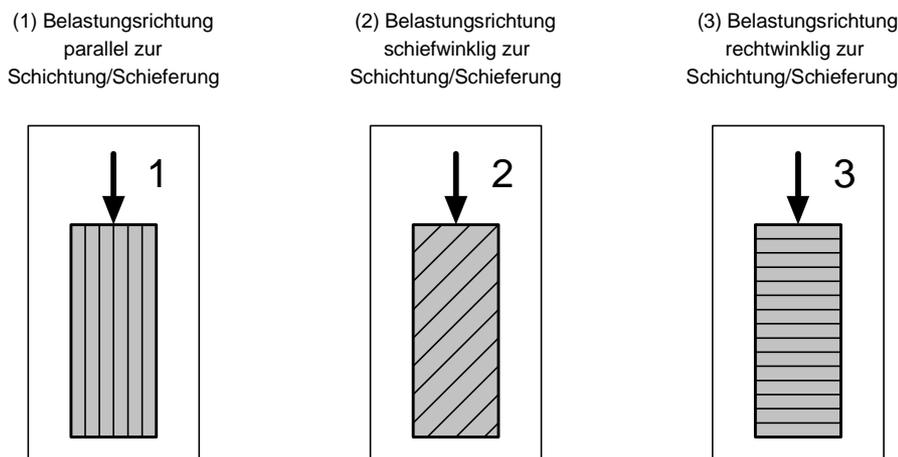


Abb. 23: Darstellung der drei Lastfälle beim einaxialen Druckversuch.

Setzt man den erhaltenen Wert der einaxialen Druckfestigkeit im Fall 3 (rechtwinklig) gleich 100%, so erreicht der Fall 1 (parallel) üblicherweise nur 80% - 90%, der Fall 2 (schiefwinklig) ein Minimum von 20% - 50% bei einem Winkel $\alpha = 30^\circ$. In geschieferten Gesteinen, in denen nur Proben des Falles 2 gewonnen werden können, ist es daher ratsam, durch zusätzliche Point-Load-Tests wenigstens auch die einaxiale Druckfestigkeit senkrecht zur Schieferung zu ermitteln. In jedem Fall wurde der zugehörige Winkel zum erhaltenen Wert der einaxialen Druckfestigkeit notiert.

Auswertung

Es wurde danach getrachtet, für jede Entnahmestelle („Probe“) etwa 5 Prüfkörper zu testen. Bei mehreren Prüfkörpern innerhalb einer Entnahmestelle wurde das arithmetische Mittel der jeweiligen Größe errechnet und zusammen mit dem Minimum bzw. Maximum und der Anzahl der Versuche in das Formblatt der Entnahmestelle eingetragen. Lag nur ein Prüfkörper vor, so wurde der jeweilige Wert anstelle des Mittelwerts eingetragen. Das Beispiel in Tab. 29 zeigt eine Auswertung des einaxialen Druckversuchs von 5 Prüfkörpern verkieselten Hallstätter Dolomits.

(1) Einaxiale Druckfestigkeit

Die einaxiale Druckfestigkeit (UCS) wurde aus der maximalen Bruchlast und dem Prüfkörperquerschnitt errechnet. Der erhaltene Wert kann nach der Druckfestigkeitsskala der ISRM (1978d) eingestuft werden. Die gebräuchlichen Bezeichnungen für die einaxiale Druckfestigkeit von Gesteinen nach Empfehlungen der ISRM sind zusammen mit einigen Beispielen in Abb. 24 dargestellt. Die Genauigkeit des Verfahrens kann aufgrund der Meßfehler mit etwa 4% angenommen werden.

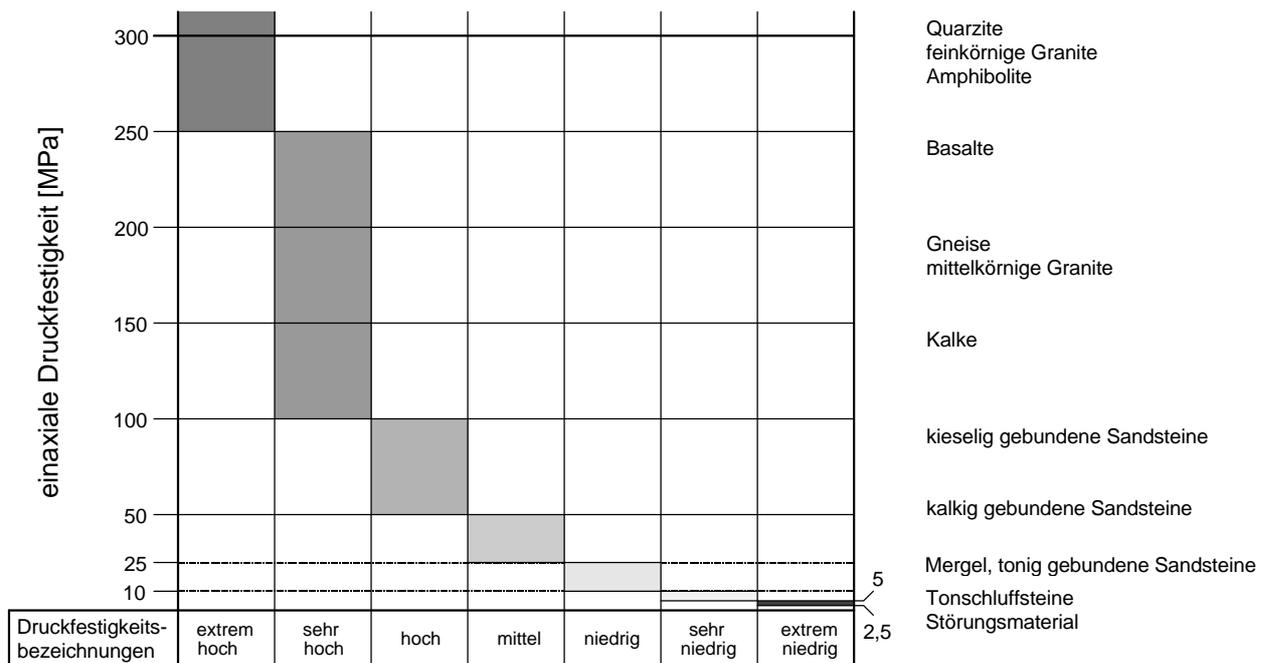


Abb. 24: Gebräuchliche Bezeichnungen für die einaxiale Druckfestigkeit von Gesteinen nach Empfehlungen der ISRM (1978d, verändert) mit einigen Beispielen.

(2) Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul E ergibt sich aus der Tangente an der Steigung des linearen, elastischen Anteils des Spannungs-Längsdehnungsdiagramms (Abb. 25; sog. mittleres E-Modul oder E_{av} , LAMA & VUTUKURI 1978: 1 f., 43 f.). Die so ermittelte Größe stellt im strengen, felsmechanischen Sinne nicht exakt den Elastizitätsmodul dar - der eigentlich als Entlastungsmodul bzw. Wiederbelastungsmodul definiert ist - und müßte als Verformungsmodul (Erstbelastungsmodul) bezeichnet werden. Deshalb wurde bei zyklischer Belastung der Wiederbelastungsast (Zweitbelastungsast) zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls verwendet (Abb. 26). Die gemessene Differenz zwischen Erstbelastungs und Wiederbelastungsmodul bei spröden Gesteinen (z.B. harten Sandsteinen, Kalken, Marmoren und Graniten) lag dabei weit unter der Meßgenauigkeit ($\ll 6\%$).

Tab. 29: Einaxialer Druckversuch; Beispiel einer Auswertung von fünf Prüfkörpern verkieselten Hallstätter Dolomits.

LEHRSTUHL FÜR ALLGEMEINE, ANGEWANDTE UND INGENIEUR-GEOLOGIE											
Einaxialer Druckversuch			an Zylinderproben				Anlage: 1				
Projekt:		Achbergtunnel/Unken			Gestein:		verkieselter Hallstätter Dolomit				
Entnahmeort:		Tunnelmeter 1290 (Kalotte)			Proben-Nr.:		ACT 1290				
Entnahmedatum:		04.06.1992			Datum des Tests:		12.12.1992				
Entnahme durch:		K. Thuro			Bearbeiter:		W. Baumgärtner				
Gesteinsbeschreibung:											
Mittel- bis hellgrauer, manchmal grau-brauner, dichter bis zuckerkörniger Dolomit, der stark intern zerbrochen (gutes Fitting), aber wieder vollständig mit silikatischem Bindemittel verheilt ist.											
Inhomogenitäten, Trennflächen:						Größtkorn:		nicht sichtbar			
Gutes Fitting (Zusammenpassen) der "Komponenten", jedoch keine offenen Klüfte.											
Lagerung der Prüfkörper:						im Probenraum		Wassergehalt:			lufttrocken
Prüfkörper	Einheit	1	2	3	4	5	Min	Mittel	Max	σn	
Wassergehalt	-	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken					
Länge \varnothing	L [mm]	125,1	125,0	125,4	125,3	151,8					
Durchmesser \varnothing	D [mm]	50,5	50,4	50,5	50,58	79,5					
L/D-Verhältnis	L/D [mm/mm]	2,5	2,5	2,5	2,5	1,9					
Fläche	A [mm ²]	2002,9	1991,0	2001,3	2009,3	4963,8					
Volumen	V [cm ³]	250,6	248,9	250,9	251,8	753,5					
Masse	m [g]	694,1	662,7	675,3	666,8	1970,2					
Rohdichte	ρ [g/cm ³]	2,77	2,66	2,69	2,65	2,61					
Laststeigerungsrate	F/t [kN/s]	1,0	1,0	1,0	1,0	2,5					
Winkel / Trennflächen	α										
Belastungszyklen	Anzahl	1	5	5	1	3					
Eichung Kraft (F/y)	Y [kN/cm]	10,00	25,00	25,00	25,00	50,00					
Eichung Weg (dl/x)	X [mm/m]	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000					
Steigungswinkel	α [°]	75	52	56	52	50					
Arbeitslinien-Integral	I [mm ²]	17690	5963	6858	4994	7564					
Bruchlast	F [kN]	309,0	281,5	337,0	225,5	574,0					
							Min	Mittel	Max	σn	
Druckfestigkeit	UCS [MPa]	154,3	141,4	168,4	112,2	115,6	112,2	138,4	168,4	21,7	
Elastizitätsmodul	E [GPa]	46,6	40,2	46,4	39,9	36,4	36,4	41,9	46,6	4,0	
Zerstörungsarbeit	Wz [kJ/m ³]	353,0	299,5	341,6	248,0	251,0	248,0	298,6	353,0	43,9	
UCS-Einstufung nach ISRM		sehr hoch	sehr hoch	sehr hoch	sehr hoch	sehr hoch	sehr hoch	sehr hoch	sehr hoch	-	
Bemerkungen zum Versuchsablauf:											
Probe 1: Komplettes Versagen nach der ersten Belastung, angekündigt durch immer lauter werdendes Knistern und Abplatzen einzelner Bruchstücke.											
Probe 2: Bei jedem erneuten Anfahren des Prüfkörpers platzen wieder einzelne Bruchstücke ab, beim 5. Versuch deutliches Geräusch beim vollständigen Versagen.											
Probe 3: Beim 4. Anfahren bildet sich eine dominante Scherfläche des konjugierten Scherflächenpaares aus; beim 5. Versuch versagt der Prüfkörper vollständig.											
Probe 4: Komplettes Versagen nach der ersten Belastung, angekündigt durch immer lauter werdendes Knistern und Abplatzen einzelner Bruchstücke.											
Probe 5: Beim 2. Versuch stellt sich ein deutliches Knistern bis zum Bruch ein; während des 3. Versuchs platzen immer wieder Bruchstücke aus der Mantelfläche ab, bis der Prüfkörper vollständig versagt.											
© Thuro 91-94											
Technische Universität München											

$$UCS = \frac{F}{A} \quad e = \frac{\Delta l}{L}$$

$$E = \frac{\Delta s}{\Delta e} = \tan a \cdot \frac{Y}{X} \cdot \frac{L}{A}$$

$$W_z = \int_0^{e_{max}} s de = \frac{1}{V} \cdot \int_0^{\Delta l_{max}} F \Delta l$$

$$W_z = \frac{Y \cdot X \cdot I}{V}$$

σ = einaxiale Spannung
 ϵ = Längsdehnung
 Δl = Längenänderung

Bei einigen (spröden) Prüfkörpern trat das Phänomen des „strain-hardening-behaviour“ auf: mit steigender Dehnung wurde der lineare Ast der Kurve steiler, d. h. der Prüfling reagierte mit einer höheren Steifigkeit auf die induzierte Spannung. Dieses Verhalten ist nach LAMA & VUTUKURI (1978) charakteristisch für spröde Gesteine mit hoher Druckfestigkeit. In solchen Fällen wurde der Elastizitätsmodul aus der Sehne des Kurvenabschnitts B (des linearen Anteils) bestimmt (Abb. 26). Der relative Fehler der Elastizitätsmodulbestimmung fällt wegen der aufwendigeren Auswertung des Spannungs-Längsdehnungsdiagramms mit etwa 6% etwas höher aus als bei der einaxialen Druckfestigkeit.

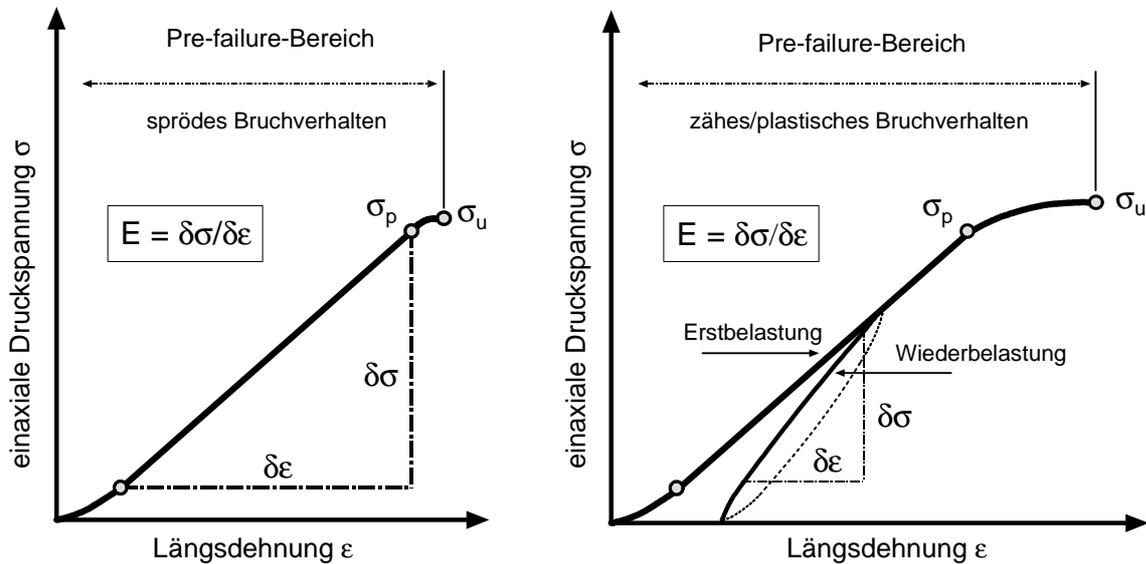


Abb. 25: Abschnitte der Spannungs-Längsdehnungslinie (Arbeitslinie) im Pre-failure-Bereich und Ermittlung des Elastizitätsmoduls.

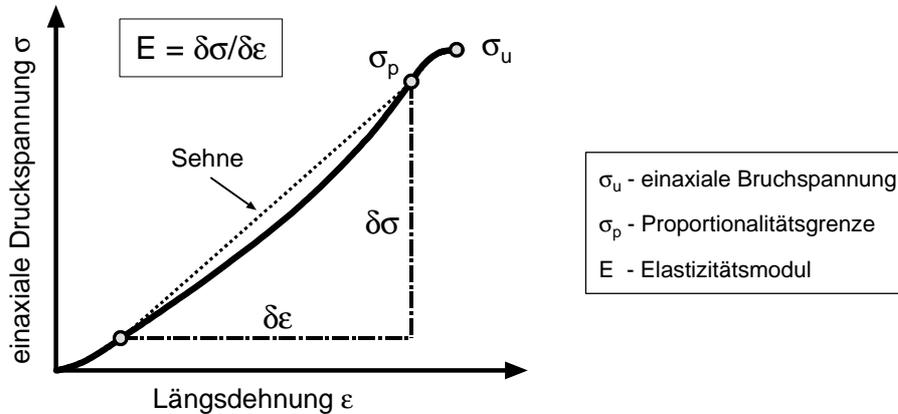


Abb. 26: Ermittlung des Elastizitätsmoduls bei „strain-hardening-behaviour“ des Prüfkörpers. Die Krümmung des linearen Abschnitts ist übertrieben stark eingezeichnet.

(3) Zerstörungsarbeit

Als dritter Kennwert wurde aus der Fläche unter der Arbeitslinie des Spannungs-Längsdehnungs-Diagramms die spezifische Zerstörungsarbeit W_z bestimmt. Die „Zerstörungsarbeit“ ist ein neuer Begriff, der aufgrund der Erfahrungen bei den Gesteinsuntersuchungen im Inntaltunnel neu eingeführt wurde (SPAUN & THURO 1994, THURO 1994). Während der Verformungs- und der Elastizitätsmodul die Steigung (Ableitung) des linearen Kurvenabschnitts angibt, berechnet sich die Zerstörungsarbeit aus der Fläche unter der Spannungs-Dehnungs-Kurve (Integral, vgl. Abb. 27). In der Literatur taucht eine ähnliche Größe bereits bei HUGHES (1972) auf. Die „specific energy e_s “ von HUGHES könnte als spezifische Brucharbeit im Pre-failure-Bereich bezeichnet werden. Diese Idee wurde später aber nicht mehr aufgegriffen.

Anlaß für die Einführung dieser neuen Größe war die Beobachtung, daß einige der untersuchten Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits ein ungewöhnliches Post-failure-Verhalten zeigten. Spröde Gesteine rea-

gieren in der Regel mit einem markanten Bruch, wobei die Bruchspitze bei einer Mehrfachbelastung im Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm nicht über die erste Maximaldehnung hinauswandern (Abb. 27, linke Kurve, „spröde“). Die Quarzphyllitproben zeigten jedoch besonders bei einaxialer Belastung parallel bzw. spitzwinklig zur Schieferung ein typisch zähes (oder plastisches) Verhalten: Nach der Erstbelastung war der Prüfkörper noch nicht vollständig zerstört und konnte mehrfach belastet werden (Abb. 27, rechte Kurve „zäh“). Die sich dadurch ergebenden niedrigeren Restfestigkeiten waren mit einer immer stärker werdenden Längsdehnung des Prüfkörpers verbunden. Im Spannungs-Dehnungs-Diagramm wanderte der Bruchspitze dabei immer weiter nach rechts (Post-failure-Bereich).

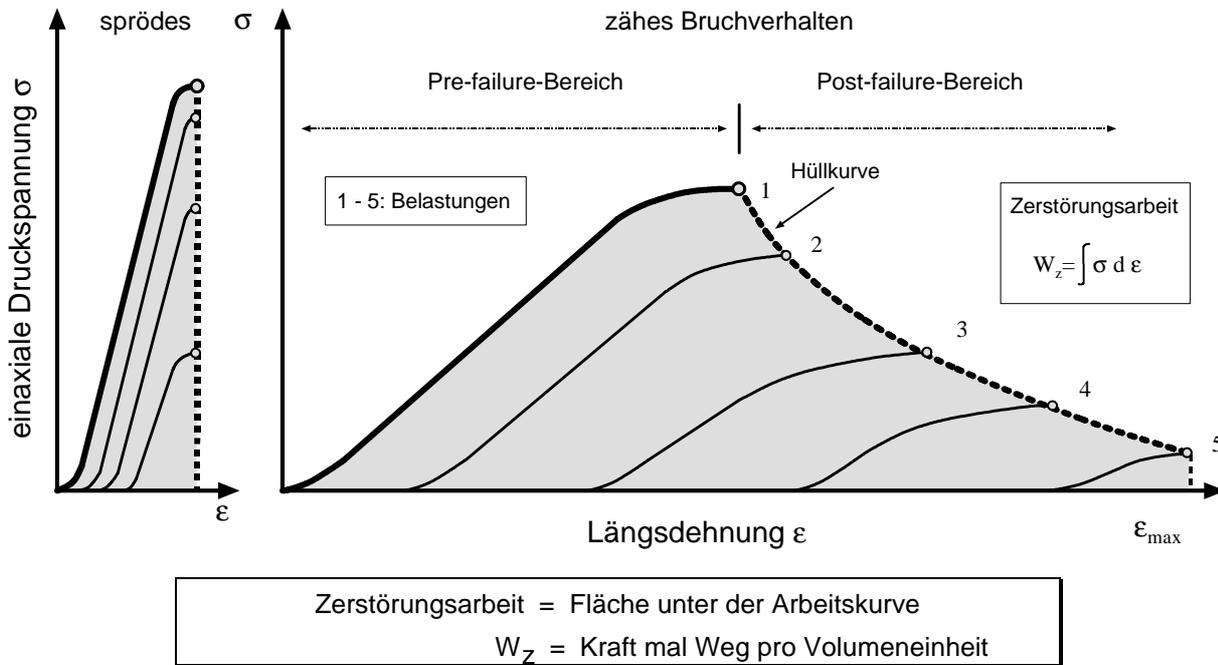


Abb. 27: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm mit Arbeitslinien von einem Prüfkörper mit sprödem Bruchverhalten (links) und von einem Prüfkörper mit zähem Bruchverhalten (rechts). Eingezeichnet sind die Belastungszyklen und die Hüllkurve über die entstandenen Bruchspitzen. Berechnung der Zerstörungsarbeit (Kurvenintegral) über die jeweils grau unterlegten Flächen.

Um die Energie oder Arbeit zu messen, die die Probe bis zur vollständigen Zerstörung aufzunehmen in der Lage war, wurde das Flächenintegral unter der Hüllkurve durch die Bruchspitze bis zur maximalen Längsdehnung ϵ_{\max} berechnet (Formel 2). Physikalisch gesehen ist das Integral über die Arbeitskurve eine Arbeit (oder Energie = Kraft mal Weg) pro Volumeneinheit und wird hier als spezifische Zerstörungsarbeit W_z [Einheit kJ/m^3] bezeichnet (im folgenden nur kurz Zerstörungsarbeit genannt). Als Produkt von Druckfestigkeit und Längenänderung stellt sie gewissermaßen die Formänderungsarbeit bis über den Post-failure-Bereich dar.

Formel 2: Berechnung der spezifischen Zerstörungsarbeit W_z .

$$W_z = \int_0^{\epsilon_{\max}} \mathbf{s} \, d\mathbf{e} = \frac{1}{V} \cdot \int_0^L F \Delta l \quad \text{mit} \quad \mathbf{s} = \frac{F}{A} \quad \text{und} \quad \mathbf{e} = \frac{\Delta l}{L_0}$$

mit:	W_z	- spezifische Zerstörungsarbeit	[kJ/m^3]
	σ	- Spannung	[MPa]
	F	- Kraft	[kN]
	L_0	- Ausgangslänge des Prüfkörpers	[mm]
	L	- Endlänge des Prüfkörpers	[mm]
	Δl	- axiale Längenänderung („Weg“)	[mm]
	ϵ	- Längsdehnung (<i>bezogene Längenänderung</i>)	[mm/mm]
	ϵ_{\max}	- maximale Längsdehnung	[mm/mm]
	A	- Querschnittsfläche des Prüfkörpers	[mm^2]
	V	- Volumen des Prüfkörpers	[m^3]

Die maximale Längsdehnung ϵ_{\max} ist diejenige Längsdehnung des Prüfkörpers, die noch bei einem Bruch (als bei Entstehung einer freien Oberfläche) entsteht. Die Restfestigkeit eines mehr oder weniger zerbrochenen Materials, welches nur noch über Reibung der ansonsten losen Einzelbruchstücke mit einem Druckanstieg reagiert, soll damit von der Berechnung ausgeschlossen werden. Die Fläche wird durch Digitalisieren der Kurve und anschließende numerische Flächenberechnung erhalten. Diese Arbeiten wurden mit dem Programmsystem AutoCAD (R12) und einem Digitalisierbrett durchgeführt, können jedoch auch manuell durch Ausmessen der aufgezeichneten Spannungs-Verformungskurve ermittelt werden. Problematisch ist bei sehr flach auslaufenden Hüllkurven bzw. bei sehr plastisch reagierenden Prüfkörpern die Festlegung der maximalen Längsdehnung ϵ_{\max} . Maßgebend ist in jedem Fall der zuletzt gemessene Wert der Längsdehnung, bei dem es noch zu einem Bruch in dem Prüfkörper gekommen ist. Für solche Gesteine muß ein relativer Fehler von mindestens 10% angenommen werden. Bei spröden Gesteinen sinkt die Ungenauigkeit auf etwa 8%.

Eine wesentliche Verbesserung der Genauigkeit würde ein volldigitales Meßsystem mit direkter („online“) Auswertung ohne xy-Schreiber darstellen. Ein solches System ist gerade in der Erprobung und soll in Zukunft zur zusätzlichen Messung der Querdehnung (zur Bestimmung des *volumetric strain*) eingesetzt werden. Weiterhin wäre eine verformungsgesteuerte Regelung der Prüfmaschine von Vorteil, da die Arbeitslinie im Post-failure-Bereich ohne zyklische Belastung in einem Arbeitsgang abgefahren werden könnte. Dies würde nicht nur die Arbeit erleichtern und die Genauigkeit erhöhen, sondern es ließen sich auch weitere Phänomene untersuchen, die bisher nicht beobachtbar sind (z. B. Einflüsse von Mikrobrüchen im Pre-failure-Bereich oder Bruchfließen im Post-failure-Bereich).

Die Zerstörungsarbeit kann mit Formel 3 überschlägig ermittelt werden. Dabei liegen spröde Gesteine wenig über dem unteren Grenzwert der Zerstörungsarbeit, zähe Gesteine eher in der Nähe des oberen Grenzwerts. Falls keine Spannungs-Dehnungskurve aufgezeichnet werden kann, läßt sich die Zerstörungsarbeit auch ganz grob über den Elastizitätsmodul abschätzen.

Formel 3: Überschlägige Berechnung der spezifischen Zerstörungsarbeit W_z aus Bruchspannung und maximaler Längsdehnung bzw. Elastizitätsmodul.

$$W_{z,\max} \approx \frac{1}{2} \cdot \sigma_u \cdot \epsilon_{\max} > \frac{\sigma_u^2}{E} \geq W_z = \int_0^{\epsilon_{\max}} \sigma \, d\epsilon \geq \frac{1}{2} \cdot \sigma_u \cdot \epsilon_u \geq W_{z,\min} = \frac{\sigma_u^2}{2 \cdot E}$$

mit:	$W_{z,\max}$	- oberer Grenzwert von W_z	[kJ/m ³]
	W_z	- spezifische Zerstörungsarbeit (Integral)	[kJ/m ³]
	$W_{z,\min}$	- unterer Grenzwert von W_z	[kJ/m ³]
	σ_u	- Bruchspannung	[MPa]
	ϵ_u	- Längsdehnung beim Bruch	[mm/mm]
	ϵ_{\max}	- maximale Längsdehnung	[mm/mm]
	E	- Elastizitätsmodul	[GPa]

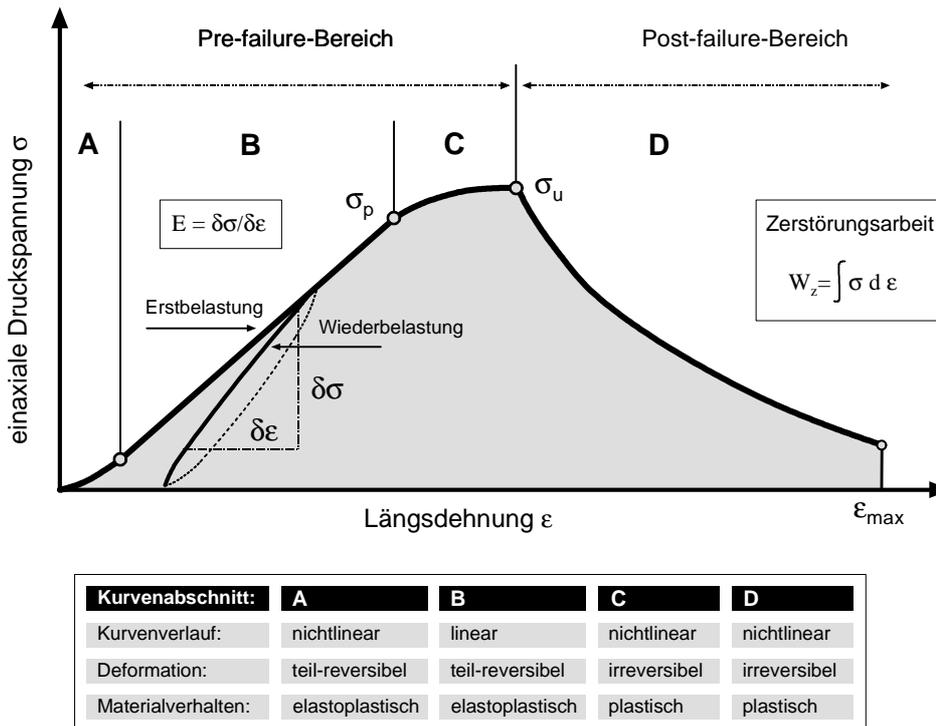


Abb. 28: Vollständige Arbeitslinie eines (zähen) Prüfkörpers mit Bestimmung des Elastizitätsmoduls und der Zerstörungsarbeit sowie einer Charakterisierung der maßgeblichen vier Kurvenabschnitte im Spannungs-Längsdehnungsdiagramm.

Die Zerstörungsarbeit hat sich in vorliegender Studie als hochsignifikantes Maß für die Korrelation mit der Bohrgeschwindigkeit herausgestellt. Sie kann als Maß verwendet werden, um die Zähigkeit bezüglich der Bohrbarkeit zu beschreiben bzw. um die aufzuwendende Bohrarbeit abzuschätzen. Sie bildet deshalb den wichtigsten Parameter zur Untersuchung der Bohrgeschwindigkeit.

Der Zerstörungsarbeit gegenüber haben sich andere Parameter als weniger gut geeignet erwiesen wie:

- die Anteile der elastischen bzw. plastischen Verformung an der Gesamtverformung (Kurvenabschnitte (A+B)/(A+B+C) oder C/(A+B+C) in Abb. 28)
- oder der Post-failure-Modul als Pendant zum E-Modul im Pre-failure-Bereich,

um Aussagen zur Bohrbarkeit zu erzielen. Der Post-failure-Modul hat vor allem den Nachteil, daß dieser durch die Form der Hüllkurve keine konstante Größe ist und erst durch eine Regressionsgerade gemittelt werden muß (Abb. 29).

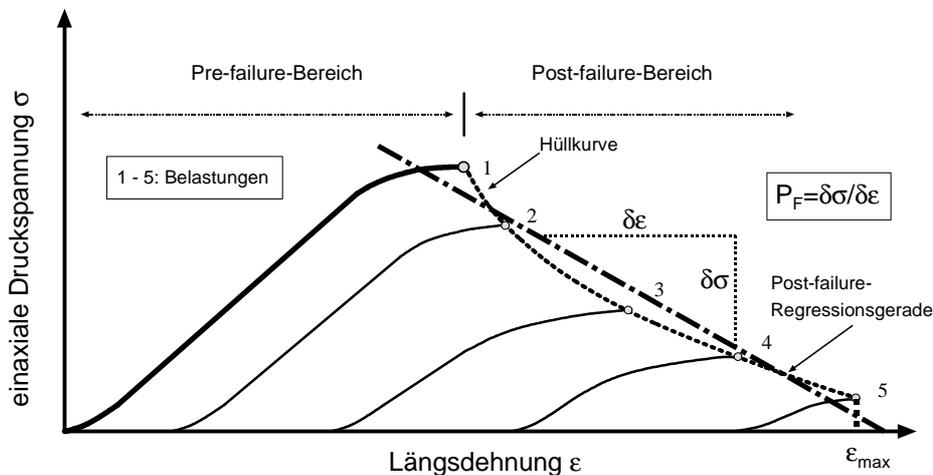


Abb. 29: Bestimmung des Post-failure-Moduls P_F mit Hilfe einer Regressionsgeraden im Post-failure-Bereich der Spannungs-Längsdehnungskurve.

(4) Kurze Diskussion des Verfahrens

Das Post-failure-Verhalten der Gesteine ist immer wieder Gegenstand der Diskussion in der Literatur. BIENIAWSKI (1967), BIENIAWSKI et al. (1968), WAWERISK (1968) bzw. WAWERISK & FAIRHURST (1970) und BARRON (1971; vgl. auch VUTUKURI et al. 1974: 61-68, PATERSON 1978: 141 ff., zusammenfassend BRADY & BROWN 1993: 89-101) stellten zwei signifikant unterschiedliche Materialverhalten anhand der Arbeitslinie fest:

- ein zähes Bruchverhalten, welches sie als „Class I-behaviour“ bezeichneten und
- ein sprödes Bruchverhalten, welches sie als „Class II-behaviour“ bezeichneten.

Die Klasse II - Kurve unterscheidet sich von der hier vorgestellten spröden Kurvencharakteristik. Im Verlauf der Hüllkurve sinken unmittelbar nach dem Bruchspitze des Erstbelastungsastes gleichzeitig Verformung und Spannung, d. h. im System wird Energie freigesetzt. Unterstützt wird dies von den Schilderungen der Autoren, daß es sich beim klassischen Klasse II - Bruch um einen progressiven Bruch handelt, der ohne weitere Spannungssteigerung von statten geht. Mit anderen Worten wird nach dem eigentlichen Bruchpunkt Energie freigesetzt, die nicht allein im Prüfkörper gespeichert sein kann, sondern vermutlich von der Prüfmaschine kommen muß. Genau das passiert jedoch erfahrungsgemäß bei zu wenig steifen Prüfmaschinen, die bei der Belastung elastische Verformung speichern und diese Energie im Bruchspitze wieder freigeben.

Solche progressiven Brüche traten bei den von uns untersuchten Gesteinen nicht auf. Die Bruchspitze lagen vielmehr wie in der Abb. 27 (links) zu sehen ist, mit der üblichen Streuung in etwa auf einer senkrechten Geraden. Demgegenüber ist das „Klasse I - Verhalten“ dem zähen Bruchverhalten der Abb. 27 (rechts) zuzuordnen und wurde im Probenkollektiv somit ebenfalls festgestellt.

Versuche jüngerer Datums führten OFOEGBU & CURRAN (1992) durch, bearbeiteten aber hauptsächlich den theoretischen Hintergrund für das Post-failure-Verhalten. PELLIS (1993: 76 f.) hält Betrachtungen des Post-failure-Verhaltens für unrealistisch, da dieses nicht nur vom Material, sondern auch von der Prüfkörpergeometrie und dem Belastungssystem (Prüfmaschine) abhängig wäre. Insbesondere sei die Übertragung der Laborwerte ins „Gelände“ nicht statthaft.

Nach der von uns vertretenen Meinung handelt es sich bei der von PELLIS (1993) geäußerten Kritik selbstverständlich um wichtige Diskussionspunkte. Allerdings ist dies ein allgemeines Problem, mit dem jede Art von Laborversuch behaftet ist, ganz besonders der einaxiale Druckversuch. Der einaxiale Spannungszustand ist in der Natur nur sehr selten verwirklicht und trotzdem ist dies der wohl wichtigste und am weitesten verbreitete Felstest in der Praxis.

5.2.4 Point-Load-Test

Zweck und Anwendung

Der Point-Load-Test wurde als „Würfeltest (block test)“ an 115 Proben mit 10 - 30 Einzeltests nach den Empfehlungen der ISRM (1985, Ersatz für ISRM 1972; vgl. BROOK 1985, 1993) durchgeführt. Die Empfehlungen der DGEG (1982) sind mit den Empfehlungen der ISRM (1972) vergleichbar und sollten, um qualitativ hochwertige und reproduzierbare Ergebnisse zu erhalten, nicht mehr angewendet werden.

Die Auswertung dieses statistischen Versuchs erfolgte nach einer selbstentwickelten Methode (LOGAR-Methode), die sich in der Praxis mehrfach bewährt hat. Da diese Methode noch nicht veröffentlicht ist, wird sie nachfolgend eingehend geschildert.

Der Punktlastversuch gilt unter den felsmechanischen Untersuchungsmethoden als mittelbare Messung der einaxialen Druckfestigkeit und nebenbei auch als indirekte Bestimmung der Zugfestigkeit. Ursprünglich ist die Point Load Test als Feldmethode für das Testen von Bohrkernen und Handstücken entwickelt worden, der ungefähre Festigkeitswerte für schnelle Entscheidungen liefern sollte. In der Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit kann er heute durch die Weiterentwicklung der Versuchsapparaturen und der statistischen Auswertemethoden auch als Laborversuch in seiner Aussagekraft durchaus mit dem Zylinderdruckversuch konkurrieren. Seine weite Verbreitung verdankt dieser Test seiner schnellen Durchführbarkeit und der einfachen Probenbearbeitung.

Der Point-Load-Test kommt insbesondere in Gesteinen zum Einsatz, in denen keine Zylinderproben gewinnbar sind:

- also bei zerbrochenen Bohrkernen,
- z. B. in Material aus Störungs- oder Verwitterungszonen,
- bei Geröllen sowie Komponenten aus Konglomeraten oder Fanglomeraten
- oder bei stark geschieferten Gesteinen, wenn die Schieferung schiefwinklig zur Bohrlochachse liegt. In diesem Fall kann mit dem Zylinderdruckversuch der Höchstwert der einaxialen Druckfestigkeit nicht bestimmt werden.

In solchen Fällen ist der Point-Load-Test oft die letzte Möglichkeit, um überhaupt noch Meßwerte von den Festigkeitseigenschaften des Gesteins zu erhalten.

Bei dieser Methode erhält man die einaxiale Druckfestigkeit mittelbar über den Point-Load-Index I. Dabei ist der Umrechnungsfaktor $c=20,6$ über die Parallelisierung mit Zylinderdruckversuchen selbst ermittelt worden. In der Literatur werden Faktoren zwischen $c=20$ und $c=25$ angegeben. Es wurde der Würfeltest („block test“) nach ISRM 1985 durchgeführt.

Prüfkörpervorbereitung

Da das Höhen-Breitenverhältnis der würfel- bis quaderförmigen Probenklötzchen zwischen 1:1 und 1:3 liegen soll, wurden die Prüfkörper nicht mit dem Hammer, sondern sauber mit der Gesteinssäge formatiert. Es wurden nach Möglichkeit mindestens 10 - 30 Klötzchen zwischen 30 und 70 mm Kantenlänge für jede Testreihe zugeschnitten.

Prüfeinrichtung

Die Versuche wurden mit einem modifizierten Testgerät der Fa. Bemek durchgeführt, das aus einem Prüfrahmen mit zwei abgestumpften Kegelspitzen und einer Hydraulikpumpe mit Manometer (Druckmessung) und einem Steuergerät besteht.

Versuchsdurchführung

Bei jedem Einzeltest einer Testreihe wurde der Prüfling kraftschlüssig zwischen die abgestumpften Kegelspitzen des Prüfrahmens eingespannt und die Last solange erhöht, bis der Prüfkörper entlang der gedachten Verbindungslinie zwischen den beiden Druckkegeln durchriß (Trennbruch).

Auswertung

Aus Bruchlast, Prüfspitzenabstand (vor dem Bruch) und Breite der erhaltenen Bruchfläche errechnet sich der Point-Load-Index I_S (Formel 4).

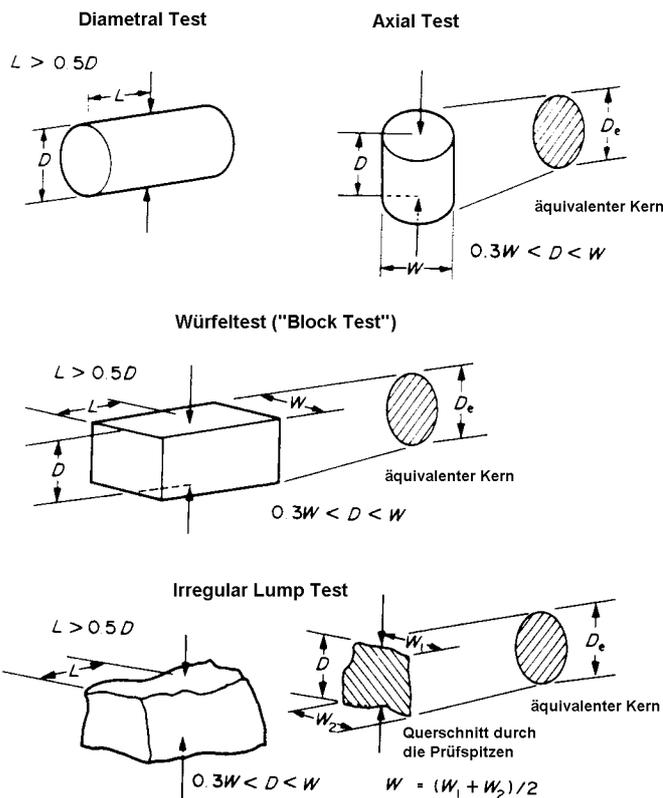
Formel 4: Berechnung des Punktlastindex I_S .

$$I_S = \frac{F_B}{D_e^2} = \frac{\pi \cdot F_B}{4 \cdot W \cdot D} \quad \text{mit} \quad A = W \cdot D = \frac{\pi}{4} D_e^2$$

mit:	I_S	- Point-Load-Index	[MPa]
	F_B	- Bruchlast	[kN]
	A	- Bruchfläche beim Würfeltest	[mm ²]
	D_e	- äquivalenter Bohrkerndurchmesser einer äquivalenten Kreis- oder Ellipsenfläche	[mm]
	D	- Probendicke bzw. Prüfspitzenabstand	[mm]
	W	- Probenbreite	[mm]

Die Einführung des „äquivalenten Bohrkerndurchmessers“ war nötig, um die Ergebnisse der Würfeltests mit den bisherigen Werten, die an diametral getesteten Bohrkernen ermittelt wurden, vergleichen zu können. Bei dieser Testart („diametral test“) wird nicht die tatsächliche Kreisfläche, sondern das Quadrat des Lastpunktabstands D^2 als Bezugsfläche verwendet. Der Fehler von $4/\pi$ (entsprechend 27%) geht deshalb, wie in Formel 5 erläutert wird, in die Formel (3) für rechteckige Querschnitte ein.

Formel 5: Vergleich der verschiedenen Formeln zur Berechnung des Point-Load-Index



(1) Formel für den Diametral Test nach ISRM (1985):

$$I_S = \frac{F_B}{D^2}$$

(2) sinnvolle Formel für kreisförmige Querschnitte:

$$I_{Kreis} = \frac{4 \cdot F_B}{\pi \cdot D^2}$$

(3) Formel für den Würfeltest (Block Test) und den Handstück-Test (Irregular Lump Test) nach ISRM (1985):

$$I_S = \frac{\pi \cdot F_B}{4 \cdot W \cdot D}$$

(4) sinnvolle Formel für rechteckige Querschnitte:

$$I_S = \frac{F_B}{W \cdot D}$$

Abb. 30: Prüfkörper beim Point-Load-Test mit vorgeschlagenen Proportionsgrenzen (aus: BROOK 1993: 50, Fig. 12, verändert).

Konsequenter und richtiger wäre die Änderung der Formel für kreisförmige Bruchquerschnitte. Allerdings wären bei einer solchen Änderung z. B. die klassischen Felsklassifikationen von BIENIAWSKI und BARTON betroffen: Einer der Klassifikationsparameter für die Einstufung des Gebirges ist der Point-Load-Index, welcher früher überwiegend an diametral getesteten Bohrkernen bestimmt wurde (NX-core, Ø 54 mm). Durch eine neue Berechnung des I_S müssten - wegen der um den Faktor $4/\pi$ (d. h. 27%) höheren Point-Load-Indizes (vgl. Formel 8 (1) und (2)) - die Klassengrenzen geringfügig heraufgesetzt werden.

Der Maßstabeffekt

Der gemessene Point-Load-Index ist in hohem Maße abhängig von der absoluten Größe des Prüfkörpers, also von den Prüfkörperabmessungen und der Prüfkörperform (vgl. Abb. 31). Dieser Effekt, der auch bei allen anderen Testverfahren (einaxialer Druckversuch, Spaltzugversuch) - jedoch in wesentlich geringerem Ausmaß - vorkommt, wird in der Felsmechanik allgemein als Maßstabeffekt bezeichnet (HEUZE 1980).

Beim Point-Load-Test behilft man sich mit einer Festlegung: Sollen die Ergebnisse mit anderen vergleichbar sein, so müssen die Meßwerte $I_S (D_e)$ bzw. $I_S (D_e^2)$ auf einen Standard-Durchmesser umgerechnet werden, der mit $D_e = 50$ mm festgelegt worden ist. Die entsprechende Fläche beträgt $D_e^2 = 2500$ mm².

Die Umrechnung des I_{50} in die einaxiale Druckfestigkeit erfolgt über die einfache Beziehung in Formel 6. Formel 6: Umrechnung von Point-Load-Index I_S in einaxiale Druckfestigkeit UCS.

$$UCS = c \times I_{50}$$

mit $I_{50} = I_S (D_e=50 \text{ mm}) = I_S (D_e^2=2500 \text{ mm}^2)$
 und $c = 20,6 \Rightarrow UCS = 20,6 \times I_{50}$

Der Faktor c ist im besonderen Maße von den Versuchsbedingungen (z. B. der Belastungsgeschwindigkeit) und von der Auswertemethode abhängig und am sinnvollsten über vergleichende Zylinderdruckversuche (und Berechnung der linearen Regressionsgerade) für jede Versuchscharge selbst zu ermitteln (Abb. 32). Aus der bisherigen Versuchspraxis ist an unserem Institut der (allgemeine) Faktor ermittelt worden mit $c=20,6$.

Der Umrechnungsfaktor vom Point-Load-Index in die einaxiale Druckfestigkeit erscheint in der Literatur mit Werten zwischen $12 < c < 24$. Diese Schwankungsbreite rührt wahrscheinlich unter anderem daher, daß unterschiedliche Autoren mit unterschiedlich definierten Bruchflächen arbeiten (Tab. 30).

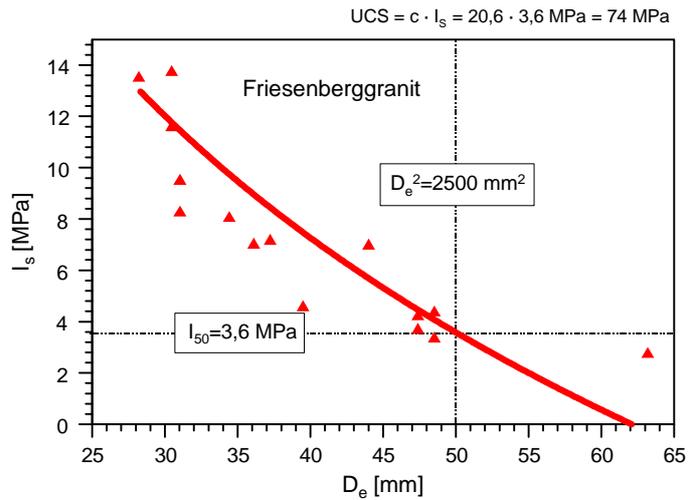


Abb. 31: Einfluß der Prüfkörpergröße auf den Point-Load-Index. Biotitgranit, 16 Einzeltests.

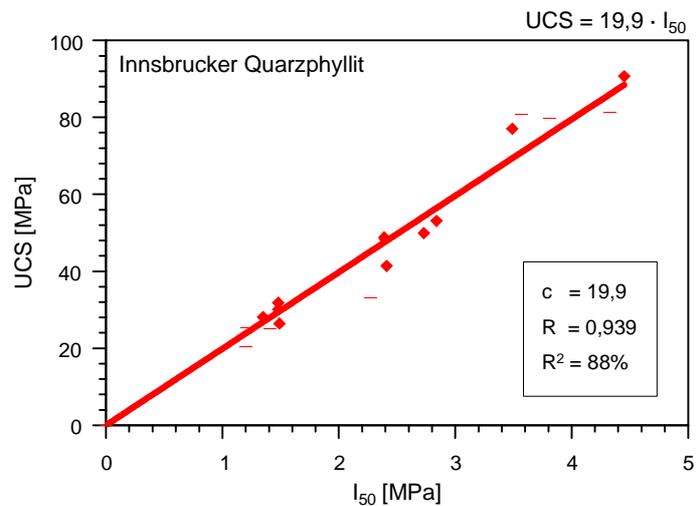


Abb. 32: Beispiel einer statistischen Bestimmung des Umrechnungsfaktors c bei Innsbrucker Quarzphyllit.

Tab. 30: Umrechnungsfaktoren c zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit aus dem I_{50} .

Methode	Fläche	Umrechnung	Faktor c
Rechteck	$A = W \cdot D$	1	16,2
ISRM 1985	$D_e^2 = \frac{4}{\pi} \cdot W \cdot D$	$\frac{4}{\pi}$	20,6
Kreis oder Ellipse	$A = \frac{\pi}{4} \cdot W \cdot D$	$\frac{\pi}{4}$	12,7

Berücksichtigung des Maßstabeffekts

Da der Point-Load-Test ein „statistischer Versuch“ eines 10-30 Einzeltests umfassenden Probenkollektivs ist, kommt seiner Auswertung eine besondere Bedeutung zu. Zur Berechnung des I_{50} aus den gewonnenen Meßergebnissen gibt es dabei mehrere Möglichkeiten.

Kurvenscharen von BROCH & FRANKLIN (1972)

BROCH & FRANKLIN (1972) verwendeten eine idealisierte Kurvenschar, die die Reduktion eines jeden Einzelwertes von I_s bei beliebigem Abstand D zu einem Standardwert I_{50} möglich machen sollte.

Die Praxis hat gezeigt, daß diese an Sandsteinen erstellten Charakteristiken jedoch nicht ohne weiteres auf andere Gesteinstypen übertragen werden können. Bei der Form (Krümmung) der Näherungskurve handelt es sich wahrscheinlich um eine spezifische Materialeigenschaft eines jeden Gesteins, die abhängig ist von den vorkommenden Korngrößen und den spezifischen Eigenschaften der Minerale. Unserer Erfahrung nach sollte nach Möglichkeit immer für jede einzelne Meßreihe - entsprechend einer Gesteinsprobe - eine individuelle Kurve berechnet werden.

Rechnerische Methode von BROOK (1985)

Für den Fall, daß dies nicht möglich ist, gibt BROOK (1985: 65 ff., 1993: 49, ISRM 1985) einen Faktor f an, der die Umrechnung in den I_{50} für „normale“ Gesteine (mittlere Zähigkeit, mittlere Festigkeit) ermöglichen soll (Formel 7).

Formel 7: Berücksichtigung des Maßstabeffekts nach BROOK (1985, 1993) und ISRM (1985).

$$I_{50} = f \cdot \frac{F}{D_e^2} = f \cdot \frac{P \cdot F_B}{4 \cdot W \cdot D} \quad \text{mit} \quad f = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} = \left(\frac{D_e^2}{2500}\right)^{0,225} \quad \text{und} \quad D_e^2 = \frac{4}{P} \cdot W \cdot D$$

Wenn nur wenige Einzeltests, z. B. im Bereich von $D_e=50$ mm gemacht werden, ergeben sich dabei brauchbare Resultate. Für die meisten Gesteine ist die Formel jedoch nicht verwendbar.

Graphische Methode von BROOK (1985)

BROOK (in ISRM 1985, BROOK 1993) schlägt vor, die Bruchlast in einem Diagramm gegen den äquivalenten Kerndurchmesser aufzutragen. Werden beide im logarithmischen Maßstab aufgetragen (Beispiel Abb. 33), so erhält man die Abhängigkeit als Gerade durch den Ursprung. Der Punktlastindex I_{50} läßt sich dann aus der Steigung der Geraden gemäß Formel 8 berechnen.

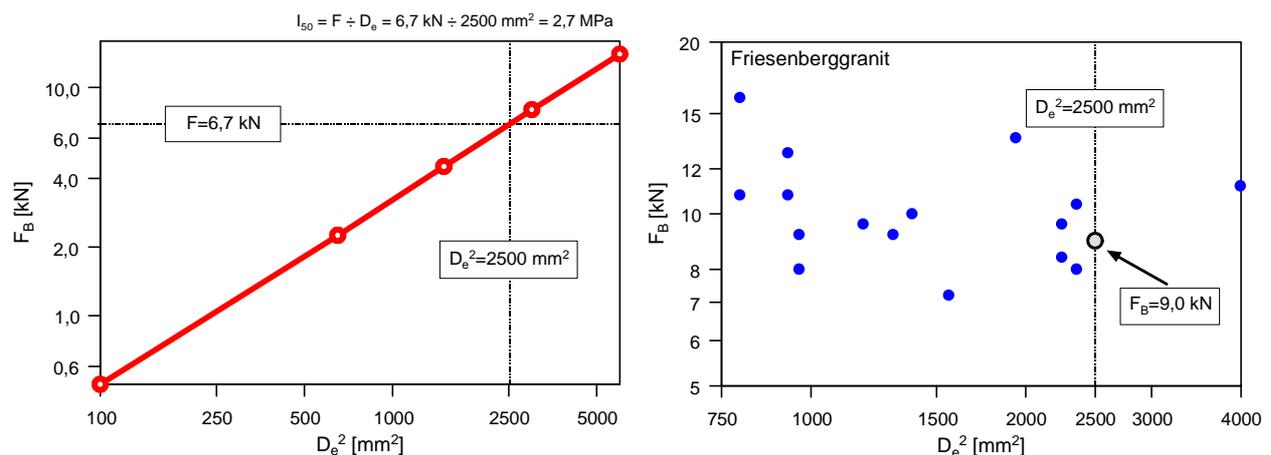


Abb. 33: Ermittlung des I_{50} aus der linearen Ausgleichsgeraden im $\log F_B$ - $\log D_e^2$ -Diagramm.

Links: Beispiel aus BROOK (1993: Fig. 10, übernommen von BROCH & FRANKLIN 1972), offensichtlich ideales Prüfmaterial. Rechts: Fehlgeschlagener Versuch der Ermittlung des I_{50} aus der linearen Ausgleichsgeraden im $\log F_B$ - $\log D_e^2$ -Diagramm. Bei dieser Streuung der Punkte kann keine Gerade eingezeichnet werden: F_{50} sollte nach der Rechnung 9,0 kN betragen. Beispiel wie Abb. 34, Friesenberggranit - typischer Fall aus der Praxis!

Die Regressionsgerade kann berechnet oder per Hand durch die Punktwolke gelegt werden. Leider ergeben sich in der Praxis viel zu hohe Punktstreuungen, so daß diese Methode „aus dem Lehrbuch“ praktisch nie zur Anwendung kommen kann.

Formel 8: Berechnung des Point-Load-Index aus dem Kraft-Flächen-Diagramm aus Abb. 33.

$$I_{50} = \frac{\Delta F}{\Delta D_e^2}$$

mit: ΔF - abgelesene Differenz der Kraft [kN]
 ΔD_e^2 - abgelesene Differenz der Fläche [mm²]

LOGAR-Methode (Logarithmische Ausgleichs-Rechnung)

Zielführend hingegen ist es, den Point-Load-Index I_s gegen den äquivalenten Kerndurchmesser D_e^2 aufzutragen, entweder mit linearer oder logarithmisch eingeteilter x-Achse (Abb. 34).

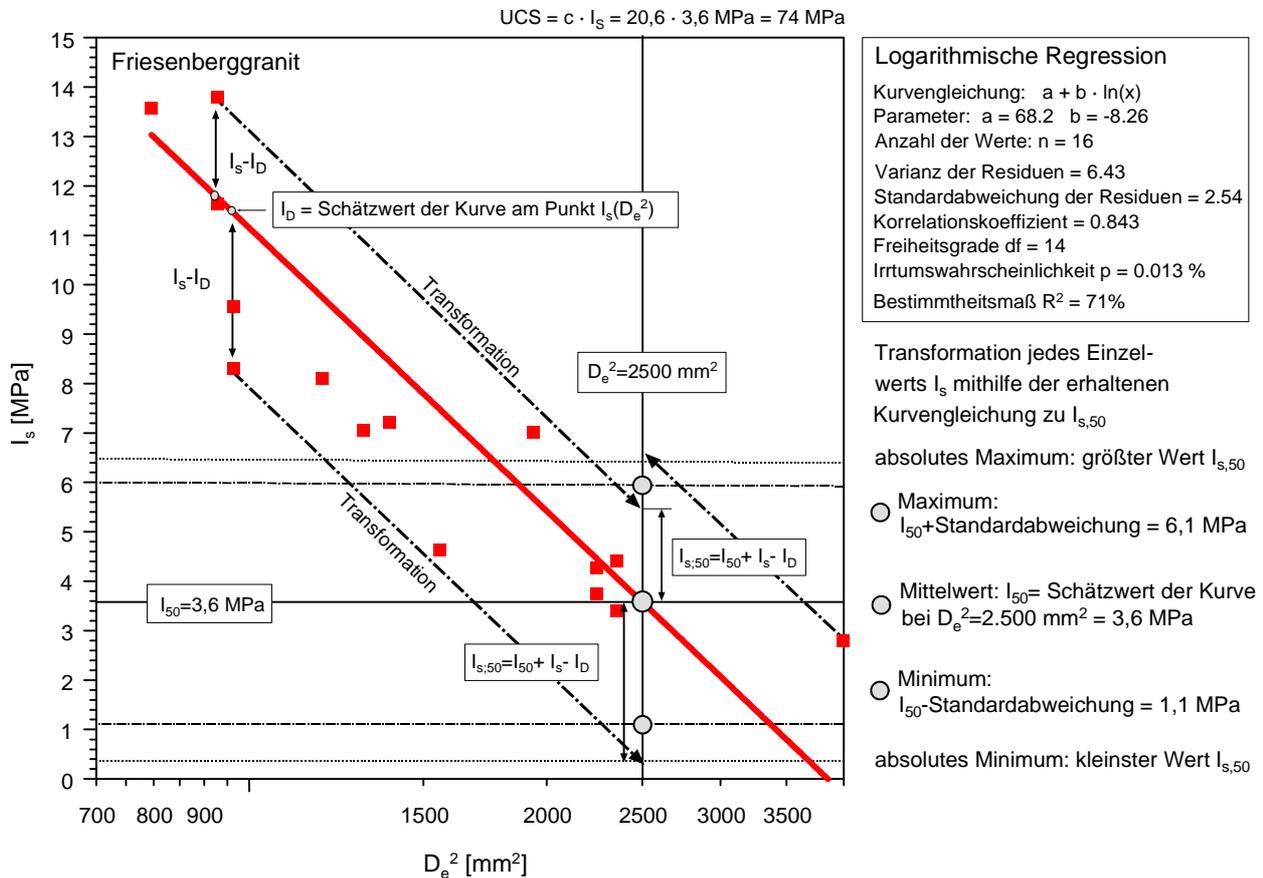


Abb. 34: Beispiel einer statistischen Auswertung des Point-Load-Index aus einer Probenreihe von 16 Einzeltests von hydrothermal zersetztem Biotitgranit (Zersetzungsgrad „3 - leicht zersetzt“; Michaelstunnel).

Der nachfolgende Algorithmus (Formel 9) hat sich bereits seit einigen Jahren bewährt. Die statistischen Maßzahlen werden in Abschnitt 5.3 Statistische Auswertung auf Seite 78 erläutert.

Formel 9: Algorithmus für die „Logarithmische Ausgleichsrechnung“

- 1 Berechnung aller I_S .
- 2 Berechnung der logarithmischen Regressionskurve durch alle Wertepaare (I_S ; D_e^2) in der allgemeinen Form $y = a + b \cdot \ln x$.
- 3 Berechnung des Schätzwertes I_{50} am Punkt $D_e^2 = 2500 \text{ mm}^2$ mit Hilfe der erhaltenen Kurvengleichung; $UCS_{50} = 20,6 \times I_{50}$.
- 4 Für jeden I_S : Berechnung des Schätzwertes $I_{S,50}$ am Punkt $D_e^2 = 2500 \text{ mm}^2$ mit Hilfe der erhaltenen Kurvengleichung; $UCS_{S,50} = 20,6 \times I_{S,50}$.
- 5 Berechnung der Standardabweichung der Residuen $y\sigma_{(n-1)}$.
- 6 Berechnung des Minimums als $(I_{50} - y\sigma_{(n-1)})$, des Maximums als $(I_{50} + y\sigma_{(n-1)})$ bzw. die jeweiligen $UCS \pm y\sigma_{(n-1)}$.
- 7 Darstellung eines Diagramms mit der Regressionskurve, um die Aussagekraft (möglichst normalverteilte Werte) des gewählten mathematischen Modells zu belegen.
- 8 Um die Streuung der ermittelten Druckfestigkeiten zu veranschaulichen, können die Einzelwerte auch als Histogramm der Häufigkeiten - bei sinnvoll gewählten Klassenbreiten - dargestellt werden.

In der Praxis geschieht die Berechnung der Werte mit Hilfe eines Tabellenkalkulations-Programms, welches die logarithmische Regressionskurve nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate errechnet. Die Auswertemethode ist jedoch so ausgelegt, daß sie auch mit einem einfachen, programmierbaren Taschenrechner in die Praxis umgesetzt werden kann. Damit bleibt die Geländetauglichkeit des Point-Load-Tests voll erhalten. Das Beispiel einer Auswertung ist in Tab. 31 und in Abb. 35 dargestellt.

In den Empfehlungen der ISRM (1985) wird vorgeschlagen, bei umfangreichen Prüfchargen die beiden höchsten und niedrigsten, bei weniger umfangreichen nur den höchsten und niedrigsten Wert aus der Berechnung des I_S zu streichen. Unserer Erfahrung nach läßt es sich jedoch besser nachvollziehen, wenn alle Werte eingerechnet, die Minima und Maxima jedoch über die Standardabweichung ermittelt werden. Dies führt ebenfalls zu einer Dämpfung der Streuung, berücksichtigt aber die statistisch gesicherten Vertrauensintervalle.

Die Meßgenauigkeit beträgt einschließlich der statistischen Unsicherheit (aufgrund der üblicherweise hohen Streuung) etwa 10%.

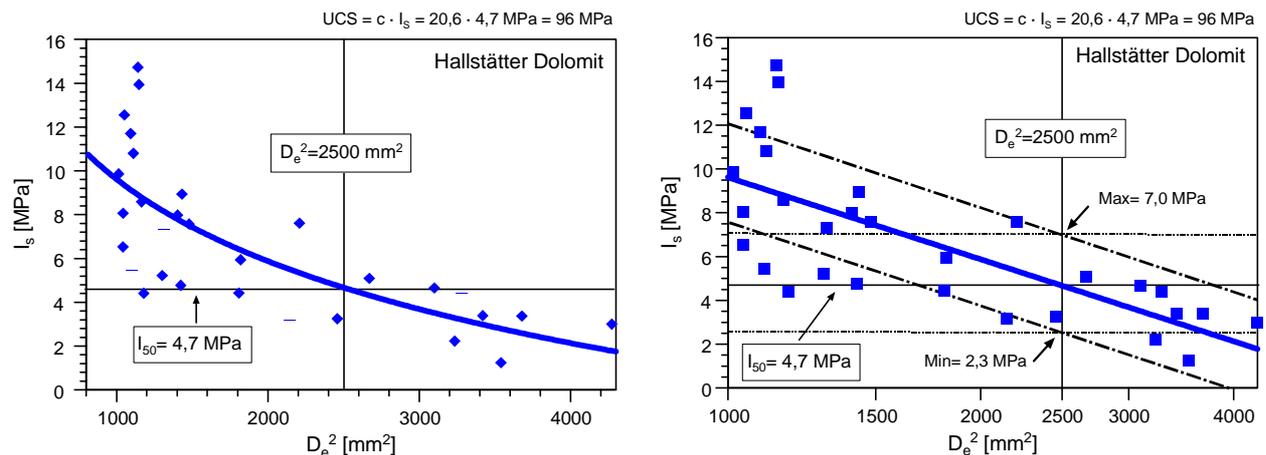


Abb. 35: Beispiel einer typischen statistischen Auswertung des Point-Load-Index aus einer Probenserie von 30 Einzeltests von Hallstätter Dolomit. Darstellung des I_S in Abhängigkeit der äquivalenten Kernfläche D_e^2 : links bei normal eingeteilter, rechts bei logarithmierter x-Achse.

Tab. 31: Formblatt mit Auswertung des Point-Load-Tests am Beispiel des Hallstätter Dolomits aus Abb. 35.

LEHRSTUHL FÜR ALLGEMEINE, ANGEWANDTE UND INGENIEUR-GEOLOGIE

POINT-LOAD-TEST

(Würfeltest) Anlage: 2

Projekt: Achbergtunnel/Unken	Gestein: Hallstätter Dolomit	
Entnahmeort: Tunnelmeter 1290 Kalotte	Proben-Nr.: ACT 1290 B	
Entnahmedatum: 04.06.1992	Datum des Tests: 27.12.1992	
Entnahme durch: K. Thuro	Bearbeiter: W. Baumgärtner/Thuro	

Gesteinsbeschreibung:
 mittel- bis hellgrauer, dichter, stark breccierter Dolomit, z. T. mit Calcit verheilt (nicht verkieselt!), z. T. schlechtes Fitting, Drucklösungserscheinungen an Komponenten

Inhomogenitäten, Trennflächen: Klüfte unregelmäßig, Klufkörper vielflächig jedoch mit calcitischem Bindemittel verheilt

Größtkorn: ---

Lagerung der Prüfkörper: im Probenraum **Wassergehalt:** lufttrocken

Nr.	P [MPa]	D [mm]	W [mm]	UCS (50) [MPa]	Nr.	P [MPa]	D [mm]	W [mm]	UCS (50) [MPa]
1	17,0	48,2	43,5	112,2	16	8,5	33,2	33,7	35,7
2	9,0	50,8	50,0	74,4	17	18,0	53,2	48,4	120,6
3	16,0	59,8	56,1	121,3	18	16,0	33,3	25,8	149,1
4	5,5	45,8	60,7	64,3	19	16,0	34,3	32,8	122,3
5	10,0	43,2	44,7	65,1	20	8,5	30,2	27,1	37,1
6	21,0	46,0	37,7	142,9	21	12,5	30,0	30,5	92,0
7	8,5	41,5	40,6	48,3	22	15,0	28,6	30,5	132,7
8	10,5	35,3	23,2	68,8	23	7,5	31,4	27,6	21,0
9	14,0	39,8	29,2	97,6	24	16,5	29,5	28,0	162,2
10	10,0	39,8	35,7	55,0	25	12,5	30,4	26,2	103,0
11	13,5	37,7	37,9	86,9	26	6,5	28,7	32,3	7,2
12	21,0	32,7	27,4	216,7	27	18,0	50,5	48,2	119,6
13	20,0	33,5	26,9	200,8	28	14,5	53,7	50,0	104,7
14	14,0	33,4	33,0	100,2	29	12,0	36,4	28,3	79,0
15	8,5	29,8	34,3	35,0	30	15,5	54,6	52,9	112,4

LOGAR-Methode:
 Logarithmische Ausgleichsrechnung
 $Is = a + b \ln(De^2)$

Konstanten:
 Druckfläche [mm²] der Hydraulik:
 $Ap = 800$
 Umrechnungsfaktor für Druckfestigkeit:
 $c = 20,6$

$Is = 4 \times Ap \times P / (D \times W \times \pi)$
 $UCS = c \times Is$

Is - Punktlastindex P - Prüfdruck
 D - Probenhöhe W - Probenbreite
 UCS - einaxiale Druckfestigkeit

Transformation jedes Einzelwerts auf De=50
 mittels logarithmischer Regression.

Max/Min = +/- Standardabweichung

De=50mm	Is [MPa]	UCS [MPa]
Maximum:	7,0	145
Mittel:	4,7	96
Minimum:	2,3	48

Bestimmtheitsmaß der Korrelation:
 $R^2 = 53 \%$

© Thuro 8/91, Schumertl 01/94

Technische Universität München

5.2.5 Spaltzugversuch bzw. Brazilian Test

Der Spaltzugversuch wurde als Brazilian Test an insgesamt 361 Prüfkörpern nach den Empfehlungen der DGEG (1985) durchgeführt. Die Empfehlungen der DGEG stellen eine Weiterentwicklung der Empfehlungen der ISRM (1978b) dar.

Zweck und Anwendung

Im Spaltzugversuch bzw. Brazilian Test wird die Zugfestigkeit eines Prüfkörpers indirekt über die Spaltzugfestigkeit (σ_z bzw. SPZ) ermittelt. Dabei wird ein liegender zylindrischer Prüfkörper durch eine Streifenlast längs zweier gegenüberliegender, gerader Mantellinien bis zum Bruch durch Spalten der Probe belastet. Die Zugbeanspruchung tritt dabei rechtwinklig zur Belastungsrichtung auf. Da Gestalt und Größe der Zylinder die Ergebnisse des Brazilian Tests maßgeblich beeinflussen (NEWMAN & BENNET 1990), wurde großer Wert auf die richtige Prüfkörpervorbereitung gelegt.

Prüfkörpervorbereitung

Die Bohrkern wurden mit der Gesteinssäge auf ein Längen-Durchmesser-Verhältnis von 0,5 bis 1:1 für den Brazilian Test gekürzt und exakt rechtwinklig zur Zylinderachse abgeschnitten. Analog zum einaxialen Druckversuch wurden alle Proben lufttrocken geprüft. Die Prüflinge wurden vor dem Einbau in die Druckpresse auf Reißfreiheit hin untersucht, eine Gesteinsbeschreibung angefertigt, ihre Masse gewogen und ihre Geometrie vermessen.

Prüfeinrichtung und Versuchsanordnung

Die Lastaufbringung und die Messung der Bruchlast erfolgte wie beim einaxialen Druckversuch mit einer kraft-gesteuerten Druckpresse vom Typ Tonipact 3000.

Der Brazilian Test ist ein Spaltzugversuch, bei dem ein scheibenförmiger Prüfkörper (Längen-Durchmesser-Verhältnis 0,5 bis 1:1) geprüft wird (DGEG 1985, ÖNORM B 3124 T4). Die Last kann dabei über ein Belastungsjoch (Abb. 36) oder mit zwei gegenüberliegenden Hartfaserstreifen aufgebracht werden. Der Brazilian Test ist ein besonders materialsparendes Verfahren gegenüber z. B. dem Verfahren bei der Betonprüfung (DIN 1048 T5), in dem das Längen-Durchmesser-Verhältnis $d:l = 2:1$ beträgt.

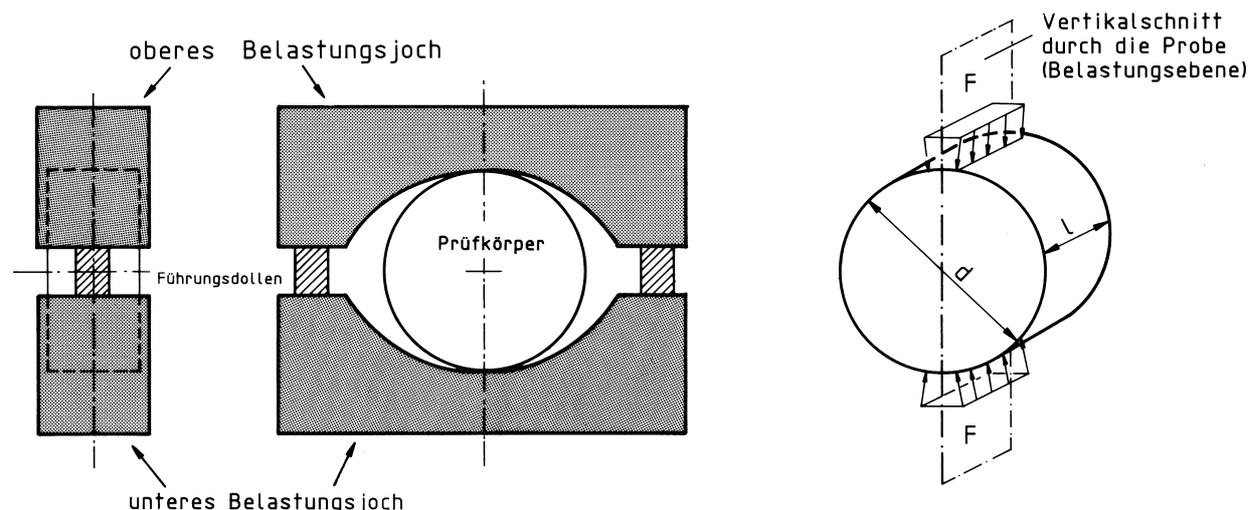


Abb. 36: Belastungsjoch und Versuchsanordnung beim Spaltzugversuch (Brazilian Test).

Das Belastungsjoch aus gehärtetem Werkzeugstahl ist mindestens so tief wie die Länge des Prüfkörpers; der Radius entspricht etwa dem 1,5fachen Radius des Prüflings. Zusätzlich wurde nach den Empfehlungen der ISRM jeder Prüfkörper mit zwei Windungen Kunststoffklebeband (handelsübliches Paketband) umwickelt, um die Lastverteilung zu optimieren.

Beim Spaltzugversuch bzw. Brazilian Test sind insgesamt sechs verschiedene Versuchsanordnungen bezüglich des Probenkörpereinbaus von anisotropen (geschieferten oder geschichteten) Gesteinen möglich.

Dabei bedeuten:

α = Winkel (Höhenwinkel) zwischen der Trennflächenebene und der Richtung der Prüfkörperachse

β = Winkel zwischen der Trennflächenebene und der Belastungsebene, gemessen in der Stirnflächenebene

γ = Winkel (Horizontalwinkel) zwischen der Trennflächenebene und der Richtung der Prüfkörperachse

Definierte Versuchsanordnungen beim Spaltzugversuch:

- (1) Sonderfall: Testrichtung $\alpha/\beta = 90^\circ/0^\circ$. Die Zugfestigkeit liegt zwischen der von (2) und (3).
- (2) Zugfestigkeit parallel zur Trennflächenebene: Testrichtung $\alpha/\beta = 0^\circ/90^\circ$. Die Zugfestigkeit ist am höchsten (100%).
- (3) Zugfestigkeit rechtwinklig zur Trennflächenebene: Testrichtung $\alpha/\beta = 0^\circ/0^\circ$. Die Zugfestigkeit ist am niedrigsten (ca. 20-50% je nach mechanischer Ausbildung der Trennflächen).

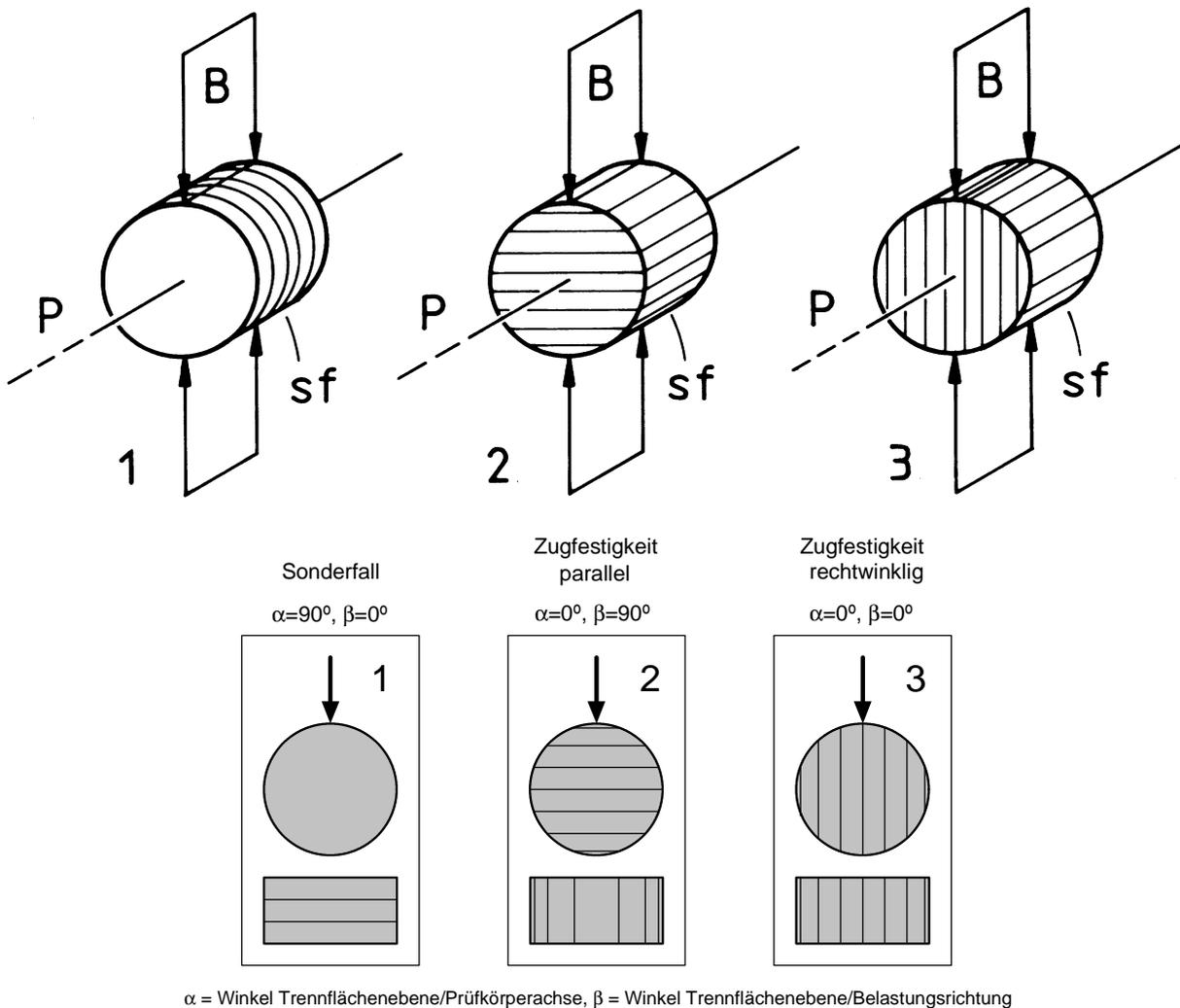


Abb. 37: Die drei verschiedenen definierten Versuchsanordnungen beim Spaltzugversuch. Oben: Prüfkörper sf - Trennflächenebene, P - Prüfkörperachse, B - Belastungsrichtung. Unten zugehöriges Symbol als Darstellung von Stirnfläche und Aufsicht.

Im allgemeinen Fall, z. B. wenn die Prüfkörper nicht im Labor, sondern durch Kernbohrungen in situ gewonnen werden, liegt die Trennflächenebene jedoch häufig schiefwinklig zur Zylinderachse (Prüfkörperachse). Die Belastungsrichtung kann dann entweder parallel oder rechtwinklig zur Trennflächenebene (bezogen auf die Stirnflächen) ausgerichtet werden. Die definierten Versuchsanordnungen sind nur Grenzfälle der in Abb. 38 abgebildeten, allgemeinen Versuchsanordnungen.

Allgemeine Versuchsanordnungen beim Spaltzugversuch:

- (1) Zugfestigkeit schiefwinklig, zwischen (1) und (2): Testrichtung $\alpha/\beta = 0^\circ < \alpha < 90^\circ/90^\circ$.
- (2) Zugfestigkeit schiefwinklig, zwischen (1) und (3), aber zwischen Belastungsebene und Trennflächenebene tritt ein weiterer Winkel γ auf: Testrichtung $\alpha/\beta = 0^\circ/0^\circ, 0 < \gamma < 90^\circ$.
- (3) Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Winkels β entlang einer erzwungenen Scherfläche: Testrichtung $\alpha = 0^\circ, 0 < \beta < 90^\circ$. Mit dieser Versuchsanordnung erhält man nur in den Grenzfällen (2) und (3) eine Zugfestigkeit.

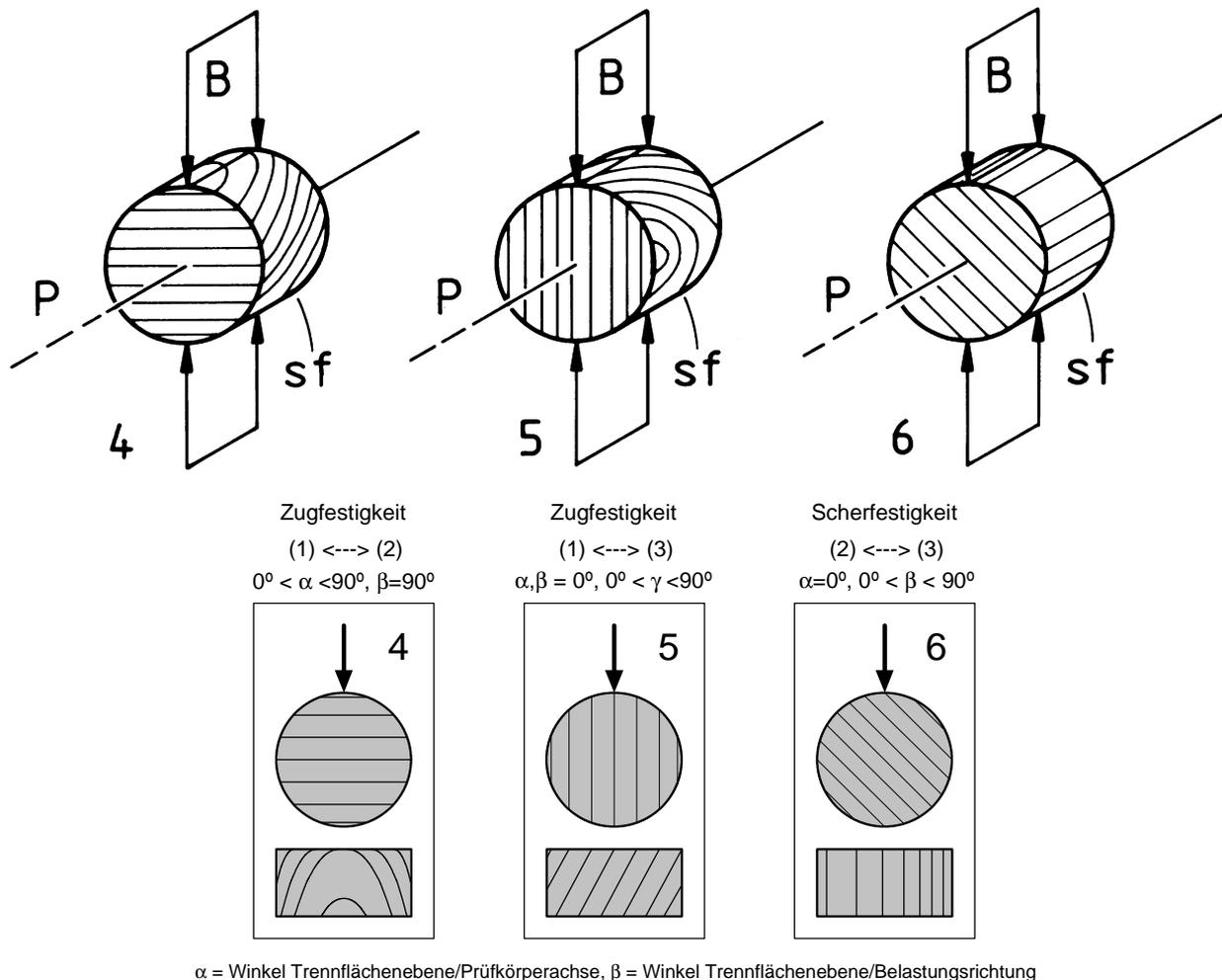


Abb. 38: Die allgemeinen Versuchsanordnungen 4, 5 und 6 beim Spaltzugversuch. Oben: Prüfkörper sf - Trennflächenebene, P - Prüfkörperachse, B - Belastungsrichtung. Unten zugehöriges Symbol als Darstellung von Stirnfläche und Aufsicht.

Die Untersuchung der Zugfestigkeit von anisotropen Gesteinen erfolgte möglichst immer in den Versuchsanordnungen (2) und (3). Nur bei den aus Kernbohrungen gewonnenen Proben aus dem Inntaltunnel mußten in einigen Fällen auch nach (4) und (5) getestet werden. Der Sonderfall (1) kam nur zum Einsatz, wenn keine anderen Proben verfügbar waren.

Die sinnvollen Versuchsanordnungen zur Untersuchung der Bohrbarkeit (Bohren parallel oder rechtwinklig zum Gefüge) sind bereits in Abschnitt 3.2.5 ab Seite 15 erläutert worden.

Die Versuchsanordnung (6) ist geeignet, eine Scherfestigkeit entlang einer erzwungenen Scherfuge in Abhängigkeit des Winkels β zu ermitteln. Dies wurde durchgeführt, um eine Art Winkelabhängigkeit der „Spaltzugfestigkeit“ (Scherfestigkeit) in Analogie zur gemessenen Bohrgeschwindigkeit zu erhalten.

Versuchsdurchführung

Jeder Prüfkörper wurde - wenn nötig mehrmals - bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,05 MPa/sec (in Anlehnung an DIN 1048 T5) zwischen den planparallelen Lastplatten bis zum Trennbruch belastet. Im Idealfall öffnet sich dabei in der Mitte des Prüflings ein Riß, der sich symmetrisch in der Ebene von Belastungsrichtung und Prüfkörperachse bis zur Kräfteinleitung hin fortsetzt. Da sich normalerweise auch parasitäre Risse ausbilden, wurde das Rißbild des Prüfkörpers zeichnerisch dargestellt.

Auswertung

Die Spaltzugfestigkeit errechnet sich in erster Näherung aus der maximalen Bruchlast und der halben Mantelfläche des Prüfkörpers (VUTUKURI et al. 1974, WIJK 1978). Aus den vorhandenen Einzelergebnissen wurde der arithmetische Mittelwert errechnet und zusammen mit Minimum und Maximum angegeben. In Tab. 33 ist das Beispiel einer Auswertung von 5 Buntsandstein-Prüfkörpern dargestellt. Die Meßwerte beim Spaltzugversuch liegen in etwa eine Zehnerpotenz unter denjenigen beim einaxialen Druckversuch und damit in der Nähe der Auflösungsgrenze der Kraftmesseinrichtung der Druckpresse. Wegen der Meßunsicherheit an dieser Grenze muß bei der Spaltzugfestigkeit ein Fehler von ca. 10% angenommen werden.

Verhältnis von Druck- und Zugfestigkeit

Aus den gewonnenen Laborergebnissen wurde das Verhältnis der einaxialen Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit bestimmt.

Formel 10: Berechnung der „Zähigkeit“ aus dem Verhältnis von einaxialer Druck- und Spaltzugfestigkeit.

$$Z = \frac{\sigma_u}{\sigma_z} = \frac{UCS}{SPZ}$$

mit: Z - Zähigkeit
 σ_u bzw. UCS - einaxiale Druckfestigkeit [MPa]
 σ_z bzw. SPZ - Spaltzugfestigkeit [MPa]

Das Verhältnis Druck-/Zugfestigkeit wird in der Literatur (z. B. SCHIMAZEK & KNATZ 1976: 117, BECKER & LEMMES 1984: 74) als eines der wesentlichen Merkmale für die Zähigkeit eines Gesteins genannt. Verhältnisse größer als 10:1 gelten als „spröde“, Verhältnisse kleiner 10:1 als „zäh“. Analog dazu können Verhältnisse kleiner als 5:1 als „sehr zäh“, der Bereich größer als 20:1 als „sehr spröde“ bezeichnet werden (Tab. 32).

Tab. 32: Verhältnisse der Druck-Zugfestigkeit und zugehörige Zähigkeits-Attribute.

Z=UCS/SPZ	Zähigkeits-Attribut
> 20	sehr spröde
20 - 10	spröde
10 - 5	zäh
< 5	sehr zäh

Bei der Auswertung der Spaltzugversuche sowie in einigen Diagrammen wurde diese Einteilung zur Klassifizierung des Zähigkeits-Verhältnisses verwendet.

Tab. 33: Spaltzugversuch; Beispiel einer Auswertung von fünf Prüfkörpern quarzitisches Sandsteins.

LEHRSTUHL FÜR ALLGEMEINE, ANGEWANDTE UND INGENIEUR-GEOLOGIE										
Spaltzugversuch		Brazilian Test an Zylinderproben					Anlage: 3			
Projekt:	Schönraintunnel/Nantenbach			Gestein:	quarzitischer Sandstein					
Entnahmeort:	Tunnelmeter 1027 Kalotte			Proben-Nr.:	SRT 1027					
Entnahmedatum:	14.04.1992			Datum des Tests:	21.08.1992					
Entnahme durch:	K. Thuro			Bearbeiter:	W. Baumgärtner					
Gesteinsbeschreibung: Buntsandstein der Volpriehausener Abfolge smV, s hellroter, quarzitischer, mittel- bis grobkörniger, massiger Sandstein, mit wenigen, tiefroten Tongallen und punktförmigen Entfärbungsflecken; sehr fest gebunden und sehr hart, offensichtlich geringe Porosität;										
Inhomogenitäten, Trennflächen: Schichtung kaum erkennbar, keine Klüfte oder Risse erkennbar.				Größtkorn: max. 2 mm (Tongallen)						
Lagerung der Prüfkörper: im Probenraum				Wassergehalt: lufttrocken						
Prüfkörper	Einheit	1	2	3	4	5	Min	Mittel	Max	x σ n
Wassergehalt	-	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken				
Länge	∅ L [mm]	44,3	42,5	41,8	43,9	44,9				
Durchmesser	∅ D [mm]	79,5	79,5	79,6	79,5	79,6				
L/D-Verhältnis	L/D [mm/mm]	0,6	0,5	0,5	0,6	0,6				
halbe Mantelfläche	A [mm²]	5531,9	5307,2	5226,3	5482,0	5613,9				
Volumen	V [cm³]	219,9	211,0	208,0	217,9	223,4				
Masse	m [g]	568,7	548,8	539,6	566,3	581,8				
Rohdichte	ρ [g/cm³]	2,59	2,60	2,59	2,60	2,60				
Belastungsfall	[Nr.]	1 (- 4)	1	1	1 (- 4)	1				
Winkel / Trennflächen	α / β	< 5°/90°	0°/90°	0°/90°	< 10°/90°	0°/90°				
Klebeband	ja/nein	ja	ja	ja	ja	ja				
Laststeigerungsrate	F/t [kN/s]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3				
Belastungszyklen	Anzahl	1	2	1	3	1				
Bruchlast	F [kN]	58,1	70,6	57,5	59,8	63,4	Min	Mittel	Max	x σ n
Spaltzugfestigkeit	SPZ [MPa]	10,5	13,3	11,0	10,9	11,3	10,5	11,4	13,3	1,0
Druckfestigkeit	UCS [MPa]	101,4	138,4	121,6	106,6	118,6	101,4	117,3	138,4	12,9
Verhältnis UCS/SPZ	Z [MPa/MPa]	9,7	10,4	11,1	9,8	10,5	9,7	10,3	10,4	0,5
Zähigkeits-Einstufung		zäh	spröde	spröde	zäh	spröde	zäh	spröde	spröde	-
Bemerkungen zum Versuchsablauf: Abplatzungen im Verlauf der Belastung zeichnen z. T. die sonst kaum sichtbare Schichtung nach.										
Versuchsanordnungen beim Spaltzugversuch										
Sonderfall α=90°, β=0°	Zugfestigkeit parallel α=0°, β=90°	Zugfestigkeit rechtwinklig α=0°, β=0°	Zugfestigkeit (1) <---> (2) 0° < α < 90°, β=90°	Zugfestigkeit (1) <---> (3) α,β = 0°, 0° < γ < 90°	Zugfestigkeit (2) <---> (3) α=0°, 0° < β < 90°	Scherfestigkeit (2) <---> (3) α=0°, 0° < β < 90°				
1	2	3	4	5	6					
α = Winkel Trennflächenebene/Prüfkörperachse, β = Winkel Trennflächenebene/Belastungsrichtung										
© Thuro 11/94										
Technische Universität München										

5.2.6 Dichtebestimmung und Wasseraufnahmeversuch

Von allen Proben, an denen der einaxiale Druckversuch, der Point-Load-Test und der Spaltzugversuch durchgeführt wurde, wurden die Trockenrohddichte durch Tauchwägung (Prüfung DIN 52102-RE-VA), die Wasseraufnahme und der nutzbare Porenraum nach DIN 52103 ermittelt. Bei verwitterten Gesteinen und bei Sandsteinen bilden Trockenrohddichte und (offene) Porosität (Porenvolumen) eine wesentliche Diskussionsgrundlage.

Zweck und Anwendung

In diesem Versuch wird an mindestens 5 Probenkörpern die Trockenrohddichte, also die Dichte einschließlich des Gesamtporenraums nach dem Prinzip des ARCHIMEDES (Auftriebsverfahren) bestimmt. Gleichzeitig erhält man das nutzbare Porenvolumen, das durch Wasser bei Atmosphärendruck gefüllt werden kann (Poren, Risse). Beide Größen sind ein Indiz für die Gesteinszusammensetzung aus „leichten“ und „schweren“ Mineralen (z. B. auch Vererzungen), vor allem aber ein Maß für die Porosität eines Gesteins, welche z. B. durch Verwitterungsprozesse oder hydrothermale Zersetzung erhöht werden kann.

Prüfkörpervorbereitung

Zunächst wurden 5 quaderförmige Probenkörper von mindestens 100 cm³ Volumen im Trockenofen bei 105°C bis zur Gewichtskonstanz (24h) getrocknet und anschließend gewogen. Die Prüflinge wurden 24 h bei vollständiger Wasserbedeckung in einem Wasserbad gelagert.

Prüfeinrichtung

Die Ermittlung der Massen sowohl an Luft als auch unter Auftrieb in Wasser wurde mit einer Digitalwaage mit Unterflur-Wägeeinrichtung durchgeführt. Als Meßflüssigkeit fand destilliertes, entlüftetes Wasser Verwendung.

Versuchsdurchführung

Die Prüflinge wurden aus dem Wasserbad herausgenommen und mit einem feuchten, ausgewrungenen Schwammtuch abgetupft, damit keine Wassertropfen an den Probenklötzchen hängen blieben. Nach der Wägung der feuchten Masse an Luft wurde jeder Prüfkörper auch unter Auftrieb in Wasser in einem Drahtkörbchen gewogen.

Auswertung

Die Massendifferenz einer Probe an Luft und unter Auftrieb ergibt das Volumen des Probenkörpers, der Quotient aus Trockenmasse und Probenvolumen die Trockenrohddichte ρ_r . Aus der feuchten und der Trockenmasse läßt sich der nutzbare Porenraum p_N und der Wasseraufnahmegrad W_a (unter Atmosphärendruck) ableiten. Anschließend wurde aus den 5 Einzelwerten der arithmetische Mittelwert gebildet. Die Meßgenauigkeit kann mit < 2% angegeben werden.

Tab. 34: Beispiel für eine Bestimmung der Trockenrohddichte und des Wassergehalts an zersetztem Biotitgranit.

LEHRSTUHL FÜR ALLGEMEINE, ANGEWANDTE UND INGENIEUR-GEOLOGIE											
Dichtebestimmung - Wasseraufnahme							Anlage: 4				
durch Tauchwägung nach DIN 52102 - durch Wasserlagerung nach DIN 52103											
Projekt:		Michaelstunnel/Baden-Baden				Gestein:		Friesenberggranit			
Entnahmeort:		Tunnelmeter 564 (Kalotte)				Proben-Nr.:		MIT 564			
Entnahmedatum:		15.03.1987				Datum des Tests:		12.04.1991			
Entnahme durch:		K. Thuro				Bearbeiter:		S. Schütz			
Gesteinsbeschreibung:							Biotitgranit, Z-Grad 4				
roter, mittelkörniger, hydrothermal mittelstark zersetzter Biotitgranit bis -granodiorit mit deutlichem Chloritgehalt und milchig-trüben Feldspäten											
Inhomogenitäten, Trennflächen:							Größtkorn:		5 mm		
keine											
Lagerung der Prüfkörper:							im Probenraum		Wassergehalt:		lufttrocken
Versuchsbedingungen							Prüfung DIN 52102-RE-VA - Prüfung DIN 52103				
Probengröße							5 Proben von je mindestens 4 cm Durchmesser (ca. 50 cm ³)				
Lagerung und Prüfflüssigkeit							24 h in destilliertem, entlüftetem Wasser, T = 25 °C +/- 1 °C				
Abtupfen der Proben							feuchtes ausgewungenes Tuch				
Ofentrocknung							24 h bei 105 °C				
Ablese-/Angabegenauigkeit							Masse auf 0,1 g, Dichte auf 0,001 g/cm ³ , Prozentangaben auf 0,01%				
Prüfkörper	Einheit	1	2	3	4	5	Min	Mittel	Max	x σ n	
Wassertemperatur	T [°C]	24	24	24	24	24					
Probe bergfeucht	Mnat. [g]	-	-	-	-	-					
Trockenmasse	Mtr [g]	127,8	149,8	120,1	122,8	98,0					
feuchte Probe	Mw [g]	131,0	153,7	123,6	125,1	100,4					
Probe unter Auftrieb	Ma [g]	79,7	93,6	74,9	76,1	61,1					
Trockenrohddichte	ρ R [g/cm ³]	2,49	2,49	2,47	2,51	2,49	2,47	2,49	2,51	0,01	
Dichte	ρ N [g/cm ³]	2,66	2,67	2,66	2,63	2,66	2,63	2,65	2,67	0,01	
Dichtigkeitsgrad	dN [%]	93,8%	93,5%	92,8%	95,3%	93,9%	92,8%	93,9%	95,3%	0,8%	
nat. Wassergehalt	Wnat. [%]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Wasseraufnahmegrad	Wa [%]	2,5%	2,6%	2,9%	1,9%	2,4%	1,9%	2,5%	2,9%	0,3%	
nutzbarer Porenraum	pN [%]	6,2%	6,5%	7,2%	4,7%	6,1%	4,7%	6,1%	7,2%	0,8%	
verwendete Formeln:											
$r_R = r_w \cdot \frac{M_{tr}}{M_w - M_a} \quad r_N = r_w \cdot \frac{M_{tr}}{M_{tr} - M_a} \quad d_N = \frac{r_R}{r_N}$ $W_{nat} = \frac{M_{nat} - M_{tr}}{M_{tr}} \quad W_a = \frac{M_w - M_{tr}}{M_{tr}} \quad p_N = (100 - d_N)$ <p style="text-align: center;">mit $r_w = \text{Dichte des Wassers} = 1 \text{ g / cm}^3$</p>											
Bemerkungen:											
© Thuro 91-94											
Technische Universität München											

5.3 Auswertung

5.3.1 Vorgehensweise

Es wurde danach getrachtet, möglichst vollständige Datensätze eines jeden Gesteins (bzw. Gebirges) zu erstellen. Nach jeder Bohrzeitenmessung, die mit einer ingenieurgeologischen Aufnahme der Tunnelortsbürst verbunden war, wurden - wie in Abschnitt 5.1.5 „Probennahme“ auf Seite 48 geschildert - Proben für die Laboruntersuchungen entnommen. Die Proben wurden in Form von großen Blöcken an das Institut für Angewandte Geologie und Mineralogie transportiert und im dortigen Felslabor weiterverarbeitet. Eine Ausnahme bildeten die Kernbohrungen aus dem Inntaltunnel, deren Entnahmestellen aber ebenfalls in unmittelbarer Nähe von Bohrzeitenmessungen liegen.

Es wurden gemäß Abschnitt 3.3.3 auf Seite 21 die Untersuchungen nach Tab. 4: „Gliederung und Übersicht der durchgeführten Untersuchungen zur Bohrbarkeit“ durchgeführt. Dabei wurden sowohl Einzelwerte als auch Mittelwerte für die jeweiligen Gesteine ermittelt.

Einzelwerte: Für jede Entnahmestelle („Abschlag“ im Tunnel) wurde jeweils ein arithmetischer Mittelwert für die untersuchten Parameter (z. B. Bohrgeschwindigkeiten, felsmechanische Kennwerte) gebildet. Die Merkmale der Gesteine (z. B. Mineralzusammensetzung) und des Gebirgsverbands (geologische Aufnahme) wurden dazu dokumentiert. Die so gewonnenen Einzelwerte stellen hauptsächlich die Datenbasis für die Untersuchung von Zusammenhängen mit der Bohrgeschwindigkeit dar.

Mittelwerte: Für bestimmte Homogenbereiche, die entweder einen Gebirgstyp oder ein bestimmtes Gestein umfassen können, wurden Mittelwerte aus den Einzelwerten der jeweiligen Entnahmestellen gebildet. Auch hier wurden die gemeinsamen Gesteins- und Gebirgsmerkmale dokumentiert und für die Gesteine eine durchschnittliche Mineralzusammensetzung ermittelt. Die Mittelwerte bilden die Datenbasis für die Untersuchungen von Korrelationen der Bohrkronenstandzeit und der Bohrgeschwindigkeit mit gesteins- und gebirgsmechanischen Parametern. Mittelwerte haben den Vorteil, daß der statistische Fehler aufgrund der größeren Datenanzahl geringer ist als bei Einzelwerten, „Ausreißer“ werden dadurch eher egalisiert.

Die so erhaltenen Werte dieser „Parameter-Matrix“ wurden überwiegend in xy-Diagrammen dargestellt, um signifikante Abhängigkeiten der Bohrgeschwindigkeit und der Bohrkronenstandzeit aufzuzeigen. Auf die Darstellung als 3D-Diagramme wurde der Übersichtlichkeit halber verzichtet. Die Beziehungen zwischen den Wertepaaren wurden statistisch ausgewertet.

5.3.2 Statistische Auswertung

Grundlagen einer statistischen Untersuchung sind nach NOACK (1980):

- eine ausreichende Anzahl von Werten (mit $n > 100$, besser noch höher),
- die homogene Verteilung der Werte über den gesamten Wertebereich („Normalverteilung“)
- und eine Probenauswahl, die über eine nicht gesteuerte, sondern zufällige Stichprobe erfolgt.

Diese Anforderungen sind so hoch angesetzt, daß sie übliche geologisch-felsmechanische Untersuchungen niemals erfüllen können.

- Die geforderte, hohe Anzahl von Werten kann aufgrund der schwierigen Probenbeschaffung nicht eingehalten werden. Sowohl die Tunnelprojekte als auch die eigentlichen Entnahmestellen mußten so ausgewählt werden, daß alle erforderlichen Kennwerte bzw. Parameter auch tatsächlich erhoben werden konnten.
- Obwohl versucht wurde, möglichst immer Werte aus dem gesamten Wertebereich zu erhalten, weisen felsmechanische Untersuchungen stets „Lücken“ auf - z. B. typischerweise im Bereich niedriger und hoher felsmechanischer Kennwerte (z. B. Druckfestigkeiten). Gerade bei den hohen oder gar extremen Werten müßten mehr (und höhere) Werte in die Untersuchung Eingang finden. Eine Normalverteilung ist deshalb nicht immer gewährleistet.
- Eine nicht gesteuerte, sondern zufällige Probennahme kommt bei vorliegenden Untersuchungen gar nicht erst in Frage. Die Gesteine (bzw. das Gebirge) wurden gezielt ausgewählt und nach

Möglichkeit inhomogene Bereiche oder Bereiche mit unbekanntem Parametern wissenschaftlich ausgeschlossen. Nur so kann unseres Erachtens eine hohe Qualität der erhaltenen Meßwerte gewährleistet werden.

Trotzdem sollen auch in dieser Arbeit statistische Analyseverfahren helfen, Zusammenhänge zu finden und ihre Qualität zu beurteilen.

Verwendete statistische Methoden

Reihenstatistik

Bei allen Parametern wurden innerhalb jeder Entnahmestelle zur Ermittlung der Einzelwerte deskriptive Maßzahlen errechnet (vgl. NOACK 1980: 494 ff., GRÄNICHER 1994: 3-1 ff.). Diese statistischen Werte erscheinen zum größten Teil aber nicht explizit in dieser Arbeit, sondern dienen nur zur „Qualitätssicherung“. In Formel 11 sind die verwendeten statistischen Kennwerte aufgeführt und kurz erläutert.

Formel 11: Berechnung der statistischen Maßzahlen bei Reihenanalysen.

Anzahl der Werte:	n - Zahl der gültigen Meßwerte
Minimum:	min - Kleinster gültiger Meßwert
Maximum:	max - Größter gültiger Meßwert
Mittelwert:	$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$ - Summe der Werte, geteilt durch die Anzahl der gültigen Meßwerte (arithmetisches Mittel)
Standardabweichung:	$s_n = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}$ - Sie gibt die durch zufällige Schwankungen bedingte Abweichung vom arithmetischen Mittelwert an.

Häufig wurde zur Charakterisierung der Meßwerte in Kurven neben dem Mittelwert auch die Standardabweichung als Fehlerbalken eingezeichnet.

Kurvenanpassung

Wenn im Zuge einer Untersuchung Werte gemessen werden, sind diese immer mit Fehlern behaftet. Neben Meßfehlern können beispielsweise auch Inhomogenitäten im Gestein zu natürlichen Schwankungen der geologisch-felsmechanischen Kennwerte führen. Meist sind solche Fehler nicht systematisch, sondern führen dazu, daß die gemessenen Werte zufällig um die „wahren“ Werte schwanken. Regressionsverfahren oder Kurvenanpassungen haben zum Ziel, aus den gemessenen Werten der Datenmenge einen mathematischen Zusammenhang der zugrundeliegenden „wahren“ Werte herauszufinden. Dazu versuchen Regressionen und Kurvenanpassungen eine gegebene Funktion optimal an die Meßwerte anzupassen. Das Ergebnis der Berechnung wird als Kurve in die Punktwolke der Daten gezeichnet. Wie gut der vermutete Zusammenhang in die durch die Meßwerte erfaßte Realität paßt, erkennt das Auge meist sofort; rechnerisch wird die Güte der Anpassung durch den Korrelationskoeffizienten R, die Standardabweichung $y\sigma_{(n-1)}$ und das Bestimmtheitsmaß R^2 ausgedrückt.

Mit Hilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate (least square-Kriterium) wird durch die Punktwolke eine Kurve gelegt, die die geringsten Abweichungen von allen Meßpunkten aufweist. Mathematisch ausgedrückt werden alle Parameter solange variiert, bis die Summe der Abweichungsquadrate ein Minimum angenommen hat (NOACK 1980: 494 ff., GRÄNICHER 1994: 6 ff.). Tatsächlich „paßt“ diese Kurve auch für das Auge am besten in die Wolke der Meßpunkte. Ein durch ein solches Verfahren erhobener Zusammenhang gilt also nur in dem Bereich, in dem auch tatsächlich gemessen wurde. Eine Extrapolation über diesen Bereich hinaus ist nicht zulässig.

Lineare Regression (forecast)

Die lineare Regression entspricht der Geradengleichung $f(x) = a + bx$ und wird auch als „Forecast“ oder „Polynomregression 1. Grades“ bezeichnet. Dabei wird versucht, eine Gerade möglichst optimal durch die Meßwerte zu legen. Die resultierende „Kurve“ ist immer eine Gerade, deren Schnittpunkt mit der Y-Achse durch den Parameter „a“ und deren Steigung durch den Parameter „b“ beschrieben wird. In der einfachen Form $y=ax$ bezeichnet a die Steigung und die Gerade verläuft durch den Nullpunkt.

Logarithmische Regression

Die meisten Zusammenhänge lassen sich nicht mit Geraden beschreiben. Wenn nicht bereits ein mathematisches Modell, d. h. eine Berechnungsformel existiert, wird häufig als einfachstes Verfahren die logarithmische Regression der Form $f(x) = a + b \ln x$ verwendet. Diese Kurvengleichung wurde deshalb auch in vorliegender Arbeit für alle nichtlinearen Korrelationen benutzt. Dies hat den Vorteil der leichten Nachvollziehbarkeit und der guten Vergleichbarkeit der gefundenen Zusammenhänge. Die logarithmische Formel wies außerdem den durchwegs höchsten Korrelationskoeffizienten im Vergleich aller getesteten mathematischen Modelle auf.

Bei fast allen xy-Diagrammen (Liniengrafiken) wurden die Beziehung mit einer Kurvenanpassung angenähert und nach Erfordernis wichtige statistische Maßzahlen mit dem Diagramm ausgegeben. Eine Faktorenanalyse, wie sie z. B. HÖGSTRÖM (1994a, b) bei gesteintechnischen Untersuchungen an Steinbruchmaterial oder PAONE et al. (1966) bei Bohrbarkeitsuntersuchungen durchgeführt haben, halten wir für nicht zielführend. Dabei wird die Summe aller in Frage kommenden Parameter x_i mit Faktoren m_i versehen und dem untersuchten Bohrbarkeitsparameter gegenübergestellt, z. B. in der Form

$$\text{Bohrgeschwindigkeit } v_B = m_1 \cdot UCS + m_2 \cdot E + m_3 \cdot W_z + m_4 \cdot SPZ + \dots$$

wobei m_i auch eine Funktion (z. B. $a \cdot \ln [x_i]$) darstellen kann. Bei dieser Vorgehensweise werden leicht signifikante Zusammenhänge verschleiert, die in der großen Faktorenmenge untergehen. Außerdem ist diese rechnerische Statistik wenig anschaulich.

In Formel 12 sind die für die erfolgte Kurvenanpassung berechneten, statistischen Maßzahlen aufgeführt und erläutert (nach GRÄNICHER 1994). Nach Erfordernis wurden alle oder ein Teil dieser Kenngrößen ebenso wie die errechneten Parameter a bzw. b der Kurvengleichung mit dem Diagramm ausgegeben (Abb. 39). Die mit einem * angegebenen Kennwerte sind nur für das Verständnis notwendig und wurden nicht aufgeführt. Das Fehlerquadrat repräsentiert den methodischen (physikalischen) Fehler eines jeden Meßwerts in der Grafik.

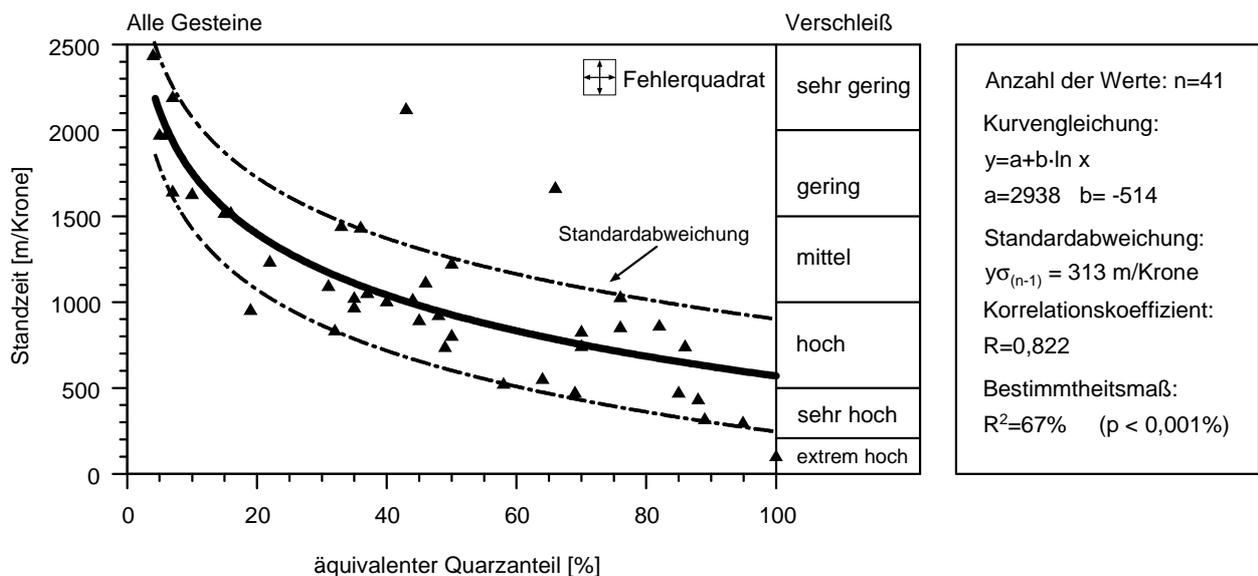


Abb. 39: Beispiel für eine statistische Auswertung (Standzeit von Bohrkronen gegen äquivalenten Quarzanteil). Im Diagramm sind die Mittelwerte der jeweiligen Größen aufgetragen. Durch die Punktwolke wurde eine logarithmische Regressionskurve gelegt. Mit strichpunktierten Linien ist die Standardabweichung eingetragen. In einer Tabelle neben dem Diagramm wurden die wichtigsten statistischen Maßzahlen aufgeführt. Das Fehlerquadrat stellt den mittleren, absoluten Fehler jedes einzelnen Meßwerts dar.

Formel 12: Berechnung und Erläuterung der statistischen Maßzahlen bei Regressionsanalysen.

Anzahl der Meßwerte: n - die Anzahl der gültigen Datenpaare.

Varianz der Residuen*:
$$V = \frac{\sum (x_i - \bar{X})(y_i - \bar{Y})}{n - 1}$$
 mit $x := \ln x$ bei logarithmischer Regression.

Über alle Meßpunkte wird die Summe der Abweichungsquadrate zwischen Meßpunkt und errechneter Kurve gebildet und durch $(n-1)$ geteilt. Sie ist ein Maß für die Breite einer Verteilung. Varianzen lassen sich nicht direkt vergleichen, wohl aber Standardabweichungen.

Standardabweichung:
$$yS_{(n-1)} = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{X})(y_i - \bar{Y})}{n - 1}}$$
 mit $x := \ln x$ bei logarithmischer Regression;

auch Standardabweichung der Residuen genannt. Sie errechnet sich analog zur Reihenstatistik aus der Quadratwurzel der oben beschriebenen Varianz.

Korrelationskoeffizient:
$$R = \frac{\sum (x_i - \bar{X})(y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{X})^2 \cdot \sum (y_i - \bar{Y})^2}}$$
 mit $x := \ln x$ bei logarithm. Regression. Der

Korrelationskoeffizient errechnet sich aus der Quadratwurzel des Verhältnisses der Varianz der Residuen zur Varianz aller Datenpaare. Da bei nichtlinearen Formeln ein Vorzeichen keine Aussagekraft mehr hat, wird hier der Absolutbetrag des Korrelationskoeffizienten ausgegeben. Der Korrelationskoeffizient kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen. Je größer der Wert, desto besser wird der Zusammenhang der Meßwerte durch die errechnete Kurve beschrieben. Ein Wert von 1 etwa bedeutet, daß alle Datenpaare auf der Kurve liegen. Ein Wert von 0 bedeutet, daß die berechnete Kurve überhaupt keinen Zusammenhang mit den Datenpaaren hat. Der Korrelationskoeffizient ist jedoch kein absolutes Maß und läßt alleine keinen Rückschluß auf einen tatsächlichen Zusammenhang zwischen den Daten und der Kurve zu. Er muß immer im Zusammenhang mit der Anzahl der Meßwerte interpretiert werden. Hilfe dazu gibt die weiter unten beschriebene Irrtumswahrscheinlichkeit p .

Anzahl der Freiheitsgrade*: df - Dieser für die folgende Teststatistik wichtige Parameter errechnet sich aus der Differenz der Anzahl der Datenpaare und der Anzahl der geschätzten Parameter (Variablen der Kurvengleichung). Ein Beispiel: Die Anzahl der gültigen Daten-Paare sei 29. Bei der logarithmischen Regression mit 2 zu schätzenden Parametern a und b ist $df = 29 - 2 = 27$.

Irrtumswahrscheinlichkeit: p - Zunächst wird aus dem Korrelationskoeffizienten und der Anzahl der Freiheitsgrade ein Wert τ errechnet. Von diesem wird mit Hilfe der t -Verteilung die Irrtumswahrscheinlichkeit p für den Korrelationskoeffizienten gebildet (hier nicht weiter ausgeführt). Die Irrtumswahrscheinlichkeit macht eine Aussage darüber, wie groß der statistische Irrtum ist, wenn eine Korrelation für signifikant gehalten wird. Eine wichtige Angabe dazu ist die Anzahl der Freiheitsgrade df . Zum Beispiel bedeutet $p = 1$ hier eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 100%, analog dazu bedeutet $p \leq 0,05$ eine Irrtumswahrscheinlichkeit von kleiner oder gleich 5%. Ein Wert $p \leq 0,01$ bedeutet z. B., daß der gefundene Korrelationskoeffizient mit höchstens 1% Unsicherheit keinen zufälligen Zusammenhang zwischen Datenpaaren und errechneter Kurve beschreibt. Die hier durchgeführte Berechnung über die t -Verteilung basiert auf einer angenommenen Normalverteilung der Grundgesamtheit der Meßwerte.

Bestimmtheitsmaß:
$$R^2 = 1 - (1 - R^2) \frac{n - 1}{n - k}$$
 mit $k =$ Anzahl der geschätzten Parameter (z. B. 2);

auch Determinationskoeffizient genannt. Das Quadrat des Korrelationskoeffizienten gibt den Anteil der Varianz an, der durch die Regression aufgeklärt wird. Zusätzlich wird mit dem hier verwendeten Koeffizienten R^2 eine bessere Schätzung der aufgeklärten Varianz geliefert, da er sich auf die Anzahl der gültigen Meßwerte bezieht.

Das Bestimmtheitsmaß gibt also an, wieviele der Meßwerte mit der angegebenen Kurvengleichung erklärt werden können. Es stellt deshalb das wesentliche Maß für die Qualität der gefundenen Korrelation dar. So bedeutet ein Bestimmtheitsmaß unter 50% einen schlechten, ein R^2 von etwa 70% noch einen guten, ein R^2 von etwa 80% einen sehr guten und ein R^2 von ca. 90% einen hervorragenden Zusammenhang der verknüpften Größen.

6 Ergebnisse und Diskussion

Ziel und Zweck der Untersuchungen war es, die bearbeiteten Gesteine anhand der vorgestellten Kennwerte zu vergleichen und möglicherweise signifikante Abhängigkeiten zwischen ihnen festzustellen. Um einen besseren Überblick zu behalten, wurden die dargestellten Ergebnisse gleich im Anschluß diskutiert.

Im ersten Abschnitt (6.1) werden grundsätzliche Zusammenhänge innerhalb der felsmechanischen Kennwerte vorgestellt. Die Korrelationen der ausgewählten felsmechanischen und petrographischen Gesteinskennwerte mit der Bohrgeschwindigkeit und dem Bohrkronenverschleiß werden in den folgenden beiden Abschnitten 6.2 und 6.3 besprochen. Nach der Gegenüberstellung von einzelnen Parametern sind die geologischen Einflußgrößen Gegenstand des letzten Abschnitts 6.4.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse (Mittelwerte) der geologisch-felsmechanischen Untersuchungen in tabellarischer Form kann im Anhang eingesehen werden. Eine Legende zu den Gesteinen mit den jeweiligen Kennnummern („Kennung“) befindet sich im Anhang (letzte Seite).

6.1 Felsmechanische Kennwerte

Im wesentlichen sind 6 felsmechanische Kennwerte nach Möglichkeit an jedem Gestein ermittelt worden:

- einaxiale Druckfestigkeit UCS
- Elastizitätsmodul E
- spezifische Zerstörungsarbeit W_z
- Spaltzugfestigkeit SPZ
- Verhältnis von Druck- zur Zugfestigkeit („Zähigkeit“) Z
- Trockenrohichte D und nutzbares Porenvolumen p_N

Die Verformungsmessung beim einaxialen Druckversuch wurde erst im Zuge der Untersuchungen während des laufenden Vortriebs des Inntaltunnels eingeführt. Leider konnten von den Gesteinen des Michaelstunnels keine Zylinderproben mehr gewonnen werden, um auch an ihnen Elastizitätsmodul und Zerstörungsarbeit zu ermitteln.

Um die Zusammenhänge zwischen einzelnen Größen darzustellen, sind einige Kennwerte in Form von xy-Diagrammen auf der folgenden Seite gegeneinander aufgetragen worden (Abb. 40, Abb. 41, Abb. 42).

Einaxiale Druckfestigkeit - Spaltzugfestigkeit - Zähigkeit (Abb. 40)

Die beiden Grafiken sollen die Zusammenhänge von Druck- und Zugfestigkeit aufzeigen. Das „klassische“ Diagramm (links) zielt darauf ab, Gesteine nach ihrer Sprödigkeit zu beurteilen. Zur Orientierung sind in der Grafik die Verhältnisse von 5:1, 10:1 und 20:1 als Geraden eingezeichnet. Die berechnete Gerade (rot; lineare Regression) zeigt, daß die überwiegende Anzahl der getesteten Gesteine als spröde anzusprechen ist. Die Korrelation ist bei einem Bestimmtheitsmaß von 91% trotz der großen Wertestreuung als „sehr gut“ zu bezeichnen. In Tab. 35 sind die Gesteine gemäß ihrer „Zähigkeit“ zusammengestellt.

Tab. 35 Zusammenstellung der untersuchten Gesteine gemäß ihrer „Zähigkeit“.

Zähigkeits-Attribut	Z=UCS/SPZ	Gesteine
sehr spröde	> 20	Quarz-(Feldspat)-Ganggesteine, Biotitgranit (frisch)
spröde	20 - 10	harte Sandsteine, Konglomerate & Fanglomerate, Kalke & Dolomite, zersetzte Granite, Schiefer, Augengneise, Dolomitmarmore
zäh	10 - 5	mürbe und feste Sandsteine und Konglomerate, stark zersetzte Granite und Gneise, Glimmerschiefer, Quarzphyllite
sehr zäh	< 5	Anhydrit, Tonschluffsteine, Serizit-Chlorit-Phyllite

Mit dem rechten Diagramm sollte untersucht werden, ob die Sprödigkeit mit steigender Druckfestigkeit tendenziell zunimmt. Dieser Zusammenhang ist bei einem Bestimmtheitsmaß von 68% als gut zu bezeichnen.

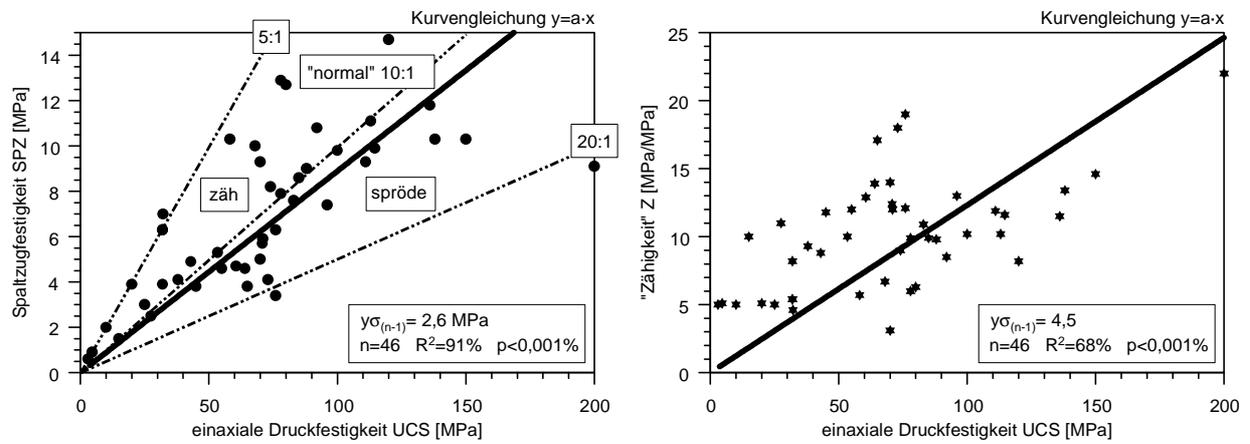


Abb. 40: Einaxiale Druckfestigkeit, aufgetragen gegen die Spaltzugfestigkeit (links) und gegen die „Zähigkeit“ (rechts).

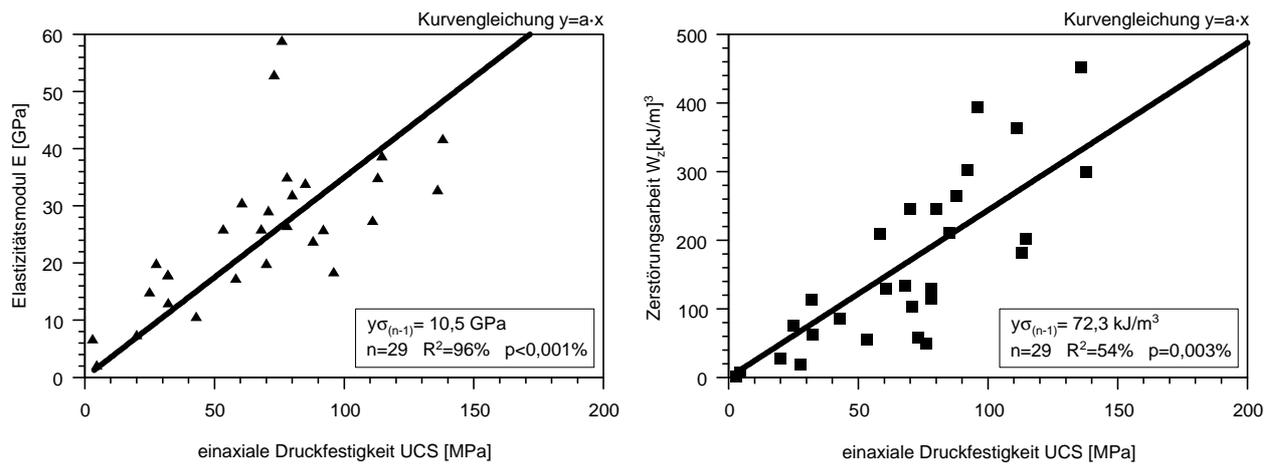


Abb. 41: Einaxiale Druckfestigkeit, aufgetragen gegen den Elastizitätsmodul (links) und gegen die spezifische Zerstörungsarbeit (rechts).

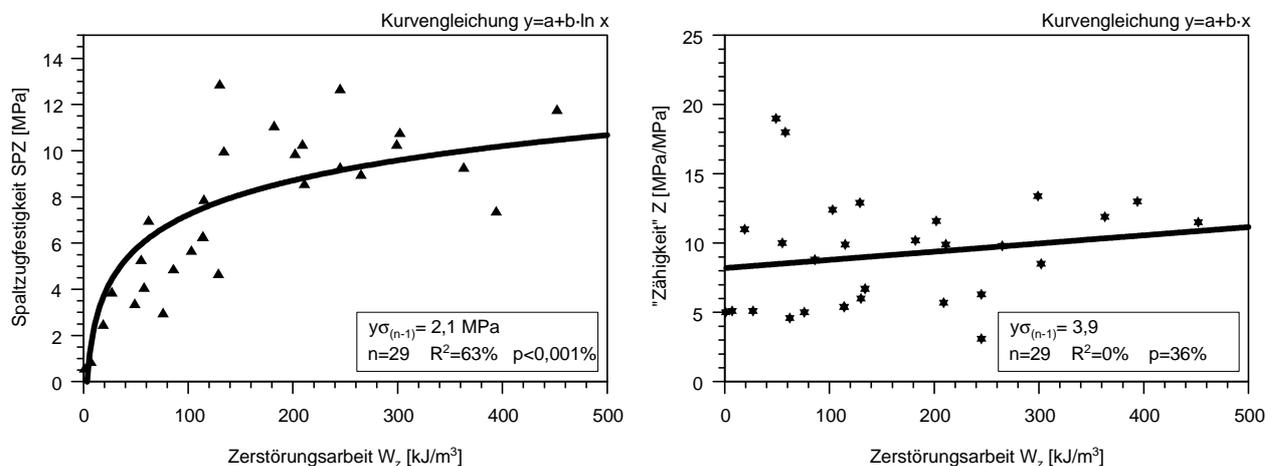


Abb. 42: Spezifische Zerstörungsarbeit, aufgetragen gegen die Spaltzugfestigkeit (links) und gegen die „Zähigkeit“ (rechts).

Einaxiale Druckfestigkeit - Elastizitätsmodul - spezifische Zerstörungsarbeit (Abb. 41)

In diesen Diagrammen sollten Zusammenhänge zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und den aus der zugehörigen Spannungs-Verformungskurve ermittelten Kennwerten untersucht werden. Die linke Grafik weist nach, daß der Elastizitätsmodul in etwa proportional mit der einaxialen Druckfestigkeit steigt. Das Bestimmtheitsmaß von 96% weist diese Beziehung als hochsignifikant aus. Ungewöhnlich weit entfernt von der ermittelten Trendgeraden liegen lediglich zwei Proben: Quarzmarmor und Dolomitmarmor aus dem Innsbrucker Quarzphyllit. Diese Gesteine zeigten schon bei der Versuchsdurchführung durch ihre völlige Zerstörung nach der ersten Belastung eine ganz besondere Sprödigkeit.

Im Gegensatz dazu ist die Korrelation von Druckfestigkeit und Zerstörungsarbeit als praktisch nicht signifikant zu bezeichnen (rechtes Diagramm, $R^2=54\%$). Das bedeutet, daß die Zerstörungsarbeit ein eigenes Maß darstellt, welches nicht einfach durch die Druckfestigkeit ersetzt werden kann.

Spezifische Zerstörungsarbeit - Spaltzugfestigkeit - „Zähigkeit“ (Abb. 42)

Mit diesen Grafiken sollten Zusammenhänge der Zerstörungsarbeit mit anderen Größen gesucht werden, denen man bei der „Bohrbarkeit“ in der Literatur eine große Bedeutung zumißt. Dem linken Diagramm ist zu entnehmen, daß es eine mäßige Abhängigkeit von der Spaltzugfestigkeit gibt ($R^2=63\%$, logarithmische Regression). Der Zusammenhang mit der Spaltzugfestigkeit erscheint bei den verwendeten Werten sogar besser als der Zusammenhang mit der einaxialen Druckfestigkeit zu sein.

Aus der rechten Grafik ist zu entnehmen, daß es keine signifikante Korrelation zwischen der „Zähigkeit“ (Verhältnis von Druck- zur Zugfestigkeit) eines Gesteins und der ermittelten Zerstörungsarbeit gibt.

6.2 Bohrkronenverschleiß

Auch wenn die Bohrstahlkosten häufig gegenüber den Zeitkosten (und damit Arbeitskosten) deutlich zurücktreten, ist es immer noch von großem Interesse, den Bohrkronenverschleiß zu untersuchen. Wie schon erwähnt wurde in dieser Arbeit nur der Verschleiß von Stiftbohrkronen untersucht, da andere Verschleißteile wie Bohrstangen, Muffen oder Einsteckenden die 5 bis 10fache Lebensdauer einer Krone besitzen und als „Leitwert“ der Abrasivität eines Gesteins nicht in Frage kommen.

6.2.1 Qualitativer Bohrkronenverschleiß: Verschleißbild

Einen wichtigen Hinweis auf die Abrasivität eines Gesteins stellt die Analyse der abgenutzten Bohrkronen dar. Die Arten des Verschleißes sind bereits in Abschnitt 5.1.2 Bohrkronenverschleiß ab Seite 40 geschildert worden. Danach wurden zunächst 3 Grundformen unterschieden, die je nach Ausbildung von Gestein und Gebirge miteinander kombiniert waren.

1. *Verschleiß der Hartmetallstifte (normaler Verschleiß)* einer Bohrkrone in abrasiven Gesteinen mit hohen Druckfestigkeiten, beispielsweise bei quarzreichen, sehr gut gebundenen Sandsteinen, Quarzit- und Porphy-Fanglomeraten, Gangquarzen, kieseligem Dolomit, Graniten und Gneisen (wenn relativ unverwittert).
2. *Verschleiß des Bohrstahls (Kaliberverschleiß)* in abrasiven Gesteinen mit niedrigen Druckfestigkeiten, beispielsweise hydrothermal zersetzten Graniten, Serizit-Chlorit-Phylliten (insbesondere in Störungszonen) oder mäßig bis schlecht gebundenen Sandsteinen.
3. *Abbrechen von Hartmetallstiften (Sprödbbruch)* durch Festbohren, Verklemmen oder Gewaltschäden (z. B. Durchbohren von Bewehrungsstahl der im Tunnel eingebauten Sicherung), beispielsweise aufgrund klaffender oder tonig-schluffig gefüllter Klüfte im verwitterten Granit oder beim stark durchtrennten Muschelkalk und aufgrund besonders harter Quarzit-, Porphy- und Gangquarzgerölle in Konglomeraten und Fanglomeraten.

Diese Grundtypen lassen sich jedoch noch weiter spezifizieren und in insgesamt 6 Verschleißklassen unterteilen (Tab. 36). Um den Schadensursachen bzw. qualitativen Zusammenhängen zwischen Verschleiß und Gestein auf den Grund zu gehen, wurden die ausgewechselten Bohrkronen (jeweils etwa 100 Stück) gemäß ihrer Verschleißform nach den Kriterien der Tab. 36 klassiert und der prozentuale Anteil jeder Klasse für die untersuchten Gesteine ermittelt. Die erhaltenen Tortendiagramme dienen als Hintergrund zur Diskussion der Bohrkronenstandzeiten und sind deshalb im folgenden Abschnitt den Standzeit-Diagrammen der entsprechenden Gesteine gegenübergestellt. Im Anschluß sind charakteristische Beispiele von Verschleißbildern aus drei Tunnelprojekten abgebildet.



Abb. 43:
Typische Verschleißformen von Bohrkronen im Michaelstunnel: Kronen 1 & 4: Verschleiß der Hartmetallstifte, normaler Verschleiß (1) in Gneisen und Grünschiefern. Kronen 5 & 6: Kaliberverschleiß (2) in mürben und hydrothermal zersetzten Arkosesandsteinen. Krone 2: Sprödbbruch von Stiften (3) mit anschließendem Totalverschleiß in klüftigem Biotitgranit. Krone 3: Totalausbruch von Stiften (4) nach Kaliberverschleiß (2) in verwittertem Biotitgranit.



Abb. 44:
Typische Verschleißformen von Bohrkronen im Inntaltunnel. Krone 1: ungebrauchte 7-Stiftkrone (sphärisch), Krone 2 & 3 Kaliberverschleiß (2) mit anschließendem Totalausbruch von Stiften (4) in typischen Quarzphylliten. An der Krone 3 ist die papierdünn geschliffene Wandung durch das eingerissene Loch gut erkennbar.



Abb. 45:
Typische Verschleißformen von Bohrkronen im Achbertunnel. Kronen 1 & 2: Sprödbbruch eines Stifts (3), und Kaliberverschleiß (2) in harten Werfener Sandsteinen; Totalausbruch (4) durch Ankerbohren. Kronen 3 & 4: Verschleiß der Hartmetallstifte, normaler Verschleiß (1) und nur geringer Kaliberverschleiß in kieseligem Hallstätter Dolomit (und untergeordnet Kalk), Totalausbruch (4) von Stiften durch Ankerbohren.

Tab. 36: Klassifizierung der Verschleißtypen und Beurteilungskriterien für die Verschleißbilder von Bohrkronen.

Klasse	Verschleißbild	typische Ursache
1	Verschleiß der Hartmetallstifte (Normaler Verschleiß) Bohrkronen, die bis auf eine normale Stifttiefe abgenutzt sind. Die Stifte liegen noch in unbeschädigter, wenn auch stumpfer Form vor. Das Trägermaterial weist keine größere Beschädigung auf.	stark abrasive Gesteine mit hoher Druckfestigkeit
2	Verschleiß des Trägermaterials (Kaliberverschleiß) Das Trägermaterial der Bohrkronen ist gegenüber den Stiften wesentlich stärker heruntergeschliffen. Bei einem weiter heruntergeschliffenen Kronenschaft fallen einzelne Stifte aus dem Werkzeugträger, was zum Totalverschleiß („Bruchkatastrophe“) führen kann (ähnlich Klasse 4, jedoch mit deutlich verjüngtem Schaft)	abrasive Gesteine mit niedriger Druckfestigkeit
3	Sprödbbruch von Stiften aufgrund hoher Scherbelastung Reste von Stiften liegen noch vor, haben aber keine „normalen“ Stiftoberflächen mehr. Die Oberflächen eines oder mehrerer Stifte sind uneben bis muschelförmig. Sie zeigen das Bild von vielen kleinen Sprödausbrüchen des Hartmetalls. Diese sind entstanden, ohne das Hartmetall aus dem Trägermaterial herauszulösen. Bei größeren Ausbrüchen kann dies jedoch zum Totalverschleiß führen.	Gesteine mit (lokal) sehr hoher Druckfestigkeit, klüftigem Gebirge, die Abrasivität spielt eine untergeordnete Rolle
4	Totalausbruch von Stiften Das Hartmetall ist völlig - und meist als Ganzes - aus dem Trägermaterial herausgerissen. Führt üblicherweise zum Totalverschleiß („Bruchkatastrophe“)	Gesteine wie Klasse 3
5	Totalverschleiß Die Bohrkronen wurden bis zur Basis des Hartmetallstiftes abgenutzt. Eine Zuordnung zu den Typen 1 - 4 ist meist nicht mehr möglich.	Gesteine mit sehr hoher Druckfestigkeit und / oder abrasive Gesteine
6	Kronenschaftbruch Bruch des Schafts unterhalb des Stiftbereichs.	Materialdefekt, Gewaltschaden oder völlig ungeeignetes Trägermaterial der Bohrkronen

Verschleiß der Hartmetallstifte

Um auch den Einfluß der Gesteine auf die Form und Oberfläche der Hartmetallstifte exemplarisch sichtbar zu machen, wurde die Oberfläche eines abgenutzten Stifts unter dem Rasterelektronenmikroskop betrachtet. Für diese Untersuchung wurde eine Bohrkronen ausgewählt, die überwiegend in verkieseltem Hallstätter Dolomit (Kenn-Nummer 62, vgl. Legende im Anhang) verwendet wurde.

Die Abb. 46 zeigt in 330facher Vergrößerung die schleifende und reißende Wirkung durch den Bohrschmant bzw. durch die Felsoberfläche. Immer wieder sind Schrammspuren zu sehen, die rampenförmig beginnen und an deren stufenförmigen Ende kleine Hartmetallschüppchen abgerissen sind. Vermutlich werden durch die schlagende Beanspruchung oberflächenparallele Ablösungsflächen angelegt, entlang derer bei gleichzeitiger Rotation Späne oder Schüppchen abgeschert werden. In Abb. 47 ist die normale, abgenutzte Oberfläche eines Randstifts (Kontakt mit der Bohrlochsohle) in 2.700facher Vergrößerung zu sehen. Charakteristisch sind die scharfkantigen Wolframcarbidgepartikel, die - in einer zähen, aber wenig verschleißresistenten Matrix aus Kobalt eingebettet - kontinuierlich freipräpariert werden. Bei Druckbeanspruchung wird das Hartmetall plastisch verformt, wie in Abb. 48 (2.700fache Vergrößerung) ersichtlich und beiderseits der Rille eine Art Wall aufgestaucht. Die Oberfläche ist gegenüber Abb. 47 (gleiche Vergrößerung) deutlich weniger rau und eher wulstig ausgebildet.



Abb. 46: Rauhe, der Bohrlochsohle zugewandte Oberfläche eines Randstifts (in Drehrichtung, also „Luv-Seite“) mit Schrammrillen und schalenförmig abplatzenden Hartmetallschüppchen. Immer wieder sind Rillen zu sehen, die rampenförmig beginnen und an deren stufenförmigen Ende kleine Schüppchen herausgerissen sind. Vergrößerung ca. 330 x, untere Bildkante 400 μm .

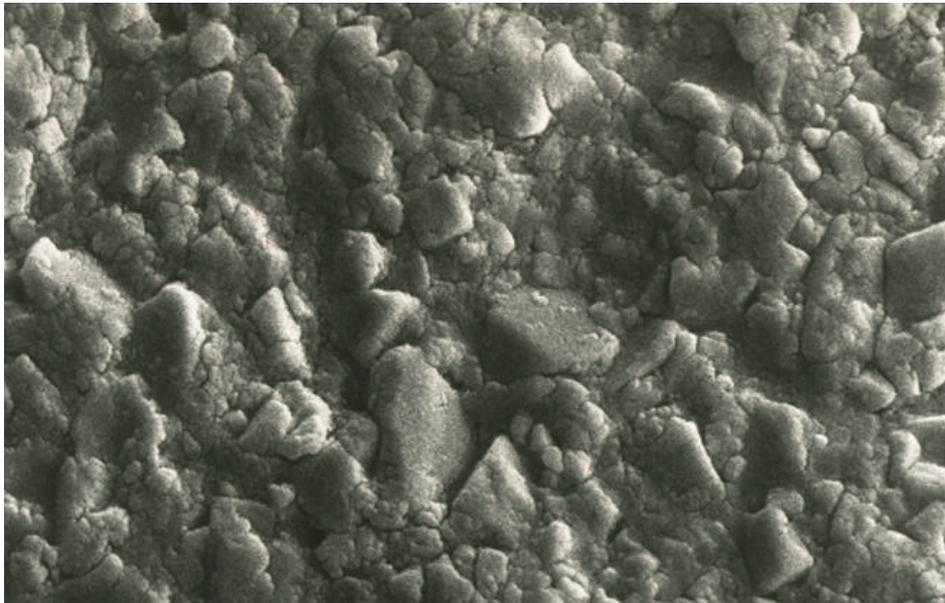


Abb. 47: Detail aus Abb. 46 in 2.700facher Vergrößerung. Zu sehen sind die scharfkantigen Wolframcarbid-Partikel, die in einer zähen, aber wenig verschleißresistenten Matrix aus Kobalt eingebettet sind. Untere Bildkante 50 μm .



Abb. 48: Detail aus Abb. 46 in 2.700facher Vergrößerung. Deutlich ist die plastische Deformation des Hartmetalls an den seitlichen Stauchwällen der Rille zu sehen. Die Hartmetalloberfläche ist wesentlich weniger rauh im Vergleich zu Abb. 47 (bei gleicher Vergrößerung!). Untere Bildkante 50 μm .

Die unter dem Rasterelektronenmikroskop gesehenen Verschleißbilder verdeutlichen vor allem die schlagende und schleifend-scherende Beanspruchung eines Hartmetallstiftes:

- Durch die schleifende Wirkung des feinen, zermalmtten Bohrstaubs und des größeren Bohrschmants werden die Wolframcarbid-Partikel an der Oberfläche des Stifts freigelegt.
- Durch die schlagende und scherende Wirkung des Bohrhammers in Wechselwirkung mit dem gebohrten Gestein (Felsoberfläche der Bohrlochsohle und -wandung) werden Schüppchen von der Hartmetalloberfläche abgeschlagen und abgehobelt.

Die bereits in Abschnitt 3.2.5 Bohrvorgang auf Seite 14 geäußerte Vorstellung über den Mechanismus der Beanspruchung beim physikalischen Bohrvorgang (vgl. Abb. 10, Seite 14) wird dadurch auch im mikroskopischen Bereich eindrucksvoll bestätigt.

6.2.2 Quantitativer Verschleiß: Standzeiten der Bohrkronen

Nach der Baustellenerfahrung wurde zunächst eine Einteilung der in der Praxis vorkommenden Bohrkronenstandzeiten durchgeführt. Es hat sich im Gespräch mit Ingenieuren, Bohrwagenschlossern und Vertretern der Bohrstahlhersteller als günstig herausgestellt, eine zahlenmäßige Definition der für die Beschreibung des Verschleißes nötigen Begriffe aufzustellen. Dabei liegt auf der Hand, daß sich diese Skala nach oben (ungünstigenfalls nach unten) hin mit der Entwicklung neuer Bohrkronen erweitern läßt. Tab. 37 zeigt die in dieser Arbeit verwendete Einteilung, die unabhängig von Bohrkronentyp oder Bohrhammer angewandt wird. Dabei wurde die Obergrenze des geringen Verschleißes gegenüber der Tabelle in SPAUN & THURO (1994: 112, Tabelle 1) bereits bei 2000 m/Krone gezogen, um später bei der Klassifizierung der „Bohrbarkeit“ (Kapitel 7) über ein homogenes „Gitter“ zu verfügen. Die genauen Daten sind dem Anhang zu entnehmen.

Tab. 37: Einteilung der Standzeit von Stiftbohrkronen („Verschleißskala“) und der bearbeiteten Gesteine. Die Durchmesser der verwendeten Bohrkronen betragen zwischen 43 mm und 48 mm, hauptsächlich jedoch 45 mm.

Verschleiß Bezeichnung	Standzeit [m/Krone]	bearbeitete Gesteine Bohrkronen Ø 45 (untergeordnet 43 und 48 mm)
sehr gering	> 2000	Arkosesandsteine (14), Tonschluffsteine (46), Kalkstein, sehr hart (51), Kalkstein (71)
gering	1500-2000	Biotitgranit (16, Z-Grad 5), Marmore (37), Sandstein, defekt (45), Kalksteine bis Kalkmergelsteine (52-54), Dolomit, z. T. kieselig (62/63)
mittel	1000-1500	Biotitgranit (16, 17, Z-Grad 3-4), Quarz-Chlorit-Schiefer (18), Augengneise (110-112), Glimmerschiefer (113), Grünschiefer (116), Kalkphyllite (35), Quarzmarmore (36), Sandstein, mürbe (44)
hoch	500-1000	Biotitgranit (16, Z-Grad 2), Augengneis (19), Quarz-Chlorit-Glimmerschiefer (114), Serizit-Chlorit-Gneise (31), Serizit-Chlorit-Phyllite (32), Quarzphyllite (33), karbonatische Quarzphyllite (34), Porphy-Fanglomerat (11, 12), Fanglomerat, verwittert (23), Sandstein, hart-fest, (42-43), Sandstein-Tonschluffstein-Wechselfolge (65), Mergelstein, sandig (61), Anhydrit-Gebirge (66), (Störungzone), (Lockergesteine)
sehr hoch	200-500	Quarzit-Fanglomerat (13), Quarz-(Feldspat)-Ganggesteine (115), Quarzit-Fanglomerat (22), Sandstein, sehr hart, quarzitisches (41), Sandsteine (64)
extrem hoch	< 200	Quarzit-Fanglomerat, kieselig (21)

6.2.3 Standzeit der Bohrkronen in Abhängigkeit vom äquivalenten Quarzgehalt

Als wichtigster Parameter für die Standzeit der Bohrkronen wurde der äquivalente Quarzanteil bestimmt. Im Gegensatz zum Quarzgehalt stellt er die Gesamtheit aller Minerale, bezogen auf die Schleiffestigkeit von Quarz, dar.

Diese Betrachtung ist nicht unproblematisch, da die Standzeit in einem Bereich des Gebirges, der äquivalente Quarzanteil jedoch an Gesteinen ermittelt wird. Deshalb sind als Bohrkronenstandzeiten Mittelwerte über Homogenbereiche des Gebirges ermittelt worden, in denen nur das jeweilige Gestein vorkam. Inhomogene Bereiche mit wechselnden Gesteinszusammensetzungen oder Zonen mit ungewöhnlich hohen Durchtrennungsgraden (Störungszonen) wurden nach Möglichkeit ausgespart. Für die ausgewählten Homogenbereiche mußten Mittelwerte des äquivalenten Quarzanteils bestimmt werden (vgl. Abschnitt 5.2.1 Seite 54).

Im Diagramm der Abb. 49 sind Bohrkronenstandzeit und äquivalenter Quarzanteil aller untersuchten Homogenbereiche (Gesteine bzw. Gebirge) gegeneinander aufgetragen. Dabei ergibt sich nur eine befriedigende Korrelation ($R^2=67\%$) mit einer hohen Streubreite von ca. ± 300 m/Krone. Zur näheren Untersuchung der Gesteine wurden die erhaltenen Werte in 5 „Gesteinsgruppen“ zusammengefaßt (Abb. 50) und mit eigenen Symbolen bzw. Kurven dargestellt. Dabei wird deutlich, daß sich das Diagramm genau betrachtet aus drei Zweigen zusammensetzt, die getrennt diskutiert werden müssen:

- einem Hauptast, der aus den Werten der Kalke, Konglomerate und des Innsbrucker Quarzphyllit besteht,
- einem dem Hauptast \pm parallelen Nebenast, der aus den Werten der hydrothermal zersetzten Gesteine gebildet wird und
- einem steil stehenden Nebenast, der die Werte der Sandsteine repräsentiert.

Betrachtet man nur den Hauptast (Abb. 51), so ist die Korrelation bei einem Bestimmtheitsmaß von $R^2=95\%$ und einer Standardabweichung von knapp 150 m/Krone als hochsignifikant anzusehen. Am Trend kann also abgelesen werden, daß der Bohrkronenverschleiß mit steigendem äquivalenten Quarzgehalt zunimmt, bzw. die Standzeit mit sinkendem äquivalenten Quarzgehalt exponentiell zunimmt. Dabei wurden in Kalken und Mergeln die höchsten Standzeiten, in quarzreichen Ganggesteinen, silikatisch gebundenen Quarzit-Fanglomeraten und Sandsteinen die geringsten Lebensdauern von Bohrkronen ermittelt.

Ähnliche Abhängigkeiten mit einer nichtlinearen Kurvencharakteristik fanden z. B. PAONE et. al. (1966, Drehbohren), SCHIMAZEK & KNATZ (1970, 1976, Schleifteller) und BLINDHEIM (1979, bit wear index).

Anschließend sollen die einzelnen Gesteinsgruppen getrennt besprochen und auch der qualitative Verschleiß in Form von Tortendiagrammen gegenübergestellt werden.

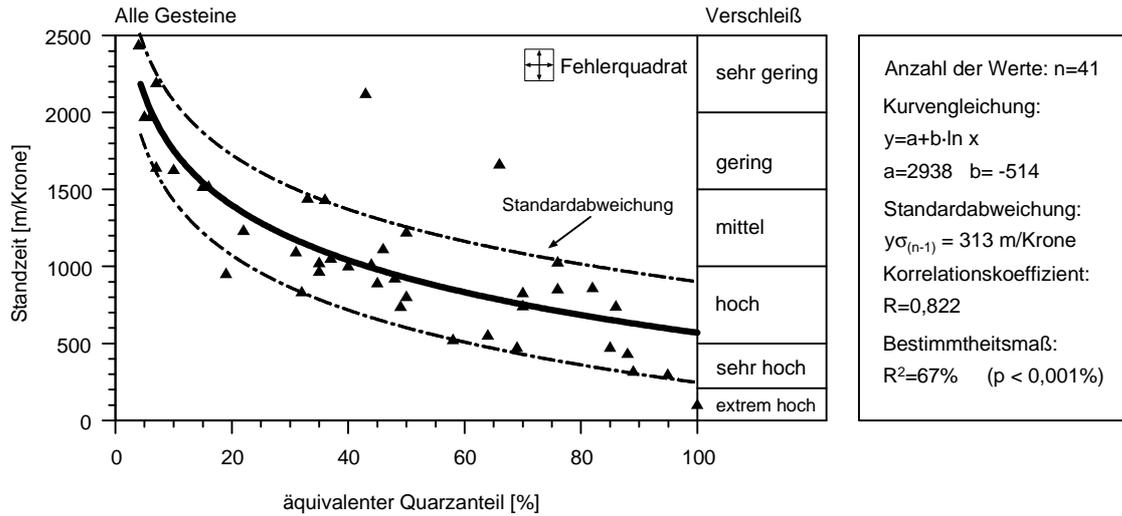


Abb. 49: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der äquivalenten Quarzanteile aller Gesteine aus den 7 Tunnelprojekten.

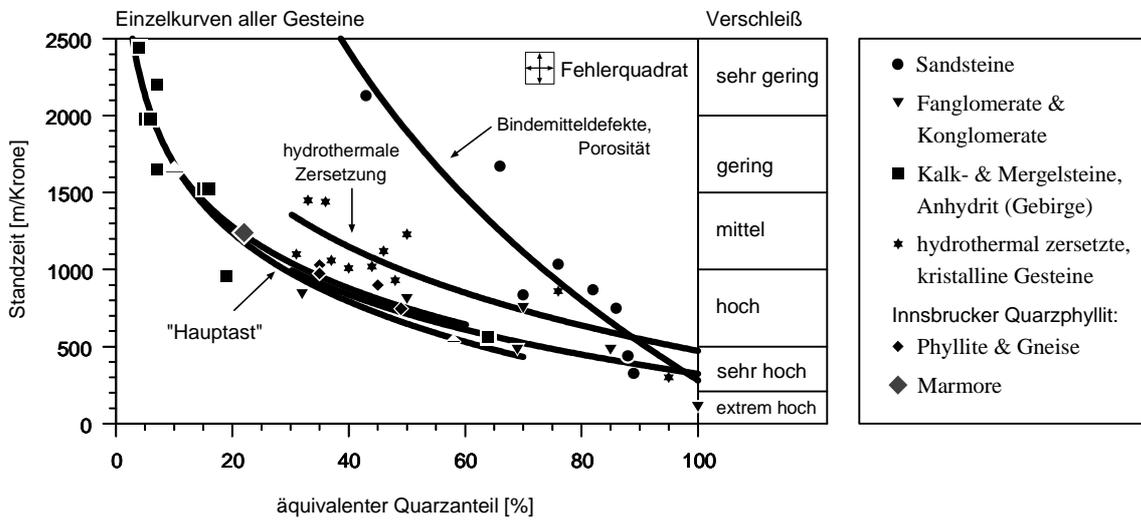


Abb. 50: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der äquivalenten Quarzanteile. Die Werte sind in Gesteinsgruppen zusammengefaßt und alle Einzelkurven eingezeichnet.

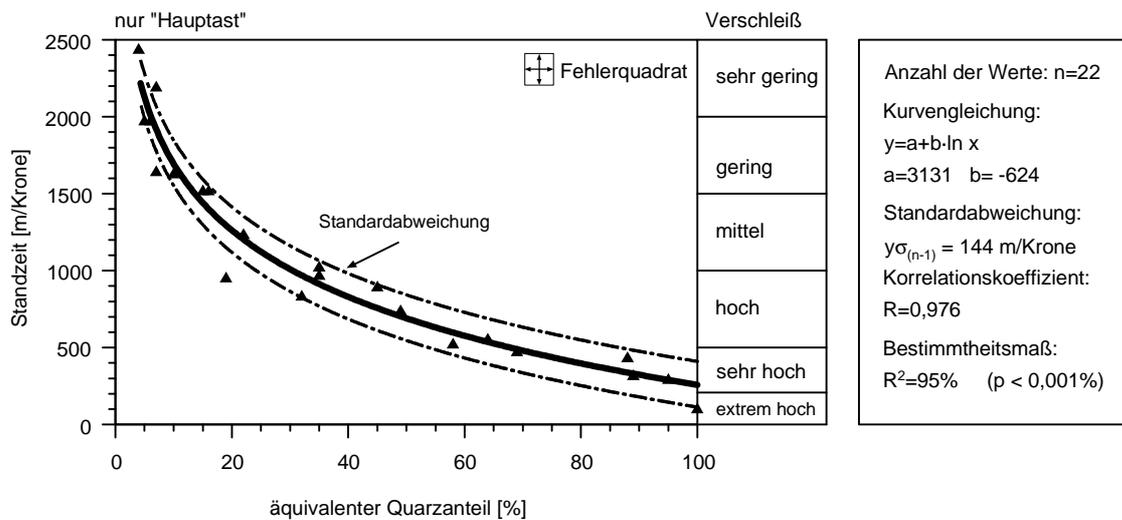


Abb. 51: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der äquivalenten Quarzanteile des „Hauptasts“ (Kalk-/Mergel-/Tonmergelsteine, Fan-/Konglomerate, Innsbrucker Quarzphyllit).

Gesteine des Hauptastes

6.2.3.1 Kalk- & Mergelsteine, Anhydrit

Die meisten Gesteine des „Hauptastes“ zeichnen sich dadurch aus, daß ihre Kornbindung und ihr Gefüge nicht durch geologische Vorgänge wesentlich verändert wurden. Dies trifft in besonderem Maße auf die Gruppe der Kalk- und Mergelsteine sowie den Anhydrit zu (überwiegend chemisch abgeschiedene Sedimentgesteine; Abb. 52). Der „Anhydrit“ könnte auch zur Gruppe der Sandsteine gestellt werden, da sein Homogenbereich - also das Gebirge - mit Feinsandsteinen und Tonschluffsteinen durchsetzt ist. Die typischen Verschleißformen in diesen Gesteinen werden im Tortendiagramm der Abb. 53 dargestellt. Totalausbrüche von Hartmetallstiften aus der Bohrkronen dominieren zusammen mit Totalverschleiß (als Folge von Totalausbruch) und Sprödrüchen von Stiften gegenüber Normalverschleiß, Kaliberverschleiß und Schaftbrüchen. Dies kommt hauptsächlich daher, weil durch den geringen äquivalenten Quarzanteil die Bohrkronen fast nicht abgenutzt werden, sondern vor ihrer möglichen Lebensdauer durch Gewaltschäden zerstört werden. Diese Gewaltschäden wurden durch das Bohren in die bereits bestehende Sicherung entlang von Stahlbögen und durch Baustahlmatten hindurch verursacht sowie durch das Einschieben von Ankern mit der Bohrlafette. Ein Beispiel hierfür ist der Schrambachmergel, der mit ca. 20% äquivalentem Quarzgehalt nur eine durchschnittliche Standzeit von 960 m/Krone besitzt. Im reinen, tonfreien Muschelkalk wurden mit 2450 m/Krone die höchsten Standzeiten gemessen, im Anhydrit-Gebirge mit 560 m/Krone die niedrigsten.

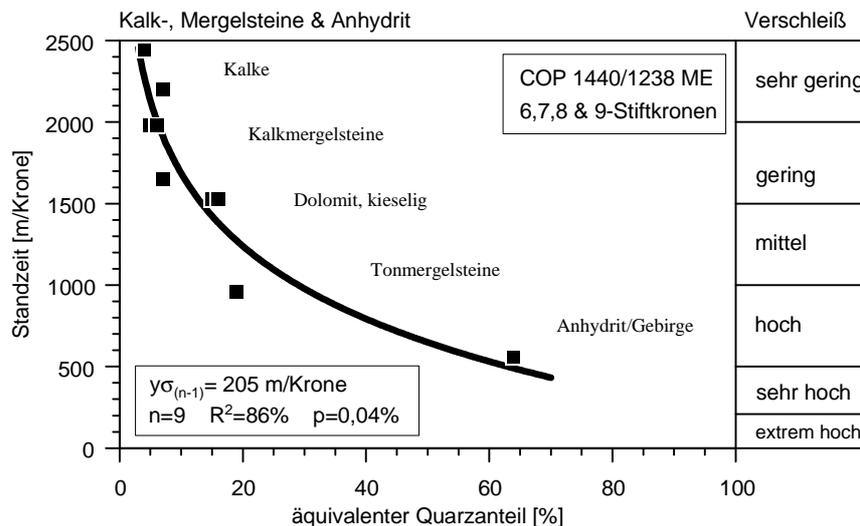


Abb. 52: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der äquivalenten Quarzanteile von Kalk-, Mergelsteinen und Anhydrit (Gebirge mit Feinsandsteinen und Tonschluffsteinen in Wechsellagerung) aus den Tunnels Rammersberg, Achberg und Lärchberg.

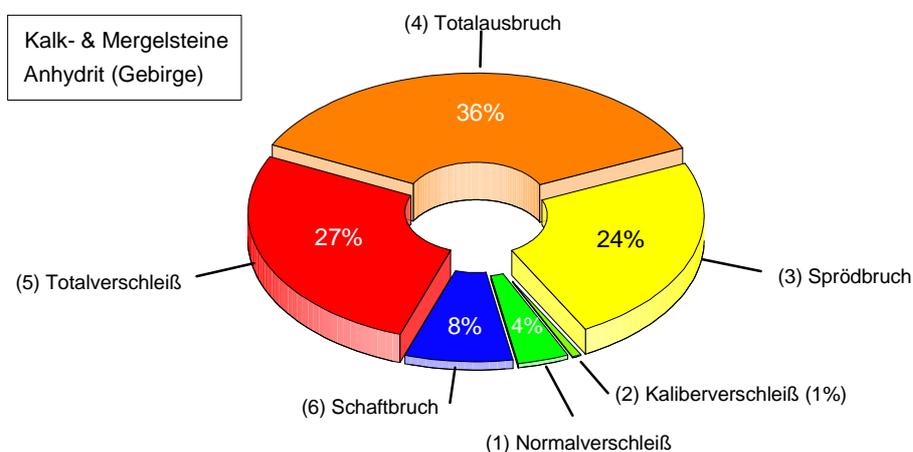


Abb. 53: Verschleißformen der Bohrkronen von Kalk- und Mergelsteinen.

6.2.3.2 Fanglomerate und Konglomerate

In Abb. 54 sind Fanglomerate und Konglomerate aufgetragen. Obwohl zu den klastischen Sedimenten gehörend, weicht diese Gesteinsgruppe in seinem Verhalten völlig von dem der Sandsteine ab. Dies wird auch durch die Betrachtung der Verschleißformen (Abb. 55) bestätigt, die hier in ganz anderen Häufigkeiten auftreten. Ähnlich wie bei den Kalken und Mergeln dominieren Totalausbruch, Totalverschleiß und Sprödbbruch, wobei der Normalverschleiß deutlich zunimmt. Von den seltenen Gewaltschäden abgesehen zeigte die Beobachtung vor Ort, daß die Kronen überwiegend beim Anbohren von harten Komponenten und durch Verklemmen im Bohrloch zerstört wurden. Die genaue Phänomenologie dieses Vorgangs wird später noch Gegenstand einer Fallstudie sein (Abschnitt 6.4.6 „Einfluß der Verwitterung“ auf Seite 123). Bei diesen Gesteinen sind offensichtlich die Komponenten maßgebend für die Standzeit einer Bohrkronen, weniger die Ausbildung und Festigkeit der Matrix. In den Quarzit-Fanglomeraten mit fast ausschließlich verwitterten Vulkaniten wurden mit 840 m/Krone die höchsten Standzeiten gemessen, in den verkieselten Quarzit-Fanglomeraten mit 110 m/Krone die niedrigsten.

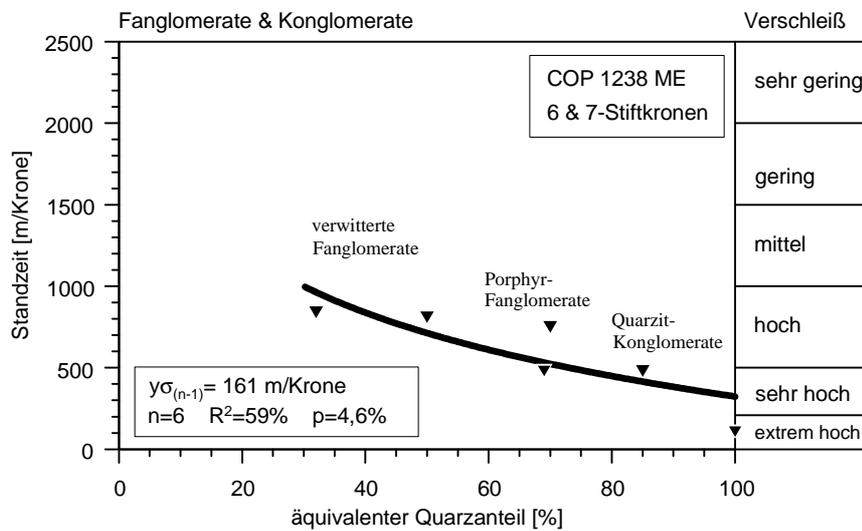


Abb. 54: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der äquivalenten Quarzanteile von Fanglomeraten und Konglomeraten aus dem Michaelstunnel und dem Altenbergtunnel.

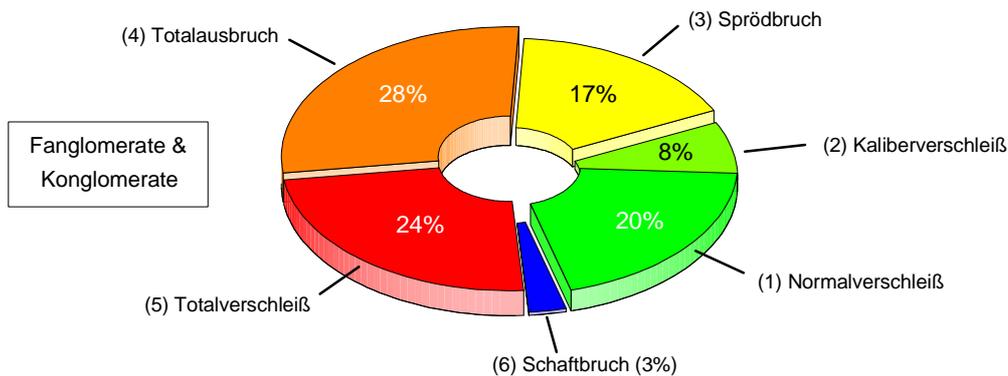


Abb. 55: Verschleißformen der Bohrkronen von Fanglomeraten und Konglomeraten.

6.2.3.3 Innsbrucker Quarzphyllit

Auch die Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits liegen auf dem „Hauptast“ (Abb. 56). Die Einteilung in Homogenbereiche war beim Innsbrucker Quarzphyllit besonders schwer. Da sich die Gesteine alle sehr ähnlich sehen, mußte eine genaue nomenklatorische Behandlung über Dünnschliffanalysen durchgeführt werden.

Die weit verbreitete Nomenklatur nach FRITSCH et al. (1967) wurde für die Praxis etwas vereinfacht:

- Im Quarz-Chlorit-(Biotit)-Serizit-Diagramm wurden die Felder 5 - 7 (obere Hälfte des Dreiecksdiagramms) zu Quarzphyllit zusammengefaßt.
- Im Quarz-Karbonat-Serizit-(Biotit-, Serizit)- Diagramm wurden die Felder 10 - 12 zu unreinem Quarzmarmor bzw. vereinfacht Quarzmarmor zusammengefaßt.

Im Gesteinsverhalten kann eine prinzipielle Unterscheidung in karbonatreiche und karbonatarmer Gesteine durchgeführt werden. Die Marmore, Quarzmarmore und Kalkphyllite zeigen ein ähnliches Verschleißmuster wie die Kalke und Mergel, allerdings bei einem deutlich höheren äquivalenten Quarzanteil und damit etwas höherem Normal- und Kaliberverschleiß (Abb. 58). Bei den Quarzphylliten, Serizit-Chlorit-Phylliten und -Gneisen dominiert der Kaliberverschleiß gegenüber Normalausbruch, Sprödbbruch, Totalausbruch und Totalverschleiß (Abb. 57). Der Verschleiß des Bohrstahls ging soweit, daß bei manchen Bohrkronen der papierdünn gewordene Mantel durchriß und so seitliche „Fenster“ entstanden (vgl. Abb. 44). In den Marmoren wurden mit 1635 m/Krone die höchsten Standzeiten gemessen, in den Serizit-Chlorit-Gneisen mit 530 m/Krone die niedrigsten.

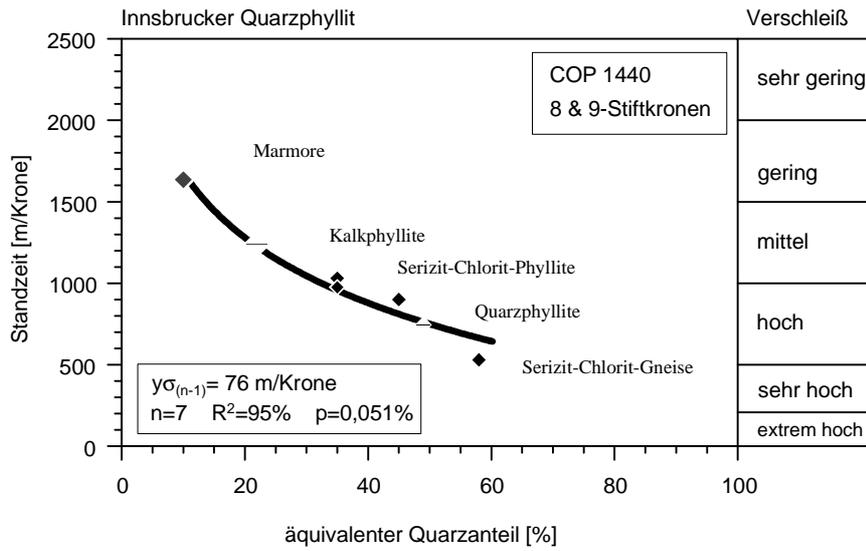


Abb. 56: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der äquivalenten Quarzanteile von Gesteinen des Innsbrucker Quarzphyllits aus dem Inntaltunnel.

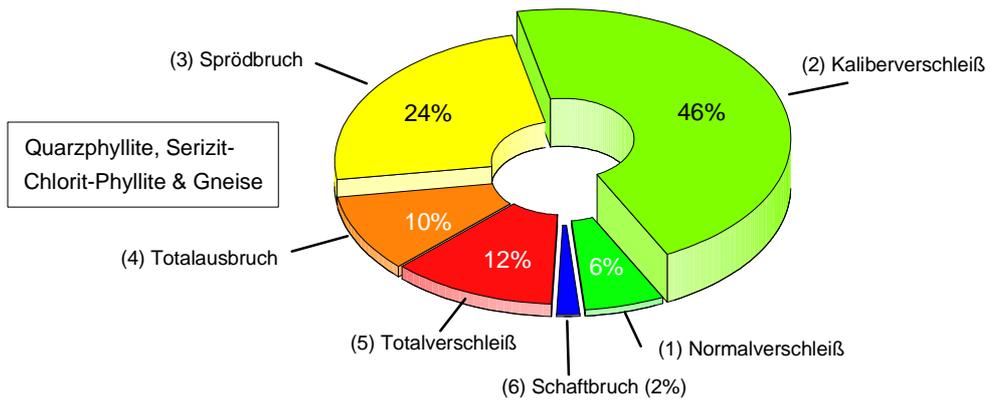


Abb. 57: Verschleißformen der Bohrkronen von Quarzphylliten, Serizit-Chlorit-Phylliten und -Gneisen.

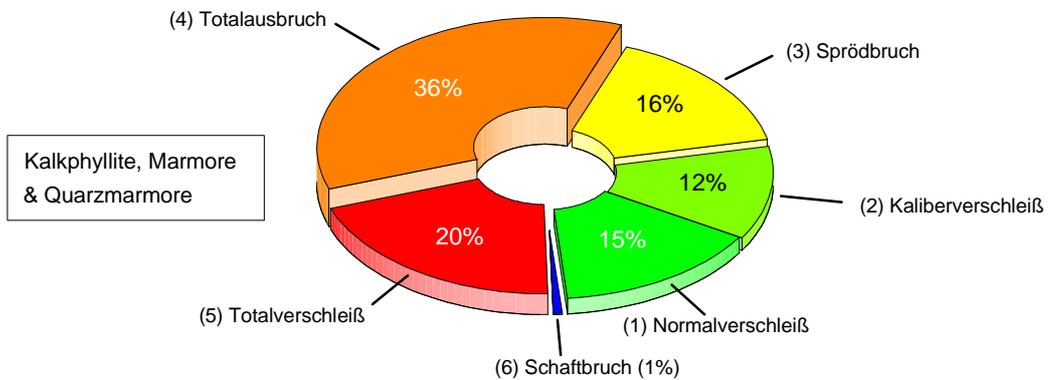
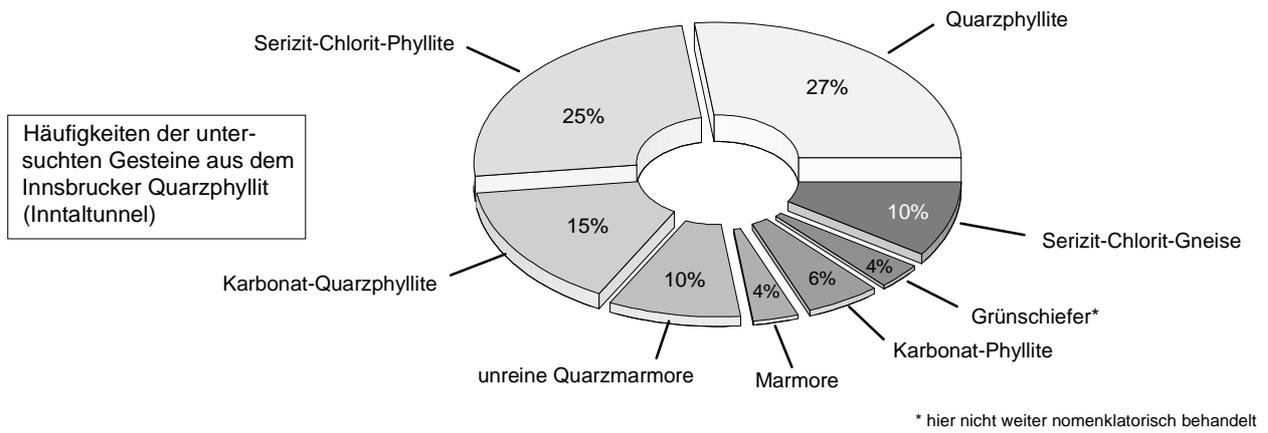


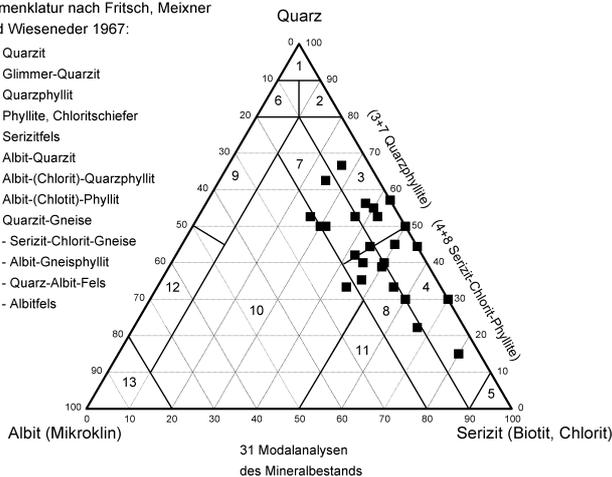
Abb. 58: Verschleißformen der Bohrkronen von Marmoren, Quarzmarmoren und Kalkphylliten.



Epizonale Metamorphite mit Quarz, Albit, Glimmern und Chloriten als Hauptgemengteilen

Nomenklatur nach Fritsch, Meixner und Wieseneder 1967:

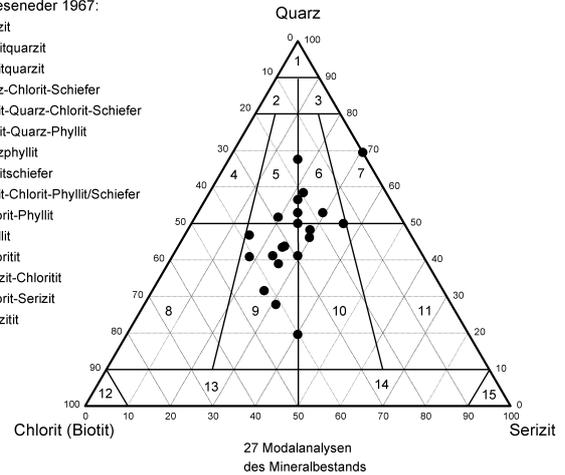
- 1 - Quarzit
- 2 - Glimmer-Quarzit
- 3 - Quarzphyllit
- 4 - Phyllite, Chloritschiefer
- 5 - Serizitfels
- 6 - Albit-Quarzit
- 7 - Albit-(Chlorit)-Quarzphyllit
- 8 - Albit-(Chlorit)-Phyllit
- 9 - Quarzit-Gneise
- 10 - Serizit-Chlorit-Gneise
- 11 - Albit-Gneisphyllit
- 12 - Quarz-Albit-Fels
- 13 - Albitfels



nur die Felder 3-4 und 7-8 des linken Diagramms:

Nomenklatur nach Fritsch, Meixner und Wieseneder 1967:

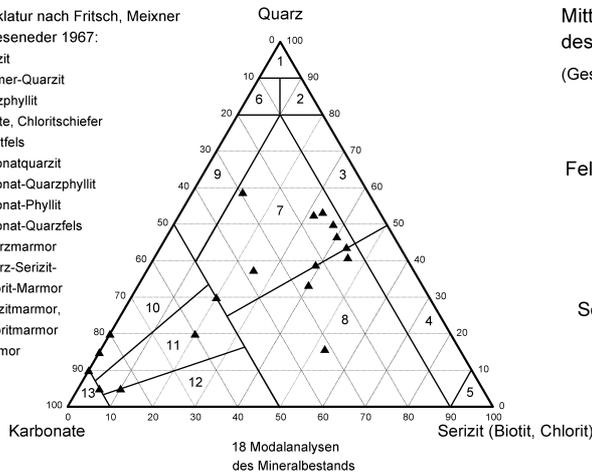
- 1 - Quarzit
- 2 - Chloritquarzit
- 3 - Serizitquarzit
- 4 - Quarz-Chlorit-Schiefer
- 5 - Serizit-Quarz-Chlorit-Schiefer
- 6 - Chlorit-Quarz-Phyllit
- 7 - Quarzphyllit
- 8 - Chloritschiefer
- 9 - Serizit-Chlorit-Phyllit/Schiefer
- 10 - Chlorit-Phyllit
- 11 - Phyllit
- 12 - Chlorit
- 13 - Serizit-Chlorit
- 14 - Chlorit-Serizit
- 15 - Serizit



Gesteine mit mehr als 10% Karbonaten

Nomenklatur nach Fritsch, Meixner und Wieseneder 1967:

- 1 - Quarzit
- 2 - Glimmer-Quarzit
- 3 - Quarzphyllit
- 4 - Phyllite, Chloritschiefer
- 5 - Serizitfels
- 6 - Karbonatquarzit
- 7 - Karbonat-Quarzphyllit
- 8 - Karbonat-Phyllit
- 9 - Karbonat-Quarzfels
- 10 - Quarzmarmor
- 11 - Quarz-Serizit-Chlorit-Marmor
- 12 - Serizitmarmor, Chloritmarmor
- 13 - Marmor



Mittlere Mineralzusammensetzung des Innsbrucker Quarzphyllits

(Gesteine mit Karbonaten <10%)

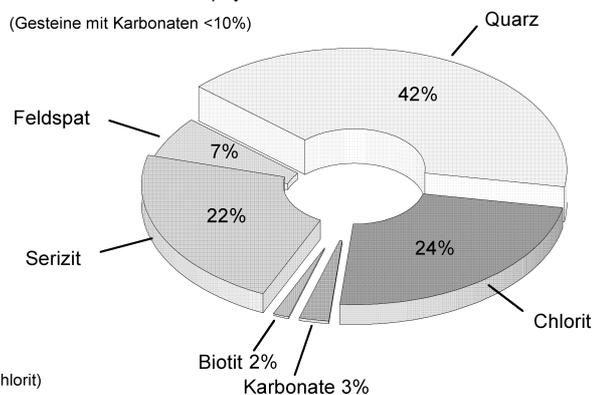


Abb. 59: Gesteinszusammensetzung und Nomenklatur der untersuchten Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits aus dem Inntaltunnel. 51 Dünnschliff-Modalanalysen des Mineralbestands.

Gesteine der Nebenäste

6.2.3.4 Hydrothermal zersetzte, kristalline Gesteine

Die hydrothermal zersetzten, kristallinen Gesteine zeichnen sich durch eine wechselnd starke Serizitisierung der Feldspäte und Chloritisierung der Biotite und Hornblenden aus. Sie besitzen zum Teil eine für ihren Quarzgehalt zu geringe Abrasivität (Abb. 60). Das Gefüge dieser Gesteine wirkt im Dünnschliffbereich aufgelockert und höher teilbeweglich. Mit „Teilbeweglichkeit“ wird der Umstand beschrieben, daß durch die weichen und deformierbaren Serizitschüppchen ein Gleiten und Verschieben entlang von Korngrenzen eher möglich erscheint. Die weniger hydrothermal angegriffenen Gesteine liegen dabei durchwegs unterhalb der Trendkurve, die stärker zersetzten über ihr. Am Beispiel des Biotitgranits wird der Einfluß der hydrothermalen Zersetzung in Abschnitt 6.4.5 (ab Seite 121) noch genauer beschrieben. Schon jetzt läßt sich jedoch vermuten, daß bei weitergehender hydrothermalen Zersetzung der hier annähernd parallel zum Hauptast verlaufende Nebenast noch wesentlich steiler zu liegen käme.

Die Betrachtung der Verschleißformen (Abb. 61) ergibt, daß hier schleißscharfe und weniger abrasive Gesteine gebohrt wurden: die Häufigkeit von Normalverschleiß und Kaliberverschleiß ist ungefähr gleich. Typisch ist auch der Totalausbruch von Hartmetallstiften, da die Klüftung insbesondere des Granits immer wieder zu einem Verklemmen und Festfahren der Bohrkronen geführt hat. Der relativ geringe Anteil von Totalverschleiß zeigt demgegenüber an, daß die Bohrkronen meist rechtzeitig ausgewechselt wurden. In dem leicht bis mittelstark zersetzten Biotitgranit wurden mit 1450 m/Krone die höchsten Standzeiten gemessen, in den quarzreichen Ganggesteinen mit 300 m/Krone die niedrigsten.

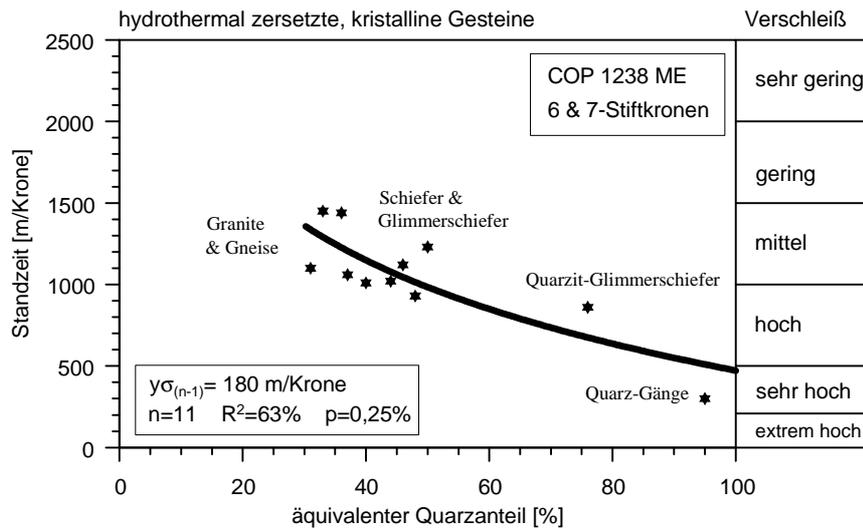


Abb. 60: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der äquivalenten Quarzanteile von hydrothermal zersetzten, kristallinen Gesteinen aus dem Michaelstunnel.

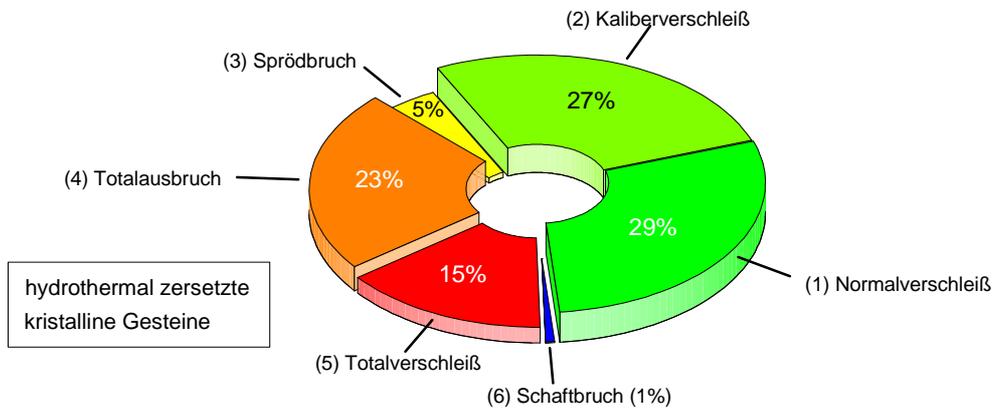


Abb. 61: Verschleißformen der Bohrkronen von hydrothermal zersetzten, kristallinen Gesteinen.

6.2.3.5 Sandsteine

Der steil stehende Nebenast der Sandsteine weicht vom allgemeinen Verschleißbild am meisten ab (Abb. 62). Die Sandsteine weisen eine unterschiedliche Porosität und unterschiedliche Quarzgehalte auf.

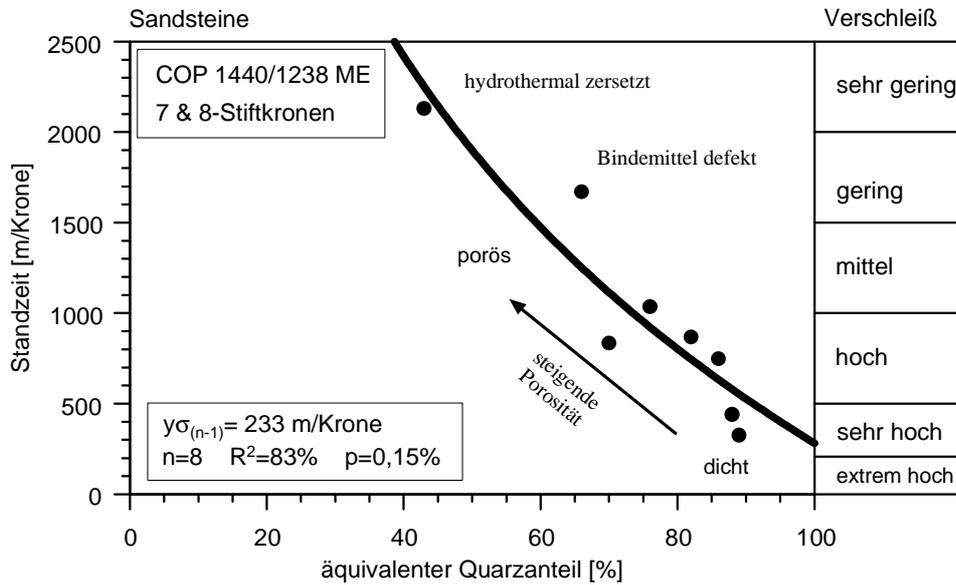


Abb. 62: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der äquivalenten Quarzanteile von Sandsteinen aus dem Michaelstunnel, Schönraintunnel und Achbergstunnel.

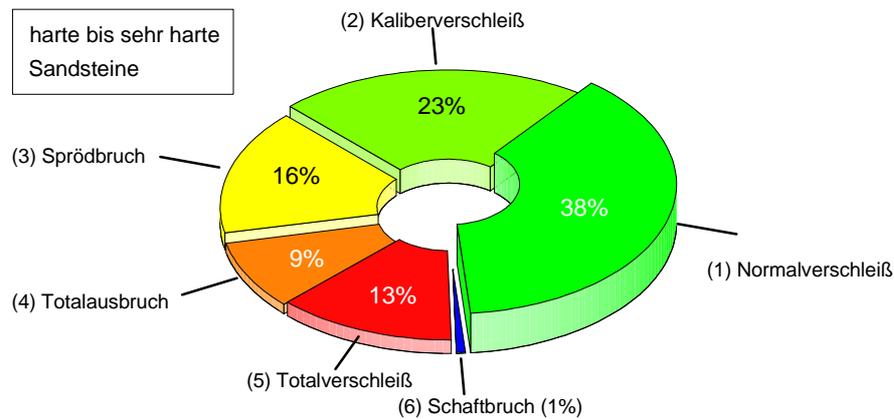


Abb. 63: Verschleißformen der Bohrkronen von harten bis sehr harten Sandsteinen.

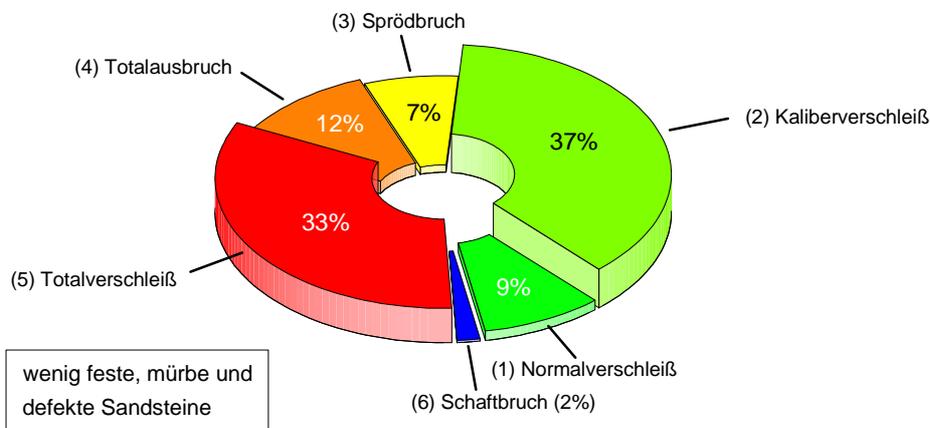


Abb. 64: Verschleißformen der Bohrkronen von wenig festen, mürben und defekten bzw. hydrothermal zersetzten Sandsteinen.

In den hydrothermal zersetzten Arkosesandsteinen wurde mit 2130 m/Krone die höchste Standzeit gemessen, dicht gefolgt von einem mürben Sandstein mit offensichtlich defektem Bindemittel (1670 m/Krone); die höchste Abrasivität besaß ein äußerst harter, quarzitischer Sandstein mit 325 m/Krone. Es kann also vermutet werden, daß der Verschleiß von Sandsteinen nicht allein vom Quarzgehalt, sondern auch vom Raumausfüllungsgrad des Bindemittels in den Poren abhängig ist. Dieser Arbeitshypothese soll in Abschnitt 6.4.4 Einfluß der Porosität und der Qualität des Bindemittels ab Seite 114 nachgegangen werden.

Bei der Analyse der Verschleißformen mußte zwischen den harten bis sehr harten Sandsteinen (Abb. 63) und den weniger festen, mürben und defekten Sandsteinen (Abb. 64) unterschieden werden. Während die harten Sandsteine einen charakteristisch hohen Normalverschleiß (bei niedrigen Standzeiten) erzeugen, tritt bei den mürben Sandsteinen eher der Kaliberverschleiß (bei hohen Standzeiten) auf. Der große Anteil von Totalverschleiß ist auf ein tendenziell zu spätes Auswechseln der Bohrkronen zurückzuführen.

6.2.4 Standzeit der Bohrkronen in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit

Es wurde versucht, den Verzahnungsgrad des Gefüges eines Gesteins über die Druckfestigkeit zu erfassen. Dazu wurden die Werte der Standzeit einer Bohrkrone gegen die Mittelwerte der Druckfestigkeit der zugehörigen Gesteine aufgetragen (Abb. 65). Bei der vorangegangenen Diplomarbeit von BOZORGMEHRI (1989: 185) hat sich die Druckfestigkeit als signifikanter Parameter für die Bohrkronenstandzeit herausgestellt (Abb. 66).

Mit Abb. 65 wird deutlich, daß sich die einaxiale Druckfestigkeit generell nicht zur Vorhersage der Bohrkronenstandzeit eignet, da die Korrelation keine Signifikanz besitzt. Insbesondere Kalke und Dolomite zeigen charakteristischerweise trotz hoher Druckfestigkeiten nur einen geringen bis sehr geringen Verschleiß. Die Streuung ist zu groß, um eine Charakterisierung in Gesteinsgruppen analog zum vorherigen Abschnitt durchführen zu können.

Im unteren Diagramm (Abb. 66) wurden nur die Werte von einem Tunnelvortrieb - dem Michaelstunnel - verwendet. Das Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 89\%$ weist diese Korrelation als hochsignifikant aus. Die Diskrepanz gegenüber dem vorherigen Diagramm erscheint zunächst ungewöhnlich, läßt sich aber geologisch begründen. Die Gesteine weisen alle eine hydrothermale Überprägung auf, die sich sowohl in einer teilweisen Verkieselung der Trennflächen, vor allem aber in einer hydrothermalen Zersetzung (Serizitisierung der Feldspäte und Chloritisierung der Biotite und Hornblenden) des Gebirges äußerte. Möglicherweise ist in diesem thermischen Vorgang und in der Tatsache, daß es sich überwiegend um kristalline Gesteine handelt, eine Begründung für die gute Korrelation zu sehen.

Damit läßt sich aussagen, daß - gleiche geologische Vorgeschichte oder gleiche „Gesteinsfamilie“ vorausgesetzt - die Untersuchung solcher Korrelationen durchaus sinnvoll sein kann. Dies soll in Abschnitt 6.4. Geologische Einflüsse ab Seite 108 weiter ausgeführt werden.

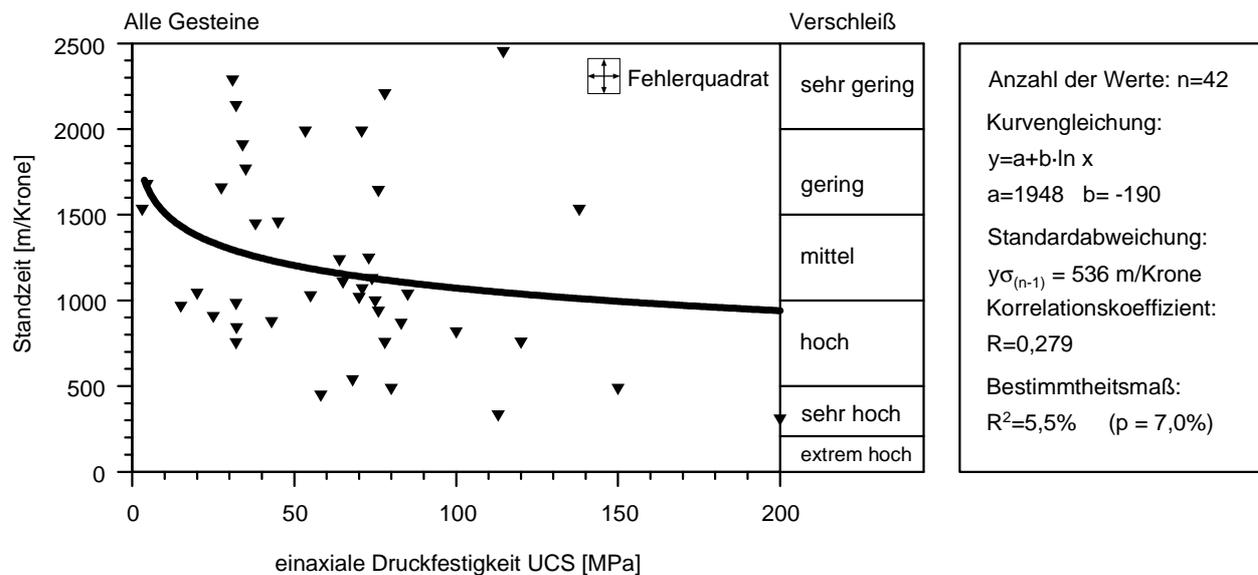


Abb. 65: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit.

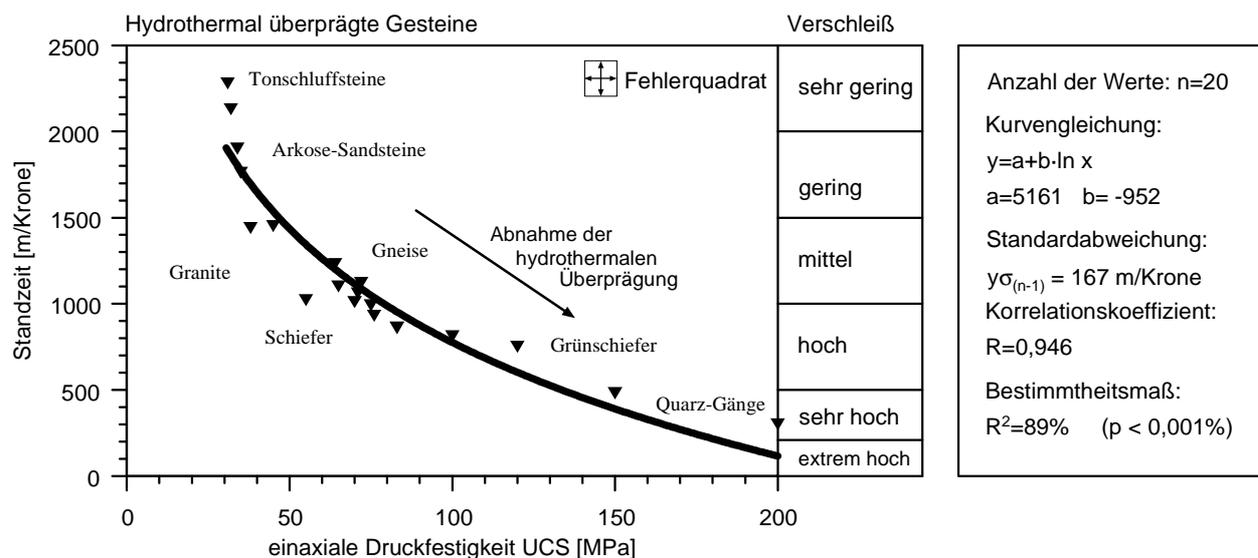


Abb. 66: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen die Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit von hydrothermal überprägten Gesteinen aus dem Michaelstunnel.

Bauform und Anzahl der Hartmetallstifte

Der Verschleiß ist auch von der Bauform der Bohrkrone und der Anzahl der Hartmetallstifte abhängig. Konische Stifte mit weniger Hartmetallmasse werden schneller abgenutzt als runde, kompakte Formen. Auch steigt der Verschleiß mit der Anzahl der Stifte. Ein direkter Vergleich war jedoch mangels Meßwerten nicht möglich, da praktisch nie zwei unterschiedliche Bauformen in ein und demselben Gestein gleichzeitig auf je einem Bohrarm und über eine längere Strecke hinweg (mindestens 5 Kronenwechsel) verwendet wurden. Auch bei Bohrversuchen der großen Bohrstahlhersteller wird nicht immer darauf geachtet, daß die Bohrkronen unbedingt in Konkurrenz und - um eine statistische Genauigkeit zu erreichen - über eine gewisse Strecke hinweg getestet werden müssen.

6.3 Bohrgeschwindigkeit

Mehr noch als reine Materialkosten interessiert meist der Zeitfaktor, d. h. wie stark die Vortriebsarbeiten durch das Bohren der Sprenglöcher (und untergeordnet auch Ankerlöcher) behindert werden. Zunächst soll kurz demonstriert werden, inwieweit sich die Nettobohrzeiten an der Ortsbrust auf die Bruttobohrzeit für einen Abschlag auswirken. Das Beispiel aus dem Inntaltunnel zeigt die wesentlichen Parameter bei einem Vergleich der Ausbruchsklassen III und IVb bei Verwendung eines dreiarmligen Bohrwagens (H 185, COP 1440). Die Bruttobohrzeit sinkt dabei fast proportional zur Nettobohrzeit, was den Anteil des Bohrens am gesamten Arbeitsablauf um ein Drittel in der Ausbruchsklasse IVb reduziert (Abb. 67, Abb. 68).

Allerdings hat sich die Verlängerung der Bruttobohrzeit („Bohren“) nicht wesentlich auf die gesamte Abschlagsdauer ausgewirkt, da die Sicherungsarbeiten in der „besseren“ Ausbruchsklasse III weniger umfangreich waren. Auch beeinflussen immer eine Reihe von weiteren Faktoren den Arbeitsablauf, die eingehend untersucht werden müssen. Solche baubetrieblichen Analysen sind sehr umfangreich und nicht Gegenstand dieser Arbeit.

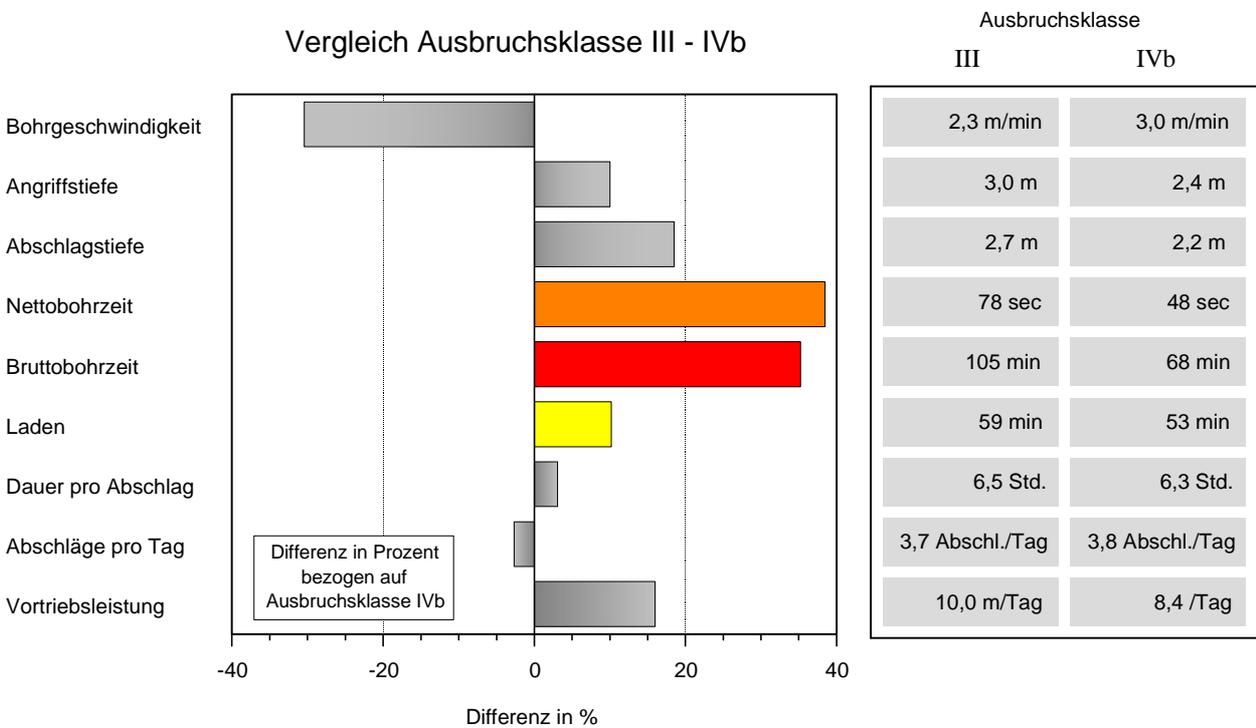


Abb. 67: Vergleich der Ausbruchsklassen III und IVb in der Kalotte im Inntaltunnel. Auswirkung von geänderten Nettobohrzeiten auf die Bruttobohrzeit eines Abschlags.

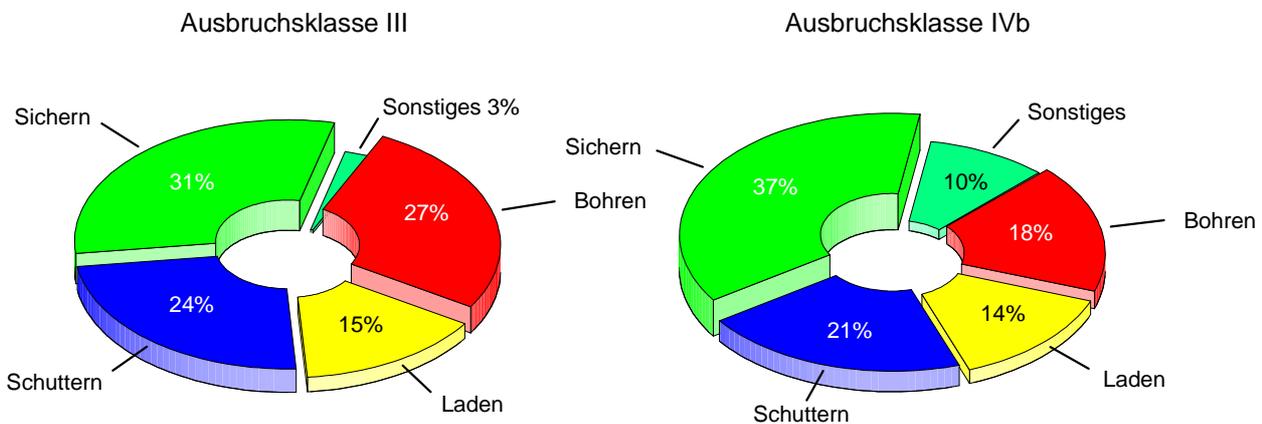


Abb. 68: Gegenüberstellung eines typischen Arbeitsablaufs in den Ausbruchsklassen III und IVb im Inntaltunnel.

Wie in Abschnitt 6.4.6 auf Seite 123 an einem verwitterten Quarzit-Fanglomerat noch gezeigt wird, kann der Einfluß der Bohrgeschwindigkeiten durchaus noch gravierender sein. Die Untersuchung der Einflußfaktoren auf die Bohrgeschwindigkeit stellte deshalb einen Schwerpunkt der Untersuchungen dar.

Einteilung der Bohrgeschwindigkeiten

Auch hier hat es sich als günstig erwiesen, nach der Baustellenerfahrung eine Einteilung der in der Praxis vorkommenden Bohrgeschwindigkeiten aufzustellen. Dabei liegt auf der Hand, daß sich diese Skala nach oben (ungünstigenfalls nach unten) hin mit der Entwicklung leistungsstärkerer Bohrhämmer und neuer Bohrkronen erweitern läßt. Tab. 38 zeigt die in dieser Arbeit verwendete Einteilung, die unabhängig von Bohrkrontyp oder Bohrhämmer ist. In der Tabelle sind die Gesteine in Kategorien eingestuft; die genauen Bohrgeschwindigkeiten können dem Anhang entnommen werden. Hier zeigt sich bereits der Leistungsunterschied zwischen den beiden Bohrhämmern COP 1238 ME (15 kW) und COP 1440 (20 kW): Die erreichbaren Bohrgeschwindigkeiten liegen beim COP 1440 um 30-40% höher - also etwa um den Prozentsatz der Leistungssteigerung von 15 kW (COP 1238 ME) auf 20 kW (COP 1440). Die Bohrgeschwindigkeiten spannen dabei einen Bereich zwischen 0,6 und 5 m/min auf.

Tab. 38: Einteilung der Bohrgeschwindigkeiten von Stiftbohrkronen („Geschwindigkeitsskala“) mit den bearbeiteten Gesteinen. Der Durchmesser der verwendeten Bohrkronen betrug durchwegs 45 mm.

Bohrgeschwindigkeit		bearbeitete Gesteine	
Bezeichnung	[m/min]	Bohrhammer COP 1238 ME	Bohrhammer COP 1440
sehr gering	0 - 1	Quarzit-Fanglomerat, kieselig (21), Quarzit-Fanglomerat (13), Quarz-(Feldspat)-Ganggesteine (115)	
gering	1 - 2	Biotitgranit (16, 17, Z-Grad 2-4), Augengneise (19, 111-112), Grünschiefer (116), Quarz-Chlorit-Glimmerschiefer (114), Kalkstein (51, 71), Porphyrfanglomerat (11, 12), Quarzit-Fanglomerat (22-23), Sandstein, s.h./hart (41-42),	
mittel	2 - 3	Augengneis (110), Glimmerschiefer (113), Quarz-Chlorit-Schiefer (18), Kalksteine bis Kalkmergelsteine (52-54), Arkosesandsteine (14), Sandstein, defekt/mürbe/fest (43-45),	Quarzphyllite (33-34), Serizit-Chlorit-Gneise (31), Serizit-Chlorit-Phyllite (32), Kalkphyllite (35), Dolomit, z. T. kieselig (62/63), Mergelstein (61), Anhydrit (66), Sandstein, s.h./hart (41-42, 64)
hoch	3 - 4	Biotitgranit (Z-Grad 5), Tonschluffsteine (46)	Marmore (37), Quarzmarmore (36), Kalkstein (71), Sandstein, defekt/mürbe/fest (43-45), Sandstein-Tonschluffstein-Wechselfolge (65),
sehr hoch	4 - 6		Sandstein, defekt (45), Tonschluffsteine (46)

Die Bohrgeschwindigkeit hängt insbesondere ab von den felsmechanischen Eigenschaften, also der Druck- und Zugfestigkeit sowie den Elastizitätseigenschaften - landläufig der „Zähigkeit“ der gebohrten Gesteine. Als besonders aussagekräftiges Maß hat sich der neu eingeführte Parameter der spezifischen Zerstörungsarbeit zur Beschreibung der Bohrgeschwindigkeit herausgestellt. Diese felsmechanischen Parameter werden durch die mineralogische Zusammensetzung und die Anordnung der Mineralkörner zueinander (Mikrogefüge) verursacht.

Um zu entscheiden, welcher felsmechanische Parameter der günstigste zur Beschreibung und Vorhersage der Bohrgeschwindigkeit ist, wurden neben der neu eingeführten spezifischen Zerstörungsarbeit auch die klassischen Größen Elastizitätsmodul, Spaltzugfestigkeit, Zähigkeit und Trockenrohddichte für die statistischen Analysen verwendet. Für die Korrelation der Bohrgeschwindigkeit mit den felsmechanischen Eigenschaften wurden möglichst kompakt wirkende Bereiche ausgewählt, in denen die Klüftigkeit einen

relativ geringen Einfluß auf die ermittelten Bohrzeiten hatte und prüffähiges Probenmaterial überhaupt gewonnen werden konnte.

6.3.1 Bohrgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Zerstörungsarbeit

Da die Messung der Verformungseigenschaften von Gesteinen erst mit dem Inntaltunnel-Projekt an unserem Institut verwirklicht wurde, sind aus dem zeitlich weiter zurückliegenden Michaelstunnel keine Werte der Zerstörungsarbeit verfügbar.

Die Auswertung der Bohrgeschwindigkeiten erfolgte getrennt für jeden Bohrhammertyp. Die folgende Seite zeigt zunächst die „Einzelwerte“, d. h. für jeden Abschlag, bei dem eine Bohrzeitenmessung stattfand, wurde ein Mittelwert der Zerstörungsarbeit im Labor ermittelt. Für den Bohrhämmer COP 1238 ME wurden auf diese Weise 45 Abschlüge, für den COP 1440 64 Abschlüge ausgewertet. Das Bestimmtheitsmaß von $R^2=79\%$ (COP 1238 ME, Abb. 70) bzw. $R^2=85\%$ (COP 1440, Abb. 71) weist die Korrelationen als hochsignifikant aus. In Abb. 72 sind die beiden Trendkurven zu Vergleichszwecken übereinander gelegt. Der Abstand zwischen den Kurven liegt bei 30-40% der Bohrgeschwindigkeit. Da beide Parameter Leistungsdaten beinhalten, können die Kurven auch als Leistungskurven der Bohrhämmer und der Gesteine betrachtet werden.

Auf der folgenden Seite sind die „Mittelwerte“ der Bohrgeschwindigkeiten bzw. Zerstörungsarbeiten eines jeden Gesteins getrennt für jeden Bohrhammertyp dargestellt (Abb. 73, Abb. 74). Im Diagramm für den COP 1238 ME konnten 14 Gesteine, für den COP 1440 23 Gesteine eingetragen werden. Auch hier wurden die Leistungskurven in einem Diagramm übereinandergelegt (Abb. 75); zusätzlich konnten hier die Gesteinsgruppen durch Symbole gekennzeichnet werden.

Die Korrelationen können bei einem Bestimmtheitsmaß von $R^2=87\%$ (COP 1238 ME, Abb. 73) bzw. $R^2=89\%$ (COP 1440, Abb. 74) - wie schon bei den Einzelwerten - als hochsignifikant bezeichnet werden.

Mit beiden Bohrhämmern wurden die höchsten Bohrgeschwindigkeiten in wenig festen, mürben Sandsteinen (3,5 m/min) und Tonschluffsteinen (5 m/min) gemessen. Der geringste Bohrfortschritt wurde in Quarzit-Fanglomeraten (1,3 m/min, COP 1238) und kieseligem Hallstätter Dolomit (1,4 m/min, COP 1440) erzielt. Sie wiesen auch die höchsten Werte der Zerstörungsarbeit auf.

Die deutliche Streuung ist unter anderem auf die Verwendung unterschiedlicher Bohrkronentypen zurückzuführen. Beispielsweise zeigten die 9-Stift-Parabol-Bohrkronen in den zähen Quarzphylliten den höchsten Bohrfortschritt gegenüber sphärischen 9-, 8-, 7-, oder 6-Stifttypen (Abb. 69 rechts). Das liegt sicher an der eher schneidend-scherenden Wirkungsweise der relativ spitzen 9 x 45 b Bohrkronen. Weniger ausgeprägt ist das Bild bei spröden Gesteinen wie dem Muschelkalk: Die höchsten Bohrgeschwindigkeiten wurden hier mit einer lediglich mit 8 Ballistikstiften besetzten Bohrkronen erreicht, da bei dieser Bauform offensichtlich ein Optimum zwischen Spitzendruck und angreifender Spitzenfläche gegeben ist.

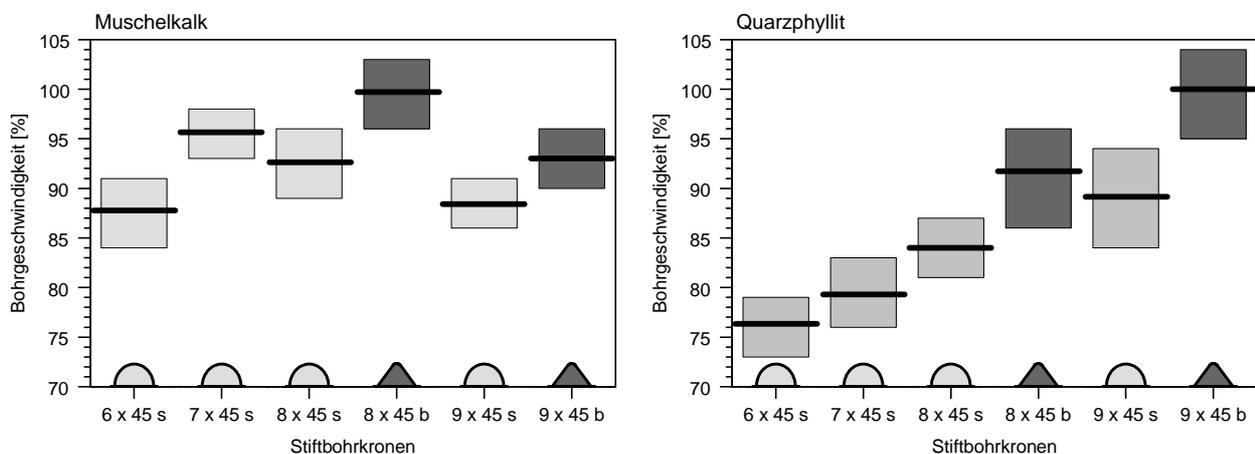


Abb. 69: Bohrgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Bohrkronentyp am Beispiel von Muschelkalk und Quarzphyllit.

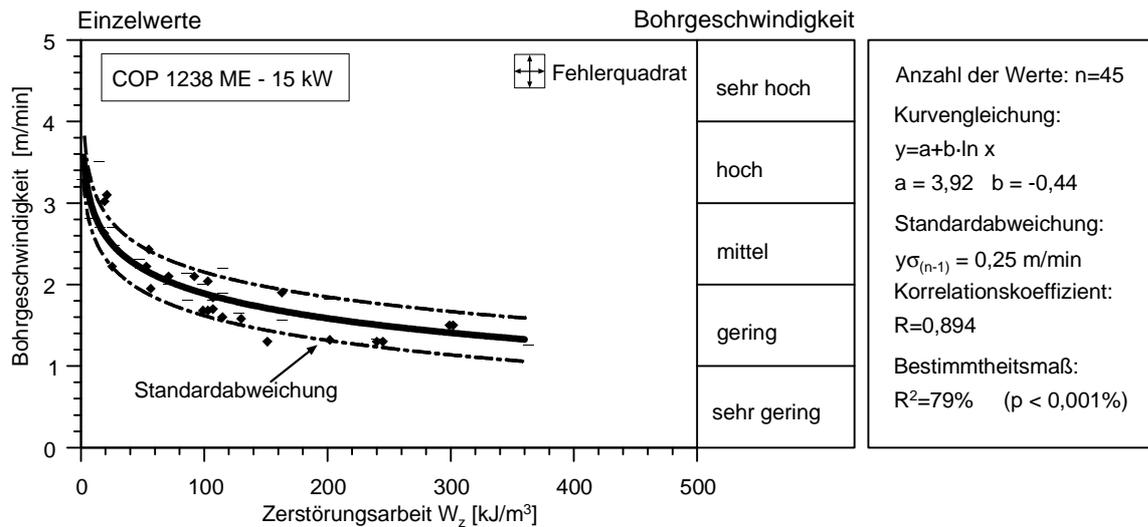


Abb. 70: Bohrhammer COP 1238 ME: Einzelwerte der Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Einzelwerte der Zerstörungsarbeit von Proben aus dem zugehörigen Abschlag.

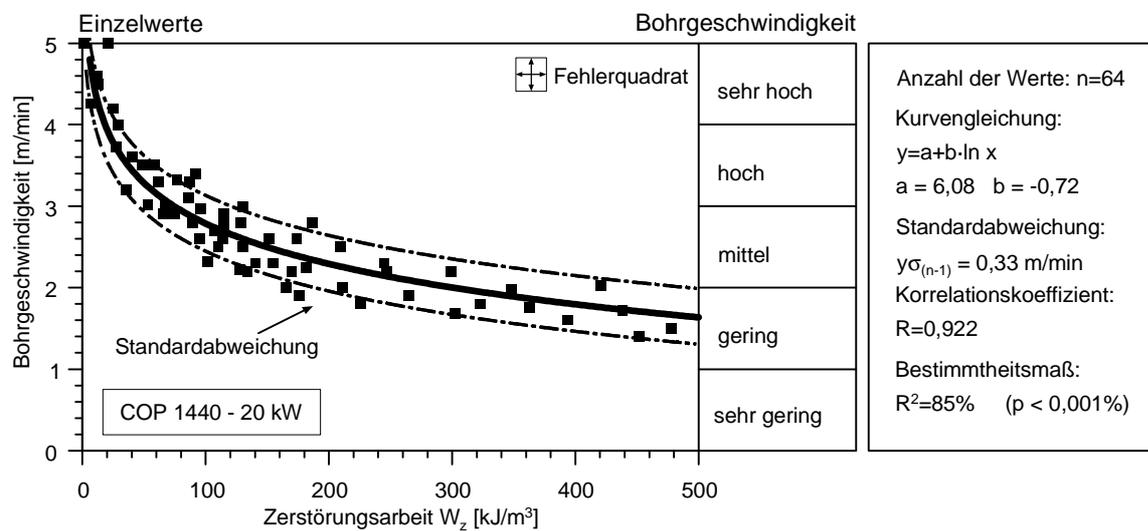


Abb. 71: Bohrhammer COP 1440: Einzelwerte der Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Einzelwerte der Zerstörungsarbeit von Proben aus dem zugehörigen Abschlag.

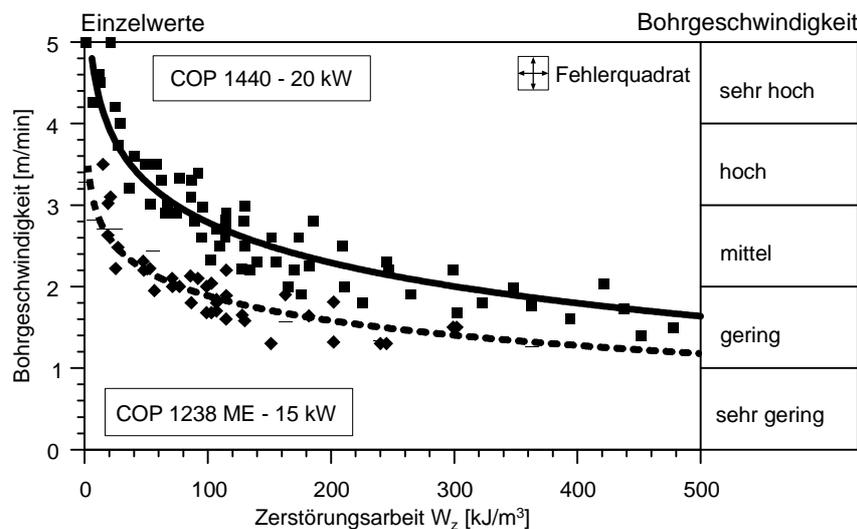


Abb. 72: Leistungskurven beider Bohrhammer zum Vergleich (Einzelwerte eines Abschlags).

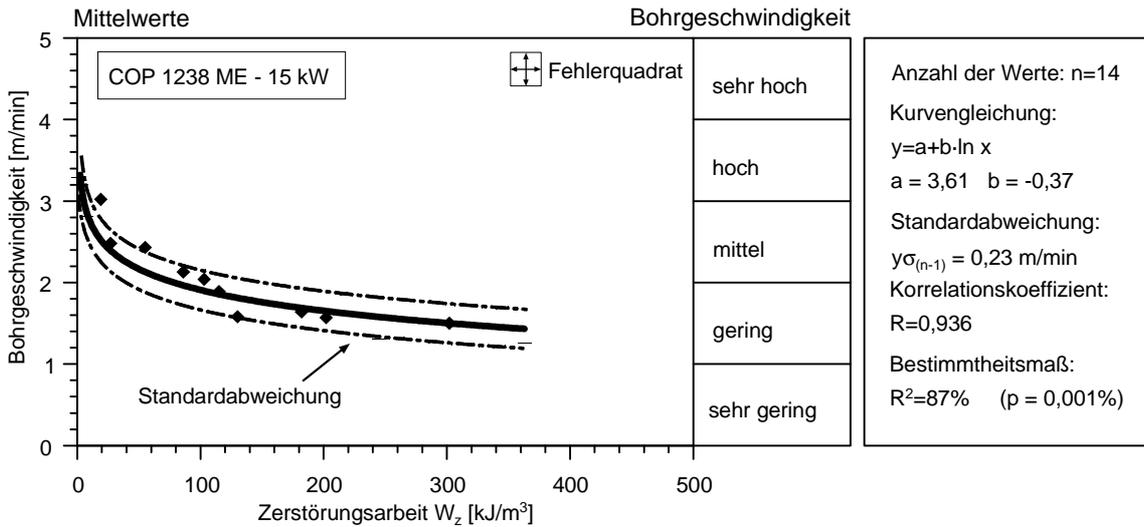


Abb. 73: Bohrhammer COP 1238 ME: Mittelwerte der Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Mittelwerte der Zerstörungsarbeit.

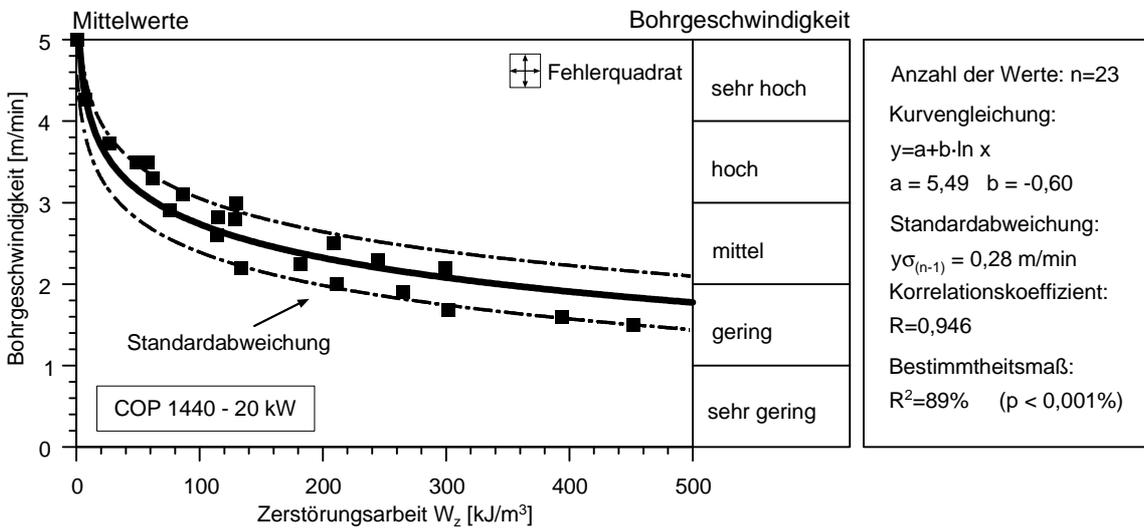


Abb. 74: Bohrhammer COP 1440: Mittelwerte der Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Mittelwerte der Zerstörungsarbeit.

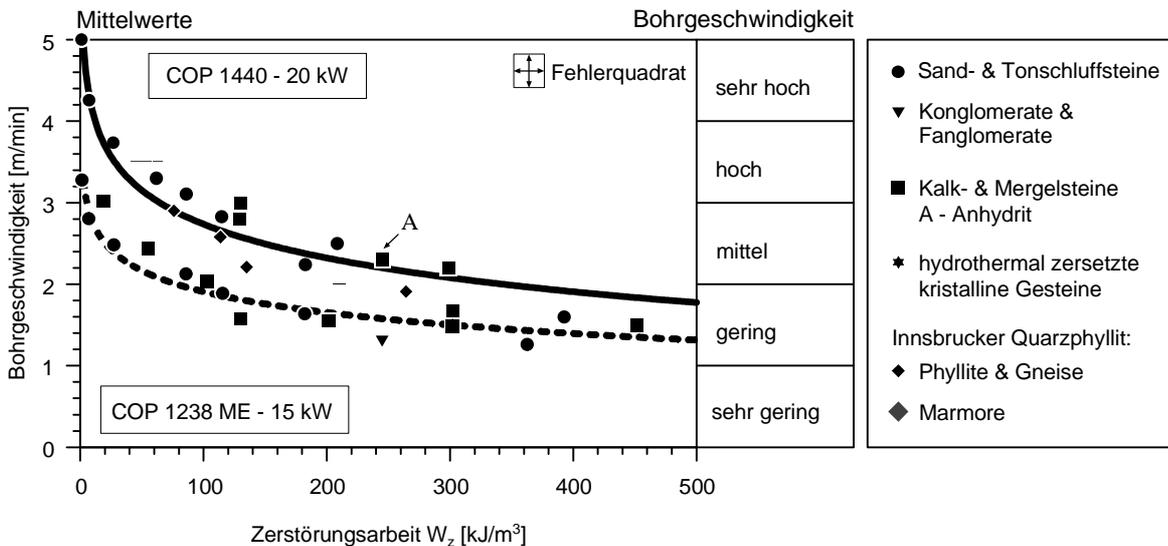


Abb. 75: Leistungskurven beider Bohrhammer zum Vergleich (Mittelwerte) und Legende der Gesteinsgruppen.

6.3.2 Bohrgeschwindigkeit in Abhängigkeit weiterer felsmechanischer Kennwerte

6.3.2.1 Einaxiale Druckfestigkeit

Der am häufigsten verwendete Parameter zum Vergleich mit der Bohrgeschwindigkeit stellt die einaxiale Druckfestigkeit dar. Die einaxiale Druckfestigkeit hat den Vorteil, daß sie auch über indirekte Versuche, insbesondere den Point-Load-Test, ermittelt werden kann. Dadurch lassen sich auch in Bereichen, in denen keine Prüfkörper für Zylinderdruckversuche gewonnen werden können, Aussagen über die Festigkeit und den Bohrfortschritt in Gesteinen treffen.

In Abb. 76 auf der folgenden Seite sind die Mittelwerte der Bohrgeschwindigkeit und der einaxialen Druckfestigkeit von 30 Gesteinen für den Bohrhämmer COP 1238 ME aufgetragen. Das Bestimmtheitsmaß von $R^2=72\%$ zeichnet die Korrelation immer noch als signifikant aus. Die Standardabweichung ist mit ca. 0,4 m/min deutlich höher als beim Diagramm der Zerstörungsarbeit (Abb. 73).

Das Diagramm der Abb. 77 zeigt die Mittelwerte von 24 Gesteinen für den Bohrhämmer COP 1440. Der Zusammenhang ist bei einem Bestimmtheitsmaß von $R^2=63\%$ nur mehr als mäßig zu bezeichnen. Deutliche Ausreißer (Marmore, Quarzmarmore und Lärchbergkalk) und eine Standardabweichung von 0,5 m/min zeigen an, daß die Druckfestigkeit alleine nicht geeignet ist, die Bohrgeschwindigkeit vorherzusagen.

Für einen Vergleich der beiden Bohrhämmer sind die Kurven in Abb. 78 übereinandergelegt. Auch hier läßt sich ein Leistungsgewinn von etwa 30-40% des COP 1440 gegenüber dem COP 1238 ME ablesen.

6.3.2.2 Elastizitätsmodul

Da offensichtlich die elastischen Eigenschaften für den Zerstörungsvorgang eine große Rolle spielen, wurde in Abb. 79 der Elastizitätsmodul gegen die Bohrgeschwindigkeit aufgetragen. Die geringen Werte des Bestimmtheitsmaßes ($R^2=22\%$ bzw. 26%) zeigen jedoch keine Signifikanz des Zusammenhangs.

6.3.2.3 Spaltzugfestigkeit

SCHIMAZEK & KNATZ (1970, 1976) berichten, daß unter anderem die Zugfestigkeit ein signifikantes Maß für den Bohrfortschritt darstellt. Auch die Betrachtung des physikalischen Bohrvorgangs erlaubt diese Schlußfolgerung. Deshalb wurde in Abb. 80 die Spaltzugfestigkeit mit der Bohrgeschwindigkeit korreliert. Die Regressionskurven weisen ein Bestimmtheitsmaß von $R^2=65\%$ (COP 1238 ME) bzw. 63% (COP 1440) auf, was einer eher mäßigen Signifikanz der Korrelationen entspricht. In Bezug auf die statistische Aussagekraft liegt der Parameter Spaltzugfestigkeit knapp hinter dem Parameter einaxiale Druckfestigkeit. Der Grund für die höhere Streuung könnte allerdings die Meßgenauigkeit der Spaltzugfestigkeit sein, die deutlich unter derjenigen der Druckfestigkeit liegt.

6.3.2.4 „Zähigkeit“

Auch die „Zähigkeit“, definiert als Verhältnis von Druck- und Zugfestigkeit, wird von BECKER & LEMMES (1984), SCHIMAZEK & KNATZ (1976) und GEHRING (1974) als Parameter der „Schnittgeschwindigkeit“ genannt. Allerdings wird die Vermutung durch die Diagramme (Abb. 81) nicht bestätigt: Bei den geringen Werten des Bestimmtheitsmaßes kann nicht von einer signifikanten Abhängigkeit der Größen gesprochen werden. Die sogenannte „Zähigkeit“ läßt keinerlei Aussagen über die Bohrgeschwindigkeit beim hydraulischen Drehschlagbohren zu.

6.3.2.5 Trockenrohddichte

Die Trockenrohddichte gilt als Maß für die Kompaktheit eines Gesteins. Beispielsweise können Erze sicher als schwer bohrbar betrachtet werden. Die Diagramme in Abb. 82 zeigen generell eine lineare Abhängigkeit von Bohrgeschwindigkeit und Trockenrohddichte. Durch das geringe Bestimmtheitsmaß von $R^2=39\%$ (COP 1238 ME) bzw. 33% (COP 1440) handelt es sich aber nicht um einen signifikanten Zusammenhang.

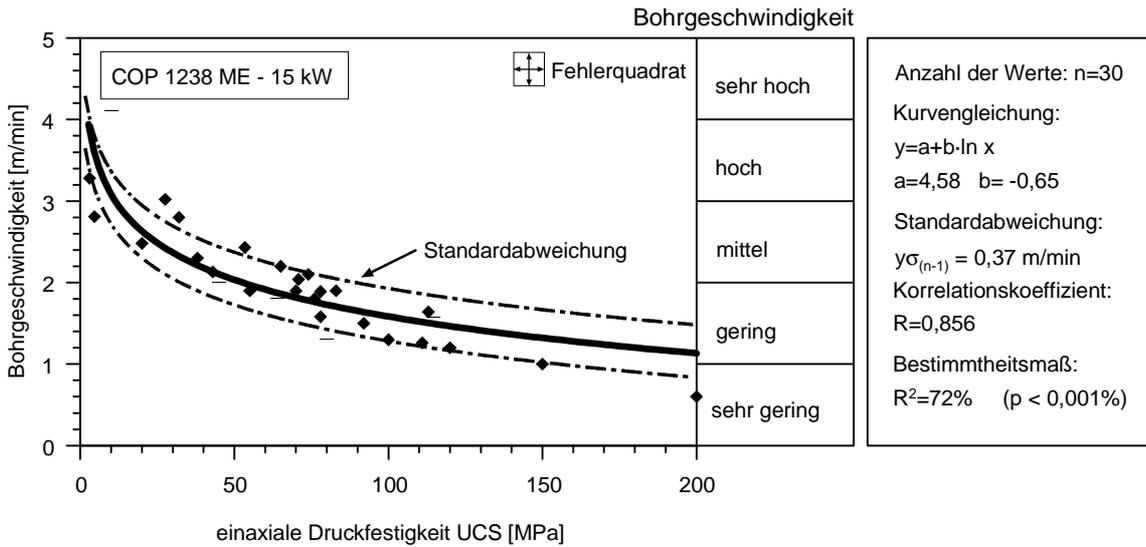


Abb. 76: Bohrhammer COP 1238 ME: Mittelwerte der Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit.

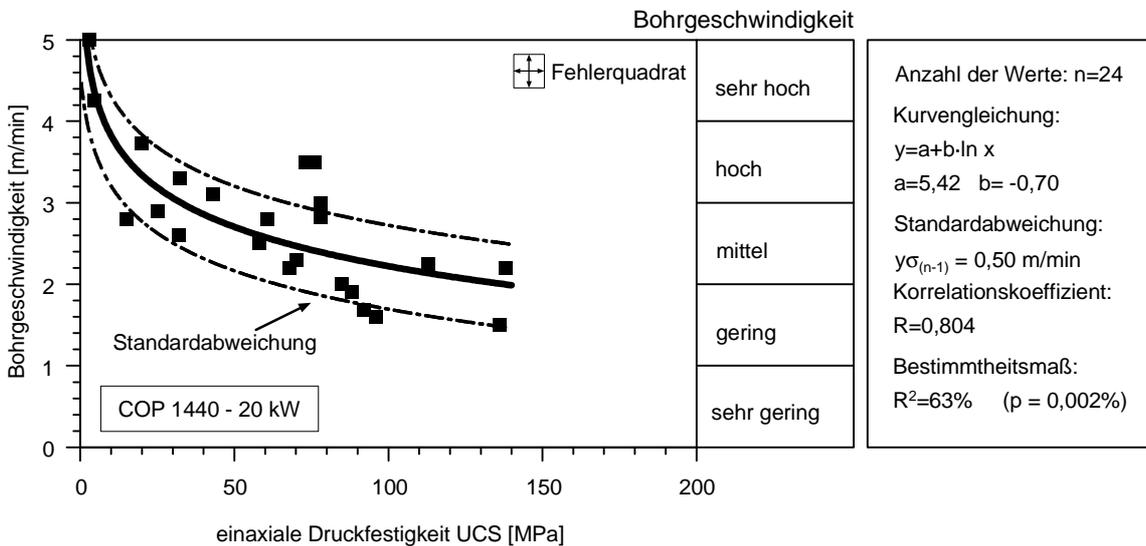


Abb. 77: Bohrhammer COP 1440: Mittelwerte der Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit.

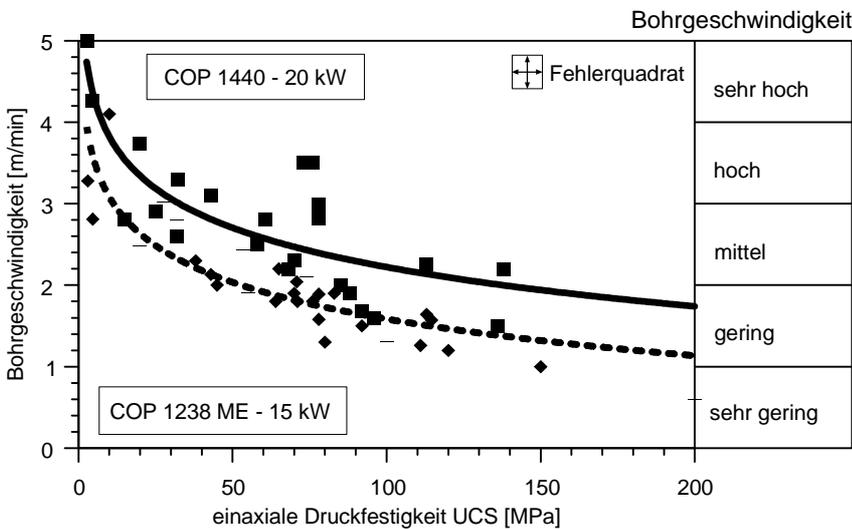


Abb. 78: Leistungskurven beider Bohrhammer zum Vergleich (Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit).

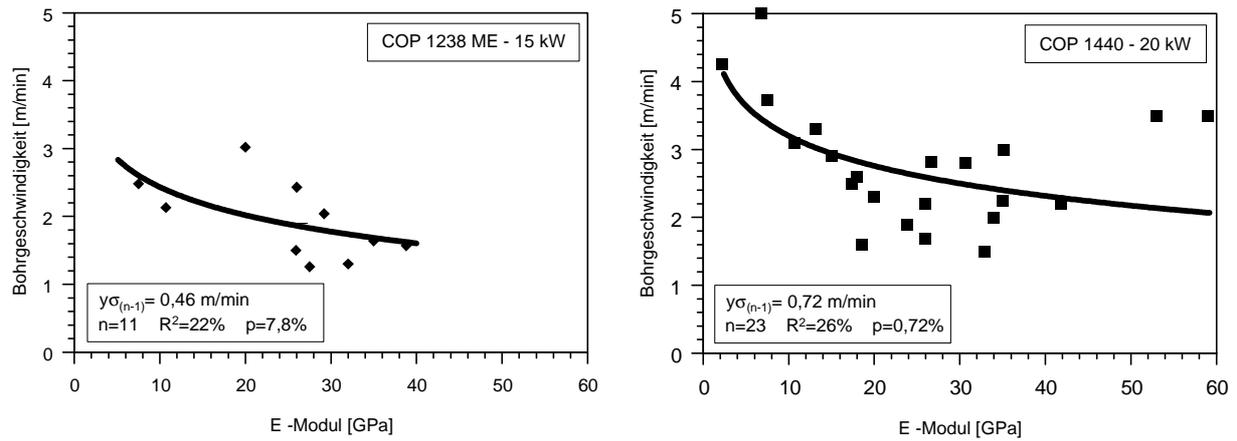


Abb. 79: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen den Elastizitätsmodul (Mittelwerte). Links COP 1238 ME, rechts COP1440.

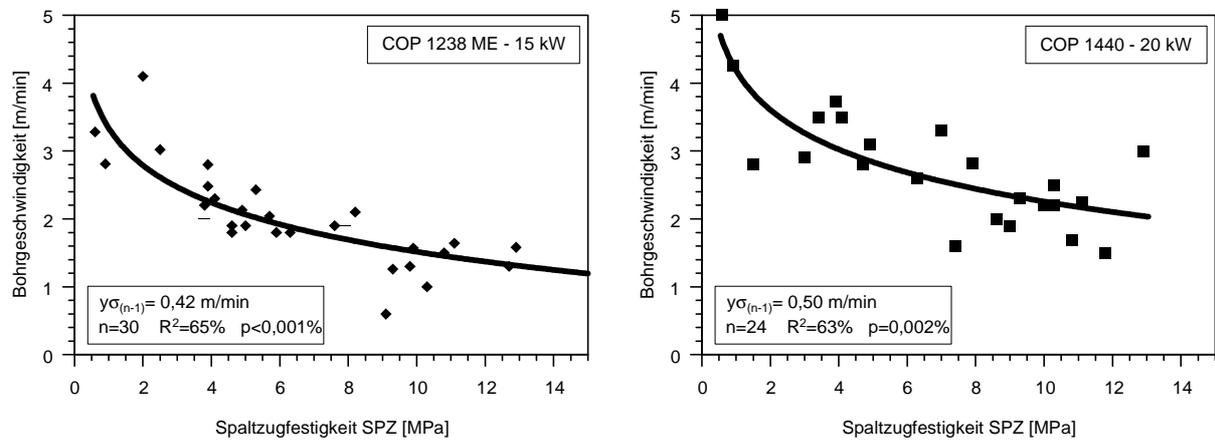


Abb. 80: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Spaltzugfestigkeit (Mittelwerte). Links COP 1238 ME, rechts COP1440.

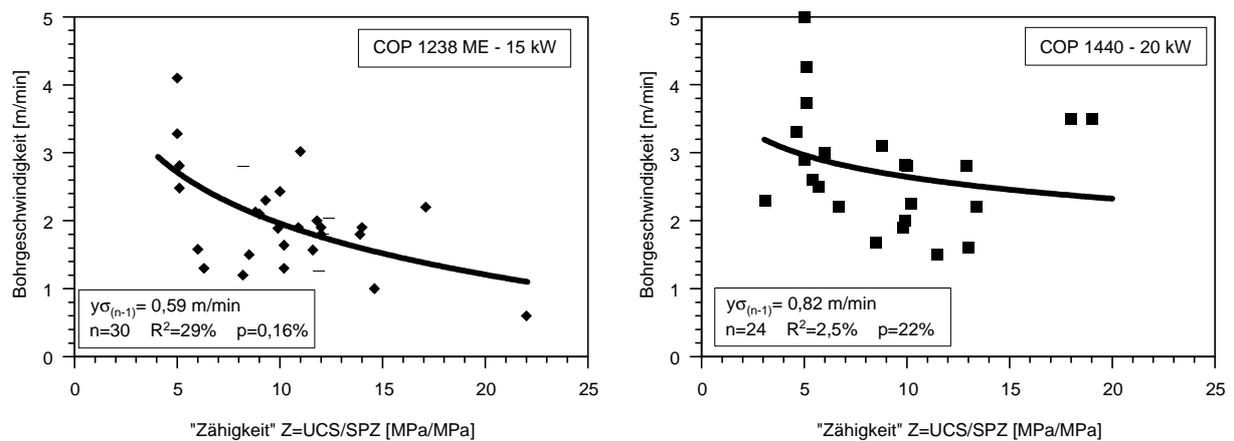


Abb. 81: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen das Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit („Zähigkeit“; Mittelwerte). Links COP 1238 ME, rechts COP1440.

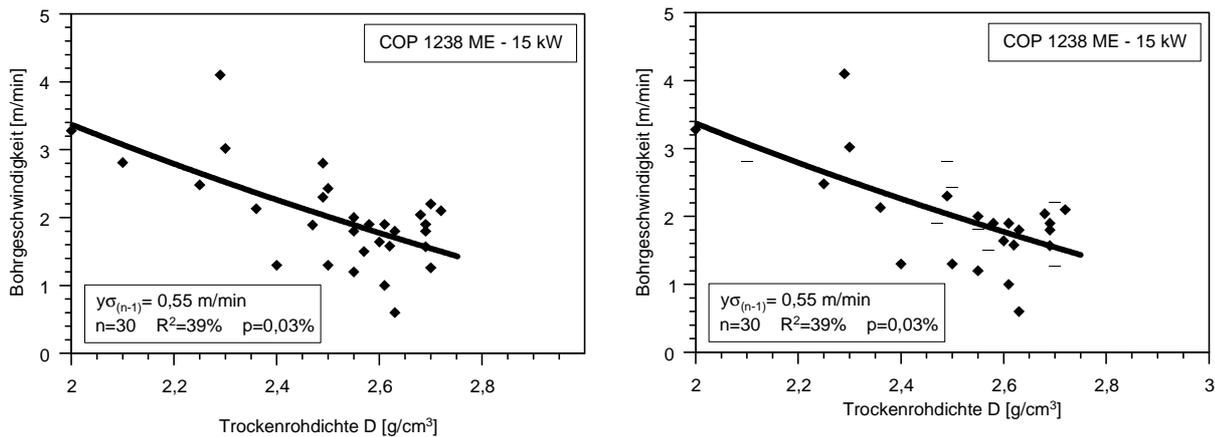


Abb. 82: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Trockenrohddichte (Mittelwerte). Links COP 1238 ME, rechts COP 1440.

6.3.3 Diskussion der felsmechanischen Parameter zur Untersuchung der Bohrgeschwindigkeit

Von den sechs Parametern Zerstörungsarbeit, Elastizitätsmodul, einaxiale Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, „Zähigkeit“ und Trockenrohddichte weisen nur drei einen signifikanten Zusammenhang mit der Bohrgeschwindigkeit auf:

1. Die *Zerstörungsarbeit* kann mit Werten des Bestimmtheitsmaßes zwischen 79% und 89% und Irrtumswahrscheinlichkeiten kleiner 0,001% als hochsignifikanter Parameter bezeichnet werden.
2. Die *einaxiale Druckfestigkeit* kann mit Werten des Bestimmtheitsmaßes zwischen 63% und 72% und Irrtumswahrscheinlichkeiten kleiner 0,002% als signifikanter Parameter bezeichnet werden.
3. Die *Spaltzugfestigkeit* kann mit Werten des Bestimmtheitsmaßes zwischen 63% und 65% und Irrtumswahrscheinlichkeiten kleiner 0,002% ebenfalls als signifikanter Parameter bezeichnet werden.

Die Begründung der guten Korrelation der beiden Parameter Bohrgeschwindigkeit und Zerstörungsarbeit liegt in einer Energiebetrachtung des Bohrvorgangs: Ein Teil der Energie, die vom Bohrhämmer aufgebracht wird, wird ins Gebirge übertragen (die restliche Energie wird reflektiert und vom Bohrggerät - Einsteckende, Bohrstange - resorbiert und in Wärme umgewandelt). Diese übertragene Energie führt im Gebirge zur Verformung bis zum Bruch (das Produkt von Verformung und Bruch ist Energie bzw. Arbeit), wobei die Zerbrechung des Gesteins bis zur Bohrschmantgröße hinunter stattfinden muß. Aufgewendete Verformung und Bruchlast müssen aus Gründen der Energieerhaltung eine Funktion der Verformung und Bruchlast im Laborversuch sein, auch wenn die Beanspruchung an der Bohrlochsohle dynamisch und im Labor eher statisch ist. Da die Leistung gleich Arbeit (oder Energie) pro Zeiteinheit ist, muß bei einer höheren spezifischen Zerstörungsarbeit W_z die notwendige Zeit zur Zerstörung des Gesteins an der Bohrlochsohle ansteigen, mit anderen Worten: die Bohrgeschwindigkeit sinkt. Dies kommt den Überlegungen von Leopold MÜLLER nahe, der die Eigenschaft der Zähigkeit mit der Fähigkeit umschreibt, Formänderungsarbeit aufzunehmen (MÜLLER-SALZBURG 1963: 104). Als bohrtechnischer Extremfall wäre ein Modellkörper aus ideal zähem, „hochfestem Gummi“ denkbar, der bei hoher Druckfestigkeit in der Lage wäre noch höchste Verformungen aufzunehmen und dadurch als extrem schwer bohrbar (bzw. nicht bohrbar) zu bezeichnen wäre. Bei diesem Modellkörper wären Zähigkeit und Zerstörungsarbeit W_z gleichermaßen hoch.

Eine weitere Überlegung könnte den Bohrvorgang auch bei spröde reagierenden Gesteinen verdeutlichen: Die der Bohrkronen vorausseilende Zerstörungfront (vgl. den physikalischen Bohrvorgang) ist ein wesentlicher Faktor beim Zerstörungs- bzw. Lösungsmechanismus. Sie reicht bei spröden Gesteinen sicher wesentlich tiefer ins Gebirge und wird das Gestein deutlich stärker „vorbrechen“ als dies bei zähen Gesteinen der Fall sein kann. Die Folge sind deutlich höhere Bohrgeschwindigkeiten bei spröden Gesteinen, niedrige bei zähen, deformierbaren Gesteinen.

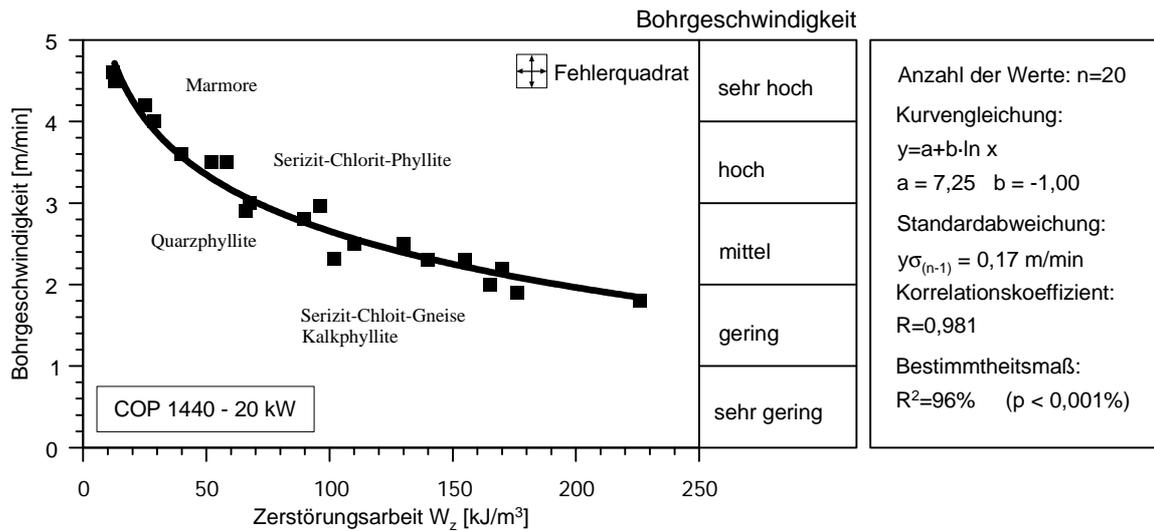


Abb. 83: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Zerstörungsarbeit für Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits (Bohrhammer COP 1440).

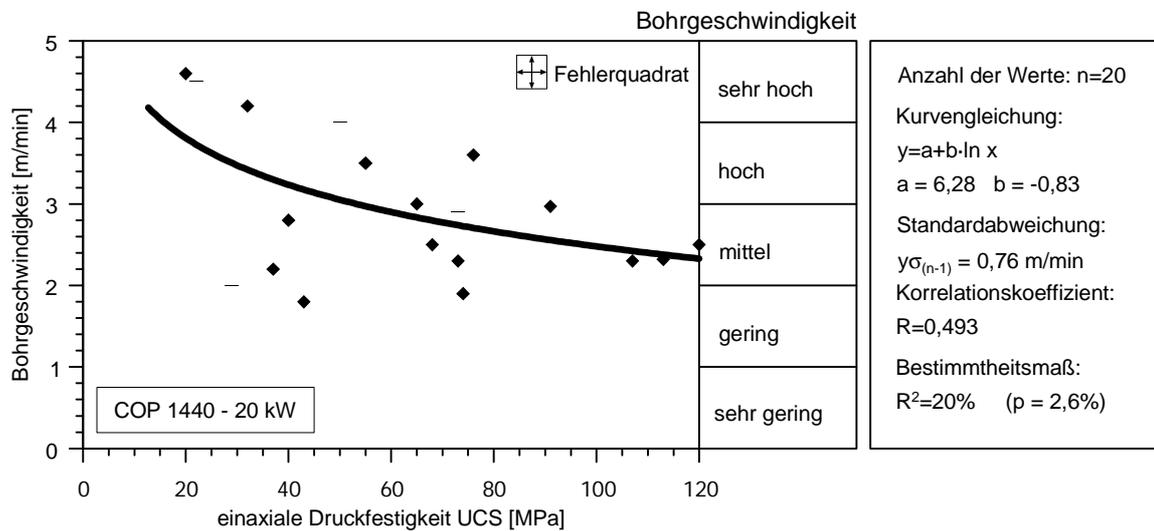


Abb. 84: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die einaxiale Druckfestigkeit für Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits (Bohrhammer COP 1440).

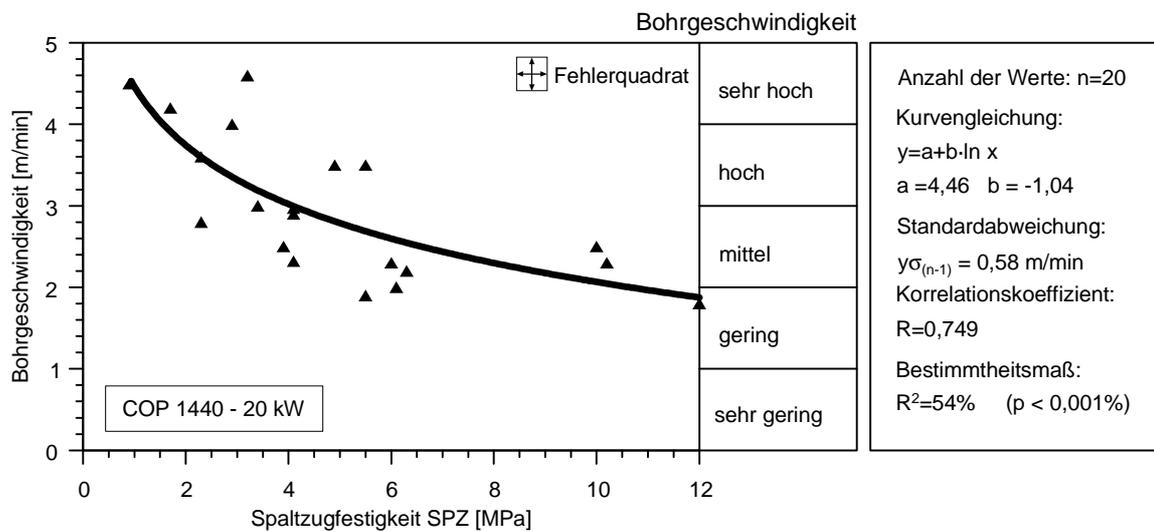


Abb. 85: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen die Spaltzugfestigkeit für Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits (Bohrhammer COP 1440).

Die einaxiale Druckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit müssen deshalb als Kennwerte immer schlechtere Korrelationen mit dem Bohrfortschritt bei zähen und deformierbaren Gesteinen liefern als die Zerstörungsarbeit. Zur Überprüfung wurden deshalb die Zerstörungsarbeit (Abb. 83), die einaxiale Druckfestigkeit (Abb. 84) und die Spaltzugfestigkeit (Abb. 85) für die überwiegend schwer bohrbaren und als zäh geltenden Gesteine des Innsbrucker Quarzphyllits in drei Diagrammen jeweils gegen die Bohrgeschwindigkeit aufgetragen. Auch hierbei erweist sich die Zerstörungsarbeit mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2=96\%$ als hoch signifikant, die einaxiale Druckfestigkeit (Bestimmtheitsmaß von $R^2=20\%$) hier sogar als nicht signifikant. Die Spaltzugfestigkeit läßt mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2=54\%$ immerhin noch Aussagen zu, wenn der Zusammenhang auch als schlecht anzusehen ist.

Da die Zerstörungsarbeit, so wie sie in dieser Arbeit begrifflich und versuchstechnisch gefaßt wird, als felsmechanischer Kennwert neu ist, sind einige Randprobleme - wie sie z. B. auch HUDSON (1993: 23 ff.) anspricht - noch nicht befriedigend gelöst. Eines dieser Probleme bildet der Einfluß des Maßstabeffekts, der beim einaxialen Druckversuch jedoch wesentlich geringere Ausmaße annimmt als beim Point-Load-Test (neuere Untersuchungen von SCHÜTZ, frdl. mündl. Mittl.). Auch könnte man versuchen, die volumetrische Verformung über die Querdehnung eines Prüfkörpers in den Meßwert einzubeziehen. Viel gravierender ist wahrscheinlich der Einfluß der Zeit: Wie die Ergebnisse der Druckversuche (z. T. Langzeitdruckversuche) an salzführendem Haselgebirge zeigen (BAUMGÄRTNER, frdl. mündl. Mittl.), spielt die Belastungsdauer offensichtlich eine große Rolle bei rheologisch „leicht fließfähigen“ Gesteinen (vgl. LANGER 1969, LAITAI et al. 1991, DUSSEAULT & FORDHAM 1993). Da die Belastungsdauer beim Drehschlagbohren im Millisekundenbereich liegt, die Belastung im Laborversuch jedoch einige Minuten dauert, besteht auch ein offensichtlicher Unterschied in den Randbedingungen. Bei den hier untersuchten Gesteinen äußert sich der Einfluß möglicherweise in der Kurvenform, denn die logarithmische Abhängigkeit von Zerstörungsarbeit und Bohrgeschwindigkeit ist zunächst physikalisch nicht ohne weiteres interpretierbar (Zerstörungsarbeit \approx Energie, Bohrgeschwindigkeit \approx Zeit, Quotient = Leistung, die konstant sein sollte).

Auf maschinentechnischer Seite spielt die Energie bereits seit geraumer Zeit eine große Rolle, z. B. bei Problemen der Leistungsübertragung vom Bohrhammer auf die Bohrstange und von dort in das Gebirge (BRENNSTEINER 1979, LUNDBERG 1973, 1987, 1993, LUNDBERG & KARLSSON 1986, NORDLUND 1989, KARLSSON et al. 1989, CARLSSON et al. 1990) oder in gleicher Anwendung bei Preßluftschlämmern (PANG & GOLDSMITH 1989, 1992). Die beim Bohren aufgewendete Bohrarbeit, die über Anpreßkraft und Bohrtiefe beschrieben wird, ist bereits seit RZIHA (1888) bekannt. Der Energiegedanke bei Labortests wurde erst ein knappes Jahrhundert später von HUGHES (1972) geäußert, wenn auch noch nicht in Form eines felsmechanischen Kennwerts in Zahlen gefaßt. Ansätze einer Energiebetrachtung sind auch bei HABENICHT & GEHRING (1976: 511) zu finden: Auf der Basis von HABENICHT & BRENNSTEINER 1971: 141 f., Tab. 2 und 3) sprechen sie von einer „Bruchverformung“, welche die zur Lösung erforderliche Bruchenergie, bei konstanter Festigkeit eines Gesteins, erhöhen würde. BROOK (1977: 196 f.) deutet an, daß nach KICK's Gesetz das Verhältnis von aufgewendeter (Bruch-) Energie zum Prüfkörpervolumen eine Materialkonstante ist und deshalb dies möglicherweise die Ursache des Maßstabeffekts sein könnte.

Die Zerstörungsarbeit kann am ehesten noch mit der Schlagenergie beim Falltest (RIHN, CRS, DIN 52115) verglichen werden. Dabei wird eine definierte Gesteinsmasse in einem Zylinder mit einem Fallgewicht und einer definierten Schlagzahl zerstoßen und der Siebdurchgang des Feinanteils gemessen. Die Masse des Siebrückstands bezogen auf die Ausgangsmasse ergibt ein Maß für die Energie, die nötig ist, um das Gestein zu zerstören.

Die hier vorgestellte Zerstörungsarbeit könnte ein neues Maß sein, um die Zähigkeit bezüglich der Bohrbarkeit besser als bisher zu beschreiben bzw. um die aufzuwendende Bohrarbeit abzuschätzen. Diese Arbeits- und Argumentationsweise ist jedoch noch relativ jung und bedarf weiterer Verbesserungen. Insbesondere wäre eine Verfeinerung der Meßmethode der Zerstörungsarbeit sinnvoll. Auch sind die Rahmenbedingungen wie Formfaktoren und Maßstabeffekt sowie der Einfluß der Zeit noch nicht genügend bekannt. Der Autor ist davon überzeugt, daß nicht nur bei der Gebirgslösung sondern vermehrt auch bei den allgemeinen Problemen der Versuchstechnik im Fels sowohl im Labor als auch im Feld die aufzuwendende Energie in die Überlegungen zum Zerstörungsmechanismus aufgenommen werden muß.

6.4 Geologische Einflüsse

Geologische Faktoren üben großen Einfluß auf die Bohrgeschwindigkeit aus. Zu den wichtigsten Einflüssen gehören die Klüftigkeit bzw. der Durchtrennungsgrad und die Auflockerung des Gebirgsverbandes, die Lage der Schieferung zur Bohrrichtung und eventuelle Veränderungen im Gebirge, wie Verwitterung, hydrothermale Zersetzung oder Verkieselung.

6.4.1 Einfluß der Kluftabstände

Der Durchtrennungsgrad z. B. nach MÜLLER-SALZBURG (1963: 232 ff.) oder die Klüftigkeitsziffer nach STINI (1922, 1950) lassen sich in der kurzen Zeit, die für die Ortsbrustkartierung üblicherweise zur Verfügung steht, nicht ermitteln. Deswegen wurde als Indiz für den räumlichen Durchtrennungsgrad der mittlere Kluftabstand zum Vergleich mit der Bohrgeschwindigkeit verwendet. Zur Untersuchung des Einflusses der Kluftabstände bot sich der sehr homogen ausgebildete Wellenkalk (51, Unterer Muschelkalk) an. Das Diagramm (Abb. 86) zeigt, daß die Bohrgeschwindigkeiten im Bereich zwischen mittel- und sehr weitständigen Kluftabständen in etwa konstant sind. Der Einfluß wird - bei stark streuenden Bohrgeschwindigkeiten - erst bei engständiger Klüftung überhaupt spürbar und ab dichtständiger Klüftung deutlich; in Störungszonen konnten sich die Bohrgeschwindigkeiten sogar verdoppeln. Charakteristisch ist die Zunahme der Streuung (Fehlerbalken im Diagramm) mit enger werdenden Kluftabständen. Die Ursache ist sicher darin zu suchen, daß die Einschätzung der Kluftabstände an der aktuellen Ortsbrust vorgenommen wurde, die Verteilung der Kluftscharen vor der Ortsbrust jedoch nicht zu sehen ist.

Als Ergebnis ist festzuhalten, daß ein Einfluß des Durchtrennungsgrades erst deutlich wird, wenn die Kluftabstände in die Dimension des Bohrlochdurchmessers rücken (\varnothing 45 mm, \Rightarrow dichtständige Klüftung). Der weitaus größte Einfluß ist in Störungsnähe zu verzeichnen, z. B. weisen ungewöhnlich hohe Bohrgeschwindigkeiten in einem Gestein auch auf einen hohen Durchtrennungsgrad bzw. eine Störungszone hin. War der Durchtrennungsgrad zu groß, kam es oft zum Verklemmen der Bohrstange im instabil gewordenen Bohrloch. Dieser Effekt war jedoch dem der Geschwindigkeitszunahme quantitativ unterlegen. Allerdings kam es in gestörtem Gebirge immer wieder vor, daß die Sprenglöcher bis zum Besetzen mit Munition bereits zugesetzt hatten, so daß sie nachgebohrt werden mußten. Diese unangenehme Störung des Betriebsablaufs machte den Zeitgewinn durch die Beschleunigung des Bohrvorgangs wieder zunichte. Hohe Bohrgeschwindigkeiten sind daher eher als Warnsignal vor Störungszonen und den damit üblicherweise verbundenen Stabilitätsproblemen im ausgebrochenen Tunnel zu werten.

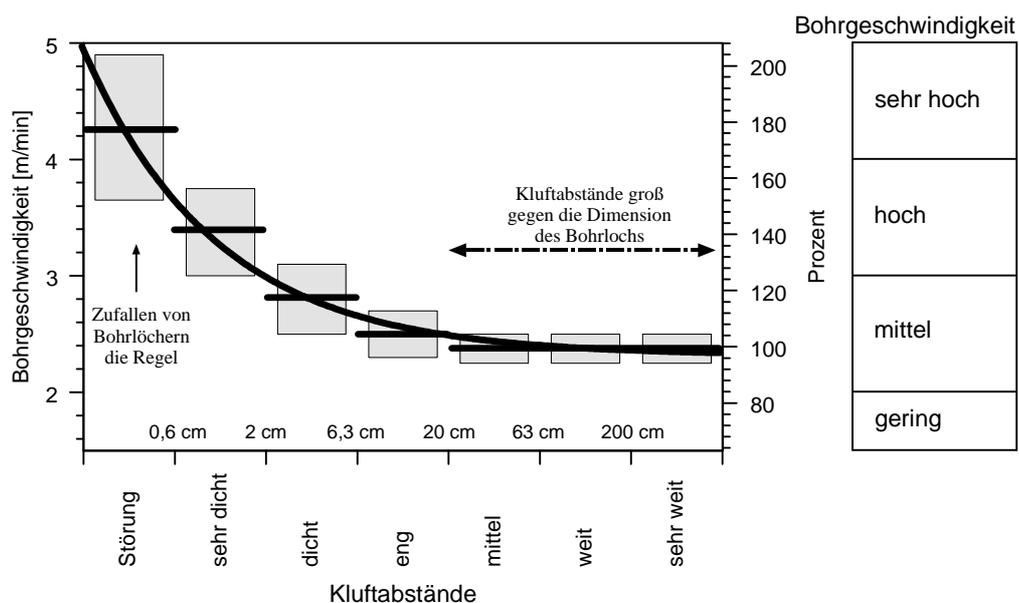


Abb. 86: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen den Kluftabstand (Wellenkalk Nr. 51, Unterer Muschelkalk).

6.4.2 Einfluß der Anisotropie

Der Einfluß der Anisotropie auf die Bohrgeschwindigkeit ist am deutlichsten in geschieferten Gesteinen zu erkennen. Deshalb wurde die Winkelabhängigkeit von der Orientierung der Schieferung an den Gesteinen des Innsbrucker Quarzphyllits untersucht. Die Winkelabhängigkeit von einaxialer Druckfestigkeit und spezifischer Zerstörungsarbeit konnte mit Hilfe von orientiert gewonnenen Zylinderproben im einaxialen Druckversuch ermittelt werden. Für die Diagramme wurde der Wert rechtwinklig zur Schieferung auf 100% normiert. Um die Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Orientierung der Schieferung zu erhalten, mußte die Versuchsanordnung 6 gewählt werden, die nur in den Grenzfällen 2 (parallel) und 3 (rechtwinklig) definierte Zugfestigkeiten liefert. Die Werte mit $0 < \beta < 90^\circ$ sind als Scherfestigkeiten entlang einer erzwungenen Scherfläche zu werten. Allerdings entspricht diese Versuchsanordnung am ehesten der Beanspruchung an der Bohrlochsohle beim Bohrvorgang. Hier wurde der Wert parallel zur Schieferung auf 100% normiert. Da der Vortrieb des Inntaltunnels immer annähernd parallel (max. $\pm 30^\circ$) zur vorherrschenden Schieferungsrichtung verlief, mußten die Bohrgeschwindigkeiten zur Ermittlung der Winkelabhängigkeit beim Ankerbohren in Firste und Ulmen gemessen werden. Diese Bohrungen werden üblicherweise etwa im 15° -Abstand radialstrahlig ausgeführt. Dabei muß allerdings eingechnet werden, daß der Anpreßdruck (Vorschub der Lafette) beim Bohren in die Firste durch das Eigengewicht des Bohrhammers etwa um 10% erniedrigt ist. Die Werte der Bohrgeschwindigkeit wurden parallel zur Schieferung auf 100% normiert. In den Diagrammen wurden die Kurven für einen Quarzphyllit mit ebenen, glatten Schieferungsflächen (hochgradige Anisotropie; durchgehende Linie) und für einen Quarzphyllit mit welligen Schieferungsflächen (starke Anisotropie; gestrichelte Linie) dargestellt. Die erhaltenen felsmechanischen Kennwerte der Gesteine aus dem Innsbrucker Quarzphyllit sowie die Bohrgeschwindigkeiten jeweils parallel und rechtwinklig zur Schieferung sind als Tabelle im Anhang angegeben.

Das linke Diagramm in Abb. 87 zeigt die bereits aus der Literatur bekannte Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von der Orientierung der Schieferung. Die Kurve weist ein typisches Minimum bei ca. 60° auf, das mit der fehlenden seitlichen Einspannung des Prüfkörpers begründet werden kann: Die geringste Druckfestigkeit wurde in den Versuchen immer dann ermittelt, wenn die Schieferung in etwa diagonal zu den Stirnflächen durch den Prüfkörper verlief. Die höchsten Druckfestigkeiten traten immer senkrecht zur Schieferung auf, parallel wurden dagegen nur etwa 80-90% erreicht. Bei Prüfkörpern im parallelen Lastfall konnten während des Versuchs überwiegend Trennbrüche parallel zur Schieferung beobachtet werden. Die Zugkräfte, welche im Prüfkörper rechtwinklig zur Belastungsrichtung auftreten, könnten so der Grund für das (vorzeitige) Versagen und die etwas niedrigeren Druckfestigkeiten sein.

Im Diagramm der spezifischen Zerstörungsarbeit ist eine ganz ähnliche Kurvenform zu sehen (Abb. 87, rechts). Das Minimum tritt ebenfalls bei etwa 60° auf, allerdings wurden die höchsten Werte der Zerstörungsarbeit durchwegs parallel zur Schieferung gemessen. Dies stimmt mit der Beobachtung bei der Versuchsdurchführung überein: Beim parallelen Lastfall wurden die höchsten Verformungen und das ausgeprägteste Post-failure-Verhalten gemessen.

Im linken Diagramm der Abb. 88 ist die Spaltzugfestigkeit (bzw. Scherfestigkeit) gegen den Winkel der Einfallrichtung der Schieferung aufgetragen. Dabei wird eine stetige Abnahme der Zugfestigkeit (bzw. Scherfestigkeit) deutlich. Die geringsten Festigkeiten treten erwartungsgemäß rechtwinklig zur Schieferung (90° Einfallen) auf. Die Bohrgeschwindigkeit zeigt im rechten Diagramm der Abb. 88 ein analoges Verhalten zur Spaltzugfestigkeit: Die hohen Bohrgeschwindigkeiten korrespondieren mit niedrigen Spaltzugfestigkeiten bei Beanspruchung rechtwinklig zur Schieferung (niedrige Zugfestigkeiten bei 90° Einfallen), die niedrigen Bohrgeschwindigkeiten mit den hohen Spaltzugfestigkeiten parallel zu ihr (hohe Zugfestigkeiten bei 0° einfallen).

Ist die Schieferung also rechtwinklig zur Bohrrichtung orientiert, so ist der Scherwiderstand gering - gleichbedeutend mit einer geringen Zugfestigkeit rechtwinklig zur Schieferung - und die Bohrgeschwindigkeit hoch. Liegt dagegen die Arbeitsrichtung parallel zur Schieferung, so ist der Scherwiderstand und damit die Zugfestigkeit gleichermaßen hoch, die Bohrgeschwindigkeit deutlich geringer (bis zu 40%).

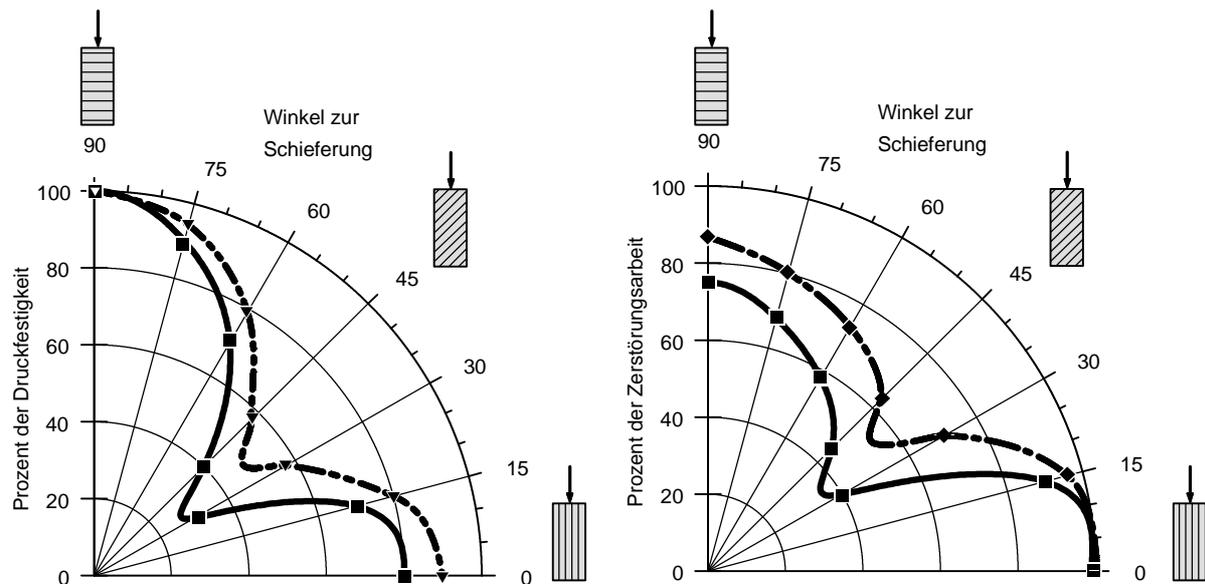


Abb. 87: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und der Zerstörungsarbeit von der Einfallsrichtung für einen Quarzphyllit mit ebenen, glatten Schieferungsflächen (hochgradige Anisotropie; durchgehende Linie) und mit welligen Schieferungsflächen (starke Anisotropie; gestrichelte Linie).

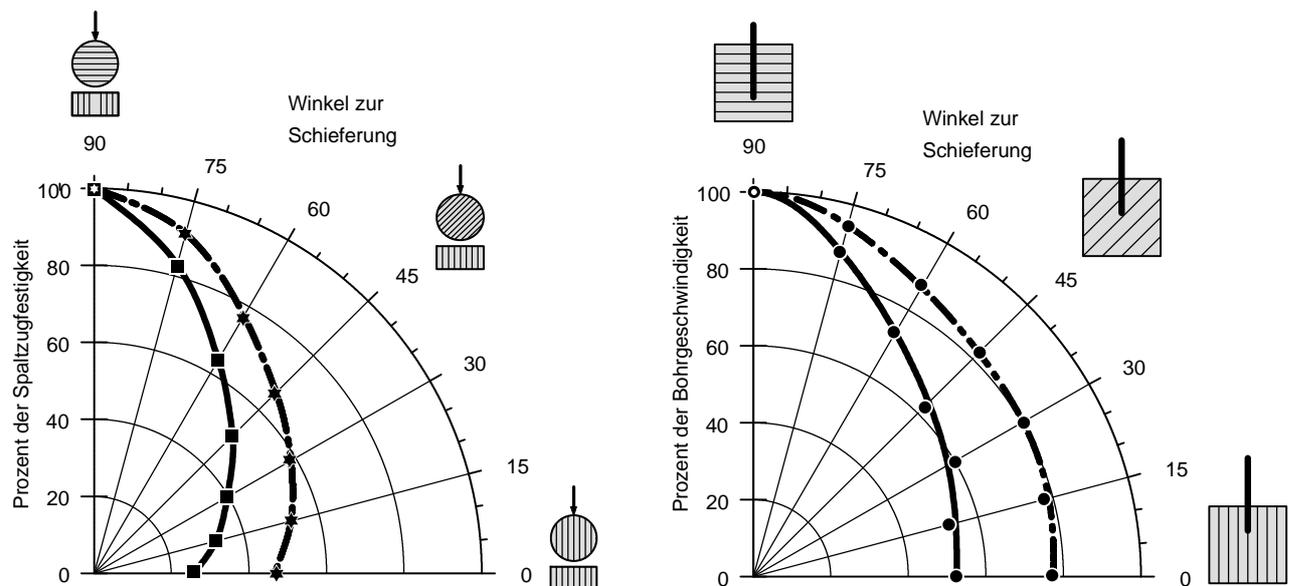


Abb. 88: Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der Einfallsrichtung und der Bohrgeschwindigkeit von der Bohr- richtung für einen Quarzphyllit mit ebenen, glatten Schieferungsflächen (hochgradige Anisotropie; durch- gehende Linie) und mit welligen Schieferungsflächen (starke Anisotropie; gestrichelte Linie).

Im Gegensatz zum Spaltzugversuch (oder Scherversuch) ist der einaxiale Druckversuch - mangels seitlicher Einspannung des Prüfkörpers - offensichtlich nicht in der Lage, den Bohrvorgang an der Bohrloch- sohle zu simulieren. Dabei ist zu diskutieren, ob aus diesem Grund eine Korrelation der Bohrgeschwin- digkeit mit der Zerstörungsarbeit oder der einaxialen Druckfestigkeit überhaupt gestattet ist. Zwei we- sentliche Punkte lassen die Vorgehensweise jedoch als sinnvoll erscheinen:

- Die guten Ergebnisse bei den statistischen Analysen aus Abschnitt 6.3.3 ab Seite 108 lassen sich, wie bereits ausführlich geschildert wurde, durch den Bohrvorgang schlüssig begründen. Ein Irrtum bzw. eine Zufälligkeit der gefundenen Beziehung ist unwahrscheinlich.
- Der ermittelte Grad der Anisotropie bei den Bohrgeschwindigkeiten (max. 60%) ist nicht so hoch wie bei den Werten der Spaltzugfestigkeit (max. 25%). Auch dies könnte durch die mangelnde Einspannung bei der Versuchsdurchführung begründet werden. Es wäre jedoch ebenfalls naheliegend, daß die Bohrgeschwindigkeit durch die Scherfestigkeit entlang der Schieferung zwar beeinflusst („moduliert“) wird, eine grundsätzliche Abhängigkeit jedoch mit der aufgewendeten Zerstörungsarbeit besteht.

Es wird deshalb eine Überlagerung der beiden Zerstörungsmechanismen an der Bohrlochsohle vermutet, die sich bei unterschiedlicher Lage der Schieferung unterschiedlich stark auf die Lösbarkeit auswirkt. In der Folge kann dieses Phänomen möglicherweise auf ein geometrisches Problem zurückgeführt werden.

- Die schlagende Beanspruchung erzeugt Mikrorisse im Gestein. Da parallel zur Schieferung die geringsten Festigkeiten auftreten, sind die Mikrorisse entlang der Schieferungsflächen sicher länger ausgebildet als senkrecht zu ihnen. Die Lagen senkrecht zur Schieferung werden deshalb wahrscheinlich nur von kurzen Mikrorissen durchtrennt.
- Bei der scherenden Beanspruchung werden die bereits latent angelegten Splitter weggedrückt. Im Falle der Orientierung der Schieferung rechtwinklig zur Bohrachse können große, längliche Splitter abgeschert werden. Senkrecht zur Schieferung ist ein Abscheren von langen Splittern nicht möglich, da die Mikrorisse zu kurz sind. In der Folge müssen eher gedrungene Splitter abgelöst werden, die in der Summe eine größere Bohrarbeit verlangen.
- Mit steigendem Winkel zwischen diesen beiden Grenzfällen rechtwinklig bzw. parallel $0 < \beta < 90^\circ$ müßte aus geometrischen Gründen die Größe der Splitter in etwa eine Funktion des Cosinus des Zwischenwinkels sein.
- Bei der Spaltzugfestigkeit ist die tatsächliche Zugbeanspruchung σ_z ebenfalls eine Funktion des Cosinus des Zwischenwinkels. Analog lassen sich auch die Kurvenformen in den Diagrammen der einaxialen Druckfestigkeit und Zerstörungsarbeit abschnittsweise erklären. Auf die Herleitung der geometrischen Beziehung soll hier jedoch nicht mehr eingegangen werden.

Zur überschlägigen Überprüfung dieser Hypothese wurden Spaltzugfestigkeit und Bohrgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Winkels zur Schieferung mit einer allgemeinen Cosinus-Kurve angenähert. Bei den verwendeten Werten eines hochgradig anisotropen Quarzphyllits mit glatten, durchgehenden Schieferungsflächen ergeben sich dabei augenscheinlich passende Kurvenformen (Abb. 89).

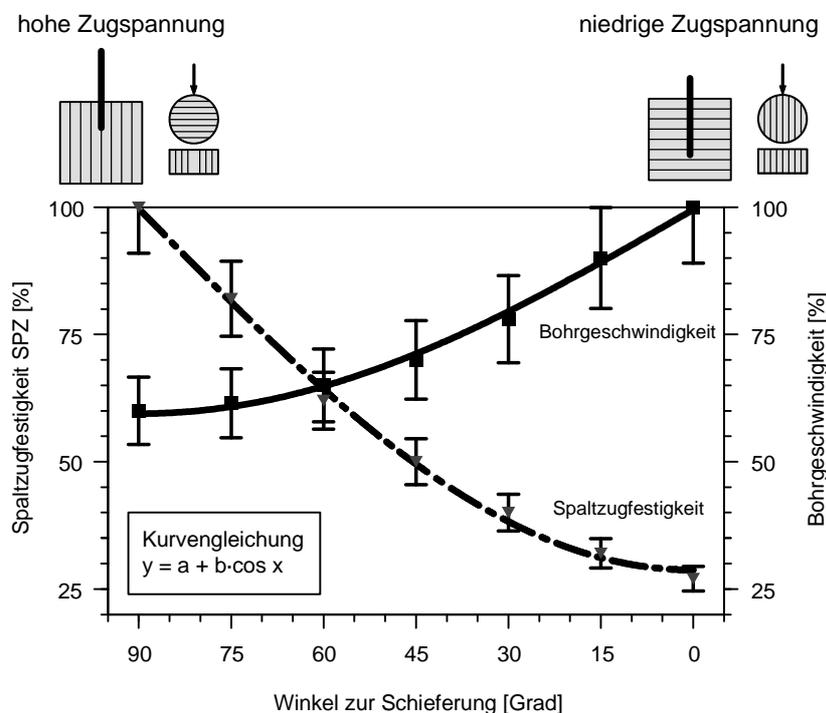


Abb. 89: Bohrgeschwindigkeit und Spaltzugfestigkeit, jeweils gegen den Winkel zwischen Schieferung und Belastungs- bzw. Bohrrichtung aufgetragen. Mittelwerte eines hochgradig anisotropen Quarzphyllits mit der Standardabweichung als Fehlerbalken.

Abweichung von Bohrspuren und Profilungenauigkeiten

In den metamorphen Gesteinen (Schiefern) des Michaelstunnels tauchte immer wieder das Phänomen auf, daß die Bohrspuren der Sprenglöcher zur Normalen auf die Schieferungsfläche hin abwichen. Dies führte bei ungünstiger Raumstellung, also schräg zur Tunnelachse verlaufender Schieferung, zu einer erheblichen Profilungenauigkeit, obwohl oft noch alle Bohrspuren sichtbar waren.

Typisch für die Auswirkung der Bohrspurkrümmung in Augengneisen bei stumpfwinklig zur Tunnelachse streichender Schieferung war die Ausbildung eines geologisch bedingten Überprofils auf der jeweils linken Seite der Ortsbrust. Auf der jeweils rechten Seite der Ortsbrust trat dabei ein Unterprofil auf, welches den Vortrieb nur deshalb nicht störte, weil dieses erst im Zuge der Nachprofilierung mit dem Profilwagen beseitigt werden mußte (auch wenn dies wesentlich aufwendiger ist). Im Bereich der Glimmerschiefer und Grünschiefer war die Abweichung zum Teil so stark, daß versucht wurde, durch eine Verriegerung des Anpreßdrucks (Vorschub) im Bohrwagen ein geradlinigeres Bohren zu erreichen. Dies führte allerdings nicht zum Erfolg, sondern lediglich zu einem geringeren Bohrfortschritt.

Die erfahrungsgemäß einzig hilfreiche Methode, um die Auswirkungen derartiger Bohrlochsauslenkungen auf ein erträgliches Maß zu reduzieren, wäre die Verwendung steiferer (dickerer) Bohrstangen oder die Zurücknahme der Angriffstiefe gewesen. Auch die Verwendung von Bohrkronen mit besonders langem Schaft kann laut Auskunft der Bohrstahlhersteller Abhilfe schaffen.

6.4.3 Einfluß der Ausbildung des Mikrogefüges

Der Einfluß des Mikrogefüges und des Verzahnungsgrades ließ sich am besten in den Gesteinen des Innsbrucker Quarzphyllits nachvollziehen. Die felsmechanischen Eigenschaften des Quarzphyllits werden sehr stark durch das zähplastische Gesteinsverhalten bestimmt, das sich bis in das Mikrogefüge hinein verfolgen läßt. Im Dünnschliff wird der hohe Verzahnungsgrad durch ein linsig-schlieriges Gefüge und die intensive Verfältelung - mit z. T. zusammengeklappten und durchgescherten Faltenschenkeln - deutlich. Zwischen den stützenden, spröde reagierenden Quarzlinen und -knauern bestehen mächtige Brücken aus plastisch reagierenden Glimmer-Chlorit-Paketen (vgl. Abb. 90 und Abb. 91).

Geringe Werte der Zerstörungsarbeit wurden vor allem in solchen Gesteinen erzielt, in denen die Quarzreihen immer wieder durchbrochen und versetzt sind und so mit der plastisch deformierbaren Grundmasse aus Glimmer und Chlorit einen wenig starren, ja schwammigen Verband erzeugen. Durch das plastische Verhalten der Glimmer-Chlorit-Massen ergibt sich zwar eine relativ hohe Verformbarkeit, jedoch wegen der geringen Verbandsfestigkeit eine vergleichsweise geringe Druckfestigkeit. Dieser Verband ist lediglich in der Lage, geringe Belastung bei allerdings gleichzeitig fließender Verformung aufzunehmen. Die gleiche Auswirkung hatte eine intensive Verfältelung im Dünnschliffbereich (Abb. 90).

Hohe Werte der Zerstörungsarbeit wurden oft in Proben mit höherer Körnigkeit und einem strafferen Mikrogefüge gemessen. Der in charakteristischen Dünnschliffen dieser Gesteine auftretende Biotit ist Anzeiger einer höhergradigen Metamorphosezone innerhalb der Grünschieferfazies (Biotit-Zone, zeigt höhere Temperatur an). Durch die höhere Verbandsfestigkeit und die stärkere Verzahnung ergibt sich eine höhere Druckfestigkeit dieser Gesteine. Zusammen mit dem immer noch hohen Anteil an plastisch deformierbaren Glimmer-Chlorit-Paketen kommt die hohe Teilbeweglichkeit - und damit Verformbarkeit - noch für das gesamte Gestein zum Tragen (Abb. 91). Eine ganze Reihe von weiteren wichtigen Aspekten im Dünnschliffbereich können hier nur kurz aufgezählt werden:

- Ausbildung des Korn-Korn-Kontaktes bei Gesteinen mit Pflastergefügen (Granite, Gneise). Die Korngrenzen können sowohl glatt als auch buchtig verzahnt (dendritisch ineinandergreifend) sein.
- Auftreten von stengeligen Mineralen wie Hornblenden und Pyroxenen, die vernetzte Aggregate bilden können. Gesteine mit einem solch hohen Verzahnungsgrad sind bei den bearbeiteten Projekten nicht aufgetreten.
- Ausbildung des Bindemittels und Porosität der Struktur, insbesondere bei Sandsteinen. Auf diese Aspekte wird im anschließenden Abschnitt 6.4.4 eingegangen.
- Veränderung des Mikrogefüges durch Verwitterung oder hydrothermale Zersetzung. Auf den hydrothermalen Einfluß wird im Abschnitt 6.4.5 ab Seite 120 eingegangen.

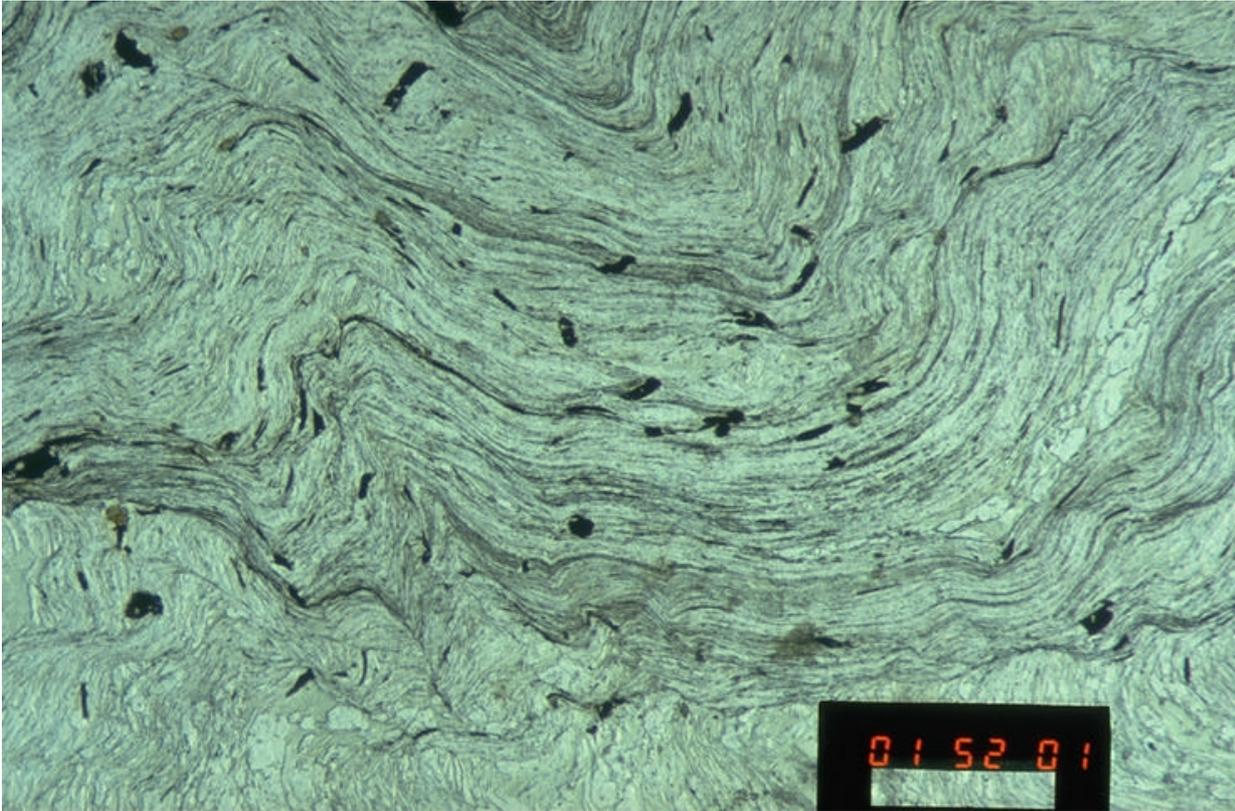


Abb. 90: Dünnschliffphoto (Durchlicht) von stark verfaltetem Quarzphyllit (geringe Zerstörungsarbeit). Die dunkelgrünen Bahnen bestehen aus Glimmer und Chlorit, die hellen aus Quarz und Feldspat, die dunklen Körner aus Erz (überwiegend Pyrit). Maßstab: heller Balken = 2 mm (Vergrößerung 12,5 x).

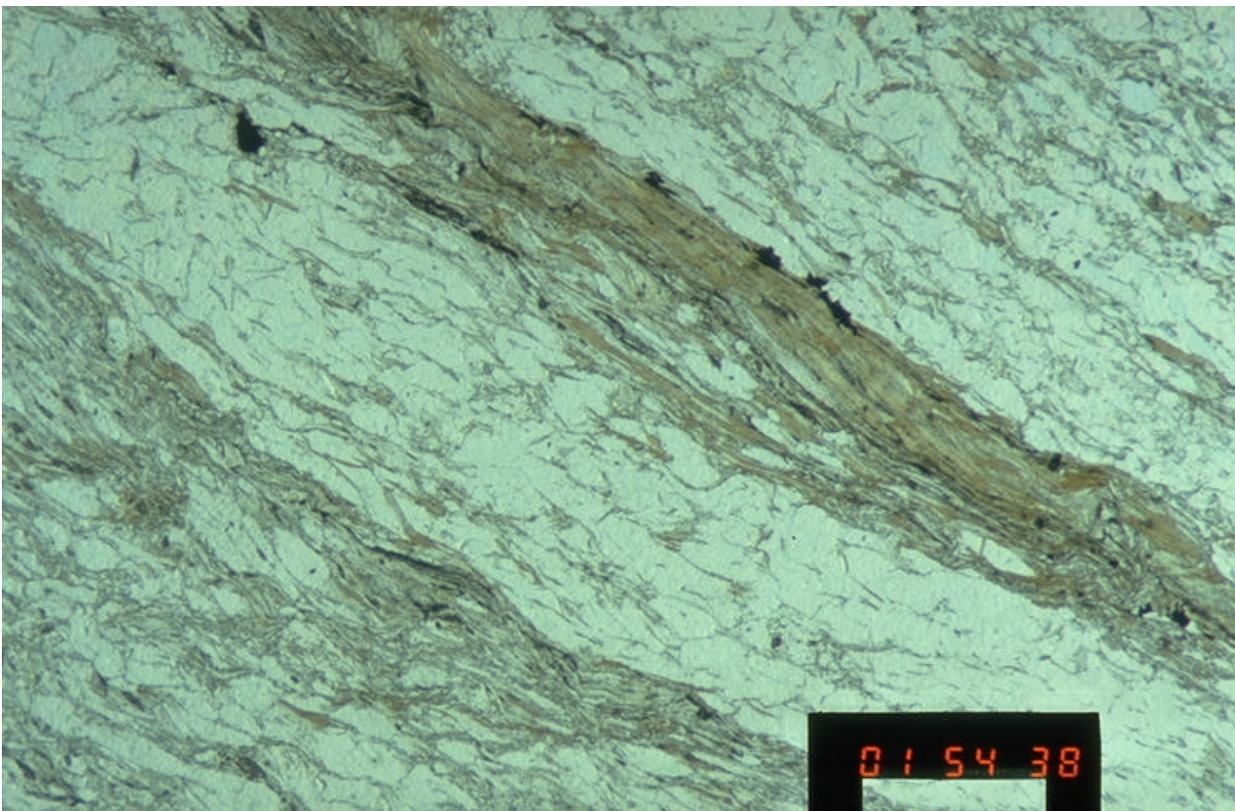


Abb. 91: Dünnschliffphoto (Durchlicht) von biotitführendem Quarzphyllit mit straff strukturiertem Mikrogefüge (hohe Zerstörungsarbeit). Die dunkelgrünen Bahnen bestehen aus Glimmer und Chlorit, die hellen aus Quarz und Feldspat, die braunen Körner sind als Biotit, die dunklen Körner als Erz (überwiegend Pyrit) anzusprechen. Maßstab: heller Balken = 1 mm (Vergrößerung 25 x).

6.4.4 Einfluß der Porosität und der Qualität des Bindemittels

Auffällig bei der Gesteinsansprache der Sandsteine war die wechselnde Porosität und die ganz offensichtlich davon abhängige Festigkeit, die schon mit den Händen bzw. dem Geologenhammer getestet werden konnte. Daher wurde neben den üblichen felsmechanischen Kennwerten das Porenvolumen (Porenraum) über den Wasseraufnahmeversuch und die Trockenrohddichte bestimmt. Zusätzlich wurden die Proben unter dem Rasterelektronenmikroskop betrachtet, um einen räumlichen Eindruck der Porosität und der Zusammensetzung des Bindemittels zu gewinnen. Für die nachfolgenden Diagramme wurden die Werte der Sandsteine und Tonschluffsteine aus dem Schönraintunnel und dem Achbertunnel verwendet. Der Arkosesandstein aus dem Michaelstunnel schied wegen seiner starken hydrothermalen Überprägung aus.

Die Abhängigkeit der felsmechanischen Kennwerte vom Porenraum wird in den nachfolgenden Diagrammen (Abb. 92 und Abb. 93) deutlich. Die Trockenrohddichte, die in etwa dem nutzbaren Porenvolumen entspricht, wurde als zweite x-Achse aufgetragen. Die Werte von einaxialer Druckfestigkeit, Zerstörungsarbeit und Spaltzugfestigkeit nehmen dabei überproportional mit sinkendem Porenvolumen zu. Sowohl die Standzeit der Bohrkronen als auch die Bohrgeschwindigkeit steigen mit zunehmender Porosität.

Aber auch die die technischen Kennwerte Standzeit der Bohrkronen und Bohrgeschwindigkeit sind mit dem Porenraum direkt korrelierbar (Diagramme in Abb. 100 und Abb. 101). Die angegebenen Regressionskurven sind allerdings wegen der geringen Anzahl der Werte nur als generelle Trends zu werten, nicht als statistisch gesicherte Gesetzmäßigkeiten. Trotzdem lassen die hohen Werte des Bestimmtheitsmaßes von $R^2=75\%$ bis 98% den Schluß zu, daß es sich hierbei nicht um eine zufällige Abhängigkeit handelt. Zum Vergleich sind für die erreichten Bohrgeschwindigkeiten auch die Korrelationen mit der Zerstörungsarbeit abgebildet (Abb. 102).

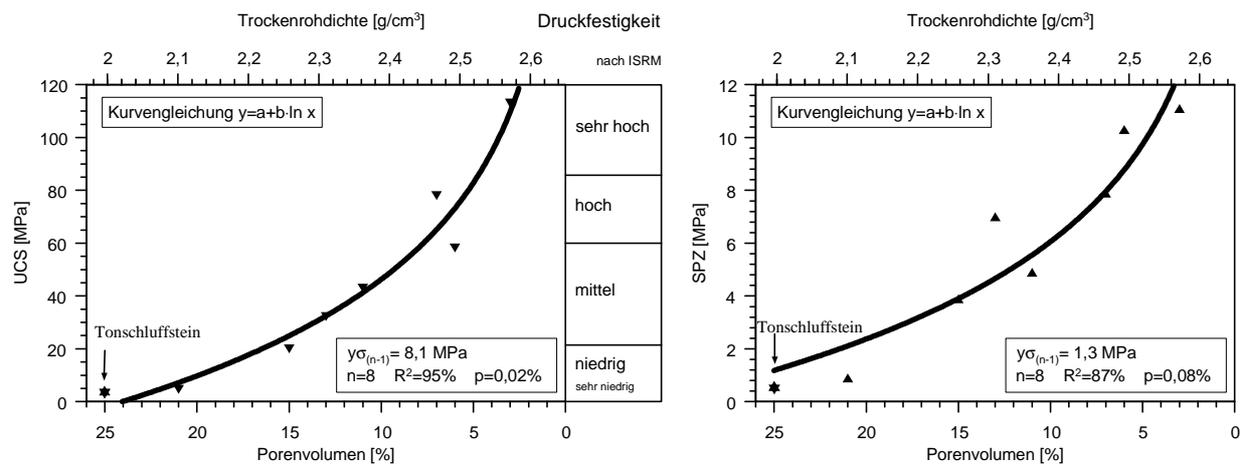


Abb. 92: Druck- und Spaltzugfestigkeit von Sand- und Tonschluffsteinen, aufgetragen gegen das Porenvolumen.

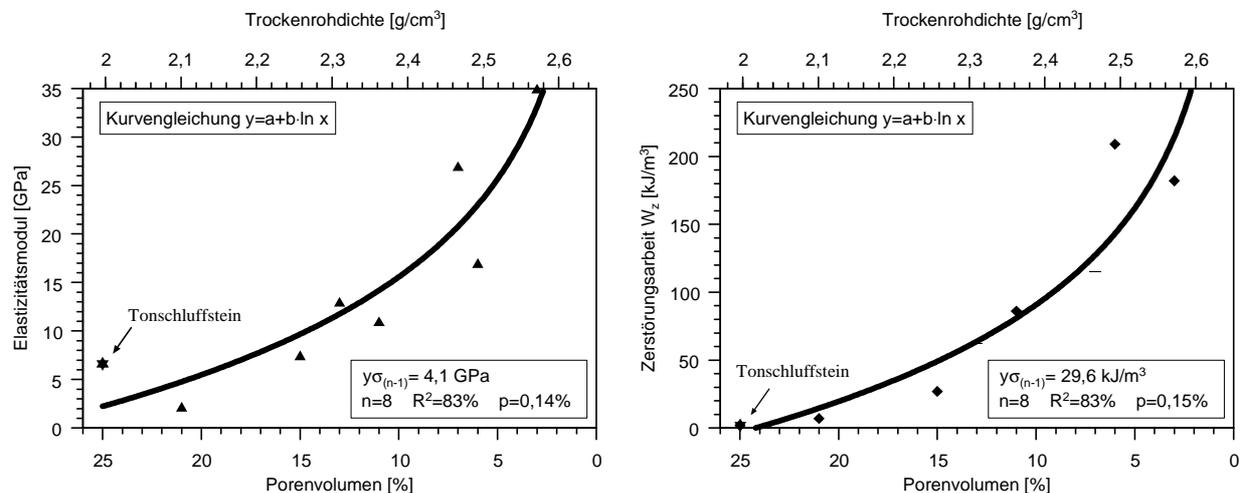


Abb. 93: Elastizitätsmodul und Zerstörungsarbeit von Sand- und Tonschluffsteinen, aufgetragen gegen das Porenvolumen.

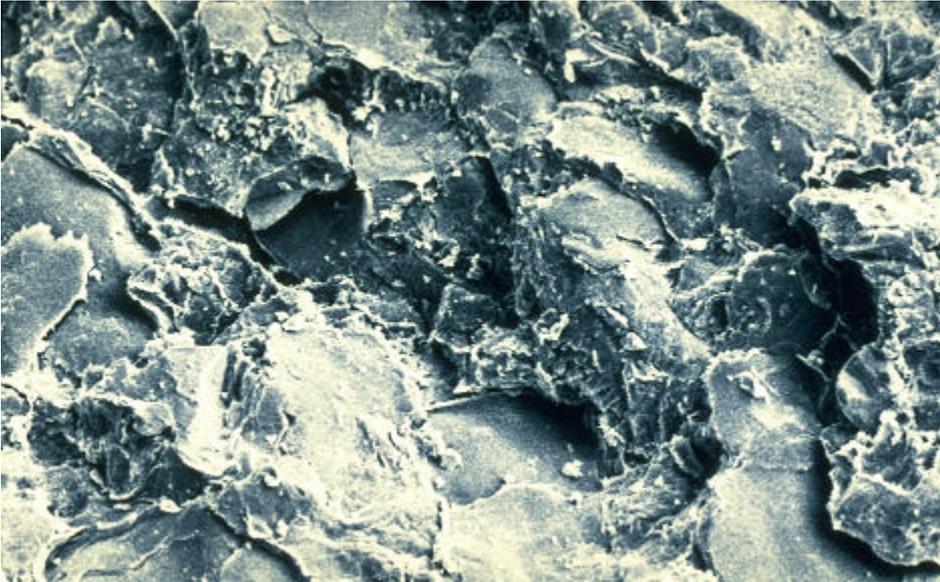


Abb. 94:
Sehr harter, quarzitischer Sandstein (41) bei 135 facher Vergrößerung. Das Bindemittel füllt die Zwickel zwischen den Körnern praktisch zu 100% aus, es sind keine Körner oder Poren zu sehen. Die Oberfläche wird durch Intragranularbrüche gebildet (untere Bildkante ca. 1 mm).

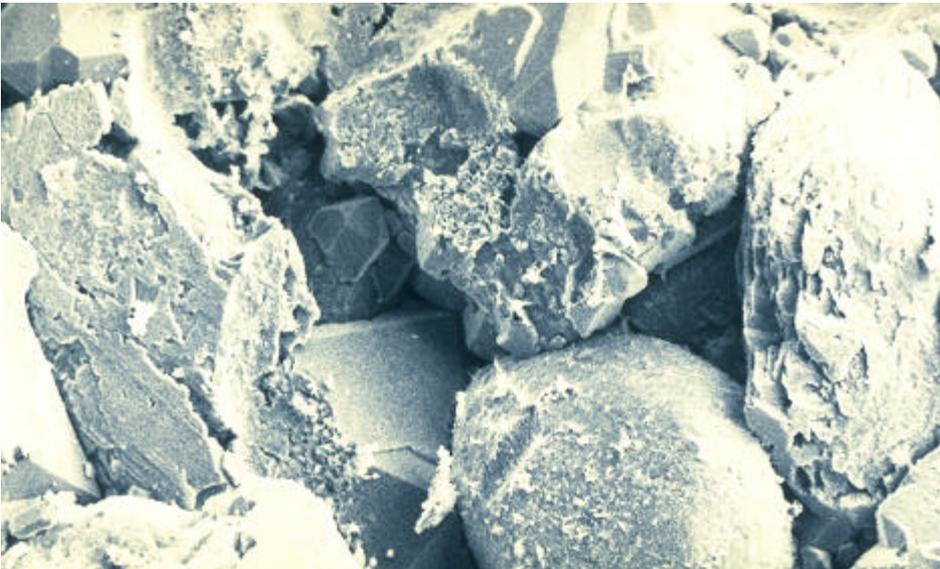


Abb. 95:
Fester, präsorter Sandstein (43) bei 135facher Vergrößerung. Das Bindemittel erfüllt die Zwickel zwischen den Körnern nicht völlig, geht aber noch wesentlich über die bloßen Korn-Korn-Kontaktstellen hinaus. Deutlich sind Quarz-Hexaeder und feines, granulatartiges Bindemittel zu sehen (untere Bildkante ca. 1 mm).



Abb. 96:
Defekter Sandstein mit weggelöstem Bindemittel aus der Störungszone (45) bei 35facher Vergrößerung. Es ist praktisch kein Bindemittel zu sehen. Lediglich die Kontaktstellen zwischen den Körnern sind noch schwach verkittet. Die Oberflächen der Körner sehen schmutzig-tonig aus (untere Bildkante ca. 5 mm).

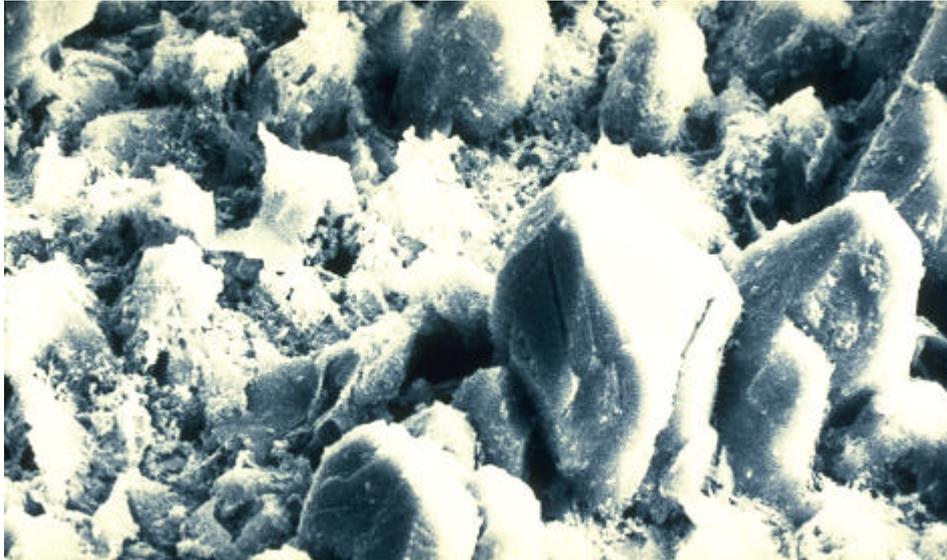


Abb. 97:
Silikatisches Bindemittel des festen, porösen Sandsteins (43) bei 1200facher Vergrößerung. Das Bindemittel wächst zunächst in Form von kleinen Quarzkristallen auf der Kornoberfläche, um schließlich zu einem grossen Kristall (vgl. Abb. 95) zusammenzuwachsen (untere Bildkante ca. 0,1 mm).



Abb. 98:
Toniges Bindemittel des defekten Sandsteins (45) bei 1200facher Vergrößerung. Kaolinitkristalle wachsen in der Zwillinglamellierung eines verwitterten Plagioklaskristalls. Die feinen Schüppchen werden wahrscheinlich durch Wasser in die Kornzwischenräume transportiert. (untere Bildkante ca. 0,1 mm).

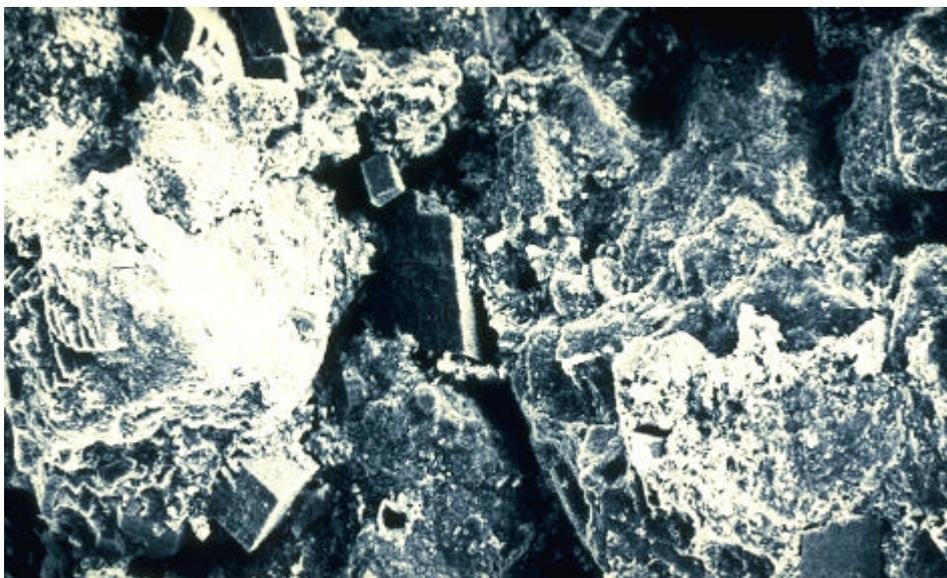


Abb. 99:
Sekundär gesproßtes, calcitisches Bindemittel (Rhomboeder) im defekten Sandstein (45) bei 900facher Vergrößerung. Durch die karbonatreichen Wässer können kleine Calcitrhoeder in den Kornzwischenräumen wachsen (untere Bildkante ca. 0,14 mm).

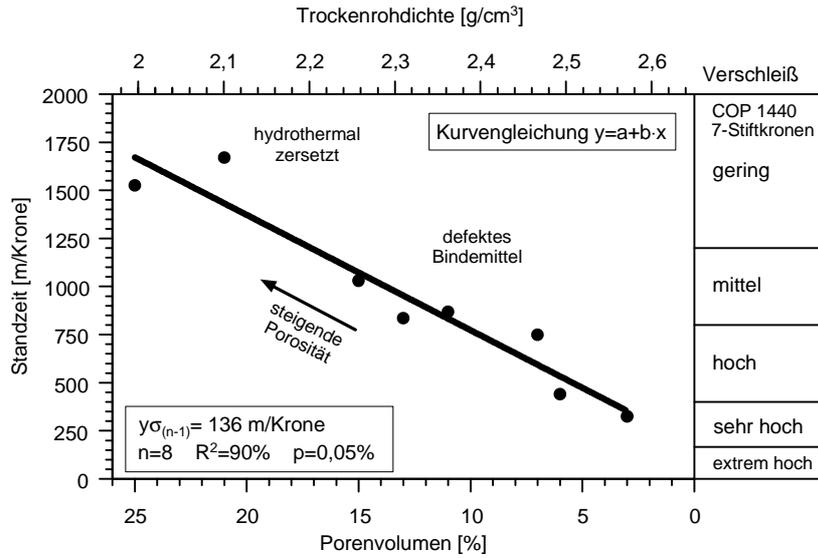


Abb. 100: Standzeit der Bohrkronen in Sand- und Tonschluffsteinen, aufgetragen gegen das Porenvolumen.

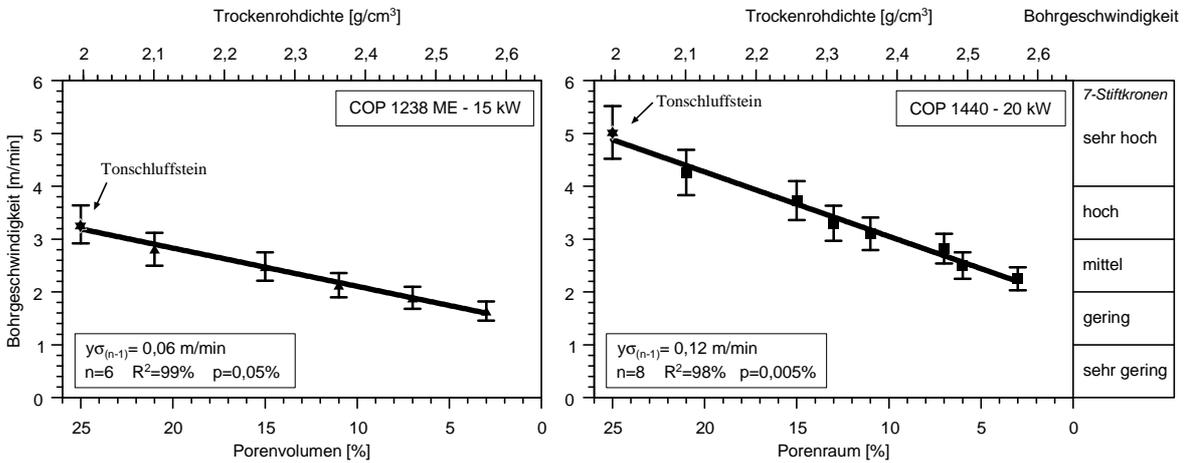


Abb. 101: Bohrgeschwindigkeiten in Sand- und Tonschluffsteinen (Bohrhämmer COP 1238 ME und COP 1440), aufgetragen gegen das Porenvolumen.

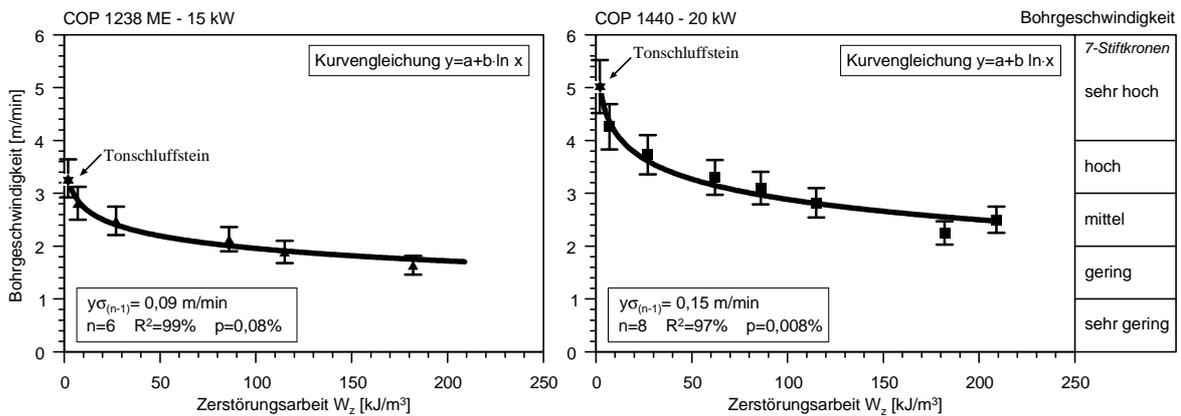


Abb. 102: Bohrgeschwindigkeiten in Sandsteinen (Bohrhämmer COP 1238 ME und COP 1440), zum Vergleich aufgetragen gegen die Zerstörungsarbeit.

Der Einfluß des Porenvolumens läßt sich unter dem Rasterelektronenmikroskop eindrucksvoll belegen. Alle untersuchten Sandsteine waren - zumindest ursprünglich - silikatisch gebunden. Eine tonige Bindung trat nur sekundär bei dem entfestigten Sandstein aus der Störungszone (zentraler Grabenbereich des Harrbacher Sprungs) des Schönraintunnels auf und natürlich bei den Tonschluffsteinen.

In Abb. 94 ist der sehr harte, „quarzitische“ Sandstein (41) bei 130facher Vergrößerung zu sehen. Das Bindemittel füllt die Zwickel zwischen den Körnern vollständig aus, es sind weder Körner noch Poren zu sehen. Die Oberfläche wird durch Intragranularbrüche der Quarzkörner und des silikatischen Bindemittels gebildet. Beim festen, porösen Sandstein (43, Abb. 95, 130fache Vergrößerung) erfüllt das Bindemittel die Zwickel zwischen den Körnern nicht völlig, geht aber noch wesentlich über die bloßen Korn-Korn-Kontaktstellen hinaus. Deutlich sind Quarz-Hexaeder und feines, granulatartiges Bindemittel zu sehen. Im defekten Sandstein (45, Abb. 96, 30fache Vergrößerung) ist praktisch kein Bindemittel mehr zu sehen. Dieser Sandstein stammt aus der zentralen Störungszone im Schönraintunnel. Begleitende hydrothermale Aktivität deutet auf eine Weglösung des ursprünglich silikatischen Bindemittels hin. Lediglich die Kontaktstellen zwischen den Körnern sind noch schwach verkittet. Die Oberflächen der Körner sehen schmutzig-tonig aus.

Die weiteren Bilder zeigen die unterschiedlichen Bindemittel in höherer Vergrößerung. In Abb. 97 ist das feine silikatische Bindemittel des festen, porösen Sandsteins (43) bei 1200facher Vergrößerung zu sehen. Das Bindemittel wächst zunächst in Form von kleinen Quarzkristallen auf der Kornoberfläche, um schließlich zu einem großen Kristall (vgl. Abb. 95) zusammenzuwachsen. Das tonige Bindemittel des defekten Sandsteins (45, Abb. 98, 1200fache Vergrößerung) wird durch feine Tonblättchen gebildet. Kaolinitkristalle wachsen auf einem verwitterten Plagioklaskristall und zeichnen seine Zwillingslamellierung nach. Die feinen Schüppchen werden wahrscheinlich durch Wasser in die Kornzwischenräume gespült. In den Kornzwischenräumen des defekten Sandsteins (45, Abb. 99, 900fache Vergrößerung) wachsen sekundär kleine Calcit-Rhomboeder auf. Das calcitische Bindemittel wird dabei sicher durch die karbonatreichen Wässer antransportiert.

6.4.5 Einfluß der hydrothermalen Zersetzung

Großen Einfluß auf felsmechanische und technische Kennwerte hatte der Grad der hydrothermalen Zersetzung in den kristallinen Gesteinen des Michaelstunnels. Der ursprünglich als Verwitterung aufgegriffene Grad der hydrothermalen Zersetzung entspricht in den Auswirkungen den Verwitterungsgraden der Empfehlungen der IAEG (1981: 244) bzw. ISRM (1978d), ergänzt um einen Grad 3 (SPAUN, unveröffentlicht). Erst unter dem Mikroskop entpuppte sich die vermeintliche Kaolinisierung der Feldspäte als Serizitisierung, deren mechanische Auswirkungen jedoch nahezu identisch sind. Es ist davon auszugehen, daß eine Verwitterung des Gebirges ganz ähnliche Auswirkungen auf felsmechanische Kennwerte, Standzeiten der Bohrkronen und Bohrgeschwindigkeiten hat. Der Unterschied besteht hauptsächlich darin, daß eine Verwitterung in das Gebirge hinein eher abnehmen wird, die hydrothermale Veränderung jedoch sogar noch zunehmen kann.

Auffällig war bei den routinemäßig durchgeführten Dichtebestimmungen eine Abnahme der Dichte mit steigendem Zersetzungsgrad der Gesteine. Eine Bestimmung des Porenvolumens bestätigte diesen Trend. Es wurde deshalb versucht, Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit, der Standzeit der Bohrkronen und der Bohrgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Porenvolumen - klassiert nach dem Grad der hydrothermalen Zersetzung - aufzutragen. Zur Demonstration des Zusammenhangs eignete sich lediglich der Biotitgranit (16-17), da nur bei ihm eine genügend lange Strecke im Tunnel durchfahren und Varietäten der vier Zersetzungsgrade angetroffen wurden. Bei den vier angetroffenen Graden können allerdings nur Trends über die Zusammenhänge angegeben werden.

In Abb. 103 ist zunächst die einaxiale Druckfestigkeit gegen das Porenvolumen aufgetragen. Ganz ähnlich wie bei den Sandsteinen steigt die Druckfestigkeit überproportional mit der Trockenrohddichte bzw. sinkender Porosität. Eine lineare Abhängigkeit ergibt sich bei der Standzeit der Bohrkronen (Abb. 104) und bei der Bohrgeschwindigkeit (Abb. 105).

Die hydrothermale Zersetzung durchzog das Gebirge meist ungleichmäßig. Selbst in Bereichen mit starken Umwandlungserscheinungen konnten noch Partien von augenscheinlich relativ frischem Gestein vorkommen. Die Veränderung des Gesteins äußerte sich hauptsächlich in einer erst unter dem Mikroskop erkennbaren Serizitisierung der Feldspäte.

Die Umwandlung der Feldspatkörner, vorzugsweise Plagioklas, beginnt mit einer Eintrübung des Kristalls und führt schließlich zur vollständigen Verdrängung des ursprünglichen Minerals durch feinschuppigen Serizit. Als weiches, leicht deformierbares und hervorragend spaltbares Material setzt es die innere Reibung im Gestein herab und damit seine felsmechanischen Kennwerte. Der Zersetzungsgrad kann des-

halb als Hauptgrund für die ungewöhnlich niedrigen, felsmechanischen Kennwerte der bearbeiteten kristallinen Gesteine des Michaelstunnels angesehen werden. Folglich stellte er einen der wichtigsten Einflußgrößen auf Standzeit und Bohrgeschwindigkeit dar.

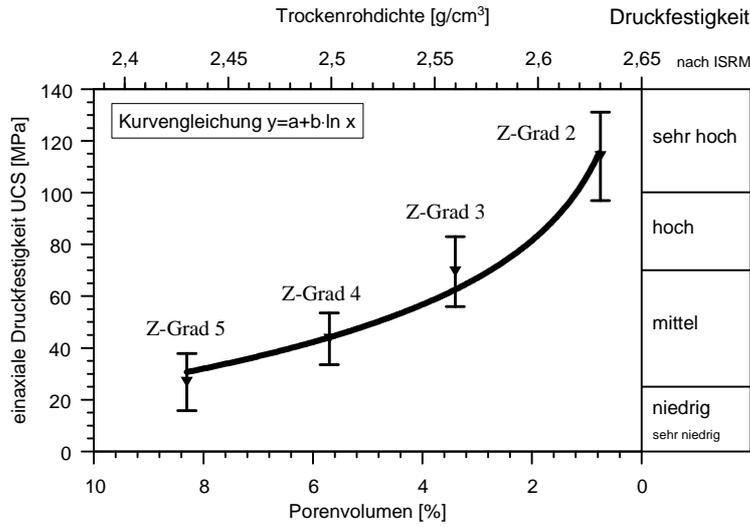


Abb. 103: Einaxiale Druckfestigkeit, aufgetragen gegen das Porenvolumen mit Angabe des Zersetzungsgrades.

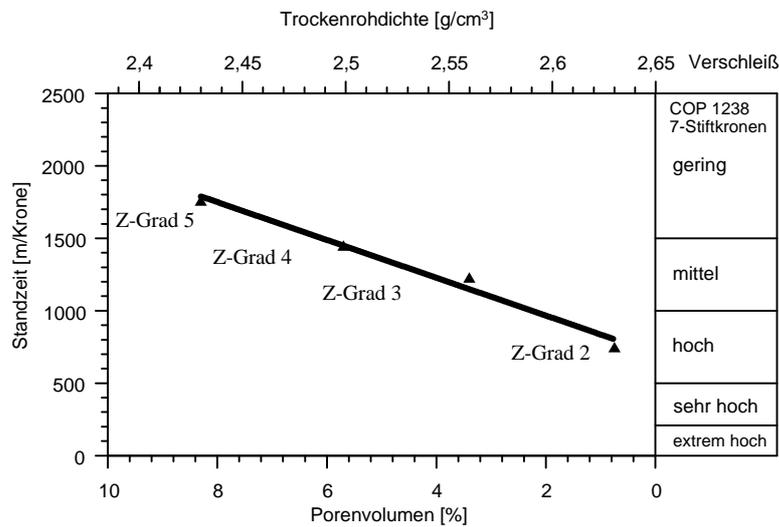


Abb. 104: Standzeit der Bohrkronen, aufgetragen gegen das Porenvolumen mit Angabe des Zersetzungsgrades.

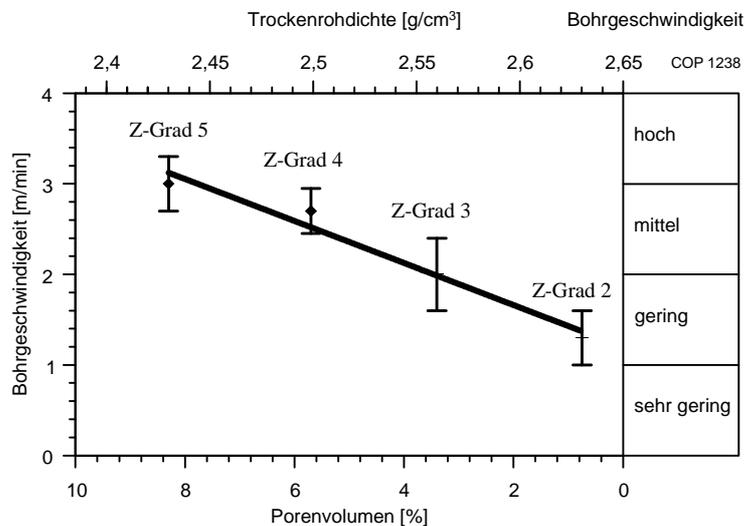


Abb. 105: Bohrgeschwindigkeit, aufgetragen gegen das Porenvolumen mit Angabe des Zersetzungsgrades.

6.4.6 Einfluß der Verwitterung

Der Einfluß der Verwitterung auf die Bohrarbeiten soll am Beispiel von Quarzit-Fanglomeraten der sog. Waderner Schichten des oberen Rotliegenden (kontinentales Perm, Alter etwa 265 Mio. Jahre) demonstriert werden. Bei der Auffahrung des Altenbergtunnels bei Idar-Oberstein ergaben sich dabei spezifische Probleme und Bohrerschwernisse, die nachfolgend beschrieben werden.

Gesteins- und Gebirgscharakterisierung

Das durchfahrene Gestein besteht aus bis zu blockgroßen, kantengerundeten bis gut gerundeten Komponenten, die fast ohne jegliche Größensortierung in einer tonig bis feinkiesigen, roten Matrix liegen. Solche Gesteine werden als Fanglomerate angesprochen, also Ablagerungen, wie sie auch heute noch in Schuttfächern bei einem trockenen Wüstenklima gebildet werden. Die Kornbindung und damit die Festigkeit des wohl silikatisch bis tonig gebundenen Gesteins war recht wechselhaft und kann mit sehr gut (Quarzit-Fanglomerat, kieselig (21)) über gut (Quarzit-Fanglomerat (22)) bis schlecht (Fanglomerat, verwittert (22)) in Anlehnung an DIN 4022 bezeichnet werden. In der beobachteten Strecke war das Gestein massig und fast frei von Trennflächen. Das Gebirge verhielt sich leicht nachbrüchig.

Die Komponenten setzen sich zusammen aus Quarziten, Gangquarzen, verschiedenen Vulkaniten und kleinen Schieferbruchstücken (Abb. 106, links). Die meist grauen, manchmal grünen und roten, feinkörnigen und sehr harten Quarzite waren überwiegend fast gerundet bis gut gerundet und wirkten beim Anschlag mit dem Hammer ausgesprochen hart und zäh (Druckfestigkeiten bis über 200 MPa, vgl. Abb. 106, rechts unten). Dagegen zeigten die von vielen kleinen Rissen durchzogenen Milchquarze beim Anschlag mit dem Hammer trotz ihrer hohen Härte ein typisch sprödes, splittriges Verhalten (Druckfestigkeiten bis über 100 MPa). Die Quarzgerölle waren von milchig-weißer bis hellgrauer Farbe und deutlich schlechter gerundet als die Quarzite. Nur in maximal wenige Zentimeter großen Bruchstücken traten die Schiefer auf, die hauptsächlich aus dunklen, teils sandigen Tonschiefern geringer Festigkeit bestanden und so einen Teil der Matrix bildeten (keine Druckfestigkeiten ermittelbar).

Die bis zu einem Meter großen Vulkanitgerölle waren hauptsächlich rötlich bis violett, selten grün gefärbt und zeigten - ganz im Gegensatz zu den Quarziten und Milchquarzen - eine große Zahl an Gesteinsvarietäten. Es handelte sich dabei jedoch hauptsächlich um sogenannte Melaphyr-Mandelsteine, eine besondere Varietät des Basalts mit typischen Poren und Löchern, welche z. T. mit weißem Calcit, wesentlich seltener mit Achat ausgefüllt waren. Daneben traten Andesite, Dazite, Latit-Andesite und untergeordnet auch Rhyolithe auf, die fast alle eine porphyrische Textur mit Phänokristallen in einer feinkörnig bis dichten Grundmasse aufwiesen. Die Korngröße der vulkanischen Komponenten reichte vom Blockbereich (bis über einem Meter) bis hinunter in den Feinkiesbereich; deren Aufarbeitungs- und Umwandlungsprodukte dürften sicherlich über den Sandkornbereich bis in die Tonfraktion hinunter nachweisbar sein. Somit bilden die Vulkanite zu einem wesentlichen Anteil die tonige bis feinkiesige Matrix des Fanglomerats. Die meisten vulkanischen Bestandteile waren an der gerade freigeschütterten Ortsbrust bereits stark entfestigt und durch den Kontakt mit dem Wasser der Bohrspülung aufgeweicht. Einzelne Stücke auf der Kalottensohle waren sogar zu einem körnigen Brei zerfallen. Bei etwa der Hälfte der Vulkanite konnte mit dem Messer ohne größeren Kraftaufwand ein bis 5 mm tiefer Schnitt ausgeführt werden. Charakteristisch war häufig ein, die stärker entfestigten Gerölle umgebender, weißer bis gelber Saum von besonders geringer Festigkeit. Die Menge des entfestigten Materials kann im Gebirge nur sehr schlecht abgeschätzt werden; überschlagsmäßig beträgt ihr Anteil etwa 20%, stellenweise aber auch deutlich mehr.

Die einaxialen Druckfestigkeiten der frischen Gerölle lagen deutlich über 50 MPa (bis fast 100 MPa), die einaxialen Druckfestigkeiten der entfestigten Vulkanite sanken bis unter die Meßbarkeitsgrenze. Mit dem Pulver-Quellversuch konnte die Quellfähigkeit der verwitterten Vulkanite nachgewiesen werden, die im Mittel mit „hoch“ (entsprechend ca. 15% - 20% Ca-Montmorillonit-Gehalt, vgl. Abb. 106, rechts oben) angegeben werden kann. Die Röntgendiffraktometeranalyse wies Tonminerale der Smektit-Gruppe als Ursache des Quellvermögens aus.

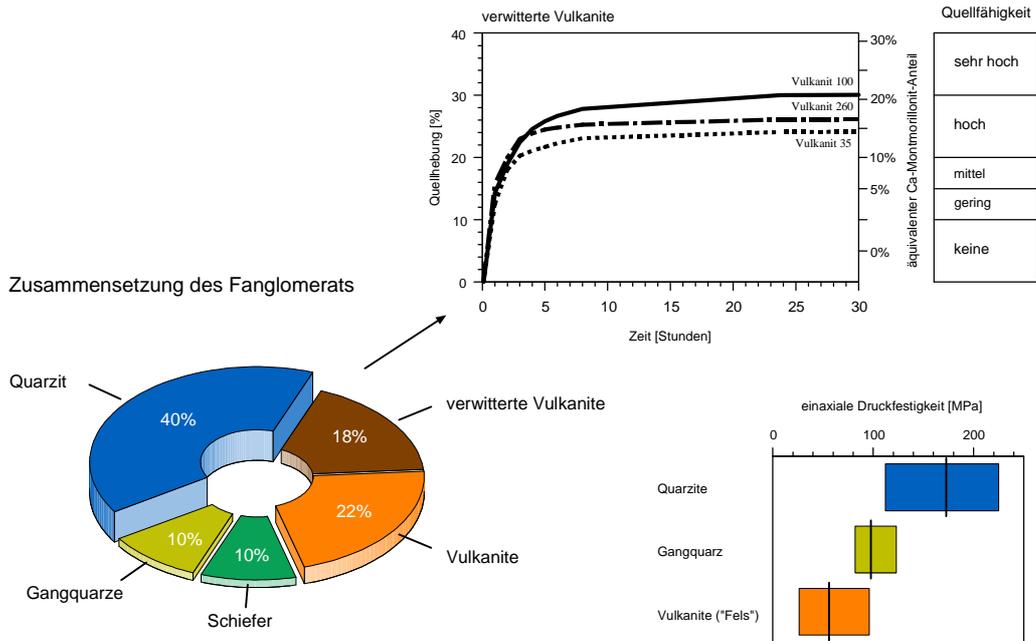


Abb. 106: Zusammensetzung des Gesteins (Fanglomerats), einaxiale Druckfestigkeiten der Komponenten und Quellfähigkeit der verwitterten, vulkanischen Komponenten (Pulverquellversuch).

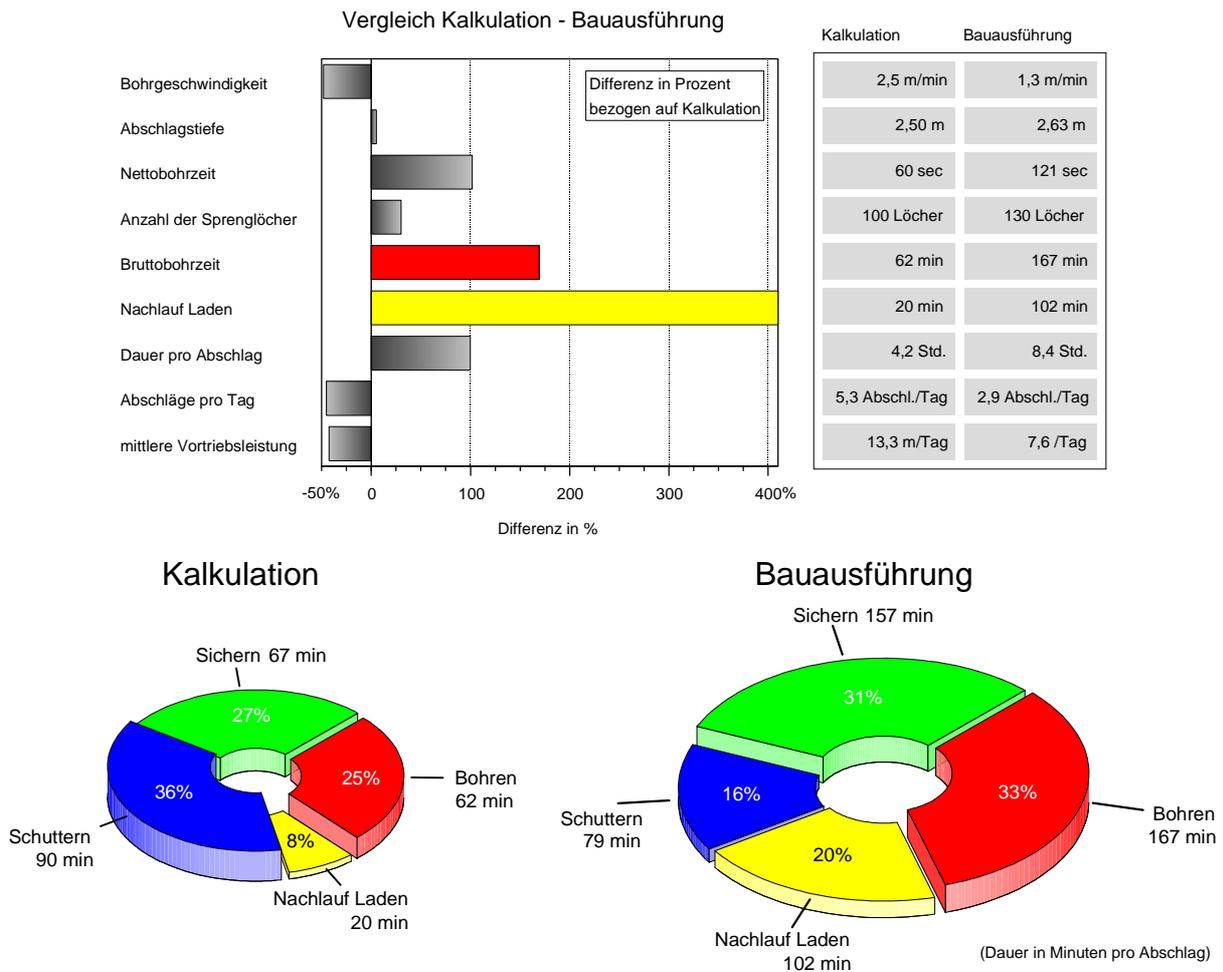


Abb. 107: Vergleich Kalkulation - Bauausführung und Einfluß der verlängerten Nettobohrgeschwindigkeiten auf die Bohrzeit. Langwieriges Beräumen und Nachbohren von Sprenglöchern hat den Nachlauf Laden sogar verünftfacht.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß im Altenbergtunnel höchst ungewöhnliche Gebirgsverhältnisse vorliegen. Zum einen sind wesentliche Teile der vulkanischen Gerölle völlig zu einem Material umgewandelt, das bei Wasserzutritt zu einem tonigen, weichen Grus zerfällt. Andererseits gehören die Quarzite und Milchquarze zu den besonders harten und zähen bzw. harten Gesteinen. Das Nebeneinander dieser extrem harten Gesteine und der weichen, tonigen Partien ergibt so einen ausgesprochen hohen Härteunterschied, der das Bohren und Besetzen der Sprenglöcher nachhaltig bestimmte (Abb. 107).

Erschwernisse beim Bohren und Besetzen der Sprenglöcher

Im Altenbergtunnel kam ein dieselangetriebener, elektro-hydraulischer Bohrwagen der Firma Atlas-Copco vom Typ Boomer H 135 mit zwei Bohrramen und einer Hebebühne zum Einsatz. Als Bohrhammer fand der COP 1238 ME Verwendung. Für das Herstellen der Sprenglöcher wurden Stiftbohrkronen verschiedener Fabrikate des Durchmessers 45 mm anfangs mit 6, später mit 7 Hartmetalleinsätzen verwendet.

Der hohe Härteunterschied der extrem harten Gesteinskomponenten Quarzit und Milchquarz gegenüber den entfestigten, vulkanischen Geröllen führte beim Abbohren der Ortsbrust zu einer Reihe von Erschwernissen. Da die extrem harten Quarzite und Milchquarze mit vollem Schub durchfahren werden mußten, war es unvermeidlich, daß nach dem Durchbohren der harten Komponenten die weichen Partien aus umgewandelten, vulkanischen Geröllen mit Vollschub angefahren wurden, wobei es laufend zum Festfahren der Bohrer und des öfteren auch zum Verstopfen deren Spülöffnungen kam. Waren die Spülöffnungen in der Bohrstange oder in der Bohrkronen einmal verstopft, mußten diese ausgewechselt, aus dem Tunnel heraustransportiert und in der Werkstätte mit Druckluft ausgeblasen und gereinigt werden.

Weiterhin kam es beim Anbohren der harten Komponenten zu einer Auflockerung der Quarzite und Milchquarze in dem sich plastisch verformenden, umgebenden Material. Das Verklemmen von Bohrstangen durch Nachbrüche im Bohrloch von aufgelockerten, harten Komponenten und von hereindrängendem, weichen Material machte oft ein mehrmaliges Zurückziehen und Nachbohren nötig. Das wiederholte Aufbohren, aber auch die weichen Partien ergaben in den Bohrlöchern bereichsweise wesentlich vergrößerte und ungleichmäßige Durchmesser. Typisch war dabei auch, daß durch das ausgespülte, tonige Material das Spülwasser des Bohrers immer wieder intensiv rot und braun gefärbt wurde. Das Zufallen von Bohrlöchern nach dem Herausziehen der Bohrstangen erforderte häufig ein Auskratzen und häufig sogar ein Nachbohren derselben. Nachfälle in den Bohrlöchern während des Ladens erschwerten und verlängerten das Besetzen der Sprenglöcher; vereinzelt war während der Ladearbeiten ein erneutes Nachbohren notwendig. Die angesprochenen Erschwernisse verlängerten also sowohl die Einzelbohrzeiten als auch die gesamte, zum Abbohren der Ortsbrust benötigte Zeit (Abb. 107). Ferner kam es zu einer erheblichen Verzögerung der Ladezeiten.

Begründung der Bohrschwernisse

Im vorliegenden Beispiel halbierte sich die tatsächliche Vortriebsleistung bei der Bauausführung gegenüber der Kalkulation. Die Hauptursachen können folgendermaßen umrissen werden:

- Halbierung der Bohrgeschwindigkeit gegenüber der Kalkulation durch den hohen Härteunterschied der Gesteinskomponenten und die Quellfähigkeit der verwitterten vulkanischen Komponenten.
- Erhöhung der erforderlichen Anzahl der Sprenglöcher um 30% durch die Dämpfungswirkung des verwitterten Gebirges. Der spezifische Sprengstoffverbrauch war ungewöhnlich hoch (1,5 bis 2,3 kg/m³, im Mittel 1,9 kg/m³, schwer schießbar nach LEINS & THUM 1970).

7 Klassifizierung der Bohrbarkeit

7.1 Klassifizierung nach Verschleiß und Bohrgeschwindigkeit

Zunächst sollen die bearbeiteten Gesteine gemäß dem verursachten Verschleiß - also der Standzeit der Bohrkronen - und den erzielten Bohrgeschwindigkeiten klassifiziert werden. Da die Bohrgeschwindigkeit von der Leistung des verwendeten Bohrhammers abhängt, mußte für jedes Bohrgerät ein eigenes Diagramm angelegt werden. In der Abb. 108 und Abb. 109 wurden Bohrgeschwindigkeit und Standzeit der Bohrkronen gegeneinander aufgetragen. Die Begriffe für die Beschreibung der Bohrbarkeit wurden nach den bisher verwendeten Einteilungen des Verschleißes und der Bohrgeschwindigkeit nach Tab. 39 festgelegt. Den zugeordneten Begriffen liegt die übereinstimmende Angabe von Bohrstahlherstellern zugrunde, daß Bohrgeschwindigkeiten von 3 bis 4 m/min und Bohrkronenstandzeiten von 1500 bis 2000 m als „normal“ anzusehen sind.

Tab. 39: Einteilung der Bohrbarkeit nach den bisher verwendeten Einteilungen von Verschleiß und Bohrgeschwindigkeit.

Bohrbarkeit	Verschleiß	Bohrgeschwindigkeit
leicht	sehr gering	sehr hoch
normal	gering	hoch
schwer	mittel	mittel
sehr schwer	hoch	gering
extrem schwer	sehr hoch & extrem hoch	sehr gering

Die beiden linearen Einteilungen von Verschleiß und Bohrgeschwindigkeit spannen eine Matrix auf, die auch andere Kombinationen der beiden Größen erlaubt. Deshalb wurden die Felder in den Abbildungen derart verlängert, daß beispielsweise auch sehr hohe Bohrgeschwindigkeiten und ein mittlerer Verschleiß bzw. mittlere Bohrgeschwindigkeiten und geringer Verschleiß ebenfalls als „normal bohrbar“ bezeichnet werden.

Die Diagramme der Abb. 108 zeigen die Gesteine, die mit dem Bohrhammer COP 1238 ME bearbeitet wurden. Die Klassifikationsmatrix zeigt die Einteilungen für den Verschleiß und die Bohrgeschwindigkeit sowie die darauf aufbauende Klassifizierung der Bohrbarkeit. Die Gesteine sind als Punkte eingetragen und können mit Hilfe der Gesteinslegende im Anhang (letzte Seite) identifiziert werden. Die zusätzlich eingezeichnete Korrelationskurve gibt einen Trend der verknüpften Parameter an: Er besagt, daß in der Regel hoher Verschleiß auch mit einer geringen Bohrgeschwindigkeit verbunden ist, niedriger Verschleiß mit hoher Bohrgeschwindigkeit. Diese Regel wird dabei überwiegend von Kalken durchbrochen, die durch ihren geringen bis sehr geringen Verschleiß (geringer äquivalenter Quarzanteil) und ebenfalls durch ihre mittleren bis geringen Bohrgeschwindigkeiten auffallen. Es können zwei Bereiche ausgeschieden werden, in die offensichtlich keines der Gesteine hineinfällt bzw. dessen zugehörige Kombinationen von Standzeit und Bohrgeschwindigkeit aufgrund der bisherigen Erfahrungen nicht verwirklicht werden.

Für den Bohrhammer COP 1440 ist die Klassifizierung der Gesteine in den Diagrammen der Abb. 109 aufgetragen. Die logarithmische Trendkurve ist gegenüber derjenigen des Bohrhammers COP 1238 deutlich parallel nach oben verschoben. Dabei wächst der untere, nicht verwirklichte Bereich von Standzeit-Bohrgeschwindigkeits-Kombinationen auf Kosten des oberen. Auch hier weichen die Karbonatgesteine (35 = Kalkphyllit, Gesteinslegende im Anhang) am deutlichsten vom allgemeinen Trend ab. Beiden Abbildungen ist zu entnehmen, daß keine der aufgetretenen Gesteinsgruppen pauschal als schwer oder leicht bohrbar bezeichnet werden kann.

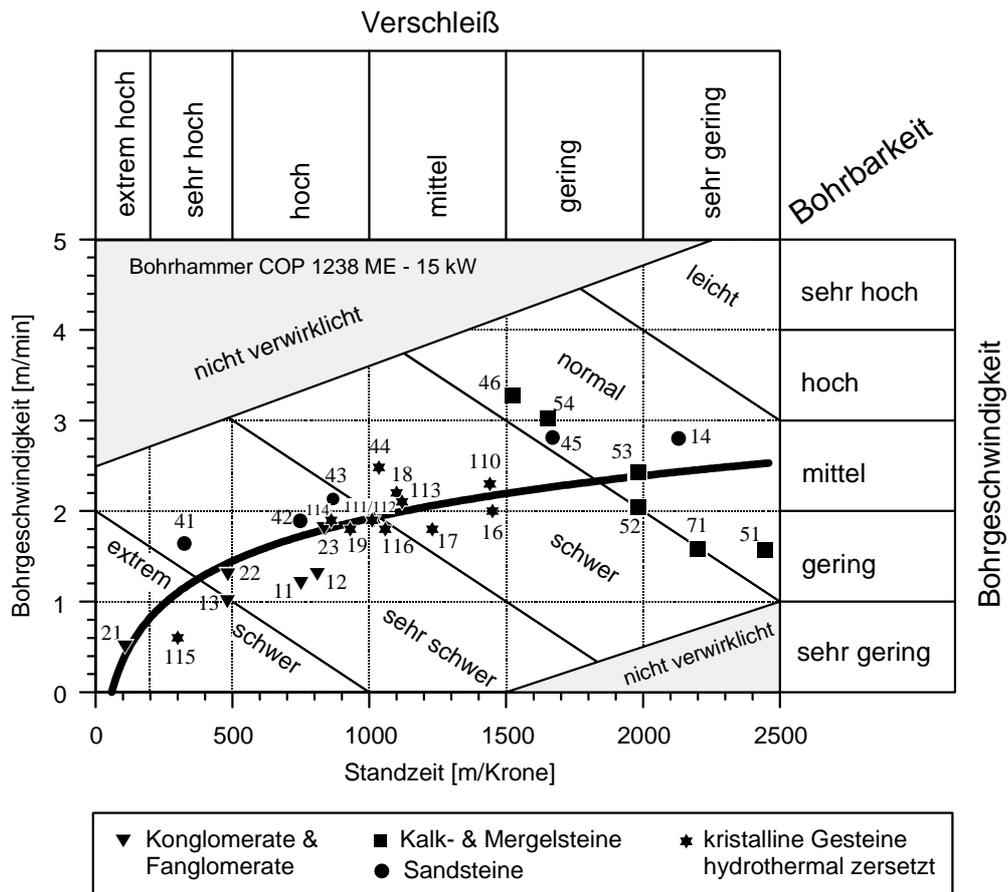


Abb. 108: Klassifikationsschema aller untersuchten Gesteine für den Bohrer COP 1238 ME (15 kW).

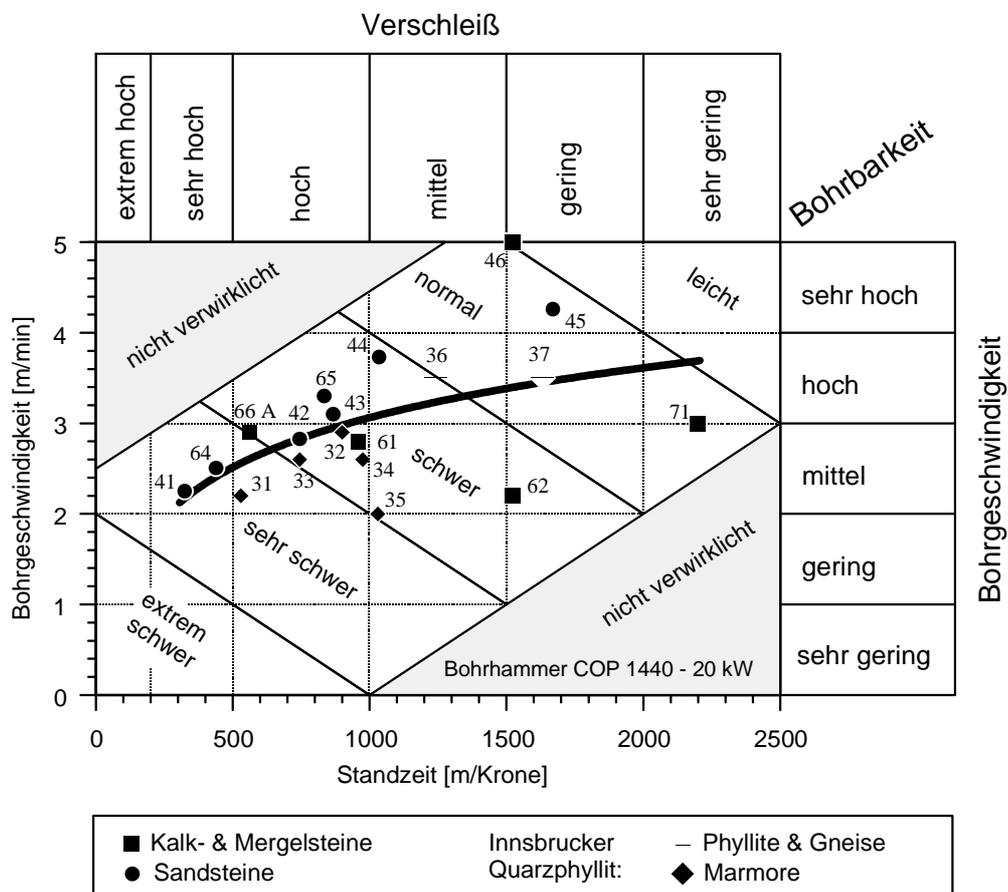


Abb. 109: Klassifikationsschema aller untersuchten Gesteine für den Bohrer COP 1440 (20 kW).

Oftmals kommt in der Baupraxis die Frage auf, welche Bohrgeschwindigkeiten oder Bohrkronenstandzeiten auf eine „schwere Bohrbarkeit“ hindeuten. Die vorgeschlagene Klassifizierung mit den enthaltenen Vergleichswerten könnte helfen, die Gesteine von künftigen Vortrieben und die in ihnen erreichbaren Bohrgeschwindigkeiten und Bohrkronenstandzeiten zu beurteilen. Allerdings müßten noch weitere Werte ermittelt und in die Diagramme aufgenommen werden, um das Klassifizierungsschema repräsentativer zu machen. Auch birgt diese Einteilung noch nicht die Möglichkeit einer Vorhersage, da Bohrversuche vor Ort nur sehr selten bei Voruntersuchungen durchgeführt werden.

7.2 Klassifizierung nach petrographischen und felsmechanischen Eigenschaften

Bei der vergleichenden Diskussion der Bohrbarkeitsparameter erwiesen sich die folgenden petrographischen bzw. felsmechanischen Parameter als hoch signifikant bzw. signifikant:

- ❑ Der *äquivalente Quarzanteil* erwies sich als hochsignifikanter Parameter bezüglich der Standzeit der Bohrkronen. Dabei ergeben sich für unterschiedliche Gesteinsgruppen möglicherweise unterschiedliche Korrelationskurven.
- ❑ Die *spezifische Zerstörungsarbeit* erwies sich als hochsignifikanter Parameter bezüglich der Bohrgeschwindigkeit. Dabei müssen die Leistungsdaten der verwendeten Bohrhämmer berücksichtigt werden.
- ❑ Die *einaxiale Druckfestigkeit* erwies sich als signifikanter Parameter bezüglich der Bohrgeschwindigkeit. Dabei müssen ebenfalls die Leistungsdaten der verwendeten Bohrhämmer berücksichtigt werden.

Abweichungen vom allgemeinen Trend konnten mit Hilfe der geologischen Parameter auf gesteinspezifische Materialeigenschaften zurückgeführt und schlüssig erklärt werden. Zu den wichtigsten geologischen Einflußgrößen zählen:

- der *Durchtrennungsgrad*, der in Form der Kluftabstände berücksichtigt werden konnte
- die *Anisotropie* als Orientierung der Schieferung bezüglich der Bohr- oder Belastungsrichtung
- der *Verzahnungsgrad im Mikrogefüge*, der im Dünnschliff beschrieben werden kann
- die *Porosität* und Qualität des Bindemittels in Sandsteinen
- die *hydrothermale Zersetzung*, welche analoge Auswirkungen wie die Verwitterung auf das Gebirge hat
- die *Verwitterung* am Beispiel von umgewandelten, vertonten (und damit quellfähigen) Vulkaniten in einem Quarzit-Fanglomerat

Nach der Bearbeitung dieses recht umfangreichen Datenmaterials stellt sich natürlich die Frage nach der Möglichkeit einer Klassifizierung nach den angesprochenen petrographischen und felsmechanischen Parametern. Prinzipiell lassen sich mit den gefundenen Kurvengleichungen - ähnliche Bedingungen vorausgesetzt - in beschränktem Umfang Trendberechnungen für künftige Tunnelprojekte anstellen. Dabei sind aber die angesprochenen Phänomene und Einflüsse zu bedenken.

7.2.1 Bohrkronenverschleiß

Im Diagramm der Abb. 110 wurde der äquivalente Quarzanteil als Grundlage für die Klassifizierung der Gesteine des „Hauptastes“ verwendet. Die Grenzen der Klassen sind als Werte gerundet an der x-Achse angegeben. Durch die breite Streuung - die Standardabweichung wurde gestrichelt eingezeichnet - sind die Bereichsgrenzen notgedrungen unscharf. Zu den Gesteinen des Hauptastes gehören Gesteine mit mineralischer Kornbindung wie beispielsweise Kalke, Mergel, Fanglomerate und Konglomerate, Phyllite, Schiefer und Gneise. Bei angegriffener Kornbindung z. B. durch Verwitterung oder hydrothermale Zersetzung, wandern die Bereichsgrenzen etwas in Richtung der höheren Standzeiten. Mit der Einstufung nach dem Hauptast ist man jedoch auf der „sicheren Seite“. Das Diagramm der Sandsteine (Abb. 111) ist noch recht ungenau und sollte erst durch weitere Werte verifiziert werden.

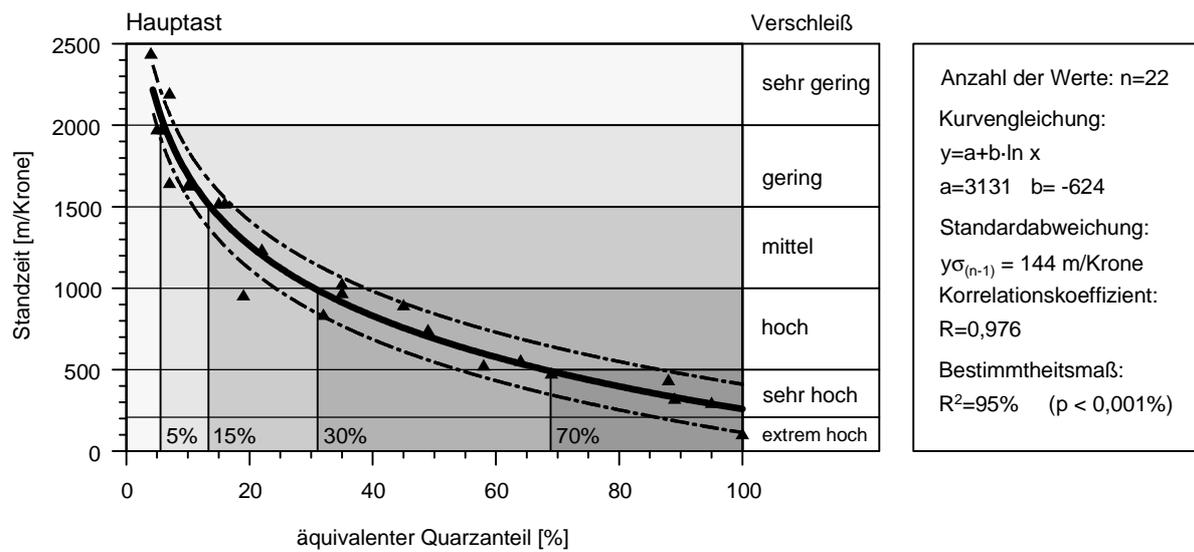


Abb. 110: Einteilung des Verschleißes (Bohrkronenstandzeit) nach dem äquivalenten Quarzanteil für die Gesteine des „Hauptastes“.

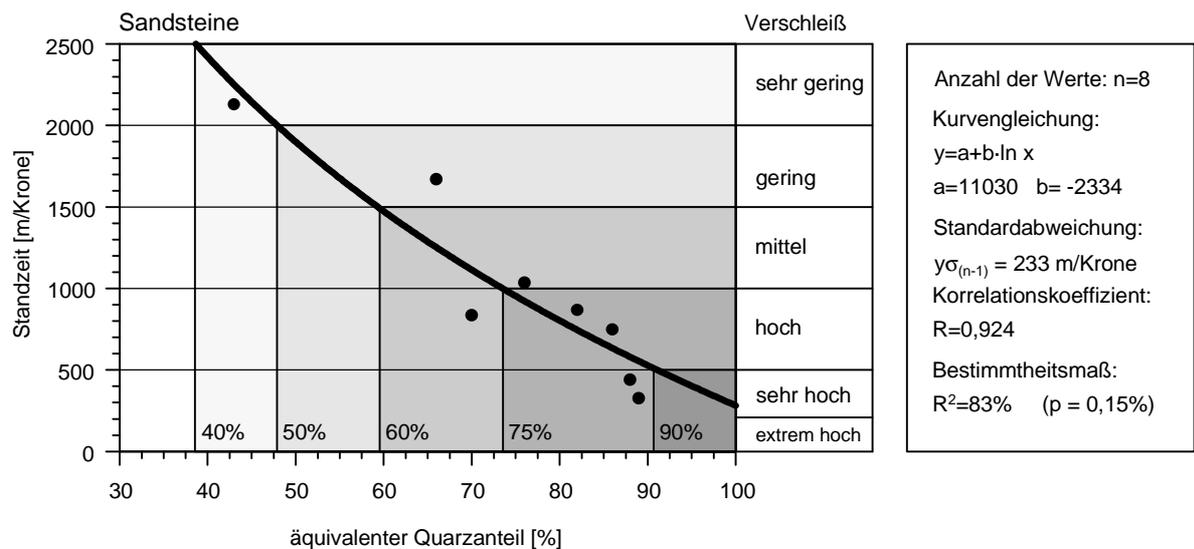


Abb. 111: Einteilung des Verschleißes (Bohrkronenstandzeit) nach dem äquivalenten Quarzanteil für Sandsteine.

7.2.2 Bohrgeschwindigkeit

In den Diagrammen der Abb. 112 und Abb. 113 ist die Zerstörungsarbeit als Grundlage für die Klassifizierung der Bohrgeschwindigkeit verwendet worden. Die Grenzen der Klassen sind als Werte gerundet an der x-Achse angegeben. Auch hier sind die Bereichsgrenzen durch die breite Streuung notgedrungen unscharf (die Standardabweichung wurde gestrichelt eingezeichnet). Durch die flache Steigung der Kurve ist die Auflösung des Diagramms leider nicht sehr gut. Das bedeutet, daß beispielsweise eine Bohrgeschwindigkeit von 2 m/min beim Bohrhammer COP 1238 ME auf eine Zerstörungsarbeit von 40 - 150 kJ/m³ zurückgeführt werden kann, beim COP 1440 sogar auf eine Zerstörungsarbeit von 200 - 480 kJ/m³. Dieser breite Wertebereich zeigt an, daß die Unsicherheit beim Umkehrschluß (Bohrgeschwindigkeit auf Zerstörungsarbeit) sehr hoch ist. Deswegen kann auch keine Klassifikationsmatrix analog zum Abschnitt 7.1 für die felsmechanischen Kennwerte gezeichnet werden.

Häufig können bei Voruntersuchungen für Tunnelprojekte keine Zylinderproben zur Messung der Verformungseigenschaften von Gesteinen gewonnen werden. Dann bleibt nur die indirekte Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeiten über den Point-Load-Test. Der Point-Load-Test hat den Vorteil, gleichzeitig als indirektes Maß für die Zugfestigkeit zu gelten (GUNSALLUS & KULLHAWY 1984: 237, BROOK 1977: 193). Deshalb wurden - ergänzend zur Zerstörungsarbeit - die Diagramme der einaxialen Druckfestigkeit für eine Klassifizierung der Bohrgeschwindigkeit verwendet (Abb. 114 und Abb. 115). Da jedoch die Signifikanz der Beziehung nicht so hoch ist wie diejenige bei der Zerstörungsarbeit, muß mit einer erhöhten Fehlerquote gerechnet werden. Dies kommt auch durch die wesentlich höhere Standardabweichung (Breite der gestrichelten Kurven) zum Ausdruck. Die Bereichsgrenzen, welche durch die Streuung unscharf sind, sind an der x-Achse angegeben. Auch bei der Druckfestigkeit ist die Auflösung beim Umkehrschluß von Bohrgeschwindigkeit auf Druckfestigkeit schlecht. Dazu kommt noch, daß die höchsten gemessenen Druckfestigkeiten im Diagramm des Bohrhammers COP 1440 nur bei max. 150 MPa liegen und somit besonders hohe Druckfestigkeiten fehlen.

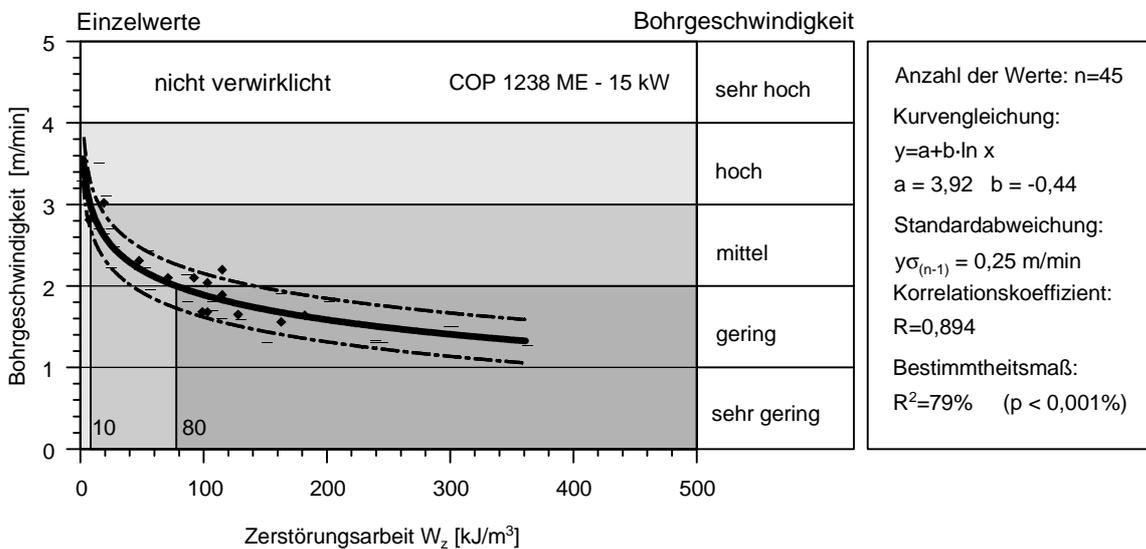


Abb. 112: Einteilung der Bohrgeschwindigkeit nach der Zerstörungsarbeit (Bohrhammer COP 1238 ME, 15 kW).

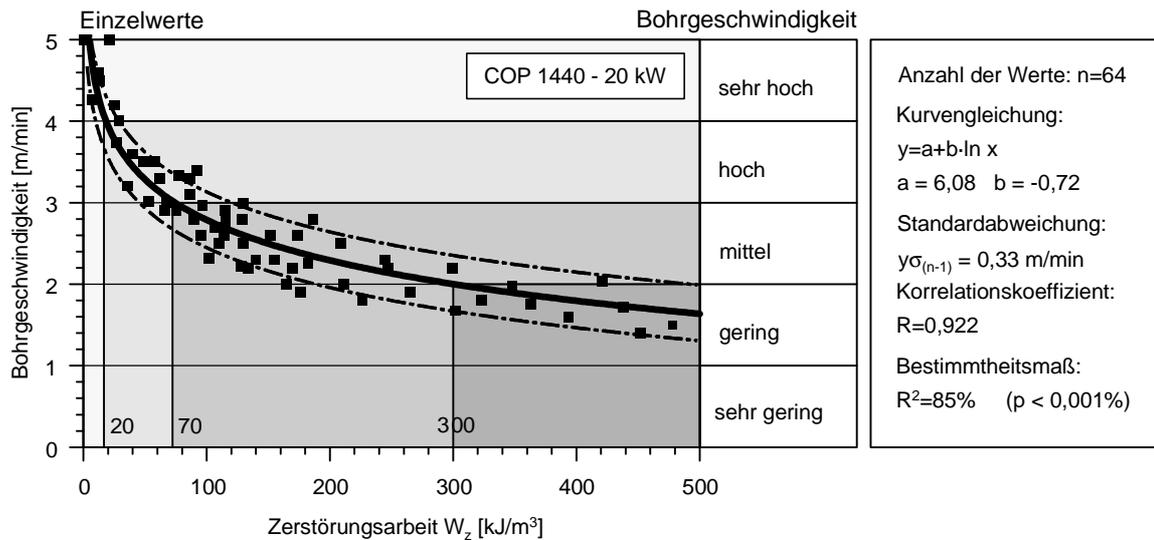


Abb. 113: Einteilung der Bohrgeschwindigkeit nach der Zerstörungsarbeit (Bohrhammer COP 1440, 20 kW).

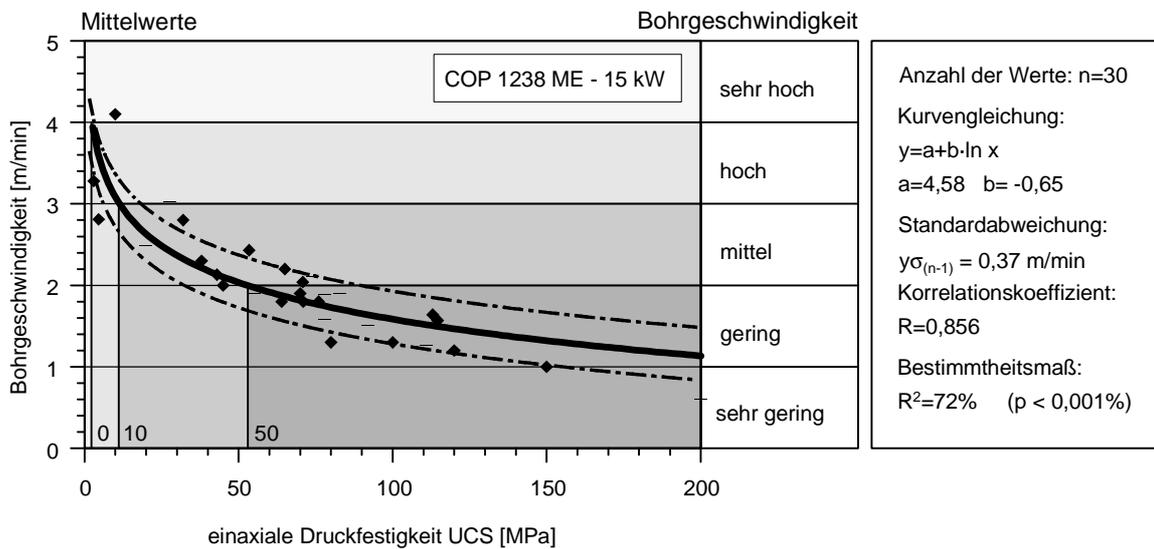


Abb. 114: Einteilung der Bohrgeschwindigkeit nach der Druckfestigkeit (Bohrhammer COP 1238 ME, 15 kW).

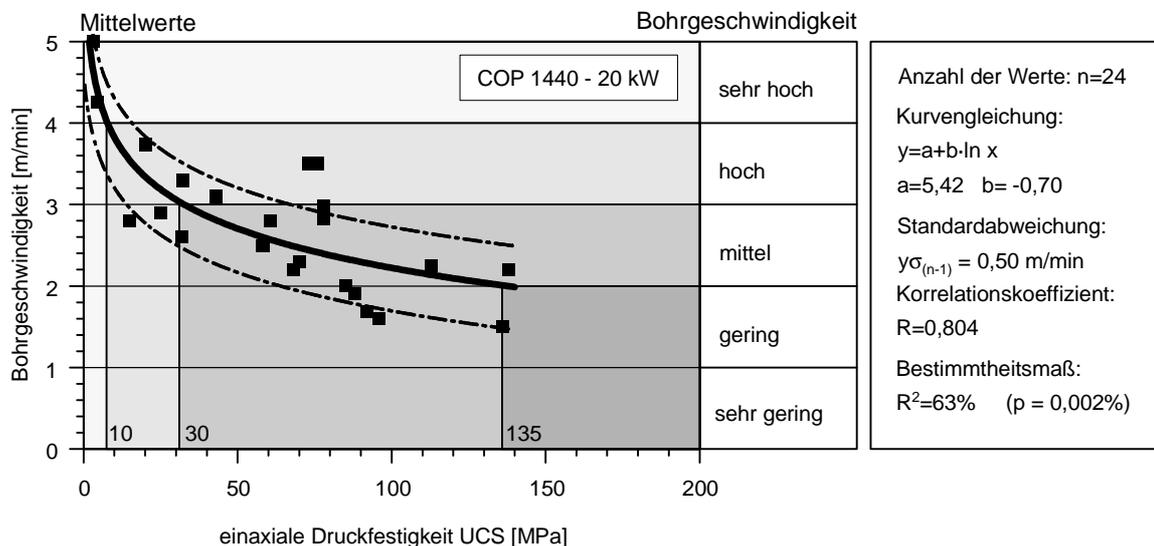


Abb. 115: Einteilung der Bohrgeschwindigkeit nach der Druckfestigkeit (Bohrhammer COP 1440, 20 kW).

8 Praktische Anwendung

8.1 Vorschläge für künftige Voruntersuchungen

Die Kenntnis der Zusammenhänge und Hintergründe der Einflußgrößen auf die Bohrbarkeit ist notwendig, um die Auswahl des Bohrgeräts zu erleichtern, den Arbeits- oder Bohrfortschritt abzuschätzen und vor allem die Bohrkosten zu kalkulieren. Die Unsicherheit in der Kalkulation stellt ein beträchtliches Kostenrisiko für den Bauherrn und das ausführende Unternehmen dar. Eine erschwerte Bohrbarkeit kann damit letztlich auch einen Teil zur Kostensteigerung bei manchen Großprojekten beitragen.

Aus den Erfahrungen bei den untersuchten Tunnelprojekten wurde ein Untersuchungsprogramm erarbeitet, welches bei Vorerkundungen für Tunnel- und Stollenprojekte helfen soll, Gestein und Gebirge im Hinblick auf die Bohrbarkeit besser einzuschätzen.

Das Untersuchungsprogramm soll einfach anwendbar sein und ohne allzu komplizierte Versuche auskommen, die in der Baupraxis aus Kosten- und Zeitgründen sowieso nicht zur Anwendung kommen. Es soll auf den üblichen Voruntersuchungen zu einem Tunnelprojekt aufbauen und diese ergänzen. Die zusätzlichen Untersuchungen müssen kostengünstig sein und möglichst von jedem gut eingerichteten Prüflabor durchgeführt werden können. Die Ergebnisse und die Versuchsmethodik sollen transparent aufbereitet und nachvollziehbar sein.

Untersuchungsprogramm

Voruntersuchungen, die zu einer geologischen und geotechnischen Prognose für ein Tunnelprojekt führen, werden üblicherweise im Hinblick auf Probleme der Gebirgsstabilität und für die Größenordnung des auszubrechenden Hohlraums - in der Regel einige Meter Spannweite - durchgeführt. Die speziellen Bohrbarkeitsuntersuchungen müssen jedoch gezielt auf die Dimension des Bohrlochs - also im Bereich von Zentimetern bis Dezimetern - zugeschnitten sein.

Eine Art „Standard-Untersuchungsprogramm“ soll im folgenden kurz umrissen werden.

1. Basis ist eine solide ingenieurgeologische Bearbeitung des Projektareals mit

- geologisch-geotechnischen Karten, Profilen und Längsschnitten, sowie einer genauen
- Aufnahme und Beschreibung des Trennflächengefüges (und der Störungszonen) nach Orientierung und Ausbildung (Öffnung, Füllungen, Häufigkeit, Erstreckung etc.).

Insbesondere ist auf das Auftreten möglicher Bohrschwernisse im Projektareal einzugehen. Unter Bohrschwernissen werden Faktoren zusammengefaßt, die sowohl den Bohrfortschritt reduzieren als auch das Besetzen von Bohrlöchern mit Sprengstoff behindern können. Das Prognostizieren solcher Probleme lediglich anhand von Bohrungen ist schwierig und mit einer hohen Unsicherheit behaftet. Deswegen sind die folgenden Ausführungen nur als Hinweise möglicher Probleme beim Bohren zu sehen.

Zu diesen Erschwernissen können beim konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb gezählt werden:

- Festfahren oder Festfressen der Bohrkronen z. B. in offenen oder mit einem Ton-Schluff-Gemisch gefüllten Klüften.
- Festklemmen durch zufallende Bohrlöcher in Gebirge geringer Stabilität (z. B. in Störungszonen, stark verwitterten Zonen oder quellfähigen Tonen),
- dadurch schwieriges Beräumen der Sprenglöcher für das Besetzen mit Sprengstoff,
- möglicherweise Abklemmen oder Abreißen von Zündleitungen oder -schnüren,
- bis hin zur Unterbrechung der Ladung und dadurch unvollständigen Zündung des geladenen Sprengstoffs.
- Verpuffung der Ladung in offenen Klüften.
- Probleme beim Besetzen und Zünden durch hohe, zufließende Wassermengen.
- Verstopfen von Spülöffnungen der Bohrkronen durch weiches Material (Verwitterungsbildungen, tonig-schluffige Mylonite in Störungszonen, Kluffüllungen).

Diese und mehr Phänomene können hervorgerufen werden durch

- offene Klüfte im Verwitterungsbereich in Oberflächennähe,
- mit tonig-schluffigem Material gefüllte Klüfte (Verwitterungsbildungen, Bestege),
- Material in Störungszonen, das zerbrochen, zerschert und mylonitisiert vorliegen kann,
- Material im aufgelockerten Bereich von Hangbewegungen (z. B. im Bereich eines Talzschubs),
- verwittertes Gestein, das in ganz unterschiedlichen Verwitterungszuständen nebeneinander vorliegen kann (z. B. angewittertes neben vollständig verwittertem Material),
- hohe Festigkeitsunterschiede zwischen Gestein und Verwitterungsbildungen - Störungsmaterial - Klüftfüllungen,
- hohe Wasserzuflüsse,
- hohe Primärspannungen im Gebirge,
- Besonderheiten im Gestein oder Gebirge wie z. B. Quellvermögen von Klüftfüllungen oder von verwitterten Komponenten.

In aller Regel dürften die Probleme, die durch das Gebirge hervorgerufen werden jedoch meist weniger relevant sein als diejenigen des zu bohrenden Gesteins. Solche Einflüsse werden in der Praxis aber dann mengenmäßig bzw. zeitmäßig relevant, wenn es sich um ungewöhnliche Umstände oder um ein Zusammentreffen ungünstiger Gebirgsverhältnisse handelt. Leider ist die Baugeologie - zumindest in Streitfällen - sehr oft eine Geologie der Besonderheiten.

2. Aufbauend auf dem geologischen Bericht sind felsmechanische Untersuchungen vorzunehmen:

- Basis sind Aufschlußbohrungen und die Kartierung (Probennahme nach den üblichen geologischen Gesichtspunkten).
- Daraufhin sollte für jedes auftretende (und relevante) Gestein ein „gesteintechnischer Steckbrief“ unter Berücksichtigung des Gefüges (Anisotropie) erstellt werden.

Gesteinsprüfungen:

- ⇒ *einaxiale Druckversuche* mit Aufzeichnung der Spannungs-Verformungs-Kurven. Bestimmung der Zerstörungsarbeit, Beurteilung des post-failure-Verhaltens (dabei sollte wegen des Einflusses von Inhomogenitäten kleineren Prüfkörpern gegenüber größeren der Vorzug gegeben werden)
- ⇒ ersatzweise *Point-Load-Tests* in Bereichen,
 - ◆ in denen keine prüffähigen Kerne erhalten werden können (Störungszonen, Gerölle, etc.)
 - ◆ zur Ermittlung der Druckfestigkeit senkrecht zur Schieferung, falls keine geeigneten Zylinderproben senkrecht zur Schieferung zu gewinnen sind,
 - ◆ bei wasserempfindlichen Gesteinen (die Prüfkörperbearbeitung ist beim PLT auch trocken und ohne Wasserkontakt möglich)
 - ◆ oder bei äußerst inhomogenen Gesteinen (inhomogener Verfestigungsgrad, Verwitterungsgrad, defekte Bindemittel etc.)
- ⇒ *Spaltzugversuche* (als Brazilian Tests) und Bestimmung der Verhältnisse zwischen Druck- und Zugfestigkeit,
- ⇒ eventuell *weitere Versuche* zur Klärung von Besonderheiten (z. B. Quellverhalten von Verwitterungsbildungen).
- ⇒ zusätzlich könnte die Durchführung eines *Verschleißtests* in Zusammenhang mit den Dünnschliffauswertungen (= nächster Punkt) sinnvoll sein. Hier bietet sich der CAI-Verschleißtest von CERCHAR an, da dieser noch am weitesten verbreitet und auch von einigen Maschinenherstellern verwendet wird (VALANTIN 1973, SUANA & PETERS 1982, WEST 1989).

Es ist dabei eine wesentliche Erfahrung, daß immer die Höchstwerte der felsmechanischen Parameter für die Probleme bei der Gebirgslösung relevant sind und auch maßgeblich sind für die Wahl des Abbaufahrens (konventionell durch Bohren und Sprengen, Fräsen mit einer Teilschnittmaschine oder maschinell mittels Tunnelbohrmaschine).

Bei Auftreten einer Schieferung muß ihre Raumstellung bezüglich der späteren Vortriebsrichtung berücksichtigt werden. Ein Problem ist dabei die Gewinnung von Proben in Vortriebsrichtung, da Aufschlußbohrungen überwiegend senkrecht zur Tunnelachse erfolgen. Dieses Problem kann - allerdings nur unbefriedigend - dadurch gelöst werden, daß orientierte Bohrkern aus dem vorhandenen Kernmaterial entnommen werden. Bei Anlage eines Sondierstollens im Zuge der Voruntersuchungen könnten jedoch orientierte Bohrkern direkt aus dessen Leibung entnommen werden. Eine Abschätzung über die erhaltenen Anisotropie-Kurven ist prinzipiell möglich, aber sicher nicht ausreichend.

3 Petrographische Untersuchungen

Anhand von Dünnschliffen sollten untersucht werden:

- mineralogische Zusammensetzung qualitativ und quantitativ anhand von Modalanalysen mit dem Point-Counter
- Bestimmung des äquivalenten Quarzanteils
- Beurteilung des Mikrogefüges im Hinblick auf Anisotropie, Homogenität, Verzahnungsgrad und Verbandsfestigkeit
- Beurteilung des Mikrogefüges im Hinblick auf Defekte (Verwitterung, hydrothermale Zersetzung, Lösung) oder Verheilung (Verkieselung etc.)

Die Ergebnisse sollten miteinander korreliert und unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußfaktoren diskutiert werden.

8.2 Probleme einer Prognose

Eine Prognose kann nur für eine Bohrausrüstung gemacht werden, deren technische Daten mit den in dieser Arbeit vorgestellten maschinellen Parametern vergleichbar sind. Dies gilt im besonderen Maße für die Leistung der Bohrhämmer und für die Bohrkronenformen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß auch in Zukunft die Entwicklung neuer Geräte und Bohrkronen weitergehen wird.

Eine Prognose von Bohrgeschwindigkeit und Bohrkronenverschleiß mit Hilfe der erhaltenen Korrelationskurven von Zerstörungsarbeit, Druckfestigkeit und äquivalentem Quarzgehalt ist prinzipiell nur im Bereich der bisher erhaltenen Werte sinnvoll. Für besonders zähe und als schwer bohrbar geltende Gesteine (Amphibolite, Eklogite, Granulite etc.) fehlt bisher noch die Datenbasis. Probleme geologischer Art, die einer direkten Vorhersage von Verschleiß und erreichbarer Bohrgeschwindigkeit entgegenstehen, wurden ausführlich bei den geologischen Einflüssen beschrieben.

Besonders wichtig wäre es in diesem Zusammenhang, durch verstärkte Grundlagenforschung die theoretischen und praktischen Erkenntnisse über die spezifische Zerstörungsarbeit zu vertiefen und ihre Ermittlung im Versuch weiter zu verfeinern. Da es häufig problematisch ist, Proben für Zylinderdruckversuche zu gewinnen, wäre es günstig, z. B. beim Point-Load-Test, eine Aufzeichnung der Prüfkörperverformung einzuführen. Vielleicht wäre sogar eine Korrelation mit Elastizitätsmodul und Zerstörungsarbeit möglich.

Nicht zuletzt spielt - wie schon in der Einleitung erwähnt - die Qualifikation der Vortriebsmannschaften eine große Rolle. Weitere Fallstudien sind deshalb notwendig, um eine gesicherte Datenbasis einzurichten.

Da die Prognose über die petrographischen und felsmechanischen Kennwerte zur Bestimmung der Bohrbarkeitsparameter indirekt ist, kann man von ihr keine allzu große Genauigkeit erwarten. Aber sie hat ihre Vorteile, wenn es nicht möglich ist oder nicht zweckmäßig erscheint, Bohrversuche vor Ort durchzuführen.

8.3 Hinweise für die Durchführung einer Beweissicherung

Wenn während der Baudurchführung Probleme beim Bohren der Spreng- und Ankerlöcher auftreten, kann es im Interesse des Bauherrn oder der bauausführenden Arbeitsgemeinschaft liegen, eine Beweissicherung der angetroffenen Gebirgsverhältnisse im Hinblick auf die Bohrarbeiten durchzuführen. Die Beweislast liegt dabei häufig bei der Baufirma, die den Tunnel vortreibt.

1. Gesteinsuntersuchungen

Die bereits oben aufgeführten Vorschläge für die Voruntersuchungen können analog auch für die Beweissicherung verwendet werden. Hinzu kommt noch die Frage der Probengewinnung.

- Wenn möglich, so sollten 3 - 4 m lange Kernbohrungen im Bereich des zu untersuchenden Bereichs durchgeführt werden, um in der gewünschten Arbeitsrichtung (z. B. parallel zur Tunnelachse) prüffähiges Kernmaterial gewinnen zu können. Dies kann beispielsweise auch in Abstellnischen oder Verbreiterungen des Tunnelquerschnitts hinter der Kalotten-Ortsbrust oder sogar in der Strosse erfolgen, um den Vortrieb nicht zu behindern.
- Falls dies nicht möglich ist oder zweckmäßig erscheint, können auch große Blöcke aus dem gesprengten Haufwerk verwendet werden, um mit einem - meist auf der Baustelle zur Gewinnung von Spritzbetonkernen vorhandenen - Kernbohrgerät die gewünschten Kerne herauszubohren. Diese Vorgehensweise ist der Erfahrung nach ohne Qualitätsverlust gegenüber Kernbohrungen, jedoch wesentlich billiger.

Die Probennahme sollte dabei unbedingt mit einer geologischen Aufnahme der Entnahmestelle verbunden werden. Die standardisierte, geologische Dokumentation sollte auf der Basis der internationalen Empfehlungen der ISRM und IAEG erfolgen und auch für den Ingenieur verständlich aufbereitet werden.

2. Bestimmung der technischen Kennwerte „Bohrkronenverschleiß“ und „Bohrgeschwindigkeit“

Gemäß der in dieser Arbeit vorgeführten Methodik sollte in den zu untersuchenden Bereichen die Messung von Nettobohrzeiten an der Ortsbrust durchgeführt werden. Die Analyse der Tagesberichte kann in der Kalotte helfen, beispielsweise die Auswirkungen von niedrigen Bohrgeschwindigkeiten auf die Brutto Bohrzeit und den Arbeitsablauf festzustellen.

Die Anzahl der verbrauchten Bohrkronen läßt sich aus den Magazinausgängen der Werkstatt ermitteln. Bei der Aufzeichnung des Bohrkronenverschleißes sollte gewährleistet sein, daß Datum, Anzahl, Typ und Fabrikat der ausgegebenen Bohrkronen mit ihrem Adressaten (Bohrwagen, Kalotte, Strosse) vermerkt werden. Daneben sollte im Tunnel, vor allem im Bereich der Gesteinsübergänge (Formationsgrenzen), durch Beobachtung vor Ort die Tunnelstation des Kronenwechsels notiert werden. Nur so ist es möglich, die Anzahl der tatsächlich verbrauchten Bohrkronen zu ermitteln.

Zusätzlich sollte eine repräsentative Auswahl (besser alle verfügbaren) Bohrkronen nach ihrem Verschleißbild klassiert und ausgezählt werden. Diese Statistik liefert wichtige Anhaltspunkte für die Schadensanalyse und damit möglicherweise die Ursachen eines besonders hohen oder ungewöhnlichen Verschleißes.

3. Erhebung der maschinentechnischen Parameter

In jedem Falle muß eine Beschreibung der verwendeten Bohrausrüstung mit den zugehörigen technischen Daten erfolgen. Insbesondere sollten die Leistungsdaten der Bohrhämmer und der Lafette (Vorschubkraft) sowie der Spüldruck dokumentiert werden. Etwaige Leistungsdrosselungen am Bohrwagen sind zu berücksichtigen.

9 Literaturverzeichnis

- ASHLEY, D.B., VENEZIANO, D., EINSTEIN, H.H. & CHAN, M.H. (1981): Geological prediction and updating in tunnelling - a probabilistic approach. - Proc. U.S. Symp. Rock Mech., 361-366.
- ATKINSON, H. (1993): Hardness tests for rock characterization. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 3: Rock testing and site characterization. - 982 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 105-117.
- ATLAS COPCO (1986): Atlas Copco guide book. Underground Equipment. - 103 S., Atlas Copco MCT AB, Sector Underground Equipment, Stockholm.
- ATLAS COPCO (1989a): Atlas Copco surface drilling. Know-how and equipment. - 98 S., Atlas Copco MCT AB, Rocktec systems, Stockholm.
- ATLAS COPCO (1989b): Atlas Copco Underground excavation. Know-how and equipment. - 128 S., Atlas Copco MCT AB, Rocktec systems, Stockholm.
- ATLAS COPCO (1992): Gesteinsbohrwerkzeuge. Produktkatalog. - 112 S., Atlas Copco MCT AB, Rocktec systems, Stockholm.
- BAMBAUER, H.U. (1960): Der permische Vulkanismus in der Nahemulde. I. Lavaserie der Grenzlagergruppe und Magmatitgänge bei Idar-Oberstein. - N. Jb. Min. Abh., 95, 141-199.
- BANK, H. & BAMBAUER, H.U. (1959): Geologisch-petrographische Untersuchungen an permischen Magmatiten im Gebiet zwischen Kirn (Nahe) und Winterburg (Nordflügel der Nahemulde). Geol. Rundsch., 48, 76-82.
- BARRON, K. (1971): Brittle fracture initiation in and ultimate failure of rocks. Part I - isotropic rock. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 8, 541-551.
- BAUER, G. (1973): Experimentelle Stauchverformung an Oetztaler Glimmerschiefern. - 127 S., Diss. TH Aachen.
- BECKER, H. & LEMMES, F. (1984): Gesteinsphysikalische Untersuchungen im Streckenvortrieb. - Tunnel, 2, 71-76.
- BECKMANN, U. (1982): Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen. - 198 S., Diss. TU Braunschweig.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1967): Mechanism of brittle fracture of rock. Part 1: Theory of the fracture process; Part 2: Experimental studies; Part 3: Fracture in tension and under long term loading. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 4, 395-430.
- BIENIAWSKI, Z.T., DENKHAUS, H.G. & VOGLER, U.W. (1968): Failure of fractured rock. - Rock Mech. 1, 323-341
- BILHARZ, A., & HASEMANN, W. (1934): Erläuterungen zu Blatt Baden Nr. 67 (7215) der geologischen Spezialkarte von Baden. - Freiburg i.Br.; unveränderter Nachdruck als Erläuterungen zu Blatt 7215 Baden-Baden der geologischen Karte von Baden-Württemberg, Stuttgart 1985.
- BILHARZ, A., BRILL, H. & THÜRACH, H. (1926): Geologische Spezialkarte von Baden 1: 25.000. Blatt 67 Baden. - Freiburg i. Br.; unveränderter Nachdruck als Blatt 7215 Baden-Baden der geologischen Karte von Baden-Württemberg, Stuttgart 1985.
- BLINDHEIM, O.T. (1979): Drillability predictions in hard rock tunnelling. - Tunnelling 1979, London, Inst. Min. Metall., 284-289.
- BÖGEL, H. & SCHMIDT, K. (1976): Kleine Geologie der Ostalpen. - 231 S. Thun (Ott).
- BOLDT, H. (1982): Entwicklung und erste Betriebserfahrungen mit einer Teilschnitt-Vortriebsmaschine im Gesteinsstreckenvortrieb. - Glückauf, 118, 127-134.
- BOLDT, H. (1989): Betriebserfahrungen mit überschweren gesteinsgängigen Teilschnitt-Streckenvortriebsmaschinen. - Glückauf, 125, 539-549.

- BORDIA, S.K. (1971): The effects of size and stress concentration on the dilatancy and fracture of rock. - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 8., 629-640.
- BOZORGMEHRI, K. (1989): Der Michaelstunnel - Geologische Verhältnisse, Geomechanisches Gebirgsverhalten, Untersuchungen zur Bohrbarkeit. - 207 S., Dipl.Arb. TU München (unveröff.).
- BOZORGMEHRI, K. (1993): Lärchbergtunnel/Umfahrung Lofer. Untersuchungsergebnisse von Quellhebungsversuchen an 10 Gesteinsproben in destilliertem Wasser. - 6 S., Gutachten Lst. f. Allg., Angew. u. Ingenieur-Geologie, TU München (unveröff.).
- BRADY, B.H.G. & BROWN, E.T. (1993): Rock mechanics. For underground mining - 571 S., 2. Aufl., London, Glasgow etc. (Chapman & Hall).
- BRANDNER, R. (1980a): Tirol Atlas. Geologie (Geologische Übersichtskarte von Tirol), Karte C2, 1: 300.000. - Innsbruck (Wagner).
- BRANDNER, R. (1980b): Tirol Atlas. Tektonische Übersichtskarte von Tirol, Karte C3, 1: 600.000. - Innsbruck (Wagner).
- BRANDNER, R. (1985): Geologie und Tektonik. Geologische und tektonische Übersichtskarte von Tirol. - in: KELLER, W. (ed.) (1985): Tirol Atlas. Geologie und Tektonik. Begleittexte. IX., Innsbruck (Thaur), 12 S.
- BRENNSTEINER, E. (1979): Untersuchungen über die Zusammenhänge der wichtigsten Parameter beim schlagenden Bohren mit hydraulischen Hammerbohrmaschinen. - *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, 124., 473-482.
- BROCH, E. & FRANKLIN, J.A. (1972): The point-load strength test. - *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 9., 669-697.
- BROOK, N. (1977): The use of irregular specimens for rock strength tests. - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 14., 193-202.
- BROOK, N. (1985): The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22., 61-70.
- BROOK, N. (1993): The measurement and estimation of basic rock strength. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): *Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 3: Rock testing and site characterization.* - 982 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 41-81.
- BROWN, E.T., ed. (1981): Rock characterization, testing and monitoring. International Society for Rock Mechanics (ISRM) suggested methods. - 221 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon).
- BÜCHI, E. (1984): Einfluß geologischer Parameter auf die Vortriebsleistung einer Tunnelbohrmaschine (mit besonderer Berücksichtigung der Gesteinsanisotropie). - 137 S., Inauguraldissertation, Universität Bern.
- CARLSSON, J., SUNDIN, K.G. & LUNDBERG, B. (1990): A method for determination of in-hole dynamic force penetration data from two-point strain measurement on a percussive drill rod. - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 27., 553-558.
- COHRS, H.H. (1988): Untergrundkämpfer. Bohrwagen für den Tunnel- und Stollenbau. - *BD Baumaschinendienst*, 24., 344-350.
- DAHLE, O. (1990): Leistungsbestimmende Kriterien bei der Auswahl von Bohrköpfen - *Nobel-Hefte*, 56., 63-68.
- DAS, B. (1974): Vicker's hardness concept in the light of Vicker's impression. - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 11., 85-89.
- DEMOULIN, J. (1990): Entwicklung der Sprengarbeit in Gesteinsstrecken im französischen Steinkohlebergbau - Erfahrungen mit computergesteuerten Bohrwagen. - *Nobel-Hefte*, 56., 136-143.
- DGEG - DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V. (1979): Empfehlung für die Versuchstechnik im Fels. Empfehlung Nr. 1: Einaxiale Druckversuche an Gesteinsproben. - *Bautechnik*, 217-220.

- DGEG - DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V. (1982): Empfehlung Nr. 5 des Arbeitskreises 19 - Versuchstechnik Fels - der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Punktlastversuche an Gesteinsproben. - Bautechnik, 13-15.
- DGEG - DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V. (1985): Empfehlung Nr. 10 des Arbeitskreises 19 - Versuchstechnik Fels - der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Indirekter Zugversuch an Gesteinsproben - Spaltzugversuch. - Bautechnik, 197-199.
- DIN 1048 Teil 5 (1991): Prüfverfahren für Beton. Festbeton, gesondert hergestellte Prüfkörper.
- DIN 20301 (1973): Gesteinsbohrtechnik. Begriffe, Einheiten, Formelzeichen.
- DIN 51221 Teil 1 - 3 (1976): Werkstoffprüfmaschinen. Zugprüfmaschinen.
- DIN 51223 (1977): Werkstoffprüfmaschinen. Druckprüfmaschinen.
- DIN 52100 Teil 1 (1939): Prüfung von Naturstein. Richtlinien zur Prüfung und Auswahl von Naturstein.
- DIN 52101 (1988): Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen. Probenahme.
- DIN 52102 (1988): Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen. Bestimmung von Dichte, Trockenrohddichte, Dichtigkeitsgrad und Gesamtporosität.
- DIN 52105 (1988): Prüfung von Naturstein. Druckversuch.
- DIN 52108 (1988): Prüfung anorganischer nichtmetallischer Werkstoffe. Verschleißprüfung mit der Schleifscheibe nach Böhme. Schleifscheibenverfahren.
- DIN 52115 Teil 1 - 3 (1988): Prüfung von Gesteinskörnungen. Schlagversuch.
- DOMKE, W. (1982): Werkstoffkunde und Werkstoffprüfung. - 576 S., 9. Aufl., Essen (Girardet).
- DUSSEAU, M.B. & FORDHAM, C.J. (1993): Time dependent behaviour of rocks. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 3. Rock testing and site characterization. - 982 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 119-150.
- EINSTEIN, H.H., SALAZAR, G.F., KIM, Y.W. & IOANNOU, P.G. (1987): Computer-based decision support systems for underground construction. - Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conference, New Orleans/LA, Vol. 2, 1278-1308.
- EWENDT, G. (1989): Erfassung der Gesteinsabrasivität und Prognosen des Werkzeugverschleißes beim maschinellen Tunnelvortrieb mit Diskenmeißeln. - 88 S., Bochumer geol. und geotechn. Arb., 33., Bochum.
- FEISTKORN, E. (1988): Bohr- und Sprengtechnik. Teil A: Bohrtechnik.- in: Taschenbuch für den Tunnelbau 1988, 12., 365 S., Dt. Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, 217-273.
- FOURNEY, W.L. (1993): Mechanisms of rock fragmentation by blasting. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 4: Excavation, Support and Monitoring. - 849 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 39-70.
- FOWELL, R.J. (1993): The mechanics of rock cutting. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 4: Excavation, Support and Monitoring. - 849 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 155-176.
- FRANSSEN, H. (1950): Versuch zur Ermittlung der Bohrbarkeit von Gesteinen. - Glückauf, 86., 1129-1134.
- FRITSCH, W., MEIXNER, H. & WIESENER, H. (1967): Zur quantitativen Klassifikation der kristallinen Schiefer. - N. Jb. Min. Mh., 364-376.
- GEHRING, K. (1973): Möglichkeiten zur Beurteilung des Arbeitsverhaltens von Werkzeugen zur schneidenden Gesteinsbearbeitung. - Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, 118., 319-327.
- GEHRING, K. (1982): Untertagebau mit Teilschnittmaschinen, derzeitiger Einsatzbereich und Entwicklungen zu deren Erweiterung. - in: WITTKÉ, W. (1982): Rock mechanics: Caverns and pressure shafts. ISRM Symposium, Aachen, 789-799.

- GEHRING, K. (1995): Leistungs- und Verschleißprognosen im maschinellen Tunnelbau. - Felsbau 13, 439-448.
- GERTH, G. (1935): Die Kantenfestigkeit von Gesteinsprodukten. - Steinindustrie und Straßenbau, 385-388.
- GRÄNICHER, H.W.H (1994): Messung beendet - was nun? Einführung und Nachschlagewerk für die Planung und Auswertung von Messungen. - 152 S., Stuttgart (Teubner), Zürich (vdf Hochschulverlag an der ETH).
- GUNSALLUS, K.L. & KULLHAWY, F.N. (1984): A comparative evaluation of rock strength measures. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 21, 233-248.
- HABENICHT, H. & GEHRING, K. (1976): Gebirgseigenschaften und maschineller Tunnelvortrieb. - Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, 121, 506-514.
- HABENICHT, H. & BRENNSTEINER, E. (1971): Über den Stand der Entwicklung auf dem Gebiet der Gebirgsklassifizierung. - Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, 116, 138-149.
- HEILAND, J. (1993): Zur Geologie der Umgebung von Lofer, Salzburger Land (Österreich). - 106 S., Dipl.-Arb., TU München (unveröff.).
- HENTSCHEL, H. (1991): Baubericht Schönraintunnel. - Felsbau, 9, 102-104.
- HERRMANN, W. & KNITTEL, A. (1994): Bewältigung eines Vortriebs mit Bergwasser am Beispiel des Erkundungsstollens Kaponig. - Felsbau, 12, 510-514.
- HEUZE, F.E. (1980): Scale effects in the determination of rock mass strength and deformability. - Rock Mech., 12, 168-192.
- HEYNE, K.-H. (1980): Mathematisch-statistische Zusammenhänge zwischen gesteinsmechanischen und gesteinsphysikalischen Kennwerten. - Zeitschrift für angewandte Geologie, 26, 519-523.
- HÖGSTRÖM, K. (1994a): A study on strength parameters for aggregates from south-western Swedish rocks. - 17 S., Dep. of Geol., Göteborg Univ., Publ. A 76, Göteborg.
- HÖGSTRÖM, K. (1994b): Stenmaterial. Västsvenska bergarters hallfasthetsegenskaper som obundna bärager. - 74 S., Rapport 40, Byggtreprenörerna, Stockholm.
- HOSCHER, M. (1979): Erfassung verschiedener Gesteinsparameter für Untersuchungen über die Bohrbarkeit von Gesteinen. - Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, 124, 63-67.
- HOWARTH, D.F. & ROWLANDS, J.C. (1987): Quantitative assesment of rock texture and correlation with drillability and strength properties. - Rock Mech. & Rock Eng., 20, 57-85.
- HOWARTH, D.F., ADAMSON, W.R. & BERNDT, J.R. (1986): Correlation of model tunnel boring and drilling machine performances with rock properties. - Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., 23, 171-175.
- HUDSON, J. (1993): Rock properties, testing methods and site characterization. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 3. Rock testing and site characterization. - 982 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 1-40.
- HUGHES, H.M.(1972): Some aspects of rock machining. - Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci., 9, 205-211.
- IAEG - INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY (1981): Rock and soil description and classification for engineering geological mapping. - Report by the IAEG Commission on Engeneering Geological Mapping, Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., 24, 235-274.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1972): Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength of rock materials and the point-load-index. - 7 S., Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, Committee on Laboratory Tests, Document No. 1.

- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1977): Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks. - Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, Document No. 5, March 1977, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15., 89-97.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1978a): Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. - Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. & Geomech. Abstr., 16., 135-140.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1978b): Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. - Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15., 99-103.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1978c): Suggested method for petrographic description of rock. - Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15., 41-45.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1978d): Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. - Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, Document No. 4, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15., 319-368.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1985): Suggested method for determining point load strength. - ISRM Commission on Testing Methods, Working Group on Revision of the Point Load Test Method, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 22., 51-60.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1988): Suggested method for determining the fracture toughness of rock. - ISRM Commission on Testing Methods, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 25., 71-96.
- KARLSSON, L.G., LUNDBERG, B. & SUNDIN, K.G. (1989): Experimental study of a percussive process for rock fragmentation. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 26., 45-50.
- KARPELLUS, W. (1993): Nordumfahrung Lofer. - Felsbau, 11., 48-50.
- KICK, F. (1890): Ueber die ziffermäßige Bestimmung der Härte und über den Fluß spröder Körper. - Zeitschr. d. Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins ÖIAV, 42., 1-7.
- KLEINSZIG, S. (1993): Versuche zur quantitativen Erfassung der Verschleißwirkung von Natur- und Brechsanden an ausgewählten Materialien. - ÖIAZ Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift, 138., 150-157.
- KNISSEL, W. (1990): Rechnergestützte Verbesserung der schneidend-bohrenden Lösetechnik. - Nobel-Hefte, 56., 78-86.
- KNITTEL, A. (1994): Bau des Erkundungsstollens Kaponig im Zuge des zweigleisigen Ausbaus der Tauernbahn. - Tunnel, 2., 18-23.
- KOLASKA, H., DREYER, K. & SCHAAF, G. (1987): Einsatz des kombinierten Sinter/HIP-Verfahrens bei der Hartmetall- und Keramikfertigung. - Pulvermetallurgie in Wissenschaft und Praxis, 3., 39-46.
- KÖNNINGS, H.-D. (1991): Die Tunnel der Verbindungskurve Nantenbach. - Die Bundesbahn, 10., 987-991.
- KOVACS, F. (1991): Reportage. Deutsche Bundesbahn forciert den Hochgeschwindigkeitsverkehr. - Baumaschine-Baugerät-Baustelle, 5., 34-38.
- KUTTER, H.K. & SANIO, H.P. (1982): Comparative study of performance of new and worn disc cutters on a full face tunnelling machine. - Proc. Tunnelling '82, Institution of Mining and Metallurgy, London, 127-133.

- KWAŚNIEWSKI, M. & MOGI, K. (1990): Effect of the intermediate principle stress on the failure of foliated anisotropic rock. - in: ROSSMANITH (ed.) (1990): Mechanics of jointed and faulted rock. - Rotterdam (Balkema), 407-416.
- LAABMAYR, F. & EDER, M. (1994): Achbergertunnel - ein Tunnelbau in einer großen Störungszone der nördlichen Kalkalpen. - Tunnel, 2, 44-50.
- LAITAI, Z.Z., DUNCAN, E.J.S. & CARTER, B.J. (1991): The effect of strain rate on rock strength. - Rock Mech. & Rock Eng., 24, 99-109.
- LAMA, R.D. & VUTUKURI, V.S. (1978a): Handbook on mechanical properties of rocks. Testing techniques and results. Vol II. - 481 S., Clausthal (Trans Tech).
- LAMA, R.D. & VUTUKURI, V.S. (1978b): Handbook on mechanical properties of rocks. Testing techniques and results. Vol IV. - 515 S., Clausthal (Trans Tech).
- LAMA, R.D. & VUTUKURI, V.S. (1978c): Handbook on mechanical properties of rocks. Testing techniques and results. Vol III. - 406 S., Clausthal (Trans Tech).
- LANGER, M. (1969): Rheologie der Gesteine. - Z. deutsch. geol. Ges., 119, 313-425.
- LEIMSER, W. & KÖHLER, M. (1993): Die baugeologischen Verhältnisse des Inntaltunnels. - Felsbau, 12, 69-76.
- LEINS, W. & THUM, W. (1970): Ermittlung und Beurteilung der Sprengbarkeit von Gestein auf der Grundlage des spezifischen Sprengenergieaufwandes. - Forsch.-ber. d. Landes Nordrhein-Westfalen, 2118.
- LISLERUD, A. (1988): Hard rock tunnel boring: Prognosis and costs. - Tunnelling and Underground Space Technology, 3, 7-19.
- LÖFFLER, M. (1988): Ein Beitrag zur Strukturgeologie des Batteredkristallins zwischen Ebersteinburg und Baden-Baden (Zone von Baden-Baden, Nordschwarzwald). - 115 S., Dipl.-Arb., Univ. Karlsruhe (unveröff.).
- LUNDBERG, B. & KARLSSON, L.G. (1986): Influence of geometrical design on the efficiency of a simple down-the-hole percussive drill. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 23, 281-287.
- LUNDBERG, B. (1973): Energy transfer in percussive rock destruction I-III. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 10, 381-435.
- LUNDBERG, B. (1987): Efficiency of percussive drilling with extension rods. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 24, 213-222.
- LUNDBERG, B. (1993): Computer modelling and simulation of percussive drilling of rock. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 4: Excavation, Support and Monitoring. - 849 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 137-154.
- MAIDL, B. (1970): Bohrbarkeit von Gesteinen als Parameter zur Bohrgeräteermittlung im Untertagebau. - Proc. 2nd. Int. Congr. on Rock Mech., 4, Belgrade, 455-457.
- MAIDL, B. (1972): Klassifizierung der Gesteine nach der Bohrbarkeit. - Rock Mech., 4, 25-44.
- MAIDL, R. & HANDKE, D. (1989): Anwendungsbereiche moderner Teilschnittmaschinen verschiedener Größenklassen im Tunnel- und Bergbau. - Tunnel, 4, 202-219.
- MCFEAT-SMITH, I. (1977): Rock property testing for the assesement of tunnelling machine performance. - Tunnels & Tunneling, 3, 29-33.
- MENIUS, R. & FIEDLER, G. (1992): Die Durchbrüche sind geschafft. Realisierungsstand der Tunnel der Verbindungskurve Nantenbach. - Die Dt. Bahn, 10, 1079-1084.

- MICHAELIS, J. & MARGENBURG, B. (1993): Sicherheitstechnische Untersuchungen mit neuen Sprengmitteln und -verfahren im Sprengversuchsbetrieb der Versuchsgrube Tremonia. - Nobel-Hefte 59., 109-123.
- MIKURA, E. (1980): Schnelle und verlässliche Verfahren zur Prognostizierung der Fräsleistung. - Rock Mech., 12., 221-230
- MOSTLER, H., HEISSEL, G. & GASSER, G.(1982): Untersuchung von Erzlagerstätten im Innsbrucker Quarzphyllit und auf der Alpeiner Scharte. - Arch. f. Lagerst. forsch. Geol. B.-A., 1., 77-83.
- MOVINKEL, T. & JOHANNESSEN, O. (1986): Geological parameters for hard rock tunnel boring. - Tunnels & Tunneling, 4, 45-48.
- MÜLLER-SALZBURG, L. (1963): Der Felsbau. Bd.I, Theoretischer Teil, Felsbau über Tage, 1. Teil. - 624 S., Nachdruck 1980, Stuttgart (Enke).
- MÜLLER-SALZBURG, L. (1978): Der Felsbau, Bd.III, Tunnelbau. - 945 S., Stuttgart (Enke).
- N.N. (1993): Neue, besonders bruchfeste Bohrkronen. - Tunnel, 5, 274.
- NELSON, P.P. (1993): TBM performance analysis with reference to rock properties. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 4. Excavation, Support and Monitoring. - 849 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 261-291.
- NEWMAN, D.A. & BENNET, D.G. (1990): The effect of specimen size and stress rate for the Brazilian test - a statistical analysis. - Rock Mech. & Rock Eng., 23., 123-134.
- NOACK, S. (1980): Statistische Auswertung von Meß- und Versuchsdaten mit Taschenrechner und Tischcomputer. - 582 S., Berlin, New York (Walter de Gruyter).
- NOEL, R. (1983): Hydraulikbohren mit Gefühl. - 13 S., Firmeninformation der Deutschen Montabert GmbH, Wiesbaden (unveröff.).
- NORDLUND, E. (1989): The effect of thrust on the performance of percussive rock drills. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 26., 51-59.
- OFOEGBU, G.I. & CURRAN, J.H. (1992): Deformability of intact rock. - Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 29., 35-48.
- ONODERA, T.F. & ASOKA KUMARA, H.M. (1980): Relation between texture and mechanical properties of crystalline rocks. - Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., 22., 173-177.
- ÖNORM B 3124 Teil 1 (1981): Prüfung von Naturstein. Mechanische Gesteinseigenschaften. Einaxiale Zylinderdruckfestigkeit.
- ÖNORM B 3124 Teil 4 (1981): Prüfung von Naturstein. Mechanische Gesteinseigenschaften. Einaxiale Zugfestigkeit (Spaltzugfestigkeit).
- ÖNORM B 3124 Teil 9 (1986): Prüfung von Naturstein. Mechanische Gesteinseigenschaften. Elastizitätsmodul, Arbeitslinie, Verformungsmodul und Querdehnungszahl bei einaxialer Druckbelastung..
- OZDEMIR, L., MILLER, R. & WANG, F.-D. (1977): Mechanical tunnel boring, prediction and machine design. - Annual report, CSM (Colorado School of Mines) APR 73-07776-A03.
- PANG, S.S. & GOLDSMITH, W. (1989): Momentum and energy processes during jackhammer operation. - Rock Mech. & Rock Eng., 22., 205-229.
- PANG, S.S. & GOLDSMITH, W. (1992): A model of a pneumatic jackhammer system. - Rock Mech. & Rock Eng., 25., 49-61.
- PAONE, J., BRUCE, W.E. & VIRCI GLIO, P.R. (1966): Drillability studies - statistical regression analysis of diamond drilling. - 29 S., USBM U.S. Bureau of Mines, RI (Report of Investigation) 6880, Washington.

- PAONE, J., MADSON, D. & BRUCE, W.E. (1969): Drillability Studies - laboratory percussive drilling. - 22 S., USBM U.S. Bureau of Mines, RI (Report of Investigation) 7300, Washington.
- PATERSON, M.S. (1978): Experimental rock deformation. The brittle field. - 254 S., Berlin, Heidelberg, New York (Springer).
- PELLS, P.J.N. (1993): Uniaxial strength testing. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 3: Rock testing and site characterization. - 982 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 67-85.
- PIRCHER, W. (1980): Erfahrungen im Fräsvortrieb bei der Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz. - Rock Mech., 10., 127-154.
- POSCHER, G. (1994): Tunnelvortrieb in einem Grabenbruchsystem bei hohen horizontalen Primärspannungen. - Felsbau 4, 12., 269-274.
- PROTODYAKANOV, M.M. (1962): Mechanical properties and drillability of rocks. - Proc. 5th Symp. on Rock Mech. Univ. Minnesota, May, 103-118.
- RABIA, H. & BROOK, N. (1979): The Shore hardness of rock. Technical Note. - Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 16., 335-336.
- RABIA, H. & BROOK, N. (1980): An empirical equation for drill performance prediction. - 21st Symp. on Rock Mech. Univ. Missouri-Rolla, May, 103-111.
- RABIA, H. & BROOK, N. (1981): The effects of apparatus size and surface area of charge on the impact strength of rock. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 18., 211-219.
- RAUEN, U. (1990): Erfahrungen mit Widia-Bohrwerkzeugen auf den Tunnelbaustellen der DB-Neubaustrecken. - Felsbau, 8., 118-120.
- RAUSCHER, W. (1985): Untersuchungen zum Bohrverhalten von Tunnelbohrmaschinen im Fels bei wechselnden Gebirgseigenschaften. - 220 S., Diss. TU München.
- RAUSCHER, W. (1986): Klassifizierungssystem für Bohrvortriebe in Fels. - in: Tunnel- und Stollenbau im Fels mit Vollvortriebsmaschinen. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), Zürich (ed.), Fachgruppe für Untertagebau (Veranstalter), Studientagung der SIA-Fachgruppe für Untertagebau FGU, Schweiz, Zürich, 23.1.1985, 107-108.
- RAUSCHER, W. (1989): Bohrbarkeit und Bohrverhalten beim Einsatz von Tunnelbohrmaschinen. - Geotechnik, 12., 67-76.
- RESKA, P. (1964): Physikalisch-technische Gesteinseigenschaften, ihre Prüfungsmethoden und ihr Einfluß auf die Gewinnbarkeit. - Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, 109., 379-384.
- ROSIWAL, A. (1890): Beitrag zur Kenntnis der Bohrfestigkeit der Gesteine. - Zeitschr. d. Oesterr. Ing.- und Arch.-Vereins, 42., Wien, 115-125.
- ROSIWAL, A. (1896): Neue Untersuchungsergebnisse über die Härte von Mineralien und Gesteinen. - Verhandlg. d. k.k. geol. R.-A. Wien, 475-491.
- ROSIWAL, A. (1916): Neuere Ergebnisse der Härtebestimmung von Mineralien und Gesteinen. Ein absolutes Maß für die Härte spröder Körper. - Verhandlg. d. k.k. geol. R.-A. Wien, 117-147.
- RUTSCHMANN, W. (1974): Mechanischer Tunnelvortrieb im Festgestein. - 200 S., Düsseldorf (VDI-Verlag).
- RZIHA, F.V. (1888): Die Bohrfestigkeit der Gesteine. - Zeitschr. d. Österr. Ing.- und Arch.-Vereins, 40., 139-146.
- SACHPAZIS, C.I. (1990): Correlating Schmidt hardness with compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks. - Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., 42., 75-83.
- SANDVIC (1978): Handbuch Gesteinsbohren I. - 43 S., Sandvic Coromant AB, Sandviken.

- SANDVIC (1991): Sandvic Coromant Gesteinsbohrwerkzeuge. Produktkatalog. - 111 S., AB Sandvik Coromant Rock Tools, Sandviken.
- SANDVIC (1992): Das Warenzeichen der Produktivität. - 27 S., AB Sandvik Coromant Rock Tools, Sandviken.
- SCHICKERT, G. (1980): Schwellenwerte beim Betondruckversuch. - Dt. Aussch. f. Stahlbeton, 312, 4-11.
- SCHICKERT, G. (1981): Formfaktoren der Betondruckfestigkeit. - Die Bautechnik, 52-57.
- SCHIMAZEK, J. & KNATZ, H. (1970): Der Einfluß des Gesteinsaufbaus auf die Schnittgeschwindigkeit und den Meißelverschleiß von Streckenvortriebsmaschinen. - Glückauf, 106., 274-278.
- SCHIMAZEK, J. & KNATZ, H. (1976): Die Beurteilung von Gesteinen durch Schneid- und Rollenbohrwerkzeuge. - Erzmetall, 29., 113-119.
- SCHÖNLAUB, H.P. (1979): Das Paläozoikum in Österreich. Verbreitung, Stratigraphie, Korrelation, Entwicklung und Paläogeographie nichtmetamorpher und metamorpher Abfolgen. - 124 S., Geologische Bundesanstalt Wien (Berger & Söhne).
- SCHUBERT, W. (1993): Erfahrungen bei der Durchörterung einer Großstörung im Inntaltunnel. - Felsbau, 11., 287-290.
- SCHWARZMEIER, J. (1977): Geologische Karte von Bayern 1: 25.000. Erläuterungen zum Blatt Nr. 6024 Karlstadt und zum Blatt Nr. 6124 Remlingen. - 155 S., Bayerisches Geologisches Landesamt, München.
- SCHWARZMEIER, J. (1979): Geologische Karte von Bayern 1: 25.000. Erläuterungen zum Blatt Nr. 6123 Marktheidenfeld. - 179 S., Bayerisches Geologisches Landesamt, München.
- SCHWARZMEIER, J. (1980): Geologische Karte von Bayern 1: 25.000. Erläuterungen zum Blatt Nr. 6023 Lohr a. Main. - 159 S., Bayerisches Geologisches Landesamt, München.
- SEEDSMAN, R.W. (1993): Characterizing clay shales. - in: HUDSON, J. (ed.-in-chief): Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Vol. 3. Rock testing and site characterization. - 982 S., Oxford, New York, etc. (Pergamon), 151-165.
- SELMER-OLSEN, R. & BLINDHEIM, O.T. (1970): On the drillability of rock by percussive drilling. - Proc. 2nd Cong. of the Int. Soc. for Rock Mech., Belgrade, 65-70.
- SHARP, W. & OZDEMIR, L. (1991): Computer modelling for TBM performance prediction and optimization. - Proc. Int. Symp. Mine Mechanization and Automation, Golden/CO, Vol. 1, CSM (Colorado School of Mines) and USBM (U.S. Bureau of Mines), 4., 57-4.66
- SHARP, W.R., KENNEDY, E.R. & LITTLE, W.E. (1983): Estimating costs using an interactive computer model. - Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Chicago, Vol. 2, 1079-1094.
- SIEVERS, H. (1950): Die Bestimmung des Bohrwiderstands von Gesteinen. - Glückauf, 86., 776-784.
- SPAUN, G. & THURO, K. (1994): Untersuchungen zur Bohrbarkeit und Zähigkeit des Innsbrucker Quarzphyllits. - Felsbau, 12., 111-122.
- STAPEL, A.G. (1991): Erste deutsche Bewährungsprobe für neue Hochleistungs-Bohrwagen im Schiltacher Schloßbergtunnel: Nettobohrrate durchweg über 4 Bm/min in Granit. - Tunnel, 1, 21-25.
- STINI, J. (1922): Technische Geologie. - 789 S., Stuttgart (Enke).
- STINI, J. (1950): Tunnelbaugeologie. - 366 S., Wien (Springer).
- STRAPPLER, G., LUTZ, H., JOHN, M. & POSCHER, G. (1993): Der Schönraintunnel. - 16 S., ARGE Schönraintunnel (Allbau, Walter Bau, Porr International, Stuag, Züblin) & ILF - Ingenieurgesellschaft Lässer & Feizlmayr, Innsbruck.
- SUANA, M. & PETERS, T. (1982): The cherchar abrasivity index and its relation to rock mineralogy and petrography. - Rock Mech., 15., 1-7.

- SZLAVIN, J. (1974): Relationship between some physical properties of rock determined by laboratory tests. - *Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 11, 57-66.
- TANDANAND, S. & UNGER, H.F. (1975): Drillability determination - a drillability index for percussion drills. - 20 S., USBM U.S. Bureau of Mines, RI (Report of Investigation) 8073, Washington.
- THURO, K. (1993): Der Pulver-Quellversuch - ein neuer Quellhebungsversuch. - *Geotechnik*, 16, 101-106.
- THURO, K. (1994): Geologisch-felsmechanische Untersuchungen zur Bohrbarkeit von Festgesteinen bei konventionellen Bohr- und Sprengvortrieben anhand von ausgewählten Tunnelprojekten. - *Ber. 9. Nat. Tag. Ing.-geol., Garmisch, Mai, 1993, Sonderheft Geotechnik, Essen*, 125-134.
- TOLLMANN, A. (1976): Der Bau der Nördlichen Kalkalpen. Orogene Stellung und regionale Tektonik. - 449 S., Monographie der Nördlichen Kalkalpen Teil III, Wien (Deuticke).
- TOLLMANN, A. (1977): Geologie von Österreich, Bd. 1. Die Zentralalpen. - 766 S., Wien (Deuticke).
- TOLLMANN, A. (1985): Geologie von Österreich, Bd. 2. Außerzentralalpiner Teil. - 710 S., Wien (Deuticke).
- TRÖGER, E. (1954): Zur Kritik der Härteskala nach Mohs. - *N. Jb. Min. Mh.*, 233-242.
- TRÜMPER, T. (1978): Einsatzoptimierung von Tunnelvortriebsmaschinen. - 161 S., Veröffentlichungen des Inst. für Maschinenwesen im Baubetrieb, Univ. (TH) Karlsruhe, Reihe F, Heft 19.
- TSIDZI, K.E.N. (1990): Compressive strength anisotropy of foliated rocks. - in: ROSSMANITH (ed.) (1990): *Mechanics of jointed and faulted rock*. - Rotterdam (Balkema), 421-428.
- TSOUTRELIS, C.E. (1969): Determination of the compressive strength of rock in situ or in test blocks using a diamond drill. - *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 6, 311-321.
- VALANTIN, A. (1973): Test Cerchar por la mesure de la dureté et de l'abrasivité des roches. - Annexe de l'exposée présenté aux Journées de Information „Techniques de creusement“, Novembre 1973, Luxembourg.
- VAVROVSKY, G.-M. & MOSHEIMER, H. (1993): Der Inntaltunnel und seine verkehrspolitische Bedeutung. - *Felsbau*, 12, 67-68.
- VEIGEL, A. (1991): Bergstürze am Achberg bei Unken und am Hirschangerkopf bei Berchtesgaden (Nördliche Kalkalpen). Geomechanische Ursachen mit Spezialkartierung im Maßstab 1:10.000. - 99 S., Dipl.-Arb., TU München (unveröff.).
- VUTUKURI, V.S., LAMA, R.D. & SALUA, S.S. (1974): Handbook on mechanical properties of rocks. Testing techniques and results. Vol. I. - 280 S., Clausthal (Trans Tech).
- WANG, F.-D., OZDEMIR, L. & SNYDER, L. (1978): Prediction and experimental verification of disk cutter forces in hard rock. - in: Eurotunnel '78 conference, Basle, Switzerland (Basle: Congress Centre, 1978), 1st day, March 1st, 1978, pap.4, 44 S.
- WANNER, H. (1975b): On the influence of geological conditions at the application of tunnel boring machines. - *Bull. Int. Ass. Eng. Geol.*, 12, 21-28.
- WANNER, H. (1980): Klüftigkeit und Gesteinsanisotropie beim mechanischen Tunnelvortrieb. - *Rock Mech. Suppl.* 10, 155-169.
- WANNER, W.J. (1975a): Einsatz von Tunnelvortriebsmaschinen im kristallinen Gebirge. Abhängigkeit des Vortriebs von geologisch-petrographischen Bedingungen. - Diss. Nr. 5594, ETH Zürich.
- WAWERSIK, W.R. & FAIRHURST, C.A. (1970): A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 7, 561-575.
- WAWERSIK, W.R. (1968): Detailed analysis of rock failure in laboratory compression tests. - Ph.D. Thesis, University of Minnesota.
- WELLINGER, K. & KRÄGELOH, E. (1972): Band 3. Werkstoffe und Werkstoffprüfung. A - Z. - 225 S., Stuttgart (Deutsche Verlagsanstalt).

- WERNER (1788): Von den verschiedenen Graden der Festigkeit des Gesteins, als dem Hauptgrunde der Hauptverschiedenheiten der Hauerarbeiten. - in: KÖHLER, A.W., ed. (1788): Bergmännisches Journal. Erster Band, Freyberg (Freiberg/Sachsen), 4-21.
- WEST, G. (1989): Rock abrasiveness testing for tunneling. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 26, 151-160.
- WIJK, G. (1978): Some new theoretical aspects of indirect measurements of the tensile strength of rocks. - Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15, 149-160.
- WIJK, G. (1989): The stamp test for rock drillability classification. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 26, 37-44.
- WILD, H.W. (1984): Sprengtechnik in Bergbau, Tunnel- und Stollenbau sowie in Tagebauen und Steinbrüchen. - Essen (Glückauf).
- WOSZIDLO, H. (1989): Untersuchungen an Festgesteinen mit dem Prallhammer nach Schmidt. - Ber. 7. Nat. Tag. Ing-Geol., Bensheim, 287-294.

10 Anhang

10.1 Zusammenfassung der Ergebnisse (alle untersuchten Gesteine)

Michaelstunnel	Legende	Standzeit	COP1440	COP1238	ÄQu	Wz	UCS	E	SPZ	Z	pN	D
Grund- und Deckgebirge	1	m/Krone	m/min	m/min	%	kJ/m³	MPa	GPa	MPa	-	%	g/cm³
Porphyr-Fanglomerat	11	750		1,2	70		121		14,7	8,2		2,55
Porphyr-Fanglomerat (2)	12	810		1,3	50		100		9,8	10,2		2,50
Quarzit-Konglomerat	13	480		1,0	85		148		10,3	14,6		2,61
Arkose-Sandsteine	14	2130		2,8	43		32		3,9	8,2	6	2,49
Tonschluffsteine	15			4,1			10		2,0	5,0		2,29
Biotitgranit	16	1450		2,0	33		45		3,8	11,8	5	2,55
Biotitgranit (2)	17	1230		1,8	50		64		4,6	13,9	0,8	2,63
Quarz-Chlorit-Schiefer	18	1100		2,2	31		65		3,8	17,1		2,70
Chlorit-Serizit-Augengneis (1)	19	930		1,8	48		76		6,3	12,1		2,55
C-S-Augengneis (1), zersetzt	110	1440		2,3	36		38		4,1	9,3		2,49
Serizit-Chlorit-Augengneis (2)	111	1010		1,9	40		70		5,0	14,0		2,58
Serizit-Chlorit-Augengneis (3)	112	1020		1,9	44		55		4,6	12,0		2,61
Glimmerschiefer	113	1120		2,1	46		74		8,2	9,0		2,72
Quarz-Chlorit-Glimmerschiefer	114	860		1,9	76		83		7,6	10,9		2,69
Quarz-(Feldspat)-Ganggesteine	115	300		0,6	95		199		9,1	22,0		2,63
Grünschiefer	116	1060		1,8	37		71		5,9	12,0		2,69
Altenbergtunnel	Legende	Standzeit	COP1440	COP1238	ÄQu	Wz	UCS	E	SPZ	Z	pN	D
Oberrotliegendes	2	m/Krone	m/min	m/min	%	kJ/m³	MPa	GPa	MPa	-	%	g/cm³
Quarzit-Fanglomerat, kieselig	21	108		0,5	98		176					
Quarzit-Fanglomerat	22	480		1,3	69	245	80	32	12,7	6,3		2,40
Fanglomerat, verwittert	23	840		1,8	32		55					
Inntaltunnel	Legende	Standzeit	COP1440	COP1238	ÄQu	Wz	UCS	E	SPZ	Z	pN	D
Innsbrucker Quarzphyllit	3	m/Krone	m/min	m/min	%	kJ/m³	MPa	GPa	MPa	-	%	g/cm³
Serizit-Chlorit-Gneise	31	530	2,2		58	134	68	26	10,0	6,7		2,69
Serizit-Chlorit-Phyllite	32	900	2,9		45	76	25	15	3,0	5,0		2,69
Quarzphyllite	33	745	2,6		49	114	32	18	6,3	5,4		2,75
Karbonat-Quarzphyllite	34	975	2,6		35	114	32	18	6,3	5,4		2,75
Kalkphyllite	35	1030	2,0		35	211	85	34	8,6	9,9		2,73
Quarzmarmore	36	1240	3,5		22	58	73	53	4,1	18,0		2,86
Marmore	37	1635	3,5		10	49	76	59	3,4	19,0		2,86
Schönraintunnel	Legende	Standzeit	COP1440	COP1238	ÄQu	Wz	UCS	E	SPZ	Z	pN	D
Mittlerer/Oberer Buntsandstein	4	m/Krone	m/min	m/min	%	kJ/m³	MPa	GPa	MPa	-	%	g/cm³
Sandstein, sehr hart, quarzitisch	41	325	2,3	1,6	89	182	113	35	11,1	10,2	2	2,57
Sandstein, hart, quarzitisch	42	748	2,8	1,9	86	115	78	27	7,9	9,9	7	2,47
Sandstein, fest, porös	43	868	3,1	2,1	82	86	43	11	4,9	8,8	11	2,36
Sandstein, mürbe	44	1035	3,7	2,5	76	27	20	7,5	3,9	5,1	15	2,25
Sandstein, defekt	45	1670	4,3	2,8	66	7,2	4,6	2,2	0,9	5,1	21	2,10
Tonschluffsteine	46	1525	5,0	3,3	16	2,0	3,0	6,8	0,6	5,0	25	2,00
Rammersbergtunnel	Legende	Standzeit	COP1440	COP1238	ÄQu	Wz	UCS	E	SPZ	Z	pN	D
Unterer Muschelkalk	5	m/Krone	m/min	m/min	%	kJ/m³	MPa	GPa	MPa	-	%	g/cm³
Kalkstein, sehr hart	51	2445		1,6	4	202	115	39	9,9	11,6		2,69
Kalkstein, hart	52	1980		2,0	5	103	71	29	5,7	12,4		2,68
Kalkstein, tonig	53	1980		2,4	6	55	53	26	5,3	10,0	7,5	2,50
Kalkmergelstein	54	1650		3,0	7	19,1	28	20	2,5	11,0	20	2,30
Achbergtunnel	Legende	Standzeit	COP1440	COP1238	ÄQu	Wz	UCS	E	SPZ	Z	pN	D
Alpine Schichtfolge	6	m/Krone	m/min	m/min	%	kJ/m³	MPa	GPa	MPa	-	%	g/cm³
Mergelstein, sandig	61	960	2,8		19		15		1,5	10,0	13	2,30
Dolomit, verkieselt	62	1525	2,2		15	299	138	42	10,3	13,4		2,75
Dolomit	63		2,8		8	129	61	31	4,7	12,9		2,66
Sandsteine	64	440	2,5		88	209	58	17	10,3	5,7	2	2,49
Sandstein-Tonschluffstein-W.	65	835	3,3		70	62	32	13	7,0	4,6	(5-)25	2,30
Anhydrit (Gestein)	66		2,3		9	245	70	20	9,3	3,1		2,45
Anhydrit/Ton/Schluff/Sandsteine	66	560	2,9		63							
Störungzone	-	520										5
Lockergesteinsstrecke	-	525										
Lärchbergtunnel	Legende	Standzeit	COP1440	COP1238	ÄQu	Wz	UCS	E	SPZ	Z	pN	D
Alpine Schichtfolge	7	m/Krone	m/min	m/min	%	kJ/m³	MPa	GPa	MPa	-	%	g/cm³
Kalkstein	71	2200	3,0	1,6	7	130	78	35	12,9	6,0		2,62

10.2 Zusammenfassung der Ergebnisse (Sandsteine, Biotitgranit, Innsbrucker Quarzphyllit)

Sandsteine	Legende	Standzeit	COP1440	Abw.	COP1238	Abw.	ÄQu	Wz	UCS	SPZ	pN	D
Sandstein, sehr hart, quarzitisch	41	325	2,3	0,22	1,6	0,17	89	182	113	11,1	3	2,57
Sandstein, hart, quarzitisch	42	748	2,8	0,28	1,9	0,20	86	115	78	7,9	7	2,47
Sandstein, fest, porös	43	868	3,1	0,32	2,1	0,22	82	86	43	4,9	11	2,36
Sandstein, mürbe	44	1030	3,7	0,38	2,5	0,28	76	27	20	3,9	15	2,25
Sandstein, defekt	45	1670	4,3	0,44	2,8	0,30	66	7,0	4,6	0,9	21	2,10
Tonschluffsteine	46	1525	5,0	0,51	3,3	0,37	16	2,0	3,0	0,6	25	2,00
Sandsteine	64	440	2,5	0,24			88	209	58,2	10,3	6	2,49
Sandstein-Tonschluffstein-W.	65	835	3,3	0,32			70	62	32,2	7,0	13	2,30

Biotitgranit	(Z-Grad)	Standzeit			COP1238	Abw.	ÄQu		UCS	Abw.	pN	D
Granit, beginnende Zersetzung	2	750			1,3	0,30	50		114	17,1	0,8	2,63
Granit, leicht zersetzt	3	1230			2,0	0,40	42		70	13,5	3,4	2,56
Granit, mittelstark zersetzt	4	1450			2,7	0,25	33		44	10,0	5,7	2,5
Granit, stark zersetzt	5	1760			3,0	0,30	23		27	11,0	8,3	2,43

Innsbrucker Quarzphyllit	Minimum	Mittel	Maximum
Standzeit	m/Krone	m/Krone	m/Krone
(durchschnittlich)	500	900	1200
Bohrgeschwindigkeit	m/min	m/min	m/min
parallel	1,8	2,9	4,6
rechtwinklig	2,1	4,1	4,9
Zerstörungsarbeit	kJ/m ³	kJ/m ³	kJ/m ³
parallel	12	114	227
rechtwinklig	10	81	176
einaxiale Druckfestigkeit	MPa	MPa	MPa
parallel	20	32	43
rechtwinklig	22	40	74
Elastizitätsmodul	GPa	GPa	GPa
parallel	9,8	18,4	34,8
rechtwinklig	10,5	20,7	31,7
Spaltzugfestigkeit	MPa	MPa	MPa
parallel	3,2	6,3	12
rechtwinklig	0,9	2,3	5,5
Zähigkeit	-	-	-
parallel	3,8	5,4	9,1
rechtwinklig	12	17	26

Legende zu den Spalten:

Standzeit/Lebensdauer einer Krone	Standzeit	m/Krone
Bohrgeschwindigkeit	COP1238 COP1440	m/min m/min
Standardabweichung	Abw.	+/-
Äquivalenter Quarzanteil	ÄQu	%
spezifische Zerstörungsarbeit	Wz	kJ/m ³
einaxiale Druckfestigkeit	UCS	MPa
Elastizitätsmodul	E	GPa
Spaltzugfestigkeit	SPZ	MPa
Zähigkeit = UCS/SPZ	Z	MPa/MPa
Porenvolumen	pN	%
Trockenrohichte	D	g/cm ³

COP 1440	Atlas Copco 20 kW - Bohrhammer
COP 1238	Atlas Copco 15 kW - Bohrhammer
Z-Grad	Hydrothormaler Zersetzungsgrad in Anlehnung an die Einteilung der Verwitterungsgrade der ISRM (1978: 347) und IAEG (1981: 244) ergänzt durch Spaun (unveröffentlicht)

10.3 Legende der untersuchten Gesteine

1	Michaelstunnel	geologische Bezeichnung
11	Porphyr-Fanglomerat	Fanglomerat Typ 1 (Oberrotliegend 1)
12	Porphyr-Fanglomerat (2)	Fanglomerat Typ 2 (Oberrotliegend 1)
13	Quarzit-Konglomerat	Quarzit-Konglomerat (Oberrotliegend 2)
14	Arkose-Sandsteine	Sandsteine (Oberkarbon)
15	Tonschluffsteine	Sandstein-Tonschluffstein-Wechselfolge (Oberkarbon)
16	Biotitgranit	Friesenberggranit
17	Biotitgranit (2)	Friesenberg-Übergangsgranit (bereits deformiert)
18	Quarz-Chlorit-Schiefer	Ultramylonit (variszische Störungszone)
19	Chlorit-Serizit-Augengneis (1)	deformierter porphyrischer Granit (Typ 1)
110	C-S-Augengneis (1), zersetzt	deformierter porphyrischer Granit (Typ 1)
111	Serizit-Chlorit-Augengneis (2)	deformierter porphyrischer Granit (Typ 2)
112	Serizit-Chlorit-Augengneis (3)	deformierter porphyrischer Granit (Typ 3)
113	Biotit-Glimmerschiefer	Glimmerschiefer
114	Quarz-Chlorit-Glimmerschiefer	Basische Serie (mit Gängen)
115	Quarz-Feldspat-Ganggesteine	aplitische Gänge in Basischer Serie
116	Grünschiefer	Basische Serie
2	Altenbergtunnel	
21	Quarzit-Fanglomerat, kieselig	Waderner Schichten (Oberrotliegendes, Perm)
22	Quarzit-Fanglomerat, verwittert	Waderner Schichten (Oberrotliegendes, Perm)
23	Quarzit-Fanglomerat, stark verwittert	Waderner Schichten (Oberrotliegendes, Perm)
3	Innaltunnel	
31	Serizit-Chlorit-Gneise	Schiefergneis (Quarzphyllit-Grünschiefer-Serie)
32	Serizit-Chlorit-Phyllite	Phyllit (Quarzphyllit-Grünschiefer-Serie)
33	Quarzphyllite	Quarzphyllit (Quarzphyllit-Grünschiefer-Serie)
34	Karbonat-Quarzphyllite	Karbonat-Quarzphyllit (Karbonat-Phyllit-Serie)
35	Karbonat-Phyllite	Kalkphyllit (Karbonat-Phyllit-Serie)
36	Quarzmarmore	unreine Quarzmarmore (Karbonat-Phyllit-Serie)
37	Marmore	Dolomitmarmore (Karbonat-Phyllit-Serie)
4	Schönraintunnel	
41	Sandstein, sehr hart, quarzitisches	Volpriehausen- Sandstein (smV, s, Mittlerer Buntsandstein)
42	Sandstein, hart, quarzitisches	Volpriehausen- Sandstein in Sandstein-Tonschluffstein-Wechselfolge (smV, st, Mittlerer Buntsandstein)
43	Sandstein, fest, porös	Detfurth-Sandstein (smD, s, Mittlerer Buntsandstein)
44	Sandstein, mürbe	Detfurth-Sandstein in Sandstein-Tonschluffstein-Wechselfolge (smD, st, Mittlerer Buntsandstein)
45	Sandstein, defekt	Solling-Sandstein (smS, s, Mittlerer Buntsandstein)
46	Tonschluffsteine	Obere Röttone (soT, Oberer Buntsandstein)
5	Rammersbergtunnel	
51	Kalkstein, sehr hart	Wellenkalk (mu, Unterer Muschelkalk)
52	Kalkstein, hart	Wellenkalk (mu, Unterer Muschelkalk)
53	Kalkstein, tonig	Wellenkalk (mu, Unterer Muschelkalk)
54	Kalkmergelstein	Wellenkalk (mu, Unterer Muschelkalk)
6	Achbergtunnel	
61	Mergelstein	Schrambachmergel (Neokom/Kreide)
62	Dolomit, kieselig	Hallstätter Dolomit (Karn-Nor/Trias)
63	Dolomit	Hallstätter Dolomit (Karn-Nor/Trias)
64	Sandsteine	Werfener Schichten (Skyth/Trias)
65	Sandst.-Tonschluffst.Wechselfolge	Werfener Schichten (Skyth/Trias)
66	Anhydrit	Werfener Schichten (Skyth/Trias)
7	Lärchbergtunnel	
71	Kalkstein	Lärchbergkalk (Neokom/Kreide)

Münchener Geologische Hefte (Reihe A: Allgemeine Geologie)

- Heft 1 SCHENK, P. (1990): Mikrothermometrische, gefügekundliche und geochemische Untersuchungen zur Genese der Scheelitlagerstätte Felbertal/Ostalpen.- 198 S., 60 Abb., 2 Tab. DM 34.00
- Heft 2 FRITZER, T. (1991): Das Guacui-Lineament und die orogene Entwicklung des zentralen Ribeira-Belts (Espírito Santo, Brasilien).- 196 S., 85 Abb., 4 Tab. DM 29.60
- Heft 3 SIMPER, M. A. (1991): Die Naturwerksteine Nordrhein-Westfalens und Verwitterungserscheinungen historischer Bausteine am Beispiel dortiger Grabdenkmäler.- 227 S., 72 Abb., 39 Tab., 4 Taf. DM 40.10
- Heft 4 SÖLLNER, F., LAMMERER, B. & WEBER-DIEFENBACH, K. (1991): Die Krustenentwicklung in der Küstenregion nördlich von Rio de Janeiro/Brasilien - Altersbestimmungen (U-Pb an Zirkon und Rb-Sr an Gesteinen) an hochdruck- und -temperaturfaziellen Gesteinen des Ribeira Mobile Belt und des Sao Francisco Kratons (Espírito Santo/Minas Gerais).- 100 S., 42 Abb., 4 Tab. DM 20.80
- Heft 5 BURKHARDT, K. (1991): Petrographische und geochemische Untersuchungen an etruskischer Bucchero-Keramik von den Fundorten Chiusi, Orvieto, Vulci, Tarquinia, Allumiere, Tolfa, Cerveteri, Ceri, Veji und Rom.- 231 S., 65 Abb., 56 Taf. vergriffen
- Heft 6 LEHRBERGER, G. (1992): Metallogene von Antimonit-Gold-Lagerstätten in marinen Sedimenten der Ostkordillere Boliviens.- 204 S., 82 Abb., 15 Tab. DM 32.00
- Heft 7 LOSKE, W.P. (1992): Sedimentologie, Herkunft und geotektonische Entwicklung paläozoischer Gesteine der Präkordillere West-Argentiniens.- 155 S., 72 Abb., 13 Tab. DM 27.30
- Heft 8 HATZL, T. (1992): Die Genese der Karbonatit- und Alkalivulkanit- assoziierten Fluorit-Baryt-Bastnäsit-Vererzung bei Kizilcaören (Türkei).- 271 S., 111 Abb., 60 Tab. DM 44.60
- Heft 9 MANNHEIM, R. (1993): Genese der Vulkanite und Subvulkanite des altpaläozoischen Famatina-Systems, NW-Argentinien, und seine geodynamische Entwicklung.- 140 S., 66 Abb., 13 Tab. DM 24.60
- Heft 10 HECHT, L. (1993): Die Glimmer als Indikatoren für die magmatische und postmagmatische Entwicklung der Granite des Fichtelgebirges (NE-Bayern).- 221 S., 73 Abb., 17 Tab. DM 48.10
- Heft 11 GEIGER, A. (1993): Die Geologie des Steinbruchreviers von Cachoeiro de Itapemirim (südliches Espírito Santo, Brasilien).- 217 S., 113 Abb., 49 Tab., 4 Taf. DM 32.00
- Heft 12 KUPFERSCHIED, M.P. (1994): Geologische Untersuchungen im Tauernfenster zwischen Hollersbachtal und Krimmler Achenal: Petrographie, Strukturgeologie, Lithostratigraphie und Geobarometrie.- 160 S., 74 Abb., 2 Tab. DM 30.00
- Heft 13 FREI, M. (1994): Differenzierung und Analyse eozäner Karbonate der Ostwüste Ägyptens mit Hilfe fernerkundlicher Methoden.- 239 S., 66 Abb., 6 Tab. DM 74.00
- Heft 14 TEUPPENHAYN, J. P.(1994): Der spätpräkambrische Granit-Pegmatit-Komplex bei Perus und umliegende Granitoidkörper im Bundesstaat Sao Paulo/SE-Brasilien: Geologische, petrographische, geochemische und mineralchemische Untersuchungen unter zusätzlicher Beachtung akzessorischer Zirkone.- 360 S., 112 Abb., 40 Tab. DM 110.00
- Heft 15 EICHHORN, R. (1995): Isotopengeochemische und geochronologische Untersuchungen an Gesteinen und Mineralen der Scheelit-Lagerstätte Felbertal (Land Salzburg, Österreich).- 78 S., 21 Abb., 2 Tab., 2 Taf. DM 21.00
- Heft A16 WEVER, T. (1996) Geowissenschaftliche Evaluierung mehrfrequenter, polarmetrischer SAR-Daten der MAC-Europa Kampagne.- 114 S., 53 Abb., 37 Tab. DM 27.00
- Heft A17 TÖPFNER, C. (1996): Brasiliano-Granitoide in den Bundesstaaten São Paulo und Minas Gerais, Brasilien - Eine vergleichende Studie. Zirkontypologie, U-(Th)-Pb- und Rb-Sr-Altersbestimmungen. - 258 S., 49 Abb., 27 Tab., 4 Taf. DM 41.00
- Heft A18 NEUGEBAUER, H. (1996): Die Mylonite von Fiambalá - Strukturgeologische und petrographische Untersuchungen an der Ostgrenze des Famatina-Systems, Sierra de Fiambalá, NW-Argentinien.- 126 S., 56 Abb., 3 Tab. DM 30.00

Heft A19 ACEÑOLAZA; F.G., MILLER; H. & TOSELLI; A. (eds.) (1996): Geología del Sistema de Famatina.-
410 S., 193 Abb., 26 Tab. DM 60.00

Heft A20 NEUMEIER, G. (1996): Geochemie und Petrologie alkalibasaltischer Vulkanite aus dem bayerischen Teil
der Rhön und benachbarter Bundesländer (Hessen Thüringen).-
126 S., 56 Abb., 3 Tab. DM 22.00

zu beziehen bei:

Institut für Allgemeine und Angewandte Geologie
Ludwig-Maximilians-Universität München
Luisenstr. 37
D-80333 München, Germany

Münchner Geologische Hefte (Reihe B: Angewandte Geologie)

- Heft B1 THURO, K. (1996): Bohrbarkeit beim konventionellen Sprengvortrieb. Geologisch-felsmechanische Untersuchungen anhand sieben ausgewählter Tunnelprojekte. – XII + 145 S., 115 Abb., 39 Tab.
DM 50.00
- Heft B2 KELLERBAUER, S. (1996): Zur Geologie und Geomechanik der Salzlagerstätte Berchtesgaden.-. – XII + 101 S., 56 Abb., 11 Tab., 2 Beil.
DM 50.00
- Heft B3 BAHR, T. (1997): Hydrogeologische Untersuchungen im Skeiðarársandur (Südisland). – XIV + 142 S., 67 Abb., 7 Tab.
DM 45.00
- Heft B4 MIKULLA, C. (1998): Hydrogeologisches Modell des quartären Hauptgrundwasserleiters auf Kartenblatt 7940 Obing.
DM 65.00

In Vorbereitung:

- Heft B5 DAUT, G. (1998): Subäquatiscche Massenbewegungen im Starnberger See und im Tegernsee. Geophysikalische, sedimentologische und bodenmechanische Untersuchungen.
- Heft B6 RICHARDSON, S. (1998): Bestimmung der Luftdurchlässigkeit der ungesättigten Zone mit Hilfe von Kohlenmonoxid.
- Heft B7 THURO, K., LOKAU, K., DEFFNER, F. & PLINNINGER, R.J. (Hrsg., 1998): Festschrift Prof. Georg Spaun zum 60. Geburtstag.

zu beziehen bei:

Lehrstuhl für Allgemeine, Angewandte und Ingenieur-Geologie
Technische Universität München
Lichtenbergstraße 4
D-85747 Garching b. München, Germany

bzw. bei:

Institut für Allgemeine und Angewandte Geologie
Abt. Hydrogeologie
Ludwig-Maximilians-Universität München
Luisenstr. 37
D-80333 München, Germany

Als Teildisziplinen der Geologie stellen die Hydrogeologie und die Ingenieurgeologie in zunehmendem Maße eigenständige Fachgebiete dar. Dieser Entwicklung soll die vorliegende Reihe B der Münchner Geologischen Hefte Rechnung tragen, indem praxisorientierte und umweltrelevante Arbeiten aus den beiden Geologischen Instituten der Technischen Universität München und der Ludwig-Maximilians-Universität München in einer gemeinsamen Schriftenreihe erscheinen.

Diese Reihe B bietet ein Forum für Forschungsergebnisse, Dissertationen und ausgewählte Diplomarbeiten. Durch die Form der Monographien und Themenbände ist eine raschere und umfangreichere Veröffentlichung als in den meisten internationalen und nationalen Fachzeitschriften möglich.