

**Untersuchung von Einflussfaktoren zur
Ortsbruststabilität und
Vortriebsgeschwindigkeit beim Tunnelbau im
Rheinischen Schiefergebirge**

**Dissertation
zur Erlangung des akademischen Grades
"Doktor der Naturwissenschaften - Dr. rer. nat."**

**am Fachbereich Geowissenschaften
der Johannes-Gutenberg-Universität
in Mainz**

vorgelegt von

Dipl.-Geol. Manfred Kühne

geb. am 22.12.1963 in Bochum

Mainz, den 10.11.2003

Dekan

Erstberichterstatter

Zweitberichterstatter

Tag der mündlichen Prüfung

11.12.2003



"Der Ingenieur vor seinem Bauwerk" aus DUDDECK 1990

"Die Kunst von Prognosen und Planung besteht darin, den Schwierigkeiten der Ausführung zuvorzukommen."

Geändert nach Marquis de Vauvenargues

Zusammenfassung

Der ca. 1.555 m lange Tunnel Fernthal wurde von 1998 bis 2000 im Zuge der Bundesbahn-Neubaustrecke Köln – Rhein/Main erstellt. Der Tunnel durchquert devonische Schichten des Rechtsrheinischen Schiefergebirges. Die Ton- und Sandsteine sind tiefgründig verwittert, intensiv verfaltet mit wechselnden Vergenzen der Faltenschenkel und zudem stark durch Trennflächen zerlegt.

Beim Auffahren des Tunnel Fernthal sind Phänomene in Bezug auf die Wechselwirkung zwischen dem Grundwasser und dem Tunnel sowie dem Fels und dem Tunnel beobachtet worden, die vom Verfasser der vorliegenden Arbeit im Nachgang der Baumaßnahme vertieft ausgewertet und interpretiert werden.

Innerhalb von zwanzig strukturgeologischen Homogenbereichen wurden die geotechnisch und strukturgeologisch bestimmenden Einflussfaktoren (z.B. ungünstig zum Hohlraum einfallende Schichtung oder Querklüftung mit hohem Durchtrennungsgrad) im Hinblick auf Ihre Auswirkung auf die Sicherung der Ortsbrust und damit die Vortriebsgeschwindigkeit quantifiziert. Über das Produkt der den Vortrieb bestimmenden Einzelfaktoren wurde für den jeweiligen Homogenbereich ein Gesamteinflussfaktor errechnet.

Aus dem neu eingeführten Gesamteinflussfaktors f_n _{gesamt} lassen sich dabei Empfehlungen über die notwendigen Sicherungsmaßnahmen im Bereich der Ortsbrust ableiten und Einteilungen in Ausbruchsklassen vornehmen.

Über die Bewertungsmatrix und den sich daraus ergebenden Gesamteinflussfaktor können reduzierte Vortriebsgeschwindigkeiten ausgehend von einer "idealen" Vortriebsgeschwindigkeit näherungsweise errechnet werden. Mithilfe der Bewertungsmatrix lässt sich die bautechnischen Eigenschaften des Gebirges besser bewerten. So zeigt sich im Rahmen dieser Arbeit deutlich, dass es bei einem vergentem Faltengebirge günstiger ist, den Tunnel gegen die Vergenz von Faltenschenkeln aufzufahren. Somit können schon im Vorfeld einer Tunnelbaumaßnahme verschiedene Vortriebs-schemata durchgerechnet werden. Neben der besseren Prognose von notwendigen Sicherungsmaßnahmen kann durch den Zeitgewinn auch ein finanzieller Vorteil für die Beteiligten entstehen.

Die Entwicklung einer Bewertungsmatrix und die Einführung eines Gesamteinflussfaktors ist für die Beurteilung und Prognose von Sicherungsmaßnahmen im Ortsbrustbereich und Vortriebsgeschwindigkeiten bislang ein Novum. Die Anwendung ist zunächst auf vergleichbares trennflächendominiertes Gebirge beschränkt. Ein Versuch, auch andere Tunnelbauvorhaben mithilfe der Bewertungsmatrix zu untersuchen, kann aufgrund der fehlenden Daten nur eingeschränkt gemacht werden. Eine Weiterentwicklung der Idee ist sicherlich sinnvoll.

Weiterhin hat sich bei der Untersuchung der hydrogeologischen Versuche und der Dokumentationen von Wasserandrang und Reichweite gezeigt, dass der devonische Kluffgrundwasserleiter näherungsweise durch ein Zweikontinuum-Modell beschrieben werden kann. Das gut durchlässige Grobkluftsystem weist auch in Tiefen von bis zu 65 m u. GOK noch signifikante Durchlässigkeiten auf. Das Feinkluftsystem hingegen weist eine höhere Speicherfähigkeit auf und führt bei einem Tunnelvortrieb zu einem nicht vernachlässigbaren Dauerwasserandrang. Die Abschätzung des Wasserandranges für den instationären Fall lässt sich durch die Formel nach GOODMAN et al. (1965), die beide Kontinua berücksichtigt, näherungsweise durchführen. Sowohl für die Bestimmung der Durchlässigkeiten als auch die Berechnung des Wasserandranges können durch die vorliegende Arbeit die Prognosen im Vorfeld von künftigen Tunnelbaumaßnahmen im devonischen Schiefergebirge verbessert werden. Einwirkungen des Tunnelbaus auf den Kluffgrundwasserkörper (z.B. Absenkungsreichweiten) sowie Behinderungen des Tunnelvortriebes durch Grundwasserzufluss können somit besser abgeschätzt werden.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit wurde im Zuge einer externen Promotion im Fachbereich Geowissenschaften an der Johannes-Gutenberg-Universität Mainz angefertigt. Herrn Professor K. und Herrn Professor SCH. danke ich für die Bereitschaft, einem voll in der Praxis stehenden Geologen Erfahrungen, die in einer sehr interessanten Tunnelbaumaßnahme gewonnen wurden, vertieft ausgewertet zu veröffentlichen.

Der Tunnel Fernthal hat in seinem Verlauf im grundwassererfülltem devonischen Gebirge die teilweise undichte Kreismülldeponie Fernthal unterquert. Das vom Bauherren gewählte Vortriebskonzept mit einem vorausseilenden Drainagestollen und die durch die Genehmigungsbehörden geforderte außergewöhnlich intensive Dokumentation der geotechnischen und hydrogeologischen Eigenschaften und Veränderungen des Gebirges hat dazu geführt, dass eine einmalige Datenbasis entstanden ist. Da im Zuge der eigentlichen Baumaßnahme nur das Notwendigste der Daten verwendet wurde, hat sich eine weitergehende Auswertung förmlich angeboten.

Der Schwerpunkt der Bearbeitung lag dabei auf der Überlegung, für die Beurteilung der Standsicherheit der Ortsbrust Verfahren zu entwickeln, die basierend auf der Auswertung der strukturgeologischen und geotechnischen Einflussfaktoren eine bessere Prognose und eine Erhöhung der Sicherheit im Vortrieb ermöglichen. Nach knapp 15 Jahren Berufspraxis ist es dem Verfasser nach wie vor unverständlich, wie für die Statik der Tunnelschale mit hohem technischen Aufwand umfangreichste Berechnungen und Modellierungen durchgeführt werden, die Standsicherheit des am meisten gefährdeten Bereiches, nämlich der Ortsbrust, jedoch (ein wenig übertrieben ausgedrückt) lediglich über das bloße "Handauflegen" beim Vortrieb beurteilt wird.

Der Deutschen Bahn AG und der Baufirma ATAC (Arbeitsgemeinschaft Tunnelbau Los A und C) danke ich für die Erlaubnis, die Daten von der Erstellung Ihres Bauwerkes zu veröffentlichen.

Herrn Dipl.-Geol. Ulrich N. und Herrn Dipl.-Geol. Oliver K. sei für die hervorragende und freundschaftliche Zusammenarbeit während der Baumaßnahme und der Entwicklung des Tunnelband-Programms TuBaGramm und LaKuGramm gedankt.

Meiner lieben Frau Heike und meinen süßen beiden Töchtern Laura und Anna gilt mein größter Dank für das Verständnis, über mehrere Jahre einen gestressten Ehemann und Vater gehabt zu haben, der neben einem intensiven Beruf abends, am Wochenende und in den Ferien ein Großteil seiner Zeit mit der Auswertung und Erstellung dieser Arbeit verbracht hat.

Inhaltsverzeichnis

ZUSAMMENFASSUNG	I
VORWORT.....	I
INHALTSVERZEICHNIS	II
ANLAGENVERZEICHNIS	IV
ANHANGSVERZEICHNIS.....	IV
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	V
TABELLENVERZEICHNIS	IX
ABKÜRZUNGEN	X
1 EINLEITUNG	1
1.1 ANFORDERUNGEN AN DIE AUFFAHRUNG EINES TUNNELBAUWERKES	1
1.2 WECHSELWIRKUNG GRUNDWASSER / TUNNEL.....	3
1.3 WECHSELWIRKUNG FELS / TUNNEL.....	6
1.4 ZIELSETZUNG UND GLIEDERUNG DER ARBEIT	8
2 GEFÜGEELEMENTE IM FELS.....	10
2.1 TRENNFLÄCHENGEFÜGE	10
2.2 FALTENGEFÜGE.....	13
2.3 TRENNFLÄCHEN IN GEFALTETEM GEBIRGE.....	15
3 EINFLUSS DER TRENNFLÄCHEN AUF DIE STABILITÄT DES UNGESICHERTEN HOHLRAUMES	17
3.1 PRINZIPIELLE VERSAGENSMECHANISMEN	18
3.2 QUALITATIVE BESCHREIBUNG DES EINFLUSSES DER TRENNFLÄCHEN.....	21
3.2.1 Grundlagen	21
3.2.2 Deskriptive Gebirgsklassifikationen	22
3.2.3 Empirische Gebirgsklassifikationen	23
3.2.4 Ausbruchs- und Vortriebsklassifikationen	26
3.3 QUANTITATIVE BESCHREIBUNG DES EINFLUSSES DER TRENNFLÄCHEN.....	27
3.3.1 Graphische Verfahren.....	29
3.3.2 Analytische Verfahren.....	29
3.3.3 Numerische Verfahren.....	33
4 BESCHREIBUNG DES UNTERSUCHUNGSRAUMES	35
4.1 PROJEKTBECHREIBUNG	35
4.2 GEOLOGIE DES UNTERSUCHUNGSRAUMES	40
4.2.1 Vorhandene Aufschlüsse und Dokumentationen.....	40
4.2.2 Geologischer Überblick.....	40

4.2.3	Lithologie und Verwitterung der devonischen Festgesteine	42
4.2.4	Tektonik und Trennflächen	45
4.3	HYDROGEOLOGISCHE VERHÄLTNISSE UND KENNWERTE	47
4.3.1	Allgemeine hydrogeologische Beschreibung	47
4.3.2	Hydrogeologisches Gebirgsmodell	49
4.3.3	Grundwasserstände und –fließrichtung	50
4.3.4	Hydraulische Kennwerte	51
4.3.5	Hydrochemische Verhältnisse	52
4.4	VERTIEFTE AUSWERTUNG DER HYDROGEOLOGISCHEN UNTERSUCHUNGEN	52
5	ERGEBNISSE VERTIEFTER STRUKTURGEOLOGISCHER UNTERSUCHUNGEN	53
5.1	DOKUMENTATION VON KOMPLEXEN STRUKTURGEOLOGISCHEN DATEN	53
5.2	MECHANISCH BESTIMMENDES TRENNFLÄCHENGEFÜGE	54
5.3	BILDUNG VON STRUKTURGEOLOGISCHEN HOMOGENBEREICHEN MIT ÄHNLICHEM MECHANISCHEN GEBIRGSVERHALTEN	58
5.4	ZUSAMMENFASSUNG DER VERTIEFTEN STRUKTURGEOLOGISCHEN UNTERSUCHUNGEN ...	77
6	VORTRIEBSGESCHWINDIGKEIT UND EINFLUSSFAKTOREN	79
6.1	VORTRIEBGESCHWINDIGKEITEN	79
6.2	EINFLUSSFAKTOREN FÜR DIE VORTRIEBSGESCHWINDIGKEIT	84
6.3	VALIDIERUNG DER EINFLUSSFAKTOREN	91
7	PROGNOSE DER STANDSICHERHEIT DER ORTSBRUST UND DER MÖGLICHEN VORTRIEBSGESCHWINDIGKEIT	93
7.1	PROGNOSE DER STANDSICHERHEIT UND DER NOTWENDIGEN SICHERUNGSMITTEL	93
7.2	PROGNOSE VON VORTRIEBSGESCHWINDIGKEITEN	96
7.3	EINFLUSS DER VORTRIEBSRICHTUNG AUF DIE VORTRIEBSGESCHWINDIGKEIT	98
7.3.1	Qualitative Beschreibung	98
7.3.2	Quantitative Beschreibung	100
7.4	ZUSAMMENFASSUNG DER VORANGEGANGENEN BETRACHTUNGEN	105
	LITERATURVERZEICHNIS	107

Anlagenverzeichnis

- Anlage 1: Übersicht über das Projektgebiet mit Eintragung der Tunneltrasse, der Deponieabschnitte, der Grundwassermessstellen und Quellen (Maßstab 1: 5.000)
- Anlage 2: Geotechnisches Tunnelband des Tunnel Fernthal
- Erläuterungen zur Anlage 2 (3 Seiten)
 - Anlage 2.1: Tunnel-m 0 bis 750
 - Anlage 2.2: Tunnel-m 750 bis 1.500
- Anlage 3: Detaillierte Bewertung des Gesamteinflussfaktors f_n _{gesamt} in den 20 strukturgeologischen Homogenbereichen des Tunnel Fernthal (20 Seiten)

Anhangsverzeichnis

- Anhang 1: Dokumentation der vertieften hydrogeologischen Untersuchungen
- A.1.1 Methoden zur Abschätzung der Einflüsse eines Tunnelbauwerkes auf das Grundwasser (10 Seiten)
 - A.1.2 Ergebnisse vertiefter hydrogeologischer Untersuchungen (27 Seiten)
- Anhang 2: Tabellarischer Lebenslauf (1 Seite)
- Anhang 3: Eidesstattliche Erklärung (1 Seite)

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Ausmaß der Behinderung durch Bergwasser – ausgedrückt in der Erhöhung der Dauer eines Arbeitszykluses – für gebräches Gebirge (obere Grafik) bzw. druckhaftes Gebirge (untere Grafik) (lt. ÖNORM B2203)	4
Abbildung 1-2: Sicherung es ausgebrochenen Hohlraumes früher (links: Alte Österreichische Tunnelbauweise am Beispiel des Semmering-Haupttunnels (aus RŽIHA 1874)) und heute (rechts: Neue Österreichische Tunnelbauweise am Beispiel des Tauerntunnel (aus MÜLLER 1978)) (arab. Zahlen = Ausbruchsschritte, röm. Zahlen = Ausbauelemente)	6
Abbildung 1-3: Räumliche Lastabtragung im Bereich der Tunnelortsbrust (aus WITKE, PIERAU & ERICHSEN 1997)	7
Abbildung 2-1: Darstellung der Merkmale von Bewegungsklüften (aus FECKER 1977)	11
Abbildung 2-2: Das "Fundamentale Klufsystem" und seine Übergänge zu anderen Klufsystemen (aus BOCK 1980)	13
Abbildung 2-3: Schematisierte Faltenformen und deren Genese (aus ASHGIREI 1963)	13
Abbildung 2-4: Blockdiagramm mit Darstellung einer Falte und dem Faltengefüge (aus ADLER ET AL. 1965)	14
Abbildung 2-5: Geometrisches Bezugssystem von Trennflächen in einem gefalteten Gebirge (aus MEYER & KRONBERG 1989)	15
Abbildung 2-6: Theoretische Spannungsverhältnisse bei der Entstehung von Klüften bestimmter Flächenlagen in Bezug auf eine Falte mit $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (aus MEYER & KRONBERG 1989)	16
Abbildung 3-1: Einfluss der Orientierung der Tunnelachse auf die Bildung von Gleitkeilen mit zwei Hauptklufscharen (nach HOEK & BROWN 1980)	17
Abbildung 3-2: Prinzipielle Versagensmechanismen von Klufkörpern (blau dargestellt) an der ungesicherten Ortsbrust in Abhängigkeit vom Einfallswinkel der Trennflächen bzw. deren Verschnittlinear (aus KÜHNE, NORTMEYER & KUNZ 2001a)	19
Abbildung 3-3: Prinzipielle Versagensmechanismen aus der ungesicherten Firste / Ulme in Abhängigkeit vom Einfallswinkel der Trennflächen sowie deren Sicherung durch Anker (aus MÜLLER 1978)	20
Abbildung 3-4: Definition des ebenen Durchtrennungsgrades κ_e nach PACHER (1959)	21
Abbildung 3-5: Standfestigkeitsgrade nach LAUFFER (aus MÜLLER 1978) in Abhängigkeit der Klüftigkeitsziffer k, des Durchtrennungsgrades κ sowie einem Faktor für die Gesteinsfestigkeit	22
Abbildung 3-6: Gebirgsklassifikation nach LAUFFER (1958) mit Angabe der Standfestigkeit (wirksame Stützweite sowie Standzeit des ungesicherten Hohlraumes ohne Sicherung) und der notwendigen Sicherungsmaßnahmen	23
Abbildung 3-7: Einsatz von Sicherungsmittel basierend auf dem Q-System nach BARTON, LIEN & LUNDE (1974 ergänzt von GRIMSTAD & BARTON 1993)	24
Abbildung 3-8: Beispielhafte Einteilung der Tunnelvortriebe der NBS Köln – Rhein/Main in projektbezogene Ausbruchklassen nach DIN 18312 (aus BELTER, WITKE & PIERAU 2002)	27

Abbildung 3-9: Modellhafte Trennflächensysteme für das Rheinische Schiefergebirge im Zuge der Tunnelvortriebe der NBS Köln – Rhein/Main (aus WBI 1995).....	28
Abbildung 3-10: Graphische Methoden zur Ermittlung von günstigen Ankerrichtungen in Bezug auf die Trennflächengeometrie (aus JOHN & DEUTSCH 1974).....	29
Abbildung 3-11: Analytische Berechnung der Ortsbruststabilität (aus LI 1998).....	32
Abbildung 3-12: Einfluss der Scherfestigkeit von Trennflächen auf die Stabilität der Ortsbrust (aus WITTKE, PIERAU & ERICHSEN 2002).....	34
Abbildung 4-1: Topographische Karte mit der Lage des Projektgebietes und dem Tunnel Fernthal (ovaler Kreis) im Verlauf der Bundesbahn-Neubaustrecke Köln – Rhein/Main (M = ca. 1:250.000)	36
Abbildung 4-2: Konzept zur vorauseilenden Entwässerung des Bereiches unter der Deponie Fernthal durch einen Drainagestollen (Konzept der "Sanierungsorientierten Wasserhaltung" aus DB 2000).....	38
Abbildung 4-3: Blick auf das Nordportal des Tunnel Fernthal. Zu erkennen sind die Baustelleneinrichtungsfläche und der Anschlag des bergmännischen Tunnels im Vordergrund sowie der zu unterquerende Höhenzug mit der Basaltkuppe und der Deponie	38
Abbildung 4-4: Schematischer Längsschnitt des Zentralbereiches des Tunnel Fernthal	39
Abbildung 4-5: Typische geologische Verhältnisse im Vortrieb	44
Abbildung 4-6: Geologisch-tektonische Übersichtskarte des zentralen Rechtsrheinischen Schiefergebirges mit Lage des Projektgebietes (Kästchen in der Mitte der Abbildung) (ergänzt nach MEYER 1994)	45
Abbildung 4-7: Lageplan mit Darstellung der wesentlichen Quellen ("Qu"), der oberirdischen Wasserscheiden (orange Linien) und der großräumigen oberflächigen Abstromrichtungen (orange Pfeile) (Plangrundlage aus DMT/IHS 1999a) ...	48
Abbildung 4-8: Schematischer Grundwassergleichenplan im Projektgebiet vor Beginn der Baumassnahme (Messzeitraum 9. bis 14. Oktober 1998) (aus IHS 1998)...	51
Abbildung 5-1: Gleitkeile durch den Verschnitt von dickbankiger Schichtung und Querklüften (mit Ortsbrustankern).....	54
Abbildung 5-2: Engständige Schieferung in den Tonsteinen mit ungünstigem Einfallen zum Hohlraum	55
Abbildung 5-3: Dominante Längs- und Querklüftung in einem schwach verwitterten Tonsteinen	56
Abbildung 5-4: Störungszone in einem stark verwitterten bis entfestigten Tonstein.....	57
Abbildung 5-5: Schematische Darstellung der vier Vortriebe beim Auffahren des Tunnel Fernthal.....	58
Abbildung 5-6: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 1	59
Abbildung 5-7: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 2	60
Abbildung 5-8: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 3	61
Abbildung 5-9: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 4	62
Abbildung 5-10: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 5	63
Abbildung 5-11: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 6	64

Abbildung 5-12: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 7	65
Abbildung 5-13: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 8	66
Abbildung 5-14: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 9	67
Abbildung 5-15: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 10	68
Abbildung 5-16: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 11	69
Abbildung 5-17: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 12	69
Abbildung 5-18: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 13	70
Abbildung 5-19: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 14	71
Abbildung 5-20: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 15	72
Abbildung 5-21: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 16	73
Abbildung 5-22: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 17	74
Abbildung 5-23: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 18	74
Abbildung 5-24: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 19	75
Abbildung 5-25: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 20	76
Abbildung 6-1: Vortriebsgeschwindigkeiten in Meter pro Arbeitstag (m/AT) gemäß Sollvorgabe (m/AT Soll) und tatsächlich erreichter Vortriebsgeschwindigkeit (m/AT Ist)	79
Abbildung 6-2: Vortriebsgeschwindigkeiten beim Vortrieb Tunnel Fernthal Nord (Tunnel-m 80 bis 480) in Meter pro Arbeitstag	80
Abbildung 6-3: Vortriebsgeschwindigkeiten beim Vortrieb Tunnel Fernthal Mitte Nord (Tunnel-m 955 bis 480) in Meter pro Arbeitstag	81
Abbildung 6-4: Vortriebsgeschwindigkeiten beim Vortrieb Tunnel Fernthal Mitte Süd (Tunnel-m 955 bis 1265) in Meter pro Arbeitstag	81
Abbildung 6-5: Vortriebsgeschwindigkeiten beim Vortrieb Tunnel Fernthal Süd (Tunnel-m 1446 bis 1265) in Meter pro Arbeitstag (Soll = blau, Ist = pink)	82
Abbildung 6-6: Mittlerer Verwitterungsgrad VK_{mittel} (grüne Linie und rechte Skala (VK I ... VK VI)) gegen tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist} beim Vortrieb des Tunnel Fernthal (pinkfarbene Linie und linke Skala (m/AT))	83
Abbildung 6-7: Abweichung der über den strukturabschnittsbezogenen Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ berechneten Vortriebsgeschwindigkeit v_n von der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist}	89
Abbildung 6-8: Abweichung der über den strukturabschnittsbezogenen Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ berechneten Vortriebsgeschwindigkeit v_n von der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist} unter Berücksichtigung des Faktors Mensch ..	90
Abbildung 6-9: Tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit im Tunnel Günterscheid	91
Abbildung 6-10: Darstellung der über die Quantifizierung von Einflussfaktoren berechnete Vortriebsgeschwindigkeit (blau) und der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit in den acht von LI (2000) gebildeten Strukturabschnitten im Tunnel Günterscheid	92
Abbildung 7-1: Gegenüberstellung des abschnittsbezogenen Gesamteinflussfaktors $f_{n \text{ gesamt}}$ (Mittelwert und Streubereich) mit der jeweils notwendigen Ausbruchsklasse (AKL)	95

Abbildung 7-2: Vergleich einer über die Quantifizierung von durch Voruntersuchungen ermittelten Einflussfaktoren prognostizierten Vortriebsgeschwindigkeit (blau) zu den tatsächlich erzielten Vortriebsleistungen beim Tunnel Günterscheid. (Homogenbereiche gemäß WBI 1995)	96
Abbildung 7-3: Vergleich einer über die Quantifizierung von durch Voruntersuchungen ermittelten Einflussfaktoren prognostizierten Vortriebsgeschwindigkeit (blau) zu den tatsächlich erzielten Vortriebsleistungen beim Tunnel Fernthal. (Homogenbereiche gemäß WBI 1995)	97
Abbildung 7-4: Einfluss der Vortriebsrichtung auf die Standsicherheit der Ortsbrust und die Vortriebsgeschwindigkeit am Beispiel Tunnel Lange Issel (aus KRAJEWSKI et al. 2000)	98
Abbildung 7-5: Südostvergente Falte und Vortrieb nach Südosten. Die Kluffkörper können aus der Ortsbrust brechen; Versagensmechanismus: Gleiten oder Kippen (aus KÜHNE, KUNZ & NORTMEYER 2001a)	99
Abbildung 7-6: Nordwestvergente Falte mit Vortrieb nach Südosten. Die Kluffkörper sind relativ lagestabil, Ausbrüche von Gesteinspartien aus der Ortsbrust sind selten (aus KÜHNE, KUNZ & NORTMEYER 2001a)	99
Abbildung 7-7: Darstellung verschiedener Vortriebs schemata	101
Abbildung 7-8: Verhältnis der kalkulierten Vortriebsgeschwindigkeiten bei einem Vortrieb von SW nach NE gegenüber einem Vortrieb von NW nach SE	103
Abbildung 7-9: Vergleich der Prognose eines Vortriebes von Süden nach Norden (blau) gegenüber einem Vortrieb von Norden nach Süden (grün)	104

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1-1:	Wesentliche Gefährdungen und Gegenmaßnahmen zur Stabilisierung des Hohlraumes.....	1
Tabelle 1-2:	Wesentliche Gefährdungen und Gegenmaßnahmen in Bezug auf das Bergwasser	2
Tabelle 1-3:	Wesentliche Gefährdungen und Gegenmaßnahmen bei der Gebirgslösung ...	2
Tabelle 1-4:	Formen des Wasserzutrittes in den Hohlraum (z.B. nach MÜLLER 1978, MAIDL 1995)	3
Tabelle 1-5:	Übersicht über ausgewählte Tunnelbaumassnahmen mit hohem Grundwasserandrang.....	5
Tabelle 2-1:	Beschreibende Einteilung der Trennflächen im baupraktischen Sinne (basierend auf MÜLLER 1963).....	12
Tabelle 3-1:	Einfluss der Raumstellung der Trennflächen im Tunnelbau (Streichen relativ zur Tunnelachse, Fallwinkel β relativ zur Vortriebsrichtung) (nach BIENIAWSKI 1974)	25
Tabelle 3-2:	Allgemeine Vortriebsklassen für den bergmännischen Vortrieb nach der DIN 18312	26
Tabelle 3-3:	Notwendige Stützmittel zur Erreichung des Grenzgleichgewichtszustandes ($\eta = 1$) in Abhängigkeit des Einfallswinkels der Längsklüfte (schematisch nach LI 1998).....	31
Tabelle 4-1:	Im Projektgebiet durch Kartierungen, Bohrungen und den Tunnelvortrieb angetroffene Schichten	41
Tabelle 4-2:	Hydrogeologisches Modell des Projektgebietes.....	50
Tabelle 6-1:	Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal	85
Tabelle 6-2:	Berechnung des Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ bei der Erstellung des Tunnel Fernthal	87
Tabelle 6-3:	Berechnung der strukturabschnittsbezogenen Vortriebsgeschwindigkeit v_n aus dem Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ sowie die Abweichung von der tatsächlich erzielten Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist}	88
Tabelle 7-1:	Einfluss der Trennflächen auf die Auswahl der Ausbruchsklassen.....	94
Tabelle 7-2:	Berechnung der strukturabschnittsbezogenen Vortriebsgeschwindigkeit v_n und der notwendigen Arbeitstage pro Strukturabschnitt AT_n in Abhängigkeit der Vortriebsrichtung.....	102

Abkürzungen

A_k	Ausbauwiderstand [kN]
A_{min}	erforderliche Stützkraft [kN]
AT	Arbeitstag [d]
AT_n	strukturabschnittsbezogene Arbeitstage [d]
B	Faltenachse [-]
c	Kohäsion [Pa]
C	Faktor [-]
d	Kluftabstand [m]
D	Durchtrennungsgrad [-]
f	Einflussfaktor [-]
f_M	Bewertung des Einflussfaktors Mensch [-]
$f_{n\text{ gesamt}}$	Gesamteinflussfaktor im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ kD}}$	Bewertung des Einflussfaktors Diagonalklüftung im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ kL}}$	Bewertung des Einflussfaktors Längsklüftung im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ kQ}}$	Bewertung des Einflussfaktors Querklüftung im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ sd}}$	Bewertung des Einflussfaktors Foliation im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ sf}}$	Bewertung des Einflussfaktors Schieferung im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ ss}}$	Bewertung des Einflussfaktors Schichtung im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ st}}$	Bewertung des Einflussfaktors Störung im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ Vk}}$	Bewertung des Einflussfaktors Verwitterung im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ W}}$	Bewertung des Einflussfaktors Wasseranfall im Strukturabschnitt n [-]
$f_{n\text{ Ü}}$	Bewertung des Einflussfaktors Gebirgsspannung im Strukturabschnitt n [-]
F	Fläche der gedachten Ebene [m ²]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
G	Gewichtskraft des Stützkerns [kN]
h	Überlagerungshöhe [m]
H1	Reibungskraft auf Gleitfläche [kN]
H2	Reibungskraft auf Seitenfläche [kN]
h_k	Höhe des Keils [m]
J_n	Anzahl der Kluftsysteme [-]
J_{nr}	Klufttrauhigkeit der ungünstigsten Trennfläche [-]
J_{na}	Kluftveränderungszahl der "schwächsten" Trennfläche [-]
J_w	Grad der Wasserführung / Wasserdruck in dem Trennflächensystem [-]
k	Klüftigkeitsziffer [1/m]
K	Fläche einer Kluft in einer gedachten Ebene [m ²]
K	Eigengewicht des Keils [kN]
K1	Kluftschar 1 (Querklüfte, ac-Klüfte)
K2	Kluftschar 2 (Längsklüfte, bc-Klüfte)
K3	Kluftschar 3 (Diagonalklüfte)
l	Länge der Messstrecke [m]
l	Kluftlänge [m]

n	Anzahl [-]
n	Nummer des Strukturabschnittes [-]
n_e	nutzbare Porosität [-]
P	Auflast [kN]
Q	Wert für die Felsqualität [-]
Q_{dauer}	Dauerwasseranfall beim Tunnelvortrieb [m ³ /s]
Q_{erst}	Erstwasseranfall beim Tunnelvortrieb [m ³ /s]
RQD	Rock Quality Designation [-]
s	Anzahl der Trennflächenschnitte [-]
ss	Schichtfläche [-]
sf	Schieferungsfläche [-]
sd	dominante Schieferungsfläche [-]
st	Störung [-]
S	äquivalente Stützmittelzahl [-]
SRF	Spannungsreduktionsfaktor [-]
Sst	Sandstein [-]
t	Zeit [s]
T1	Kohäsionskraft auf der Gleitfläche [kN]
T2	Kohäsionskraft auf der Seitenfläche [kN]
Tst	Tonstein
V_{Ist}	tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit [m/d]
V_n	Vortriebsgeschwindigkeit im Strukturabschnitt n [m/d]
V_{ideal}	Ideale Vortriebsgeschwindigkeit für die Gebirgs- und Querschnittsverhältnisse [m/d]
VK	Verwitterungsklasse
z	geodätische Höhe [m]
α_{K1}	Einfallswinkel der Längsklüftung gegen die Vortriebsrichtung [°]
β	Fallwinkel [°]
δ_H	Horizontalverschiebung [m]
ε_B	Vergrößerungsfaktor [-]
η	rechnerische Sicherheit [-]
η_{erf}	erforderliche Sicherheit [-]
$\eta_{min 1}$	Sicherheitsbeiwert nach analytischer Berechnung ohne zusätzliche Stützmaßnahmen [-]
$\eta_{min 2}$	Sicherheitsbeiwert nach analytischer Berechnung mit zusätzlichen Stützmaßnahmen [-]
κ_e	ebener Durchtrennungsgrad [-]
κ_f	räumlicher Durchtrennungsgrad [1/m]
φ	Reibungswinkel [°]
σ	Spannung [Pa]
φ	Reibungswinkel [°]
$2a_i$	Trennflächenöffnungsweite [m]

1 Einleitung

1.1 Anforderungen an die Auffahrung eines Tunnelbauwerkes

Der Tunnelbau wird in der Praxis hauptsächlich von drei Problemkategorien geprägt:

- ⇒ Die Stabilität des Hohlraumes
- ⇒ Das Bergwasser
- ⇒ Die Gebirgslösung ("Gewinnung")

In allen Fällen sind strukturgeologische und hydrogeologische Prognosen und baubegleitende Untersuchungen notwendig.

Der **Stabilisierung des ausgebrochenen Hohlraumes** gilt in Anbetracht der Sicherheit der Vortriebsmannschaften das Hauptaugenmerk beim Tunnelbau. Vor allen in geringfesten, geklüfteten oder gestörten Gebirgsbereichen sind hierzu angepasste technische Lösungen erforderlich. Seitens der Geologen sind für die Sicherung des Hohlraumes im Hinblick auf eine gesamtheitliche Sicherheitsbetrachtung (ZTV TUNNEL 1995 sowie ETB 1995) Gebirgsmodelle zu prognostizieren und diese durch eine vortriebsbegleitende Dokumentation laufend fortzuschreiben. Weitere Gefährdungen und Maßnahmen zur Vermeidung von kritischen Zuständen sind in Tabelle 1-1 aufgeführt.

Tabelle 1-1: Wesentliche Gefährdungen und Gegenmaßnahmen zur Stabilisierung des Hohlraumes

Gefährdungsbereich	Maßnahmen zur Vermeidung
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Mensch / Maschine (z.B. durch Niederbruch / Verbruch) ➤ Tunnelbauwerk (z.B. durch Konvergenzen / Zerstörung) ➤ Umfeld (z.B. durch Setzungen an Gebäuden und Infrastruktur) ➤ Zeit / Kosten (verlängerte Bauzeit / Kostenmehrerung) 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Sichere Planung basierend auf ausreichenden geologischen Erkenntnissen ➤ Angepasste technische Lösungen beim Vortrieb und der Sicherung ➤ Gesamtheitliche Sicherheitsbetrachtung mittels <ul style="list-style-type: none"> ○ vortriebsbegleitender geologischer Dokumentation ○ kontinuierlicher Durchführung und Auswertung geotechnischer Messungen ○ laufender Verifizierung der technischen Planung

Für die Sicherheit der Ortsbrust werden in den Regelwerken (unverständlicherweise) keine Standsicherheitsuntersuchungen, wie sie z.B. bei jeder temporären Böschung im Tagebau oder Straßenbau verlangt werden, vorgeschrieben. So steht z.B. in der ETB (1995): "In den statischen Berechnungen ist im Einzelfall Rechenschaft über das den Standsicherheitsbetrachtungen für die Ortsbrust zugrunde liegende Modell abzugeben. Wenn auf rechnerische Untersuchungen verzichtet wird, ist dies zu begründen."

Das dem Tunnelvortrieb zutretende **Bergwasser** kann sowohl die Auffahrung des Tunnelbauwerkes stark behindern als auch durch die drainierende Wirkung im Gebirge zu Auswirkungen auf wasserwirtschaftliche Nutzungen im Tunnelnahbereich führen. Beide Problembereiche sind durch hydrogeologische Prognosen bereits im Vorfeld einer Baumaßnahme zu quantifizieren (Tabelle 1-2).

Tabelle 1-2: Wesentliche Gefährdungen und Gegenmaßnahmen in Bezug auf das Bergwasser

Gefährdungsbereich	Maßnahmen zur Vermeidung
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Umfeld (z.B. durch Beeinflussung von Grund- und Oberflächengewässer) ➤ Mensch / Maschine (z.B. durch Wassereinbruch) ➤ Tunnelbauwerk (z.B. durch Zerstörung, Versinterung) ➤ Zeit (verlängerte Bauzeit z.B. durch Erschwernisse aufgrund von Wasserandrang) ➤ Kosten (Kostenmehrung z.B. durch erhöhte Sicherungsmaßnahmen / Wasserhaltung) 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Sichere Planung basierend auf ausreichenden geologischen Erkenntnissen (Kenntnis von Gw-leitern / -stauern, Wassermenge / -druck / -gradient, Chemismus) ➤ Angepasste technische Lösungen beim Vortrieb (z.B. vorausseilende Entwässerung / Injektionen) ➤ Baubegleitende hydrogeologische und hydrochemische Beweissicherung ➤ Ggf. Grundwassermanagement

Der **Prozess der Gebirgslösung** wird gemessen an den Parametern Arbeitsfortschritt und Kosten der Auffahrung (z.B. Sprengmittelverbrauch, Werkzeugverschleiß). Abhängig sind diese Parameter von der Vortriebsmethode und den technischen Leistungskriterien der Vortriebsgeräte, die wiederum durch die geologischen, petrographischen und geotechnischen Rahmenbedingungen bestimmt werden. Vom Geologen sind hierzu Prognosemodelle zu erstellen, die in die Wahl der Vortriebsmethode sowie des Maschineneinsatzes und damit in die Kalkulation des Projektes einfließen. Durch eine vortriebsbegleitende geologisch-geotechnische Aufnahme kann der Prozess der Gebirgslösung ständig überwacht und optimiert werden (Tabelle 1-3).

Tabelle 1-3: Wesentliche Gefährdungen und Gegenmaßnahmen bei der Gebirgslösung

Gefährdungsbereich	Maßnahmen zur Vermeidung
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Maschine (z.B. durch erhöhten Verschleiß) ➤ Zeit (verlängerte Bauzeit z.B. durch geringe Vortriebsleistung) ➤ Kosten (Kostenmehrung z.B. durch erhöhten Sprengmittelverbrauch) ➤ Umwelt (Belästigung durch erhöhte Schall- und Erschütterungsemissionen) ➤ Mensch (Belästigung der Vortriebsmannschaften z.B. durch Staub und Lärm) 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Ermittlung der geologisch-petrographischen und geotechnischen Kennwerte (sowie deren Streuungsbereiche) ➤ Prognose der "richtigen" Vortriebsmethode ➤ Kontinuierliche Kontrolle u.a. der Vortriebsgeschwindigkeit, des Werkzeugverschleißes und der Emissionen

In dem im Zuge der Erstellung der vorliegenden Arbeit behandelten Bauprojekt traten sowohl Probleme bei der Stabilisierung des ausgebrochenen Hohlraumes als auch mit dem Bergwasser auf. Die Schwierigkeiten lagen vor allem in einer über weite Teile nicht zutreffenden Prognose des hydraulischen und mechanischen Verhaltens des Gebirges und konnten nur durch eine enge baubegleitende Dokumentation und Interpretation der Gebirgsverhältnisse bewältigt werden.

Das Problem der Gebirgslösung hat sich in dem behandelten Projekt nicht gestellt. Für weiterführende Informationen wird auf einschlägige Literatur verwiesen (z.B. THURO 2002).

1.2 Wechselwirkung Grundwasser / Tunnel

Wasser ist ein lebenswichtiges Gut und muss deshalb sorgsam behandelt werden. Durch den Tunnelbau wird unabhängig von der Gradienten in das Wasserregime eingegriffen. Hieraus können Veränderungen in der Qualität und Quantität des Grundwassers resultieren.

Eine Grundwasserabsenkung kann negative Auswirkungen auf wasserwirtschaftliche Nutzungen (z.B. Trinkwassergewinnungsanlagen oder Brauchwasserbrunnen), auf Oberflächengewässer, auf grundwasserabhängige Floren und Faunen und/oder auf setzungsempfindliche Bauwerke haben. In MÜLLER (1978) werden aus dem Alpenraum mehrere Tunnelbauprojekte beschrieben, die unter dem Grundwasserspiegel verliefen und durch deren Baumassnahmen bedeutende Quellsysteme zum Versiegen gebracht wurden (z.B. Grenchenbergtunnel, Harmazener Tunnel, Mont-d'-Or-Tunnel). Als aktuelles Beispiel der massiven Beeinflussung von Oberflächengewässern durch den Tunnelbau (Ausfall von wasserwirtschaftlich genutzten Quellen, Vertrocknen von Teichen) ist der Bau des Hallandsaasen Tunnel in Schweden (u.a. LEMKE 2000) sowie des Grenztunnel bei Füssen (u.a. THURO et al. 1997) anzuführen. Diese möglichen Auswirkungen sind bereits im frühen Planungsstadium einer Tunnelbaumassnahme (z.B. für die Umweltverträglichkeitsstudie) hinreichend genau zu beurteilen, um Änderungen an der Lage oder Gradienten der Trasse vornehmen zu können. Sind diese Änderungen aus trassierungstechnischen Gründen nicht möglich, sind die Bautechnik und die Baukonzepte auf die möglichen Gefährdungen anzupassen.

Neben den Auswirkungen der Tunnelbaumassnahme auf den Wasserhaushalt kann es andererseits zu teils erheblichen Behinderungen der Tunnelbaumassnahme durch zuströmendes Grundwasser kommen (Tabelle 1-2). Generell ist festzustellen, dass bei Tunneln in wasserführendem Gebirge mit kleiner bis mittlerer Überlagerung zumeist das Grundwasser das Hauptproblem für den Tunnelbau darstellt. Erst bei großen Überlagerungen oder bei sehr schlechten Gebirgseigenschaften tritt das Problem der Gebirgsfestigkeit oder des Gebirgsdruckes stärker in den Vordergrund.

Beim Grundwasser werden die in der Tabelle 1-4 aufgeführten Formen des Wasserzutrittes in den Hohlraum unterschieden.

Tabelle 1-4: Formen des Wasserzutrittes in den Hohlraum (z.B. nach MÜLLER 1978, MAIDL 1995)

Erscheinungsform	Eigenschaft
Tropfwasser	Flächiger Wasseraustritt an der Ortsbrustlaibung (diffus über feine Klüfte oder Poren), Tropfenbildung an der Firste, "der Fels schwitzt"
Sickerwasser	Wasseraustritt aus Rissen und Klüften (vereinzelt oder über den gesamten Profillumfang verteilt), häufig konzentriert nahe der Sohle
Wasserzufluss (Seihwasser)	Hervorschießen des Wassers in geschlossenen Strahlen aus vereinzelt Spalten oder Klüften
Wassereinbruch	Massiver, häufig plötzlicher Wasserzufluss, oft in Verbindung mit Schwebstoffen, Schlamm oder Gesteinsmaterial

Diese Erscheinungsformen können über lange Zeit konstant bleiben als auch nach einiger Zeit nachlassen oder sogar aufhören ("ausbluten"). Wasserzutritte führen generell zu einer Arbeitsbehinderung. Schon Tropf- und Sickerwasser führen zu einer Verlangsamung der Arbeiten und u.U. zu einer Verminderung der Qualität der Ausführung. Abbildung 1-1 zeigt

das Ausmaß der Behinderung von Bergwasser auf die einzelnen Arbeitszyklen in Abhängigkeit des Gebirgstyps.

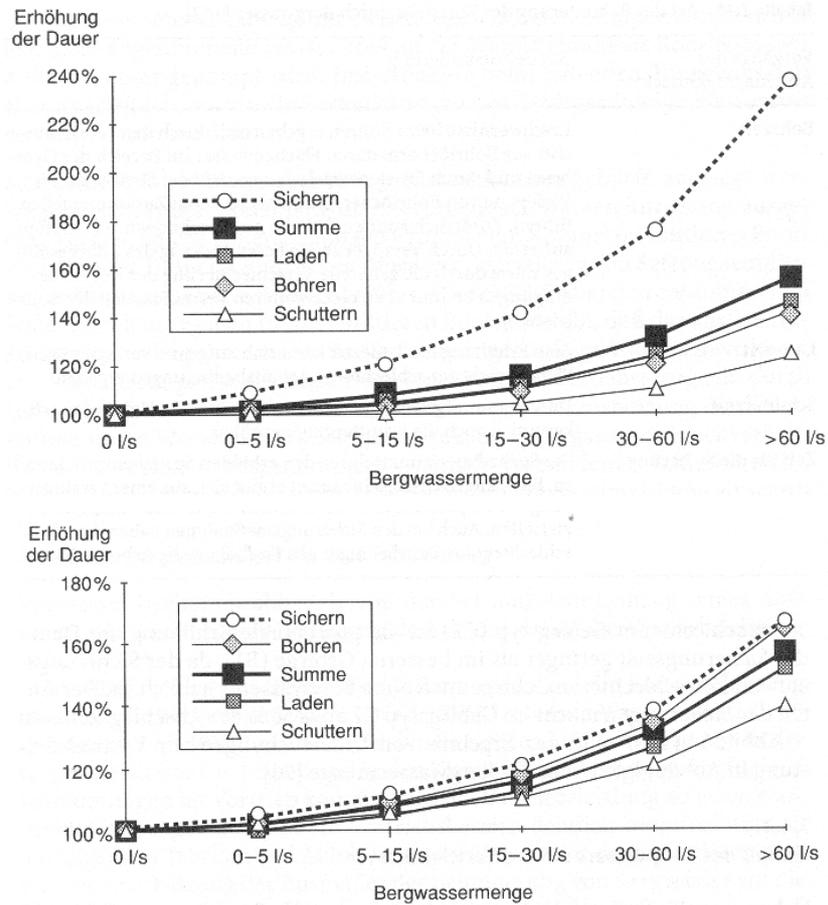


Abbildung 1-1: Ausmaß der Behinderung durch Bergwasser – ausgedrückt in der Erhöhung der Dauer eines Arbeitszykluses – für gebräuchtes Gebirge (obere Grafik) bzw. druckhaftes Gebirge (untere Grafik) (lt. ÖNORM B2203)

Einige der meist gefährlichen Erfahrungen im Tunnelbau resultierten aus größeren Wasserzuflüssen bzw. aus dem Einbruch von großen Wassermengen aus dem umgebenden wassergesättigten Gebirge. Die Auswirkungen dieser Effekte waren umso schlimmer, desto unerwarteter der Zutritt von Grundwasser auftrat.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden über 250 große Bauvorhaben des modernen Tunnelbaus (ab 1850) ausgewertet. In die Tabelle 1-5 ist eine Übersicht von ausgewählten Tunnelbaumaßnahmen zusammengestellt, bei denen hoher Grundwasserandrang (Erstwasserandrang / Dauerwasserandrang) gemessen wurde.

Tabelle 1-5: Übersicht über ausgewählte Tunnelbaumassnahmen mit hohem Grundwasserandrang

Tunnelname	Länge [km]	Q_0 [l/s]	Q_{dauer} [l/s]
Abotunnel, Japan	4,3		3.000
Amlachstollen, Österreich	13,8		400
Awalistollen, Litani-Projekt Libanon	17	6.000	
Basistunnel Autopista Bologna - Firenze, Italien	8,5		850
Bosrucktunnel, Österreich	4,8	1.100	
Brandleitetunnel, Deutschland	3		250
Gotthard, Schweiz	15		200
Gran Sasso d'Italia, Italien		20.000	
Hongrin-Léman, Beileitungstollen Ost		1.000	
LEP-Tunnel CERN, Schweiz	3,5		mehrere 100
Mont-d'-Or, Frankreich		10.000	
Omachitunnel, Kurobe IV, Japan	10,4		660
Ontario Hydro Tunnel, Kanada	0,9		1.800
PinLin-Tunnel, Taiwan R.O.C.	13	> 1.000	100 - 250
Radurschl West, Tirol, Österreich			380 - 580
Rauhebergtunnel, Deutschland	5,2		200 - 1200
Schwarzach-Kraftwerksstollen, Österreich		600	80 - 120
Simplontunnel, Schweiz	19,8	10.000	1.000
Tawitikuri-Wanganui-Stollen, Neuseeland			mehrere 100
Telocate-Tunnel, Santa Ynez Mountains, California, U.S.A.	10,3	580	180
Walgaustollen, Österreich	21		200
Zuc del Bor, Italien	9		600

Q_0 = Erstwasserandrang

Q_{dauer} = Dauerwasserandrang

Eine ausreichende Kenntnis der geohydraulischen Eigenschaften des zu durchquerenden Grundwasserleiters ist daher für die Planung und die Bauausführung von großer Bedeutung. Die richtige Einschätzung der Fließvorgänge im geklüfteten Fels mit den geohydraulischen Parametern Transmissivität T , Durchlässigkeitsbeiwert k_f , Speicherkoeffizienten S_y und S_s , der Kluftdichte d und der Klüftöffnungsweite $2a_i$ ist elementar zur Abschätzung

- des Erstwasseranfalles beim Vortrieb Q_0
- des Dauerwasseranfalles Q_{dauer} und
- der Absenkungreichweite R .

Eine Prognose der Grundwasserbeeinflussung durch das Bauvorhaben wird zunehmend mit numerischen Hilfsmitteln gemacht. In den meisten Fällen werden die Klüftgrundwasserleiter dabei wie poröse Medien behandelt und Darcy-basierte Modellansätze verwendet.

Die Erfahrung von Projekten im Verkehrswegebau mit Eingriffen in das Grundwasser zeigt, dass es unter Verwendung der aus der Literatur bekannten hydraulischen Kennwerte und den allgemein bekannten Formeln häufig zu deutlichen Differenzen zwischen den prognostizierten und den tatsächlich aufgetretenen Auswirkungen (Wasseranfall, Reichweite) kommt. Auch die zur Prognose verwendeten numerischen Grundwassermodelle erhöhen die Genauigkeit nur scheinbar, v.a. dann, wenn die für kontinuierliche Modellansätze verwendeten hydraulischen Kennwerte nicht mit den realen Bedingungen eines diskontinuierlichen Klüftgrundwasserleiters übereinstimmen.

1.3 Wechselwirkung Fels / Tunnel

Die schwierigsten Situationen im Tunnelbau sind nicht **bestimmte geologische Situationen** sondern **unerwartete geologische Situationen**. In diesen unerwarteten geologischen Situationen wird dem Tunnelbauer bewusst, dass die durch die Schaffung des Hohlraumes induzierte Spannungsumlagerung im Gebirge zu kritischen Lasten und Momenten führen kann.

Die Ursache vieler Standsicherheitsprobleme liegt in der komplexen Wechselwirkung zwischen dem Bauwerk und dem umgebenen Gebirge. Die umfangliche Kenntnis dieser Wechselbeziehungen und das Verständnis dafür ist Grundvoraussetzung für eine erfolgreiche Baudurchführung.

Die Erstellung eines bergmännisch aufgefahrenen Tunnelbauwerkes erfolgt prinzipiell in den Schritten Ausbruch – Sicherung mit vorläufigem Ausbau – endgültiger Ausbau. Die Sicherung des ausgebrochenen Hohlraumes betrifft die Ortsbrust sowie die Tunnelwandung. Im Laufe der Zeiten hat sich die Sicherung des Hohlraumes gewandelt von einem ursprünglich massiven Verbau mit z.B. einer schweren Holzzimmerung zu einer schlanken und fast schon filigran anmutenden Spritzbetonsicherung (Abbildung 1-2).

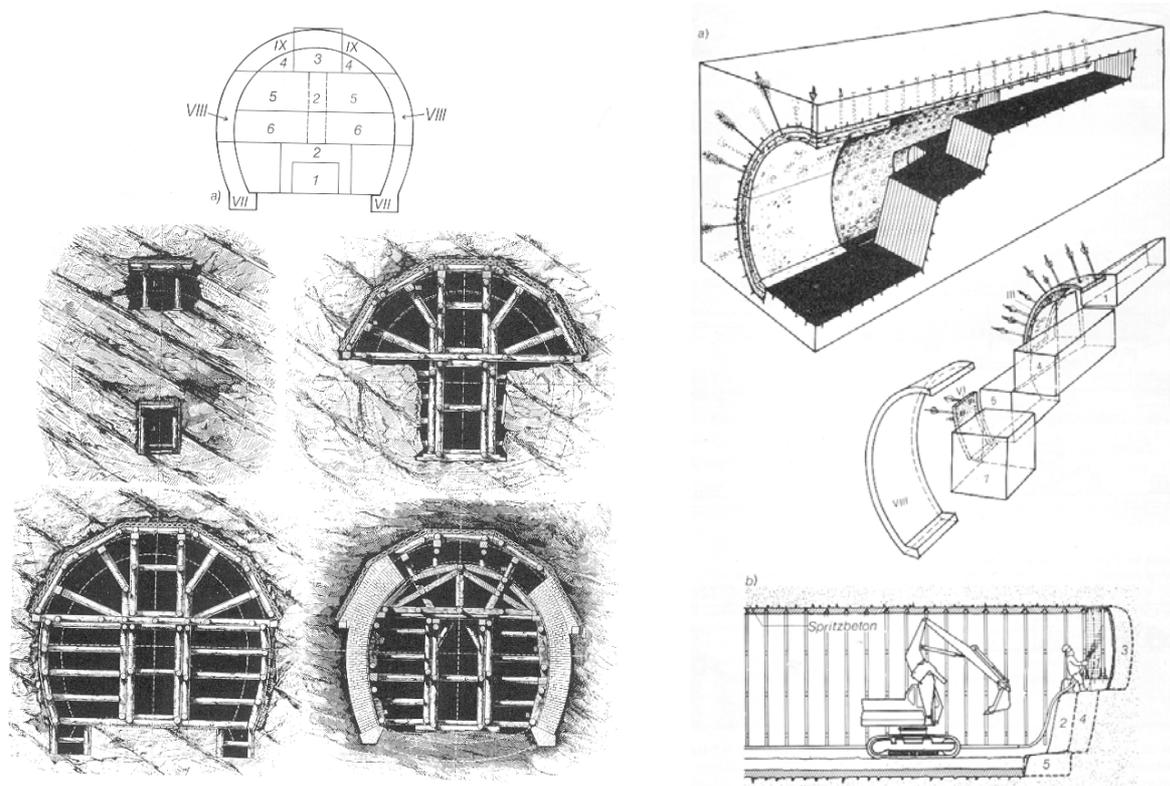


Abbildung 1-2: Sicherung des ausgebrochenen Hohlraumes früher (links: Alte Österreichische Tunnelbauweise am Beispiel des Semmering-Haupttunnels (aus RŽIHA 1874)) und heute (rechts: Neue Österreichische Tunnelbauweise am Beispiel des Tauerntunnels (aus MÜLLER 1978)) (arab. Zahlen = Ausbruchsschritte, röm. Zahlen = Ausbauelemente)

Die dauerhafte Sicherung des Hohlraumes gegen das Gebirge erfolgt i.d.R. entweder mittels einer bewehrten Ortbetoninnenschale, einem Tübbingausbau oder (seltener) mit einer zweiten Spritzbetoninnenschale.

Besondere Wechselwirkungen bei der Erstellung des Tunnelbauwerkes treten zwischen in folgenden Elemente auf

- Gebirge \Leftrightarrow Form des Hohlraumes
- Gebirge \Leftrightarrow Bauvorgang
- Gebirge \Leftrightarrow Konstruktion

Unter einem besonderen Fokus steht bei der Auffahrung des Tunnelbauwerkes die **Sicherung der Ortsbrust**. Die Gebirgslasten, die vor dem Auffahren des Tunnels durch das im Bereich des Hohlraumes liegende Gebirge aufgenommen wurden, müssen nun um den Hohlraum herum geleitet werden, da die ungesicherte Ortsbrust keine oder nur begrenzt Lasten aufnehmen kann. Wie in Abbildung 1-3 dargestellt, wird ein Teil der Gebirgslast vor der Ortsbrust über das noch nicht ausgebrochene Gebirge, ein weiterer Teil seitlich über das Gebirge des bereits fertig gestellten Hohlraumes oder über den eingebauten Teil der Sicherung herumgeleitet. Erst im gesicherten Teil des Tunnelbauwerkes – etwa 1 bis 2 Querschnittsbreiten hinter der Ortsbrust – stellt sich wieder ein ebener Spannungszustand ein.

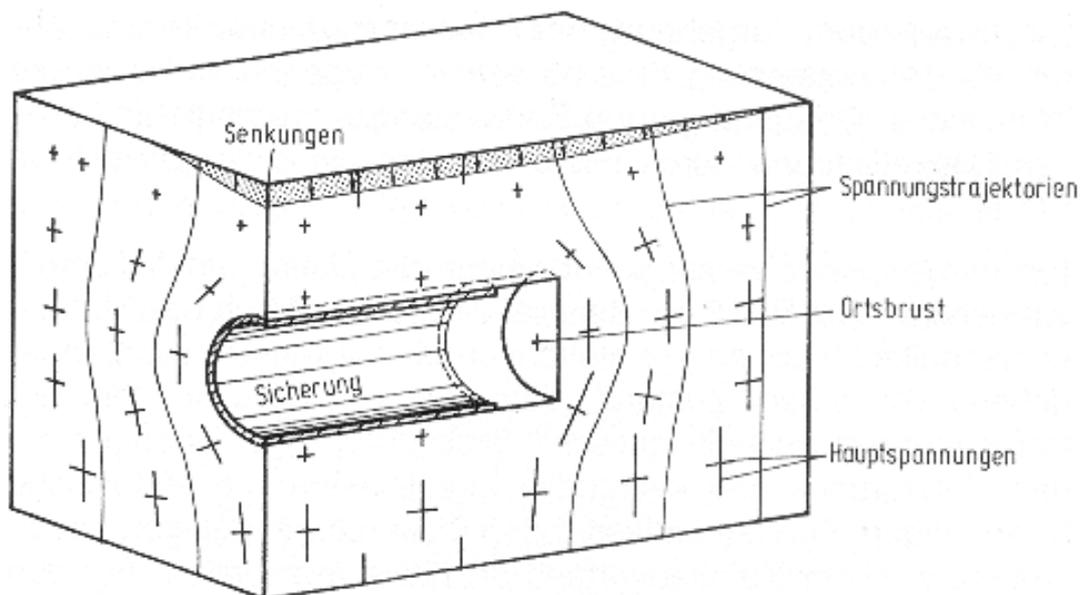


Abbildung 1-3: Räumliche Lastabtragung im Bereich der Tunnelortsbrust (aus WITKE, PIERAU & ERICHSEN 1997)

Um einen Hohlraum ergibt sich ein sekundäres Spannungsfeld, dass durch niedrige radiale Spannungen und hohe Tangentialspannungen gekennzeichnet ist (Abbildung 1-3). In bezug auf das Versagen der Ortsbrust sind im Fels drei Szenarien grundsätzlich denkbar:

- a) Schwerkraft-induziertes Versagen entlang von Trennflächen
- b) Versagen entlang von Trennflächen durch strömendes Grundwasser
- c) Spannungsinduziertes Versagen der Felsmasse

Im oberflächennahen Tunnelbau sind die Gebirgsspannungen im allgemeinen relativ niedrig – die Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges und damit die Stabilität eines

ungesicherten Hohlraumes – wird daher maßgeblich von den Trennflächen beeinflusst. Erst in größeren Tiefen bzw. in Gebirgsbereichen mit hohen tektonischen Spannungen spielen spannungsbedingte Versagensmechanismen eine dominierende Rolle.

In Abhängigkeit der Felsart und des Trennflächengefüges kann es somit in dem Bereich der temporären Ortsbrust zu einer kritischen Beanspruchung des Felses und damit zu einer Bewegung von Felsmaterial in den Hohlraum kommen, was im ungünstigen Fall zu einem Versagen der Ortsbrust und der Entstehung eines großen Hohlraumes bis hin zu einem Tagbruch führen kann. Zur Vermeidung solcher Zustände werden in Abhängigkeit der vorkundeten geologischen Verhältnisse z.B.

- Reduzierungen der Abschlagslängen,
- Unterteilungen der Ortsbrust in Teilquerschnitte (erforderlichenfalls mit Einbau einer temporären Kalottensohle),
- Ortsbrustsicherungen durch das Versiegeln der Ortsbrust mit Spritzbeton sowie Ortsbrustanker oder dem Erhalt eines Stützkernes,
- vorauseilende Sicherungen in Form von Firstsicherungen (z.B. Spieße), Rohrschirme oder Düsenstrahlinjektionen und erforderlichenfalls
- Maßnahmen zur Grundwasserbeherrschung in Form von vorauseilenden Grundwasserabsenkungen oder -entspannungen, sowie – wenn alle Maßnahmen zur Grundwasserbeherrschung nicht mehr wirksam sind – Bodenvereisungen oder die Umstellung auf das Druckluftverfahren

ausgeführt.

1.4 Zielsetzung und Gliederung der Arbeit

Bei der Bundesbahn-Neubaustrecke zwischen Köln und Frankfurt ist die maximale Steigung der Gradienten aus eisenbahntechnischen Gründen auf 4 % begrenzt. Dies führt in der stark reliefierten Mittelgebirgslandschaft des Siebengebirge, des Westerwaldes und des Taunus zu einer Vielzahl von Tunnelbauwerken, die bis zu 100 m tief unter der Geländeoberfläche liegen, und zu 10 bis 40 m tiefen Einschnitten. Die Bauwerke kommen somit auf großen Längen im Grundwasser zu liegen und senken dieses bauzeitlich, bereichsweise – wie in Einschnitten, die nicht als wasserdichter Trog ausgebildet werden – auch dauerhaft ab.

Die Tunnelbauwerke führen zudem durch die intensiv gefalteten und geklüfteten Gesteinsformationen des Rheinischen Schiefergebirges. Aufgrund der Verwitterung und der Zerlegung des Gebirges in einzelne Klüftkörper kam es bei der Stabilisierung des Hohlraumes im Ortsbrustbereich zu unerwarteten Schwierigkeiten.

Die vorgelegte Arbeit soll anhand eines konkreten und außergewöhnlich gut dokumentierten Tunnelbauprojektes im Rheinischen Schiefergebirge folgende Fragestellung vordringlich behandeln:

Welche Standsicherheitsprobleme sind in dem geklüfteten Faltengebirge im Bereich der Ortsbrust aufgetreten und wie lassen sich die Versagensmechanismen beschreiben und – auch im Hinblick auf die Vortriebsgeschwindigkeiten – prognostizieren?

Die Arbeit beschreibt zunächst die Modellvorstellungen über Gefügeelemente im Fels (Kapitel 2) sowie die Einflüsse von Trennflächen auf die Stabilität des Hohlraumes (Kapitel 3).

Im Kapitel 4 wird die Baumassnahme "Tunnel Fernthal" der Neubaustrecke Köln – Rhein/Main vorgestellt. Die Baumassnahme am Tunnel Fernthal eignet sich deshalb im Besonderen, da die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse und Veränderungen bei der Auffahrung dieses Tunnels aufgrund von behördlichen Auflagen sehr intensiv beobachtet und dokumentiert wurden.

Im Kapitel 5 werden die neu entwickelten Programme zur Tunneldokumentation TuBaGramm und das Lagenkugelprogramm LaKuGramm kurz vorgestellt. Anschließend werden die strukturgeologischen Verhältnisse sowie die Auswirkungen des Trennflächengefüges auf die Stabilität der Ortsbrust durch die Bildung von strukturgeologischen Homogenbereichen differenziert untersucht.

Im Kapitel 6 werden in den voran gebildeten strukturgeologischen Homogenbereiche die verschiedenen geotechnischen Einflussfaktoren quantifiziert und ein Gesamteinflussfaktor errechnet. Über den Gesamteinflussfaktor kann eine Vortriebsgeschwindigkeit prognostiziert werden. Diese Prognose wird mit den tatsächlich erzielten Vortriebsgeschwindigkeiten verglichen und bewertet (Kapitel 6.2) Anhand eines benachbarten Tunnelbauwerkes werden die Einflussgrößen kalibriert (Kapitel 6.3).

Im Kapitel 7 werden über den Gesamteinflussfaktor Prognosen für die Standsicherheit der Ortsbrust und die daraus abzuleitenden Sicherungsmaßnahmen abgeleitet (Kapitel 7.1), Prognosemodelle für die Bewertung von Vortriebsgeschwindigkeiten im Vorfeld einer Tunnelbaumaßnahme erstellt (Kapitel 7.2) sowie Aussagen über die Richtungsabhängigkeit von Vortriebsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit des Gebirgseinfalls erarbeitet (Kapitel 7.3).

Im Anhang zu der Arbeit sind zusätzliche Auswertungen zu den hydrogeologischen Veränderungen aufgeführt. Dabei wird v.a. die Frage beantwortet, welche bauzeitlichen Auswirkungen sich durch die über 40 m tief in den Grundwasserleiter einschneidende Baumassnahme auf den Grundwasserkörper sowie auf den Vortrieb ergeben haben und wie sich die Prognostizierbarkeit solcher Auswirkungen verbessern lassen.

2 Gefügeelemente im Fels

Leopold Müller beschrieb den Fels in einem Vortrag anlässlich des XXVI. Felsmechanik-Kolloquiums in Salzburg als "den schwierigsten Baustoff im Tunnelbau".

Ein Fels ist kein homogen-isotropes Material. Die durch die Verschiebung von Kontinentalplatten im oberen Erdmantel ausgelösten lateralen sowie durch den isostatischen Ausgleich hervorgerufenen vertikalen Bewegungen führen lokal und regional zu Verformungen der Erdkruste. Die daraus resultierenden morphologischen Erscheinungen im Gebirge sind Bruchstrukturen und Faltungen, die als (Trenn-)Flächengefüge und Faltengefüge bezeichnet werden. Bei einer richtigen Aufnahme und Interpretation dieser Gefügeelemente kann das mechanische Verhalten des Gebirgsverbandes zur Prognose von Bauvorhaben abgeleitet werden.

2.1 Trennflächengefüge

Der Fels ist nach MÜLLER (1963) "praktisch immer ein Vielkörpersystem", das von Trennflächen durchzogen ist, welche die Erscheinungsbedingungen, die Art und das Ausmaß der Vorbeanspruchung und auch das Gesteinsverhalten widerspiegeln und weitgehend das Verhalten des Gebirges bei Beanspruchung und beim Lösen bestimmen. Die Gesamtheit der Trennflächen wird als Trennflächengefüge (Schichtflächen, Schieferungsflächen, Klüfte und Störungen) bezeichnet. An den Trennflächen ist die Festigkeit bzw. die Kohäsion des Gesteines herabgesetzt bis vollständig reduziert.

Trennflächen im Gestein können ihre Ursache in geologischen, tektonischen, chemischen oder physikalischen Prozessen haben.

Schichtflächen und **Schieferungsflächen** kennzeichnen Trennflächen, die parallel zur Schichtung und Schieferung eines Gesteines liegen. Geschichtete oder geschieferte Gesteine weisen durch die primäre oder sekundäre Einregelung von (formanisotropen) Mineralen einen Festigkeitsunterschied auf, woraus eine erhöhte Teilbarkeit resultiert. Die Schichtflächen sind genetisch in einem Sedimentgestein angelegt. Eine Aktivierung (Öffnung) der Schichtflächen erfolgt bei einer Entspannung der Gebirgslast (oberflächennah, vortriebsnah). Insbesondere Schichtflächen sind aufgrund ihrer hohen Durchtrennung und weiten Erstreckung mechanisch und hydraulisch sehr wirksame mechanische Trennflächen. Auf Schicht- und Schieferungsflächen hat im allgemeinen keine oder nur eine geringe Bewegung stattgefunden. Besonderheiten bilden dabei Ausgleichsbewegungen bei Faltungen, die vor allem in Bereich von tonigen Zwischenlagen Gleitungen auf Schichtflächen hervorgerufen haben können (Abbildung 2-3 e + f).

Klüfte werden nach STINI (1929) in die Oberbegriffe Absonderungsklüfte und Bewegungsklüfte unterteilt. **Absonderungsklüfte** entstehen insbesondere bei der Abkühlung von magmatischen Gesteinen und werden im folgenden nicht weiter betrachtet. **Bewegungsklüfte** hingegen entstehen bei einer tangentialen oder normalen Überbeanspruchung des Gesteins und lassen sich entsprechend der Bewegung, die an den Trennflächen stattgefunden hat, in Gleitungsklüfte, Verschiebungsklüfte (auch Scherklüfte) oder Trennklüfte (auch Zerrklüfte oder Spalten) einteilen (Abbildung 2-1). Die *Gleitungsklüfte* sind dabei durch eine \pm senkrecht auf die Trennfläche gerichtete Hauptspannung σ_1 und eine parallel zur Bruchfläche gerichteten Bewegung entstanden. Die *Trennklüfte* ist durch eine \pm parallel zur größten Hauptspannung aufgetretenen Überschreitung der Gesteinszugfestigkeit und eine normal zur Bruchfläche gerichtete Bewegung entstanden. Im dreiaxialen Spannungsfeld treten jedoch meistens Scher- bzw. Schubbeanspruchungen diagonal zur Hauptspannungs-

richtung auf. Die hieraus resultierenden *Verschiebungsklüfte* weisen in ihrer Entstehung zwei Bewegungskomponenten daher auf.

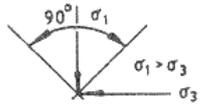
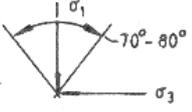
Merkmale	Gleitungsklüfte	Verschiebungsklüfte	Trennklüfte
Ebenheit	sehr eben	eben bis uneben	seiten eben
Rauhigkeit	glatt bis spiegelglatt	glatt bis rau	rau
Durchtrennungsgrad	hoch	halbhoch	niedrig
Klusterstreckung	Störungen bis Riesenklüfte	Riesenklüfte bis Kleinklüfte	Großklüfte bis Kleinklüfte
Kluftöffnung	eng	unterschiedlich	weit
Bestege	Kluftletten, Mylonit	Abrieb	-
Bewegungsspuren	Harnische	-	-
Störungen im Molekularbereich	Gittergleitungen	Spaltungen der Kristallite	Spaltungen der Kristallite
Orientierung zum Mikrogefüge	Diagonalklüfte	Diagonalklüfte	Querklüfte = ac-Klüfte Längsklüfte = bc-Klüfte Lagerklüfte = ab-Klüfte
Bruchwinkel 2α			
Reibungswinkel (bei unbehinderter Dilatation)	Initial-	-	30° bis 55°
	Rest-	ca. 15° bis 30°	20° bis 40°

Abbildung 2-1: Darstellung der Merkmale von Bewegungsklüften (aus FECKER 1977)

Als **Störungen** werden mit dem bloßen Auge sichtbare tektonische Verschiebungen verstanden. Im Unterschied zu den Gleitungs- oder Verschiebungsklüften weisen Störungen neben dem deutlich höheren Verschiebungsbetrag eine Bewegungszone aus, die vielfach auf Dezimeter- bis Meterbreite zu einem Gesteinsgrus oder Mylonit zerrieben ist.

Das mechanische Verhalten der Trennflächen wird unter den in der Abbildung 2-1 beschriebenen Gefügemerkmalen vor allem von der Erstreckung und der Durchtrennung bestimmt. MÜLLER (1963) führt daher neben dem oben beschriebenen genetischen Einteilungsprinzip im baupraktischen Sinne die in der Tabelle 2-1 dargestellte rein beschreibende Einteilung der Klüfte ein.

Tabelle 2-1: Beschreibende Einteilung der Trennflächen im baupraktischen Sinne (basierend auf MÜLLER 1963)

Einteilung der Trennflächen	Genese der Trennfläche	Merkmal
Kleinkluft (k)	i.w. Trennklüfte und kleine Verschiebungsklüfte	Erstreckung < 1 m, Flächengröße i.d.R. < 1 m ²
Großkluft (K)	i.w. mittlere und größere Verschiebungsklüfte Schicht- und Schieferungsflächen	Erstreckung 1 m bis 10 m, Flächengröße bis zu 100 m ²
Riesenkluft (R)	i.w. Gleitungsklüfte Schicht- und Schieferungsflächen	Erstreckung 10 m bis 100 m, Flächengröße > 100 m ²
Störung (F)	Störungen und Verwerfungen	Erstreckung > 100 m, Bewegungszone mit Gesteinsgrus

Trennflächen treten niemals alleine, sondern immer in Scharen \pm paralleler Systeme auf. Das von BOCK (1980) eingeführte "Orthogonale Kluftsystem" oder "Fundamentale Kluftsystem" beschreibt dies recht anschaulich. Das "Orthogonale Kluftsystem" ist nach BOCK (1980) das Grundmuster des in ungefalteten Sedimentgesteinen sowie in magmatischen Gesteinen angelegten Kluftsystems. Für ein Sedimentgestein bedeutet dies, dass zwei Kluftscharen ausgebildet sind, die normal zu einander orientiert sind und die ihrerseits wiederum senkrecht auf der Schichtfläche stehen. Schicht- und Kluftflächen beschreiben gemeinsam ein System von Kluftkörpern, die in Abhängigkeit der ungleichen morphologischen Entwicklung der beiden Kluftscharen von straffer geregelten, relativ weit durchstreichenden Hauptklüften und stärker streuenden, häufiger absetzenden Nebenkluft begrenzt werden.

Das in Abbildung 2-2 dargestellte "Fundamentale Kluftsystem" stellt nach BOCK (1980) das orthogonale Kluftsystem als Ausgangssystem in dem Hauptnormalspannungsfeld $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ dar. In Abhängigkeit der Änderungen im dreiaxialen Spannungsfeld generieren sich verschiedene Gleitungsklüfte, Verschiebungsklüfte (in Abbildung 2-2 bezeichnet als Scherklüfte) oder Trennklüfte.

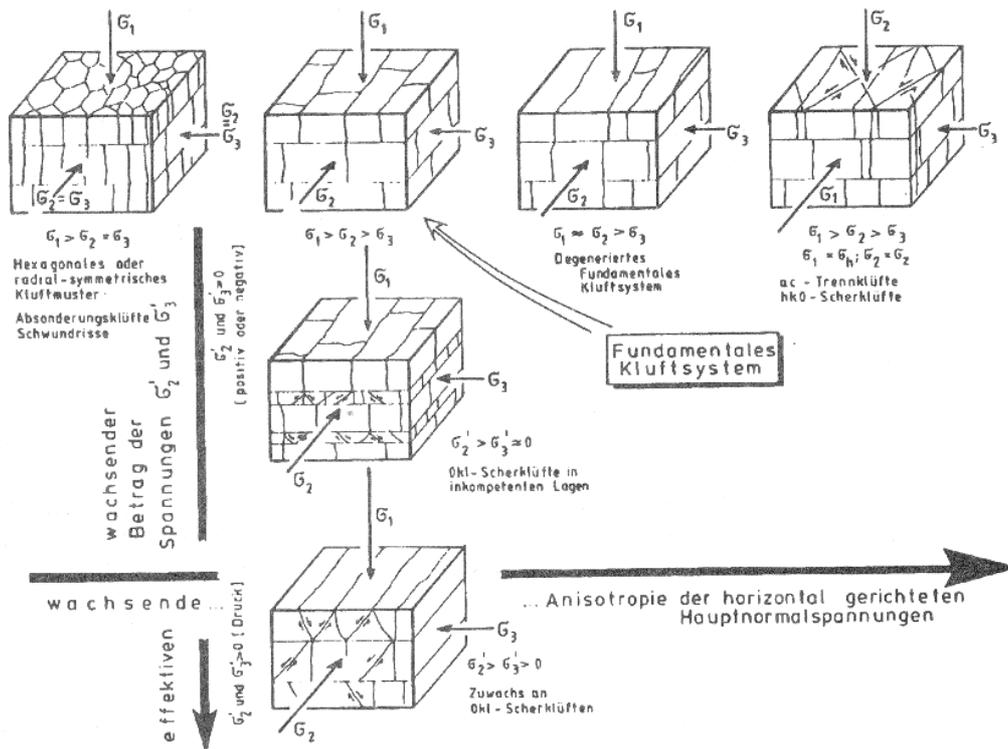


Abbildung 2-2: Das "Fundamentale Klufsystem" und seine Übergänge zu anderen Kluffsystemen (aus BOCK 1980)

2.2 Faltengefüge

Im Zuge der gebirgsbildenden Prozesse in der Erdkruste deformieren sich die geologischen Schichten vielfach zu gefalteten Schichtkomplexen. Eine schematische genetische Gliederung der wesentlichsten Faltenformen hat ASHGIREI (1963) zusammengestellt (Abbildung 2-3).

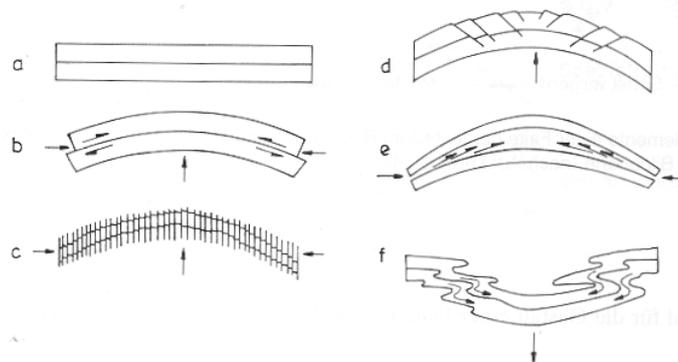


Abbildung 2-3: Schematisierte Faltenformen und deren Genese (aus ASHGIREI 1963)

a) Ausgangslage; b) Biegefaltung und laminare Gleitung bei seitlichem Druck; c) Scherfaltung normal zum ursprünglichem Schichtenverband; d) Biegefaltung mit Scherbrüchen; e) Biegefaltung mit plastischer Gesteinsverformung; f) Faltung mit schichtparalleler Gesteinsverformung

Die wesentlichen Elemente einer Falte und das sich dort einstellende Faltengefüge hat ADLER ET AL. (1965) in einem anschaulichen Blockdiagramm dargestellt (Abbildung 2-4).

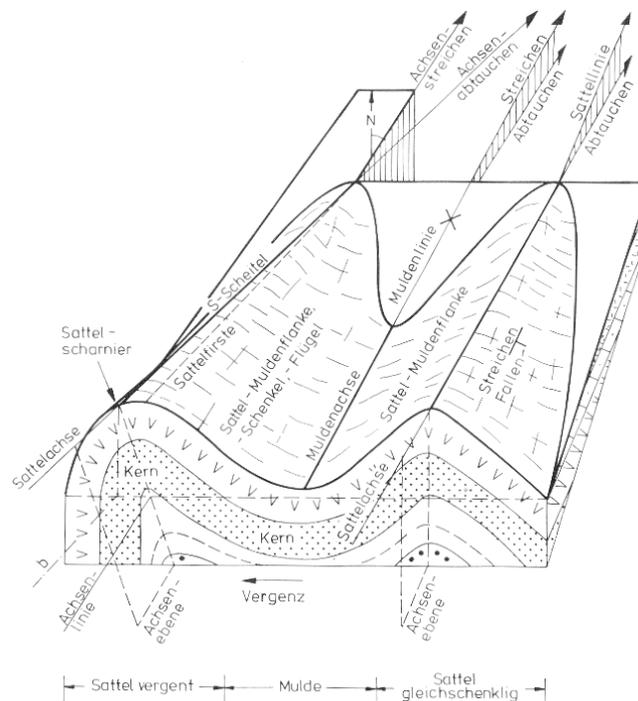


Abbildung 2-4: Blockdiagramm mit Darstellung einer Falte und dem Faltengefüge (aus ADLER ET AL. 1965)

In der Abbildung 2-4 sind als wesentliche Faltenformen die aufrechte Falte (rechts) bzw. die vergente Falte (links) dargestellt. Beide Faltenformen sind typisch für die variszisch geformten deutschen Mittelgebirge und werden in den folgenden Kapiteln 7, 8 und 10 noch weiter behandelt. Das in Abbildung 2-4 dargestellte Blockdiagramm stellt eine starke Vereinfachung der Verhältnisse dar. Im allgemeinen kommt es vor, dass festere Gesteine einfacher gebaute größere Falten bilden und weiche Gesteine kleine, kompliziert gebaute Falten bilden (FECKER & REIK 1996). Sofern wechsellagernde, verschieden feste Gesteinsschichten einer Faltung unterzogen werden, kann es vorkommen, dass zwei Faltenformen übereinander vorkommen (disharmonische Faltung).

Entscheidend für die Form der Falte und das Faltengefüge ist das Zusammenwirken von verschiedenen lithologischen und endogenen, faltenbildenden Faktoren wie

- ⇒ die Härte und Plastizität der Gesteinsschichten
- ⇒ die Wechsellagerung verschiedenartiger Gesteinsschichten und deren Mächtigkeit
- ⇒ die Höhe und die Zeitdauer der endogenen Kräfte
- ⇒ das Verhältnis zwischen den endogenen Kräften und der Gesteinsfestigkeit

2.3 Trennflächen in gefaltetem Gebirge

Wie bereits in Abbildung 2-4 angedeutet, weisen gefaltete Gesteine eine Vielzahl von Trennflächen aus. Die Schichtflächen stellen in einem gefalteten Gebirge nicht zwangsläufig das dominierende Trennflächensystem dar. Bei einer sekundären Überprägung von Mineralen kommen zusätzlich die Schieferungsflächen hinzu. Weiterhin wird das Kluftsystem anisotroper und in seiner räumlichen Lage verstellt. Das in Kapitel 2.1 vorgestellte "Orthogonale Kluftsystem" wird dadurch verkompliziert.

Zur räumlich-geometrischen Beschreibung der Klüfte wird ein Koordinatensystem (a, b, c) aufgespannt, das eine Lagebeziehung relativ zu den Falten herstellen soll. Innerhalb dieses Bezugssystems werden die von jeweils zwei Koordinatenachsen aufgespannten Ebenen als ab-, ac- bzw. bc-Flächen bezeichnet. Das Koordinatensystem wird so orientiert, dass die ab-Fläche parallel zur Schichtfläche und die c-Achse senkrecht dazu verläuft. Flächen abweichender Lage werden mit den in der Kristallographie üblichen Indizes (hkl) gekennzeichnet. Die Abbildung 2-5 veranschaulicht die Orientierung des Koordinatensystems relativ zu der Falte.

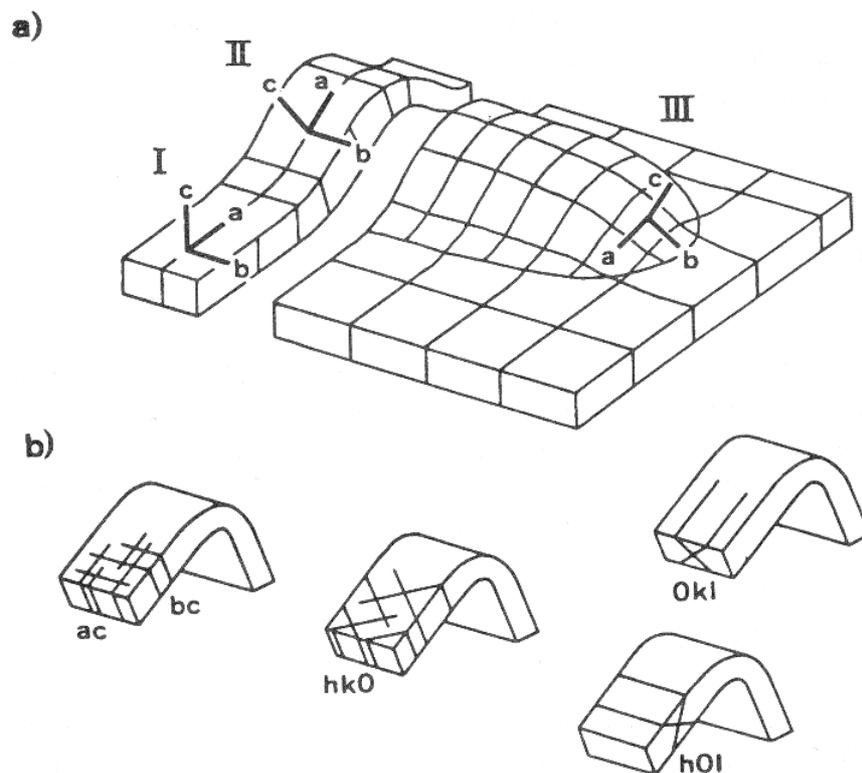


Abbildung 2-5: Geometrisches Bezugssystem von Trennflächen in einem gefalteten Gebirge (aus MEYER & KRONBERG 1989)

- a) Orientierung eines Koordinatensystems zur Beschreibung der relativen Lagebeziehungen von Klüften innerhalb einer Falte bei flacher Lagerung (I), auf einer Faltenflanke bei horizontaler Lage der Faltenachse (II) sowie bei einer abtauchenden Faltenachse (III)
- b) Bezeichnung bestimmter Flächenlagen auf einer Faltenachse (Situation II in a))

Von CLOOS (1950) wurden die bc- und h0l-Flächen als **Längsklüfte** (parallel zu den Faltenachsen), die ac- und 0kl-Flächen als **Querklüfte** (senkrecht zur Faltenachse) und die hk0-Flächen als **Diagonalklüfte** bezeichnet.

Bruchmechanisch werden ac-Flächen sowie bc-Flächen als Trennklüfte bezeichnet, da sie parallel zur größten Hauptspannung σ_1 entstanden sind (siehe Kapitel 2.1 und Abbildung 2-1). Diagonalklüfte (hk0-Flächen) und 0kl- sowie h0l-Flächen sind als Verschiebungsbrüche (Scherbrüche) zu deuten. Abbildung 2-6 veranschaulicht die theoretischen Spannungsverhältnisse bei der Entstehung der verschiedenen Klüfte.

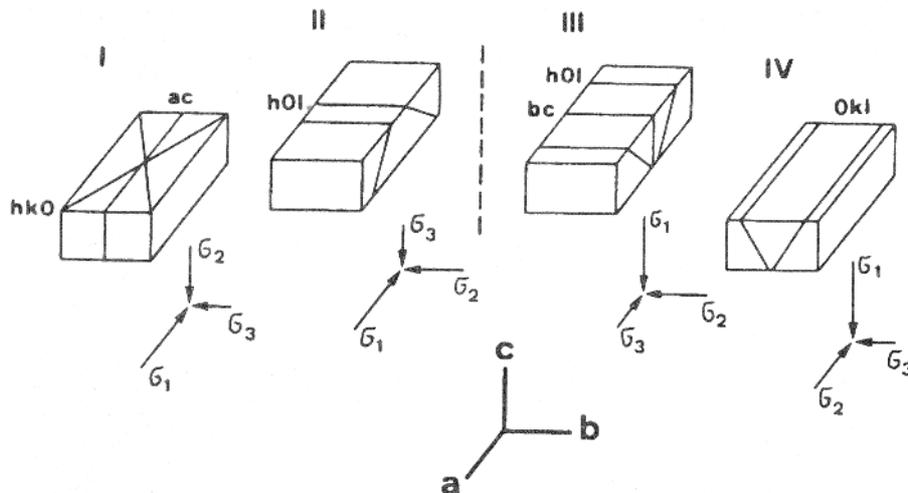


Abbildung 2-6: Theoretische Spannungsverhältnisse bei der Entstehung von Klüften bestimmter Flächenlagen in Bezug auf eine Falte mit $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (aus MEYER & KRONBERG 1989)

- I: $\sigma_1 \parallel$ zur Schichtung, $\sigma_3 \parallel$ zur Faltenachse: Entstehung von Trennklüften (ac) und Diagonalklüften (hk0)
- II: $\sigma_1 \parallel$ zur Schichtung, $\sigma_3 \perp$ zur Faltenachse: Entstehung von Längsklüften (h0l)
- III: $\sigma_1 \perp$ zur Schichtung, $\sigma_3 \perp$ zur Faltenachse: Entstehung von Trennklüften (bc) und Längsklüften (h0l)
- IV: $\sigma_1 \perp$ zur Schichtung, $\sigma_3 \parallel$ zur Faltenachse: Entstehung von Querklüften (0kl)

Die voran dargestellten Trennflächensysteme stellen eine Modellvorstellung dar, die sich im Gelände oft weitaus komplizierter darstellen. Eine Interpretation des Trennflächensystems ist daher im Einzelfall vorzunehmen.

Für weiterführende Literatur über die Beschreibung und Entstehung von Trennflächen im Gebirge wird u.a. auf MÜLLER (1963), KARRENBERG (1981), DERSHOWITZ (1984) oder CHERNYSHEV & DEARMAN (1991) verwiesen.

3 Einfluss der Trennflächen auf die Stabilität des ungesicherten Hohlraumes

In vielen Lehrbüchern und Publikationen wird in Bezug auf die Orientierung vom Trennflächengefüge zum Hohlraum eine zu vereinfachende Einteilung getroffen, wie sie z.B. nach STINI (1950) oder HOEK & BROWN (1980) für das Verhältnis von Schichtstreichen zu Tunnelachse vorgenommen wird (Abbildung 3-1):

- ⇒ paralleles bzw. spitzwinkliges Streichen = ungünstige (weil zu Niederbrüchen neigende) Stellung
- ⇒ querschlägiges Streichen = günstige Stellung
- ⇒ söhlige Lagerung = indifferente Stellung

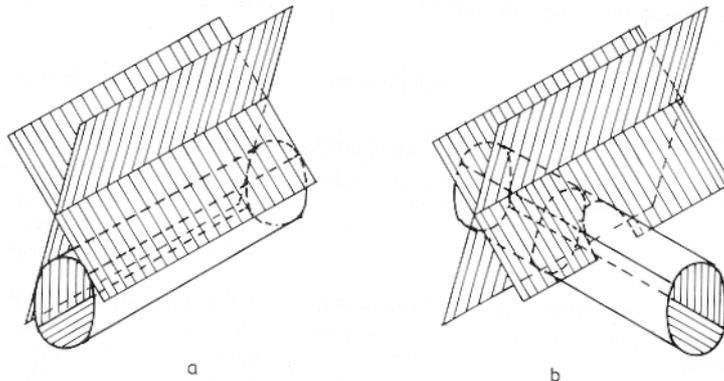


Abbildung 3-1: Einfluss der Orientierung der Tunnelachse auf die Bildung von Gleitkeilen mit zwei Hauptklufscharen (nach HOEK & BROWN 1980)
 a) Ungünstige Achslage
 b) Günstige Achslage

Solche Einteilungen werden der Natur nur in den seltensten Fällen gerecht und haben nach MÜLLER (1978) "wenn sie zu wörtlich genommen wurden, schon viel Unheil angerichtet". Wie im Kapitel 2 ausgeführt, werden die Schichtflächen durch Schieferungsflächen, Störungen sowie Klufscharen begleitet. Bei der Frage, ob sich bei einem Tunnelvortrieb Gefügeelemente als ungünstig erweisen können, müssen alle Gefügewerte betrachtet werden. Dabei kommt es wesentlich auf die Lage der Tunnelachse zu den Richtungen des geringsten Scherwiderstandes, d. h. der größten Teilkörperbeweglichkeit der Kluffkörper, an. Die möglichen Bewegungen von Kluffkörpern beeinflussen

- ⇒ die Gebirgsdruckverteilung um einen Hohlraum und damit die Form und Dimensionierung des temporären und permanenten Ausbaus sowie
- ⇒ die Standfestigkeit der Ortsbrust und die Wahl der vorauseilenden Sicherungsmittel und damit die Vortriebsgeschwindigkeit.

Eine für die Standfestigkeit des ungesicherten Hohlraumes ungünstige Gebirgsdruckverteilung kann durch eine schnelle Sicherung, die eine Auflockerung des Gebirgsverbandes unterbindet, weitestgehend vermieden werden. Wie in Abbildung 1-3 (Kapitel 1.3) bildlich dargestellt, stellt sich 1 bis 2 Querschnittsbreiten hinter der Ortsbrust wieder ein ebener Spannungszustand ein. Trennflächen im Gebirge können die Gebirgsdruckverteilung um den Hohlraum asymmetrisch verändern, was statisch durch eine Verstärkung der Außenschale

berücksichtigt werden kann. Zur Dimensionierung der Außenschale liegen eine Vielzahl von analytischen und numerischen Berechnungsverfahren vor (siehe z.B. WITTKÉ et al. 2002). Hierauf soll im folgenden nicht weiter eingegangen werden.

Die Teilkörperbeweglichkeit an der ungesicherten Ortsbrust ist hingegen nur schematisch durch vorauslaufende Berechnungen zu quantifizieren. In der Praxis zeigt sich häufig, dass die, die mechanische Wirksamkeit und die Teilkörperbeweglichkeit beeinflussenden Parameter Trennflächenorientierung, Anzahl der Trennflächenscharen, -abstand und -erstreckung sowie der Durchtrennungsgrad räumlich stark variieren und durch Vorerkundungen nur schwer zu prognostizieren sind.

Im nachfolgenden Kapitel werden daher prinzipielle Versagensmechanismen von Vortrieben in trennflächenbeeinflusstem Gebirge sowie deren qualitative bzw. quantitative Beschreibung vorgestellt.

3.1 Prinzipielle Versagensmechanismen

Bei geklüfteten Gebirgsverhältnissen spielen die Trennflächen bezüglich des mechanischen Verhaltens die wesentliche Rolle. Nach HOEK & BRAY (1981) ergeben sich verschiedene Versagensmechanismen, die im Lagenkugeldiagramm jeweils ein charakteristisches Muster bilden (z.B. GENSKE 1985).

Ortsbrustbereich

Im Ortsbrustbereich können vor allem folgende, durch das Trennflächengefüge bedingte Versagensmechanismen beobachtet. Sie sind auch in Abbildung 3-2 schematisch dargestellt:

- Ebenes Gleiten (Translation) auf Trennflächen (Schichtflächen, Schieferungsflächen, Längs-, Quer- oder Diagonalklüften) die in den Hohlraum einfallen,
- Räumliches Gleiten (Translation) auf Trennflächen zweier Scharen, deren Verschnitt-linear in den Hohlraum einfällt,
- Kippbewegungen (Rotation) von steil in die Ortsbrust einfallenden Schichtpaketen.

Gleitbewegungen können in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit der Trennfläche bei der Überschreitung eines bestimmten Neigungswinkels einsetzen. Dieses "kritische Schichteinfallen" kann nach PRINZ (1980) in tonsteinreichen Abfolgen des Buntsandsteins in Hessen schon bei 10° erreicht werden. Zum Teil werden die Gleitbewegungen durch glimmerreiche oder plastische tonige Bestege in den Trennfugen sowie durch das Vorhandensein von Bergwasser unterstützt. Die seitliche Einspannung der Gleitkörper wirkt demgegenüber als haltende Kraft. Treten Querklüfte mit hohem Durchtrennungsgrad auf, dann können plastische Kluffüllungen eine seitliche Einspannung der Kluffkörper fast völlig aufheben.

Kippbewegungen treten ein, wenn der Schwerpunkt des Kluffkörpers außerhalb seiner Aufstandsfläche liegt, d.h. ab einem bestimmten Verhältnis von Schichtflächenabstand (entspricht der Breite des Kluffkörpers), Kluffabstand (entspricht der Höhe des Kluffkörpers) und Einfallwinkel der Schichtfläche. Die seitliche Einspannung des Körpers wirkt auch hier seiner Bewegung entgegen.

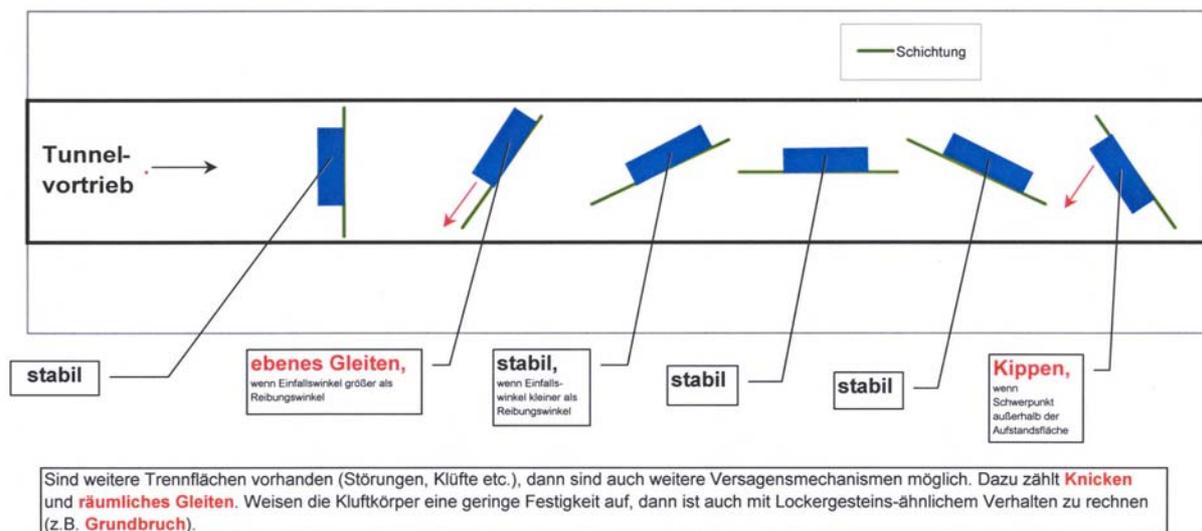


Abbildung 3-2: Prinzipielle Versagensmechanismen von Klüftkörpern (blau dargestellt) an der ungesicherten Ortsbrust in Abhängigkeit vom Einfallswinkel der Trennflächen bzw. deren Verschnittlinear (aus KÜHNE, NORTMEYER & KUNZ 2001a)

Ein weiterer Versagensmechanismus an der Ortsbrust ist das **Ausknicken** von steil stehenden Schichtpaketen, wobei dünne Felstafeln aufgrund von erhöhten Horizontalspannungen aus der Ortsbrust knicken.

Im stark verwitterten oder entfestigten Gebirge besteht beim Überschreiten der Gesteinsfestigkeit zusätzlich die Möglichkeit eines **böschungsbruchähnlichen Versagens im Ortsbrustbereich**.

Firste und Ulmen

Die Trennflächenverschneidung von Schichtung, Schieferung und mehreren Klüftscharen ermöglicht auch Ausbrüche von Klüftkörpern aus der Firste und der Ulme. Als weiterer Versagensmechanismus kommt neben den oben genannten Bewegungen das **Fallen** von ungesicherten Gesteinspaketen hinzu. In Abbildung 3-3 sind typische trennflächenbedingte Versagensbeispiele im First- bzw. Ulmenbereich wie die "Korkenzieherbildung" (Bild a) oder der "Sargdeckel" (Bild c) dargestellt. Da hierdurch die Arbeitssicherheit der Vortriebsmannschaften und die Wirksamkeit des Gewölbeträgeres entscheidend beeinflusst werden kann, werden zur Vermeidung solcher Versagensfälle Systemankerungen (siehe Abbildung 3-3) oder vorausseilende Sicherungen (Spieße, Rohrschirm) angewendet.

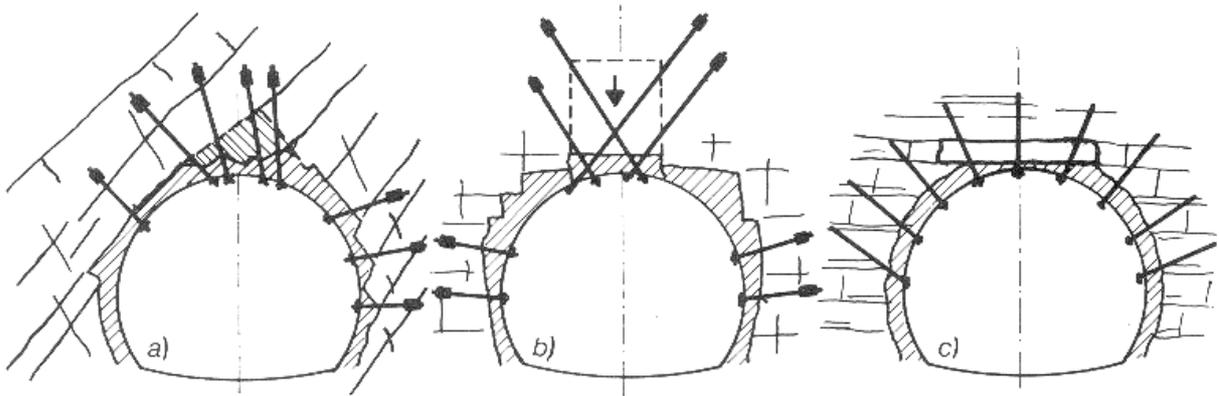


Abbildung 3-3: Prinzipielle Versagensmechanismen aus der ungesicherten Firste / Ulme in Abhängigkeit vom Einfallswinkel der Trennflächen sowie deren Sicherung durch Anker (aus MÜLLER 1978)

- a) bei schräg einfallenden Klüftung (zur Vermeidung einer "Korkenzieherwirkung")
- b) bei söhlig und saigeren Klüftstellungen
- c) in söhlig gebanktem Gebirge (zur Vermeidung von "Sargdeckeln")

Im stark verwitterten oder entfestigten Gebirge besteht beim Überschreiten der Gesteinsfestigkeit zusätzlich die Möglichkeit eines **grundbruchähnlichen Versagens aus den Ulmenbereichen** in den Hohlraum.

3.2 Qualitative Beschreibung des Einflusses der Trennflächen

3.2.1 Grundlagen

Seit STINI (1950) und PACHER (1959) wurde versucht, den Grad der Zerlegung des Gebirges durch Trennflächen zu quantifizieren.

Die **Klüftigkeitsziffer** k nach STINI (1950) ist die Anzahl der Trennflächenschnitte pro Meter einer gedachten Strecke.

$$k = \frac{s}{l} \quad (3.1)$$

mit k = Klüftigkeitsziffer [1/m]
 s = Anzahl der Trennflächenschnitte [-]
 l = Länge der Messstrecke [m]

Der ebene Klüftflächenanteil oder **ebene Durchtrennungsgrad** κ_e nach PACHER (1959) gibt an, in welchem Maße das Gebirge in der Ebene der Trennfläche durchtrennt ist.

$$\kappa_e = \frac{K}{F} \quad (3.2)$$

mit κ_e = ebener Durchtrennungsgrad [-]
 K = Fläche einer Kluft in einer gedachten Ebene [m²]
 F = Fläche der gedachten Ebene [m²]

Ein ebener Durchtrennungsgrad von $\kappa_e = 0$ bedeutet, dass in der Ebene keine Trennfläche auftritt, ein ebener Durchtrennungsgrad von $\kappa_e = 1$ bedeutet hingegen, dass die Ebene vollständig von der Trennfläche durchtrennt ist (Abbildung 3-4).

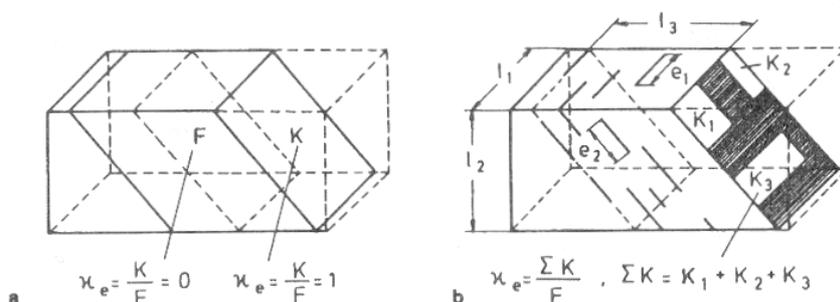


Abbildung 3-4: Definition des ebenen Durchtrennungsgrades κ_e nach PACHER (1959)

- a) Ebener Durchtrennungsgrad $\kappa_e = 0$ bzw. 1
 b) Ebener Durchtrennungsgrad $\kappa_e < 1$

Der **räumliche Durchtrennungsgrad** κ_f einer Trennflächenschar ist definiert als das Produkt aus dem ebenen Durchtrennungsgrad κ_e und der Klüftigkeitsziffer k .

$$\kappa_f = \kappa_e \cdot k \quad (3.3)$$

mit κ_f = räumlicher Durchtrennungsgrad [1/m]
 κ_e = ebener Durchtrennungsgrad [-]
 k = Klüftigkeitsziffer [1/m]

Die kritischen Größen für den ebenen Durchtrennungsgrad in Bezug auf eine Teilkörperbeweglichkeit sind für den Tunnelbau im Gegensatz zu Festgesteinsböschungen günstiger zu bewerten, da im Vortriebsbereich eine seitliche Einspannung einer Bewegung entgegenwirkt oder gar im Gebirge eine gewölbeartige Verspannung den Hohlraum überbrücken hilft. Ob der ebene Durchtrennungsgrad 0,7 oder 1,0 beträgt, macht dabei bereits einen signifikanten Unterschied aus. Bei $\kappa_e = 0,7$ bis 0,8 können sich nach MÜLLER (1978) im Gebirge bereits wirksame statische Ersatzkonstruktionen bilden und Spannungsumlagerungen in ähnlicher Weise vollziehen wie in einem kompakten Fels.

3.2.2 Deskriptive Gebirgsklassifikationen

In den 50er und 60er Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts wurden von STINI, TERZAGHI oder LAUFFER Versuche unternommen, die komplizierten Wechselbeziehungen zwischen geologischen, geomechanischen und tunnelbautechnischen Einflussfaktoren im Hinblick auf das Gebirgsverhalten beim Ausbruch zu beschreiben.

So erstellt z.B. LAUFFER (1958, 1960) aus den Kennwerten Klüftigkeitsziffer, Durchtrennungsgrad und Gebirgsfestigkeit eine deskriptive Gebirgsklassifikation, aus der die Standfestigkeit (wirksame Stützweite sowie Standzeit des ungesicherten Hohlraumes ohne Sicherung) abgeschätzt werden konnte (Abbildungen 3-5 und 3-6).

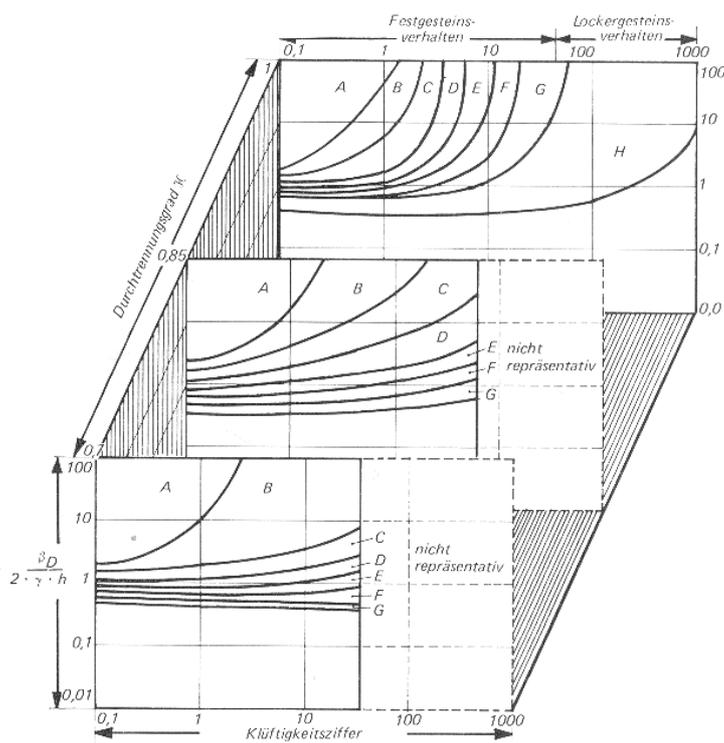


Abbildung 3-5: Standfestigkeitsgrade nach LAUFFER (aus MÜLLER 1978) in Abhängigkeit der Klüftigkeitsziffer k , des Durchtrennungsgrades κ sowie einem Faktor für die Gesteinsfestigkeit

A) standfest, B) nachbrüchig, C) sehr nachbrüchig, D) gebräch. E) sehr gebräch, F) druckhaft, G) sehr druckhaft, H) rollig

Die Abbildung 3-5 verdeutlicht, dass mit steigendem Durchtrennungsgrad (0,7 → 1,0) bzw. mit steigender Klüftigkeitsziffer die Standfestigkeit des Gebirges deutlich abnimmt.

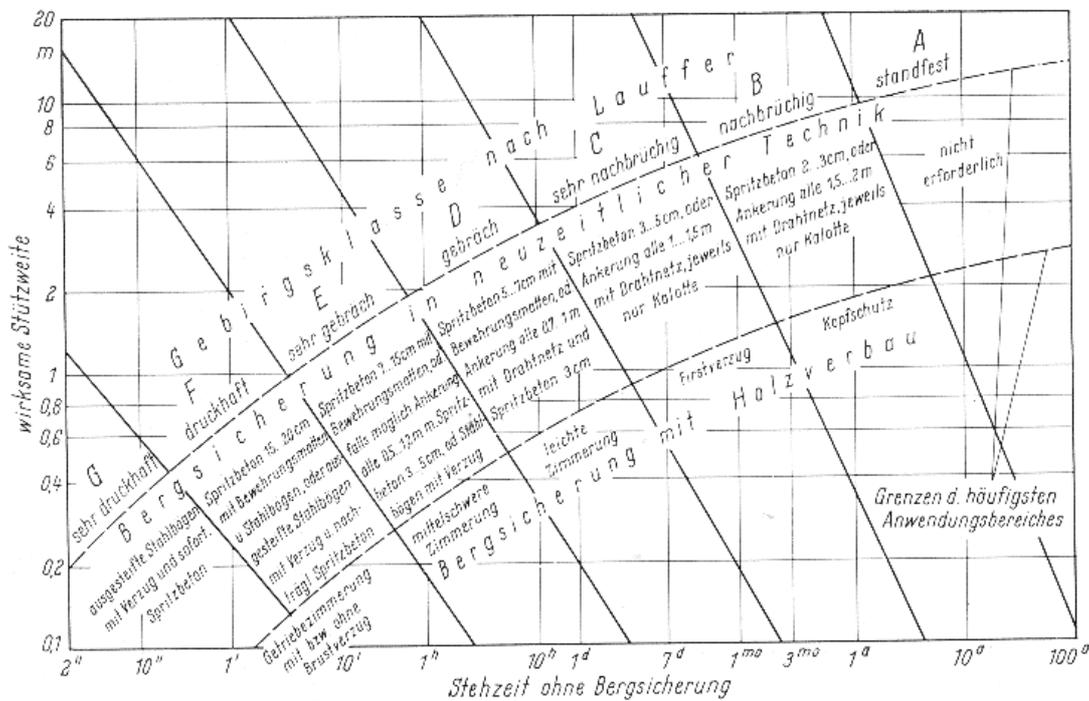


Abbildung 3-6: Gebirgsklassifikation nach LAUFFER (1958) mit Angabe der Standfestigkeit (wirksame Stützweite sowie Standzeit des ungesicherten Hohlraumes ohne Sicherung) und der notwendigen Sicherungsmaßnahmen

Die Gebirgsklassifikation von LAUFFER aus Abbildung 3-6 wurde bis weit in die 70er Jahre mit großem Erfolg angewendet.

3.2.3 Empirische Gebirgsklassifikationen

In Folge wurden zunehmend quantitative Parameter in die Klassifikationssysteme einbezogen. Über die Erfahrung bei Tunnelvortrieben konnte eine systematische und normierte Erfassung von wichtigen Kenngrößen, v.a. zur Trennflächencharakteristik, erfolgen.

Zwei in den 70er Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts entwickelte Systeme für die Gebirgsklassifizierung, das Q-System nach BARTON, LIEN & LUNDE (1974, sowie letztem Update von GRIMSTAD & BARTON 1993) sowie das RMR-System nach BIENIAWSKI (1974, jedoch ständig verbessert seit dieser ersten Veröffentlichung) veranschaulichen sehr gut den Einfluss von Trennflächen auf die Standfestigkeit des ungesicherten Hohlraumes. Beide Systeme werden nachfolgend nur kurz vorgestellt, für weiterführende Informationen sei auf die einschlägigen Veröffentlichungen und Lehrbücher verwiesen.

Q-System

Das Q-System ($Q = \text{quality}$) wurde von BARTON, LIEN & LUNDE (1974) basierend auf der Analyse von über 200 Tunnelbauwerken in den kristallinen Gesteinen Skandinaviens

entwickelt. Dabei werden sechs Kennwerte im Gelände erfasst, in Tabellen mit Werten belegt und zu Quotienten zusammengefasst:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (3.4)$$

mit Q = Wert für die Felsqualität [-]
 RQD = Rock Quality Designation [-]
 J_n = Anzahl der Kluftscharen [-]
 J_{nr} = Kluftrauigkeit der ungünstigsten Trennfläche [-]
 J_{na} = Kluftveränderungszahl der "schwächsten" Trennfläche [-]
 J_w = Grad der Wasserführung / Wasserdruck in dem Trennflächensystem [-]
 SRF = Spannungsreduktionsfaktor [-]

Wie aus der Gleichung 3.4 zu erkennen, beziehen sind fünf der sechs Kennwerte auf die Trennflächen im Gebirge. Der erste Quotient ist dabei ein Maß für die Kluftkörpergröße, der zweite Quotient ein Ausdruck für die Scherfestigkeit der Trennflächen und der dritte Quotient drückt den Spannungszustand aus.

Mit Hilfe des Q-Wertes wird die Felsqualität in neun Gebirgsqualitäten zwischen "außerordentlich gut" bis "außerordentlich schlecht" einstuft (Abbildung 3-7).

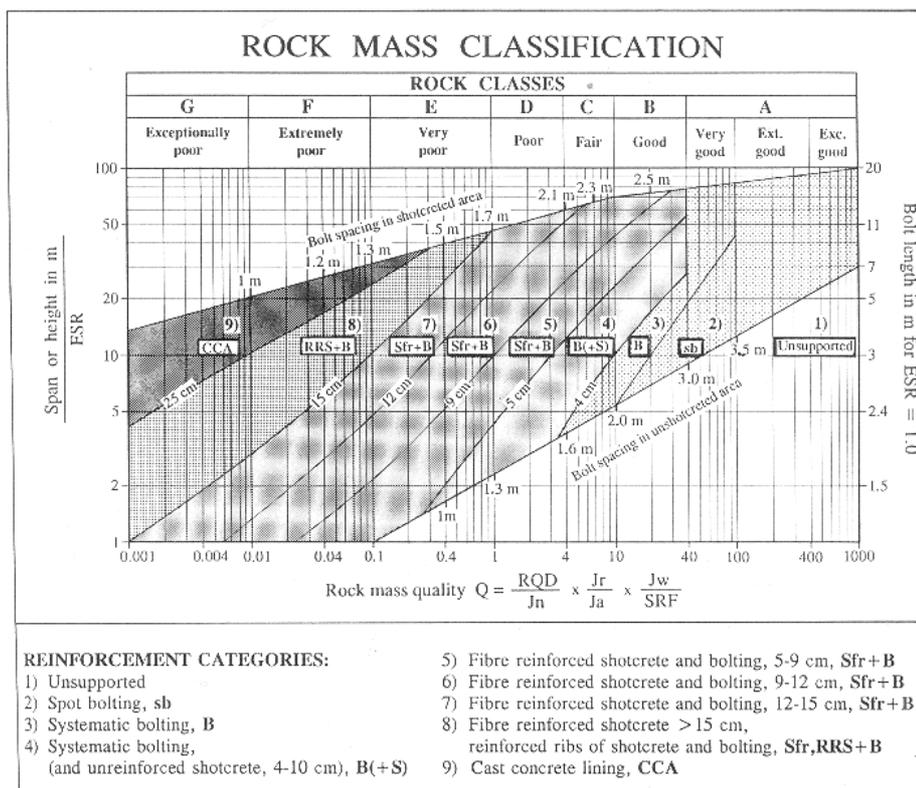


Abbildung 3-7: Einsatz von Sicherungsmittel basierend auf dem Q-System nach BARTON, LIEN & LUNDE (1974 ergänzt von GRIMSTAD & BARTON 1993)

Hieraus kann u.a. indirekt auf die erforderlichen Stützmaßnahmen und die maximal ungesicherte Abschlagslänge geschlossen werden. Weitere empirische Ableitungen vom Q-

Wert, z.B. auf den Elastizitätsmoduls E sowie den auf dem Ausbau lastenden Druck P sind in der Literatur beschrieben, sollen aber hier nicht weiter vertieft werden.

RMR-System

Das RMR-System (*Rock Mass Rating*) oder 'Geomechanics Classification'-System nach BIENIAWSKI wurde ab Anfang der 70er Jahre entwickelt und inzwischen basierend auf der Auswertung von über 300 Bauvorhaben in Festgesteinen Südafrika und Nordamerika laufend kalibriert und fortgeschrieben. Auch BIENIAWSKI betrachtet sechs Gebirgskennwerte, wovon sich fünf die Trennflächen im Gebirge beschreiben, bezieht aber im Gegensatz zum Q-System die Orientierung der Trennflächen sowie die Gesteinsfestigkeit mit ein:

- Einaxiale Druckfestigkeit des Gestein
- RQD-Wert
- Kluftabstand
- Zustand der Klüfte (Rauheit + Verwitterung)
- Wasserandrang
- Trennflächenorientierung

Der Einfluss der Trennflächenorientierung zum Tunnelbauwerk wird dabei, wie in Tabelle 3-1 dargestellt, bewertet.

Die Kennwerte werden im Gelände erfasst und über Tabellen quantifiziert. Das RMR-System addiert dabei die Einzelbewertungen und ermittelt aus der Gesamtbewertung aus fünf Gebirgsklassen von "sehr schlechter Fels" bis "sehr guter Fels". Aus der Gebirgsklasse kann dann eine Abschätzung der mittleren freien Standzeit und die freitragende Länge des ungesicherten Ausbruches, die Kohäsion sowie der Reibungswinkel des Gebirges abgeschätzt werden.

Tabelle 3-1: Einfluss der Raumstellung der Trennflächen im Tunnelbau (Streichen relativ zur Tunnelachse, Fallwinkel β relativ zur Vortriebsrichtung) (nach BIENIAWSKI 1974)

Streichen normal zur Tunnelachse				Streichen parallel zur Tunnelachse		β : 0° - 20° unabhängig vom Streichen
Fallen in Vortriebsrichtung		Fallen gegen Vortriebsrichtung				
β : 45° - 90°	β : 20° - 45°	β : 45° - 90°	β : 20° - 45°	β : 45° - 90°	β : 20° - 45°	
sehr günstig	günstig	mäßig günstig	ungünstig	sehr ungünstig	mäßig gut	ungünstig

Beide Verfahren – Q-System und RMR-System – sind einfach in der Anwendung und ermöglichen bereits in der Erkundungsphase Homogenbereiche abzuschätzen und für die Erstellung des Tunnelbauwerkes im Hinblick auf die Gebirgsqualität zu bewerten. Beide Klassifizierungen sind jedoch für den praxisbezogenen Gebrauch in trennflächendominierten und gering- oder mittelfesten Gesteinen, wie z.B. für die Bewertung der Sand- und Tonsteine im Rheinischen Schiefergebirge auffinden, zu konservativ und würden über eine negative Einschätzung der Gebirgsqualität zu einer Überdimensionierung der Sicherungsmittel führen.

Zudem versuchen alle Gebirgsklassifikationen eine Vielzahl von geologischen Daten in eine einzige Zahl "zu pressen", was in Anbetracht der Vielfalt der Natur sowie der Wechselbeziehungen und der gegenseitigen Beeinflussung der Kennwerte zwangsläufig zu Abstrahierungen führen muss.

3.2.4 Ausbruchs- und Vortriebsklassifikationen

Zur Einteilung des Gebirges und dessen Verhalten beim Ausbruch und zur Systematisierung der Sicherungsmaßnahmen haben sich in den 90er Jahren im deutschsprachigen Raum Klassifizierungen der Gebirgsverhältnisse in Form von "Vortriebs- oder Ausbruchklassen aufgrund von Sicherungsmaßnahmen" durchgesetzt. Diese sind

- in Deutschland die DIN 18312 - Untertagebauarbeiten
- in Österreich die ÖNorm B 2203 "Untertagebauarbeiten"
- in der Schweiz die SIA 198

Die DIN 18312 ist eine allgemeine Vortriebsklassifizierung und unterscheidet für den bergmännischen Vortrieb 7 Klassen nach dem Umfang der Sicherungsmaßnahmen und damit nach der notwendigen Zeit, den ausgebrochenen Hohlraum temporär standsicher zu machen (siehe Tabelle 3-2).

Tabelle 3-2: Allgemeine Vortriebsklassen für den bergmännischen Vortrieb nach der DIN 18312

Vortriebsklasse	Ausbruchart
1	Ausbruch, der keine Sicherung erfordert
2	Ausbruch, der eine Sicherung erfordert, die in Abstimmung mit dem Bauverfahren so eingebaut werden kann, das Lösen und Laden nicht behindert werden
3	Ausbruch, der eine im geringen Abstand zur Ortsbrust folgende Sicherung erfordert, für deren Einbau Lösen und Laden unterbrochen werden müssen
4	Ausbruch, der eine unmittelbare Sicherung erfordert
5	Ausbruch, der eine unmittelbar folgende Sicherung und zusätzlich eine Sicherung der Ortsbrust erfordert
6	Ausbruch, der eine unmittelbar folgende und zusätzlich eine vorausseilende Sicherung erfordert
7	Ausbruch, der eine unmittelbar folgende Sicherung, eine Sicherung der Ortsbrust und zusätzlich eine vorausseilende Sicherung erfordert

In den Vortriebsklassen 4 bis 7 kann aus Gründen der Standsicherheit eine Unterteilung des Ausbruchsquerschnittes in Teilquerschnitte zusätzlich klassifiziert werden (Vortriebsklassen 4A 7A).

Aus der DIN 18312 wird häufig projektbezogen eine detailliertere und den jeweiligen Gebirgsverhältnissen und Bauverfahren angepasste Klassifizierung erarbeitet, die es erlaubt, Verzögerungen und Behinderungen der Vortriebsarbeiten zu quantifizieren. Die Vortriebsklassifikation ermöglicht

- vor Beginn der Baumaßnahme eine leistungsabhängige Preisbildung und eine grobe Bauzeiteneinschätzung,
- während der Baumaßnahme eine gebirggerechte Klassifizierung im Hinblick auf die Sicherungsmaßnahmen und nicht zuletzt
- nach der Baumaßnahme eine Abrechnungsgrundlage.

Die z.B. für die Tunnelbauarbeiten der NBS Köln – Rhein/Main erarbeitete Ausbruchsklassifizierung beinhaltet unter anderem Angaben zur Aufteilung des Querschnittes (Kalotte – Strosse – Sohle, ggf. First- oder Ulmenstollen), zum Lösen des Gebirges, zur ungesicherten Abschlagslänge, zur Dimensionierung der Sicherungsmittel (Spritzbeton, Bewehrung durch Baustahlmatten, Anker, Ausbaubögen) sowie zur Ortsbrustsicherung und zur vorausseilenden Sicherung. So wurde für die in der vorliegenden Arbeit behandelte Tunnelbaumaßnahme die in Abbildung 3-8 beispielhaft dargestellte Ausbaurklassenfestlegung getroffen.

Ausbruchklasse	4A-1	6A-1
Ausbruchart / Lösen	Sprengen, evtl. Bagger + Hydraulikmeißel	Bagger + Hydraulikmeißel evtl. Lockerungssprengungen
Ungesicherte Abschlagslängen	Kalotte (a) 0,80 - 1,20m Strosse (b) 1,60 - 2,40m Sohle (c) ≤ 4,80m	Kalotte (a) 0,80 - 1,20m Strosse (b) 1,60 - 2,40m Sohle (c) ≤ 4,80m
Ortsbrustsicherung	-	-
Vorausseilende Sicherung	-	vermörtelte Spieße $l_s = 3-4m, a_s < 30cm$
Spritzbeton B25	25 - 30cm	25 - 30cm
Bewehrung	BSTG-Matten (2-lagig)	BSTG-Matten (2-lagig)
Systemankerung	$l_A = 4-6m, 16-18\text{Stck}/m$	$l_A = 4-6m, 16-18\text{Stck}/m$
Abstand der Ausbaubögen	Kalotte 0,80-1,20m Strosse 0,80-2,40m Sohle 1,20-3,20m	Kalotte 0,80-1,20m Strosse 0,80-2,40m Sohle 1,20-3,20m
Nachlauf	Strosse (d) abhängig von den Ergebnissen der Kontrollmessungen, den geotechnischen Verhältnissen und der Statik, jedoch $d \leq 150m$ und $(c+e) \leq 50m$	Strosse (d) abhängig von den Ergebnissen der Kontrollmessungen, den geotechnischen Verhältnissen und der Statik
Anmerkungen	Eine örtliche Versiegelung der Ortsbrust mit Spritzbeton zur Erhaltung des Gebirgsverbandes und bei betrieblich bedingten Stkständen ändert nicht die Zuordnung zur Ausbruchklasse.	

Ausbruchklasse	7A-K-1	7A-K-2
Ausbruchart / Lösen	Bagger + Hydraulikmeißel evtl. Lockerungssprengungen	Bagger + Hydraulikmeißel evtl. Lockerungssprengungen
Ungesicherte Abschlagslängen	Kalotte (a) 0,81 - 1,20m Strosse (b) 1,61 - 2,40m Sohle (c) ≤ 7,20m	Kalotte (a) 1,21 - 1,60m Strosse (b) 2,41 - 3,20m Sohle (c) ≤ 9,60m
Ortsbrustsicherung	Spritzbeton ≥ 7cm evtl. Stützkern oder Anker	Spritzbeton ≥ 7cm evtl. Stützkern oder Anker
Vorausseilende Sicherung	vermörtelte Spieße $l_s = 3-4m, a_s < 30cm$	vermörtelte Spieße $l_s = 3-4m, a_s < 30cm$
Spritzbeton B25	Gewölbe 30 - 35cm Kalottensohle 20 - 25cm	Gewölbe 30 - 35cm Kalottensohle 20 - 25cm
Bewehrung	Gewölbe BSTG-Matten (2-lagig) Kalottensohle BSTG-Matten (2-lagig)	Gewölbe BSTG-Matten (2-lagig) Kalottensohle BSTG-Matten (2-lagig)
Systemankerung	$l_A = 6-8m, 18-20\text{Stck}/m$	$l_A = 6-8m, 18-20\text{Stck}/m$
Abstand der Ausbaubögen	Kalotte 0,80-1,20m Strosse 0,80-2,40m	Kalotte 1,20-1,60m Strosse 1,20-3,20m
Nachlauf	Strosse (d) abhängig von den Ergebnissen der Kontrollmessungen, den geotechnischen Verhältnissen und der Statik	Strosse (d) abhängig von den Ergebnissen der Kontrollmessungen, den geotechnischen Verhältnissen und der Statik

Abbildung 3-8: Beispielhafte Einteilung der Tunnelvortriebe der NBS Köln – Rhein/Main in projektbezogene Ausbruchklassen nach DIN 18312 (aus BELTER, WITTKÉ & PIERAU 2002)

links: Ausbruchklasse 4A-1: Ausbruch, der eine unmittelbare Sicherung erfordert und der aus Gründen der Standsicherheit eine Unterteilung des Ausbruchquerschnittes erfordert

Ausbruchklasse 6A-1: Ausbruch, der eine unmittelbar folgende und zusätzlich eine vorausseilende Sicherung erfordert und der aus Gründen der Standsicherheit eine Unterteilung des Ausbruchquerschnittes erfordert

rechts: Ausbruchklasse 7A-K-1: Ausbruch, der eine unmittelbar folgende Sicherung, eine Sicherung der Ortsbrust und zusätzlich eine vorausseilende Sicherung erfordert und der aus Gründen der Standsicherheit eine Unterteilung des Ausbruchquerschnittes ("A") und den Einbau einer temporären Kalottensohle ("K") erfordert
Ausbruchklasse 7A-K-2: wie 7A-K-1, jedoch mit einer Vergrößerung der ungesicherten Abschlagslänge in Kalotte, Strosse und Sohle

3.3 Quantitative Beschreibung des Einflusses der Trennflächen

Die Teilkörperbeweglichkeit und die mechanische Wirksamkeit von Trennflächen an der ungesicherten Ortsbrust ist – wie bereits eingangs zum Kapitel 3 erwähnt – nur schematisch durch vorauslaufende Berechnungen zu quantifizieren.

Zur Berechnung der Beweglichkeit von Felskeilen und der daraus folgend notwendigen Sicherungsmaßnahmen durch Spieße, Rohrschirme, Ortsbrustanker, Ortsbrustversiegelung

oder Stützkern ist die Kenntnis von diskreten Trennflächen notwendig. In der Praxis zeigt sich jedoch häufig, dass die die Teilkörperbeweglichkeit beeinflussenden Parameter Orientierung der Trennflächen, Anzahl der Trennflächenscharen, -abstand und -erstreckung sowie der Durchtrennungsgrad und die Trennflächenrauigkeit räumlich stark variieren und durch Vorerkundungen, die z.B. durch Bohrungen immer nur einen sehr kleinen Ausschnitt aus dem Gebirge erfassen, nur schwer zu prognostizieren ist.

Unabhängig von der Wahl des Berechnungsverfahrens ist zunächst ein (Gedanken-) Modell der Trennflächen zu erstellen. In dieses Modell fließen die Erkenntnisse aus den Vorerkundungen ein und lassen die Komplexität und die Varietät der beeinflussenden Parameter erkennen. In Abbildung 3-9 ist beispielhaft eine Modellbildung der Trennflächensysteme im Rheinischen Schiefergebirge und ihrer verschiedenen modellhaften Orientierung zum Tunnel dargestellt. Sollten darüber hinaus dominante Störungssysteme bekannt sein, sind hierfür gesonderte Gefügemodelle zu erstellen.

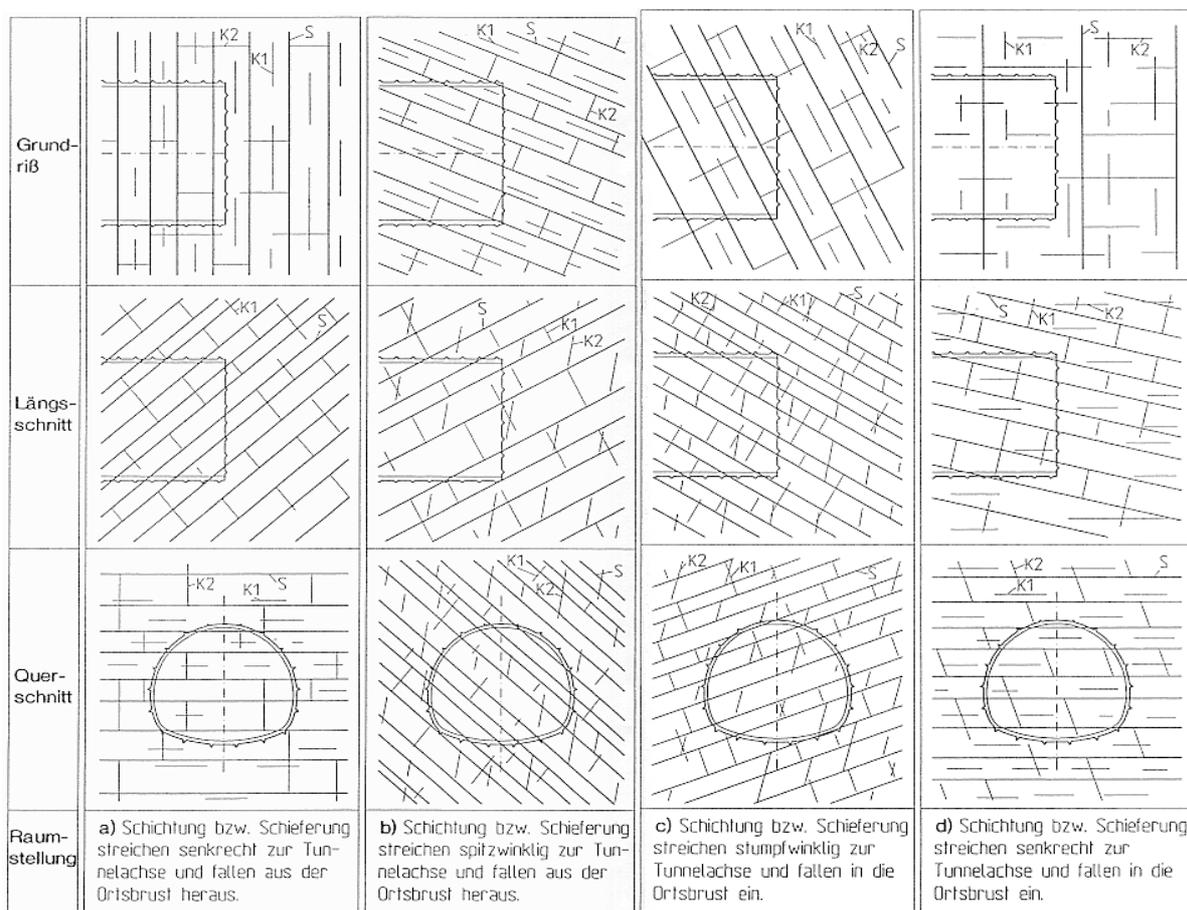


Abbildung 3-9: Modellhafte Trennflächensysteme für das Rheinische Schiefergebirge im Zuge der Tunnelvortriebe der NBS Köln – Rhein/Main (aus WBI 1995)
mit S = Schieferung / Schichtung, K1 = Längsklüfte (bc-Klüfte), K2 = Querklüfte (ac-Klüfte)

Die Trennflächenmodelle a) und d) stellen dabei aufgrund des senkrechten Streichens der Schichtung / Schieferung zur Tunnelachse die ungünstigste Variante dar, wobei im Modell a) das Gleiten auf den Schicht-/Schieferungsflächen und im Modell d) das Gleiten auf den Längsklüften ein mögliches Versagen der Ortsbrust beeinflusst. In den Modellen b) und c) können Translations- und Rotationsbewegungen i.w. bei engständig geklüfteten Querklüften mit einem hohen Durchtrennungsgrad auftreten.

3.3.1 Graphische Verfahren

JOHN & DEUTSCH (1974) beschreiben graphische Verfahren, wo durch den Gebrauch der Lagenkugel ungünstige Zustände durch die Verschneidung mehrerer Trennflächensysteme dargestellt werden können. Wie in Abbildung 3-10 dargestellt, lassen sich so die Richtung von günstigen Ankerrichtungen z.B. zur Sicherung der Ortsbrust ermitteln.

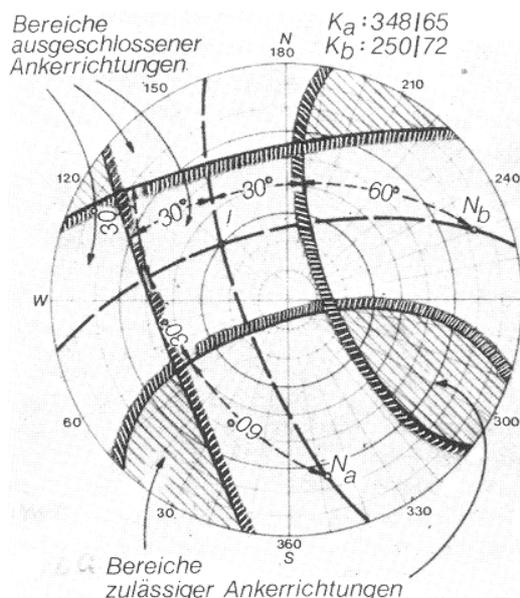


Abbildung 3-10: Graphische Methoden zur Ermittlung von günstigen Ankerrichtungen in Bezug auf die Trennflächengeometrie (aus JOHN & DEUTSCH 1974)

Weitere graphische Verfahren werden z.B. in WITTKÉ (1984) vorgestellt.

Die Verwendung von solchen graphischen Auswerteverfahren zur Quantifizierung von Sicherungsmaßnahmen ist angebracht, um bei einfachen geometrischen Situationen, in denen eine analytische Lösung zu aufwendig ist, eine schnelle Entscheidungshilfe zu erlangen. Sobald jedoch zusätzliche Kräfte das Gleichgewicht verändern, sind rechnerische Lösungsverfahren unumgänglich.

3.3.2 Analytische Verfahren

Analytische Verfahren sollten ebenfalls auf einfache Baugrundverhältnisse mit einigermaßen klar definierten Randbedingungen beschränkt bleiben. Analytische Verfahren zur Untersuchung der Stabilität des ungesicherten Hohlraumes beruhen auf der Grundlage der Mechanik starrer Körper. Aus dem Verhältnis von rückhaltenden zu treibenden Kräften (bzw. Momenten) werden Gleichgewichtsbetrachtungen durchgeführt und die **Sicherheit η der Ortsbrust gegen Translations- und Rotationsbewegungen** errechnet (Gleichung 3.5 und Abbildung 3-11).

$$\eta = \frac{\text{Summe der rückhaltenden Kräfte}}{\text{Summe der treibenden Kräfte}} \quad (3.5)$$

Als rückhaltende Kräfte können angesetzt werden:

- Reibungskräfte auf den Trennflächen (Gleitfläche und Seitenflächen)
- Kohäsion auf den Trennflächen (Gleitfläche und Seitenflächen)
- Materialbrücken auf den Trennflächen
- Seitliche Reibungskräfte infolge des horizontalen Gebirgsdruckes (Verspannung durch Gewölbewirkung)¹

Als treibende (auslösende) Kräfte können angesetzt werden:

- Volumenkräfte, z.B. aus dem Eigengewicht des Gleitkeiles und der Auflast
- Gewichtskräfte aus Einzellasten, z.B. aus Verkehrslasten
- Strömungskräfte aus Grundwasser- oder Sickerströmung

Sofern die nach DIN 4084 erforderliche Sicherheit η unterschritten wird, müssen zusätzliche Kräfte zur Erreichung des Grenzgleichgewichtszustandes mobilisiert werden. Dies kann über die Aktivierung von "Ausbauwiderständen", z.B. den Einbau von Ankern oder dem Stehenlassen eines Stützkernes geschehen. Weiterhin kann die Gewichtskraft der Auflast durch eine vorausseilende Sicherung reduziert werden. Zur Minimierung von Unsicherheiten, die sich aus der naturbedingten Variation der rückhaltenden Reibungskräfte ergeben, sollten Parameterstudien durchgeführt werden. Dabei werden "worst case"-Betrachtungen mit den ungünstigen Kennwerten ("untere Kennwerte") und Geometrien (Überlagerung / Schicht-einfallen) sowie Berechnungen mit mittleren Kennwerten ("charakteristischen Kennwerten") durchgeführt. Die Raumstellung von Trennflächen ist in der Natur ebenfalls mit einer großen Varianz belegt. Um nicht eine Vielzahl von möglichen Versagensmechanismen und Teilkörper zu untersuchen, sollte durch die Bildung von modellhaften Trennflächensystemen, wie in Abbildung 6-9 dargestellt, die Variation der geometrischen Randbedingungen der Trennflächen eingeschränkt werden. Die erforderliche Sicherheit η_{erf} kann dabei von 1,3 für die charakteristischen Kennwerte auf $\eta_{\text{erf}} = 1,0$ für die unteren Kennwerte abgemindert werden.

In der Tabelle 3-4 ist das Ergebnis einer Parameterstudie für die Ortsbruststabilität beim Tunnel Fernthal der NBS Köln – Rhein/Main dargestellt. Für den betrachteten Bereich wurde durch Vorerkundungen das Trennflächenmodell d) der Abbildung 3-9 zugrunde gelegt, d.h., die Schichtung fällt mit einem Einfallswinkel von $< 20^\circ$ in die Ortsbrust ein und ist damit nicht das kritische Trennflächenelement. Die Längsklüftung K1 jedoch ist indifferent und fällt mit einem Winkel von 20° bis 85° in den Hohlraum ein. Mit den "unteren Kennwerten" (Reibungswinkel $\varphi_{\text{Schichtflächen}} = 30^\circ$ / Kohäsion $c_{\text{Schichtflächen}} = 0$ kPa; Reibungswinkel $\varphi_{\text{Kluft 1}} = 30^\circ$ / Kohäsion $c_{\text{Kluft 1}} = 25$ kPa; Reibungswinkel zur Berechnung des Silodruckes $\varphi_{\text{Gebirge}} \approx 26^\circ$ / Kohäsion $c_{\text{Gebirge}} \approx 17,5$ kPa) wurde an mehreren Berechnungsschnitten, die sich i.w. durch die Überlagerungshöhe unterschieden, Berechnungen gemäß Abbildung 3-4 unter Beachtung der Silodrucktheorie von TERZAGHI durchgeführt. Bei einer Überlagerungshöhe von $h = 30$ m ist die Sicherheit η_{min} bei 1,48, auch bei einer Überdeckung von $h = 17$ m liegt die Sicherheit noch über der erforderlichen Sicherheit von $\eta_{\text{erf}} = 1,0$. Erst bei einer Überlagerungshöhe von $h = 8$ m bzw. $h = 10$ m sinkt die Sicherheit ab einem Einfallswinkel von K1 von 48° in den Hohlraum deutlich auf $\eta_{\text{min}} = 0,66$ ab. Damit wurden Ausbauwiderstände zur Stützung der Ortsbrust notwendig. Als mögliche Elemente wurde ein bis zu 6 m breiter und 3 m hoher Stützkern mit einer Stützkernkraft von 579 kN sowie Ortsbrustanker (IBO 32/15) mit einer maximalen Ankerkraft von 150 kN pro Anker definiert. Die Tabelle 6-4 zeigt anschaulich, welchen immensen Einfluss der Einfallswinkel der Längsklüftung auf die notwendigen Stützmittel hat.

¹ "Siloeffekt", kann durch eine Reduzierung der Gewichtskraft der Auflast berücksichtigt werden

Tabelle 3-3: Notwendige Stützmittel zur Erreichung des Grenzgleichgewichtszustandes ($\eta = 1$) in Abhängigkeit des Einfallswinkels der Längsklüfte (schematisch nach LI 1998)

α_{K1}	$\eta_{\min 1}$	A_{\min} [kN]	Gewählte Stützmittel	$\eta_{\min 2}$
89°	0,92	150	Stützkern oder 1 Ortsbrustanker á 150 kN	2,02
85°	0,83	300	Stützkern oder 2 Ortsbrustanker á 150 kN	1,37
80°	0,66	600	4 Ortsbrustanker á 150 kN	1,09
75°	0,66	900	6 Ortsbrustanker á 150 kN	1,07
70°	0,68	1050	7 Ortsbrustanker á 150 kN	1,05
65°	0,73	1050	7 Ortsbrustanker á 150 kN	1,03
60°	0,80	1050	7 Ortsbrustanker á 150 kN	1,05
55°	0,88	750	5 Ortsbrustanker á 150 kN	1,04
50°	0,97	300	Stützkern oder 2 Ortsbrustanker á 150 kN	1,03
45°	1,10	0	-	1,09

α_{K1} = Einfallswinkel der Längsklüftung gegen die Vortriebsrichtung

$\eta_{\min 1}$ = Sicherheitsbeiwert nach analytischer Berechnung **ohne** zusätzliche Stützmaßnahmen

A_{\min} = erforderliche Stützkraft

$\eta_{\min 2}$ = Sicherheitsbeiwert nach analytischer Berechnung **mit** zusätzlichen Stützmaßnahmen

Die scheinbare Präzision der in der Tabelle 3-3 und der Abbildung 3-11 dargestellten Berechnungen sollte nicht darüber hinweg täuschen, dass das Gebirge nur selten der modellhaften Annahme eines kontinuierlichen Gleitkeiles folgt, sondern vielmehr eine Vielzahl möglicher Bruchmechanismen aufweist. Der Bedarf an zusätzlichen Ausbauwiderständen zur Stützung der Ortsbrust muss daher stets vor Ort verifiziert und ggf. angepasst werden.

Zur Berechnung der **Grundbruchsicherheit** werden die aus der Bodenmechanik bekannten Grundbruchformeln nach DIN 4017, Teil 1, verwendet. Die Bruchfläche verläuft dabei entlang von Schicht- und Klufflächen sowie durch Gesteinsbrücken. Das Verhältnis von Trennfläche zu Gesteinsfläche, das i.w. aus dem räumliche Durchtrennungsgrad κ_f abgeschätzt werden kann, bestimmt dann die Ersatzwerte für den Reibungswinkel φ_{ersatz} und die Kohäsion c_{ersatz} auf der Gleitfläche.

Die o.g. analytischen Verfahren lassen keine Aussagen über die im Gebirge auftretenden Spannungen und Verformungen zu. Hierdurch können vortriebsbedingte Spannungsänderungen und damit ggf. zusätzliche auf den Vortrieb lastende Spannungen des umgebenden Gebirges nicht erfasst werden. Sobald die Lösungen zudem nichtlineare Materialgesetze berücksichtigen oder komplizierte Geometrien abgebildet werden müssen, stoßen die analytischen Verfahren an ihre Grenzen. Als Ergänzung sind in diesen Fällen numerische Standsicherheitsbetrachtungen anzuraten.

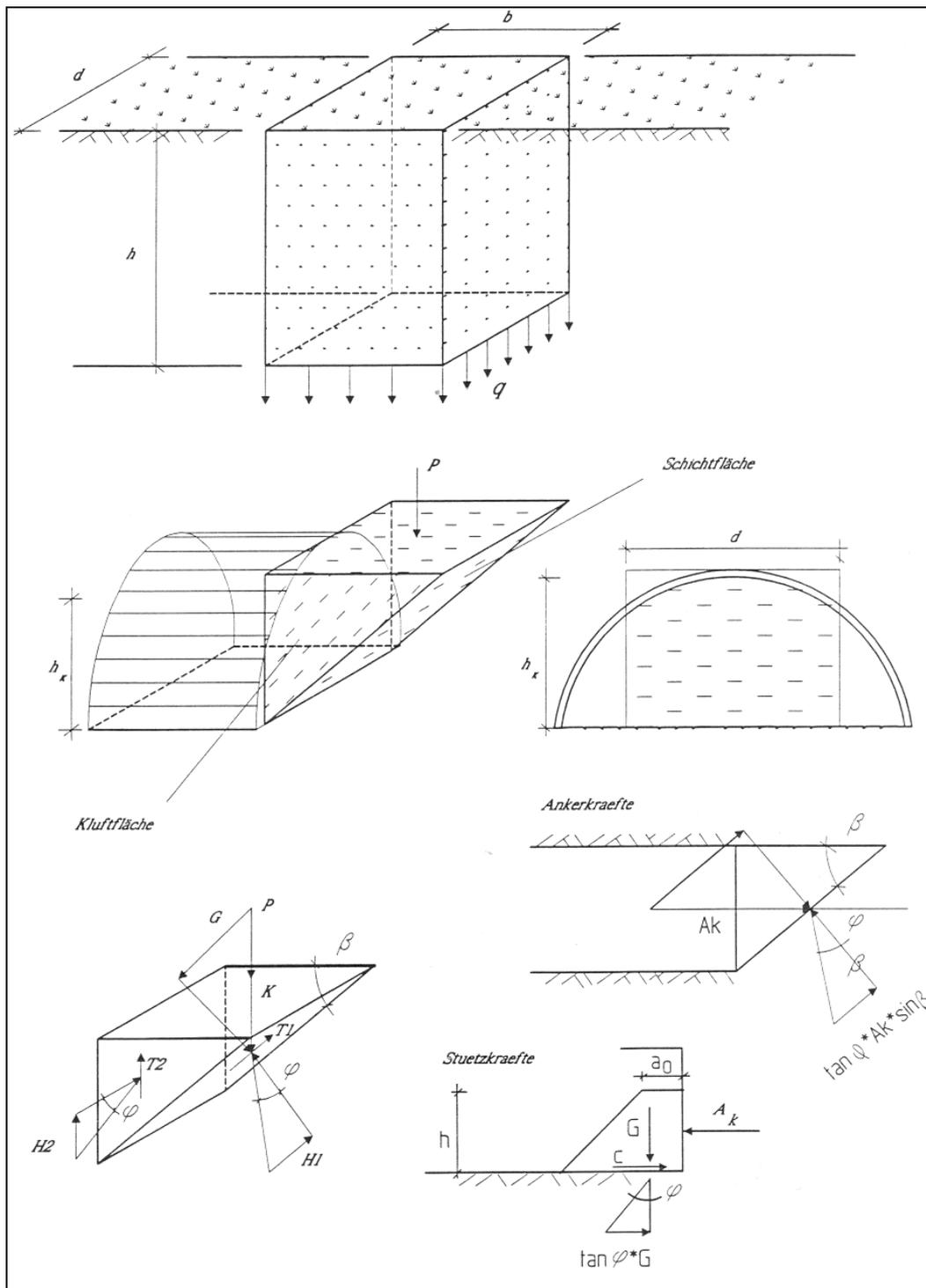


Abbildung 3-11: Analytische Berechnung der Ortsbruststabilität (aus LI 1998)

Als Bruchmechanismus ist ein keilförmig entlang von Trennflächen in den Hohlraum abgleitende Ortsbrust angenommen.

Drei Abbildungen oben: Modellhafter Ortsbrustkeil mit Darstellung der treibenden Kräfte (hier: Volumenkraft aus Eigengewicht des Keils (K) mit h_k = Höhe des Keils und d = Ersatztunneldurchmesser in Höhe der Kalottensohle und Auflast (P) mit h = Überlagerungshöhe und b = Breite in Abhängigkeit vom Einfallswinkel β)

Abbildung unten links: Modellhafte Darstellung der rückhaltenden Kräfte mit H_1 = Reibung auf Gleitfläche, H_2 = Reibung auf Seitenfläche; T_1 = Kohäsion auf Gleitfläche, T_2 = Kohäsion auf Seitenfläche und φ = Reibungswinkel

Zwei Abbildungen unten rechts: Ankerkräfte und Stützkkräfte mit A_k = Ausbauwiderstand, G = Gewichtskraft des Stützkerns, c = Kohäsion, h = Höhe des Stützkerns

3.3.3 Numerische Verfahren

Im Bereich des ungesicherten Hohlraumes erfolgt die Abtragung der Gebirgsspannungen sowohl in Längs- als auch in Querrichtung des Tunnels. Es handelt sich somit um einen räumlichen Spannungs- und Verformungszustand, der sich beim Auftreten von Trennflächen zusätzlich anisotrop ausbilden kann. In komplexen Gebirgsverhältnissen – oder aber wenn vereinfachende analytische Betrachtungen nicht ausreichend sind – sind daher dreidimensionale Betrachtungen der Standsicherheit mittels numerischer FEM (Finite Element Methode)-Modelle notwendig.

Zur Berechnung sind die geometrischen Verhältnisse (Tunnelgeometrie, Schichtaufbau, dominierende Trennflächen) hinreichend genau im Modell nachzubilden. Durch eine Variation der Gebirgskennwerte und der Stütz- und Sicherungsmittel lassen sich Parameterstudien betreiben und verschiedene Szenarien errechnen. Dabei sind zusätzliche äußere Einflüsse durch Lasten (Gebirgslast, Verkehrslast) und Grundwasser (Sickerströmungskräfte an der Ortsbrust, Auftriebskräfte) wirklichkeitsnah zu berücksichtigen.

Zur Beschreibung der Gesteinseigenschaften stehen eine Vielzahl von Materialgesetzen, wie z.B. das Gesetz nach MOHR-COULOMB zur Verfügung. Trennflächen werden entweder diskret im Modell mit den entsprechenden Scherparametern und Geometrien abgebildet oder durch die Bildung von Ersatzwerten (φ_{Ersatz} , c_{Ersatz}) mit dem Gestein homogenisiert.

Der Einfluss der Trennflächen auf die Stabilität des ungesicherten Hohlraumes wird in Abbildung 3-12 verdeutlicht. Mit der "Step-by-Step-Methode (RECHTERN 1990) wurde für den Limburger Tunnel der NBS Köln – Rhein/Main der Vortrieb des Tunnels in Schritten, die näherungsweise dem Vortrieb in-situ entsprechen, nachgebildet. Für das in Abbildung 3-12 dargestellte Gefügemodell wurden drei Varianten in einer Parameterstudie berücksichtigt: A) ohne Wirksamkeit der Trennflächen, B) mit einem Reibungswinkel $\varphi_{\text{Trennflächen}} = 20^\circ$ und C) mit einem abgeminderten Reibungswinkel $\varphi_{\text{Trennflächen}} = 10^\circ$. Die sich im 10. Rechenschritt einstellenden Horizontalverschiebungen δ_H sind auf der linken Seite der Abbildung 3-12 dargestellt. Es zeigt sich, dass im Fall B die Ortsbrust mit $\delta_H = 6$ cm noch stabil ist, im Fall C) mit geringeren Scherwiderständen auf den Trennflächen die Horizontalverschiebung mit $\delta_H = 22$ cm bereits einen kritischen Zustand erreicht hat. Ein im 11. Rechenschritt zusätzlich ins Modell eingebrachter Strömungsdruck auf den Trennflächen bewirkt, dass im Fall C) mit $\delta_H = 35$ cm bereits starke Auflockerungen und Entfestigungen im Ortsbrustbereich stattfinden. Eine Standsicherheit der Ortsbrust kann hier nicht mehr prognostiziert werden. Es zeigt sich weiterhin, dass sich bei einem Reibungswinkel von $\varphi_{\text{Trennflächen}} = 20^\circ$ der Strömungsdruck weitaus weniger bemerkbar macht.

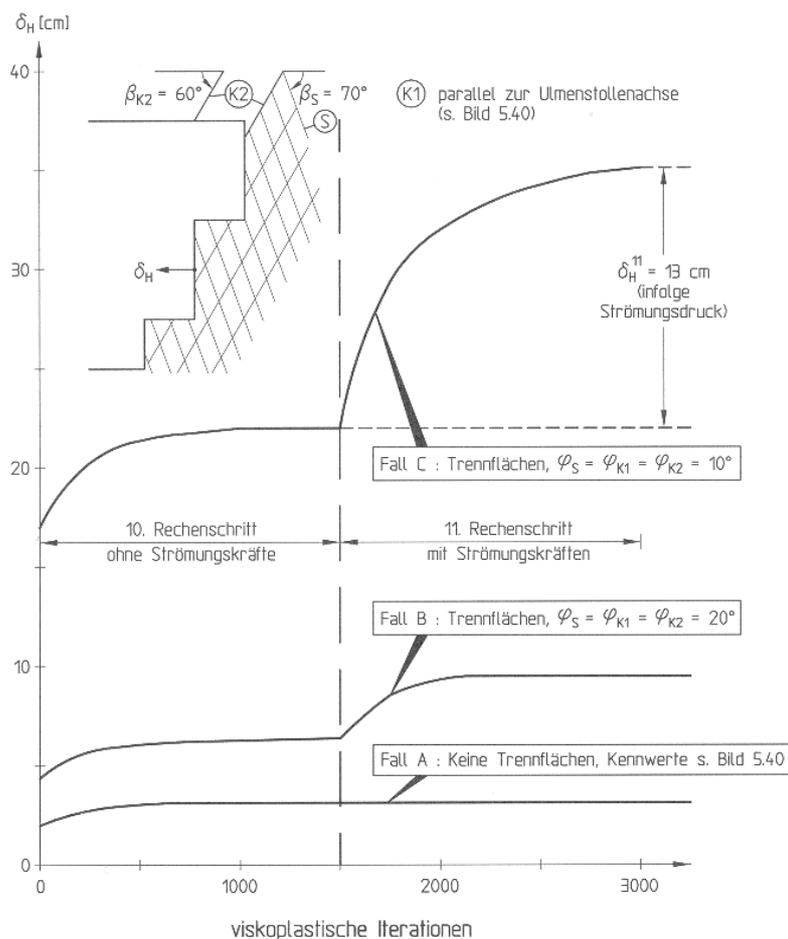


Abbildung 3-12: Einfluss der Scherfestigkeit von Trennflächen auf die Stabilität der Ortsbrust (aus WITKE, PIERAU & ERICHSEN 2002)

Stützmaßnahmen, wie z.B. Ortsbrustanker, werden im FEM-Modell durch eine Erhöhung der Reibungskräfte im Gebirge oder mittels einer horizontal auf die Ortsbrust wirkende Stützkraft simuliert.

Trotz ausgeklügelter analytischer Berechnungen und sophistisch anmutender numerischer Modelle kann eine größtmöglich Sicherheit des Vortriebs beim Vorhandensein von Trennflächen nur durch eine **gesamtheitliche Sicherheitsbetrachtung des Tunnelvortriebs** gewährleistet werden. Hierzu gehört neben einer Überprüfung der Planung die kontinuierliche Durchführung und Interpretation von geotechnischen Messungen und von geologischen Ortsbrustaufnahmen. Nur hierdurch lassen sich Versagensmechanismen wirklichkeitsnah erfassen und für den weiteren Vortrieb prognostizieren (Kapitel 5).

4 Beschreibung des Untersuchungsraumes

4.1 Projektbeschreibung

Im Zuge der Bundesbahn-Neubaustrecke (NBS) Köln – Rhein/Main wurde der 1.555 m lange Tunnel Fernthal errichtet. Die Ausbruchsarbeiten des Tunnel Fernthal haben im September 1998 begonnen und wurden im August 2000 beendet. Der Ausbau mit der wasserdruckhaltenden Innenschale wurde im November 2000 abgeschlossen. Nach der Erstellung des Oberbaus und der Fahrbahn sowie der elektromechanischen Installation wurde der Tunnel im Juli 2002 offiziell für den Eisenbahnverkehr freigegeben.

Der Tunnel Fernthal wurde in bergmännischer Bauweise im zweischaligen Spritzbetonverfahren (auch Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT)) aufgeföhren. Dabei wurde mit einem Bagger oder mittels Sprengungen zunächst der Tunnel ausgebrochen und mit einer Außenschale gesichert. In Abhängigkeit der geotechnischen Situation wurde das Gebirge durch vorauseilende Sicherung (Spieße, Rohrschirm), bewehrten Spritzbeton, Stahlbögen und Anker gestützt. Die Ortsbrust wurde dort, wo es die geotechnische Situation erforderlich machte, mit Spritzbeton und Ortsbrustankern gesichert. Anschließend wurde eine bewehrte 30 bis 40 cm dicke bewehrte Ort beton-Innenschale eingebaut. Der Innenquerschnitt des NBS-Tunnel betrug 92 m², der Ausbruchsdurchmesser im Mittel ca. 145 m².

Geographisch liegt das Projektgebiet in der Verwaltungsgemeinde Asbach im Landkreis Neuwied ca. 7 km südlich der Landesgrenze von Nordrhein-Westfalen zu Rheinland-Pfalz. Der Tunnel Fernthal verläuft auf seiner gesamten Länge gebündelt mit der Bundesautobahn (BAB) A3 und quert diese kurz vor dem Südportal (Abbildung 4-1 und Anlage 1).

Naturräumlich befindet sich das Projektgebiet in dem stark bewegten Gelände des Niederwesterwaldes mit der Sayn-Wied-Hochfläche. Der von Nordwest nach Südost verlaufende Tunnel unterfährt einen morphologisch exponierten Nordost-Südwest streichenden Höhenzug. Der Höhenzug befindet sich auf 335 bis 340 mNN und wird ringsherum von den Kerbtälern der Wied und verschiedenen Bächen eingegrenzt (Langewiesenbach, Blaubach, Mettelshahner Floß, Alte Hütterbach, Masbach, Neschener Bach). Gebildet wird der Höhenzug durch eine ausgedehnte Basaltdecke, die sich von der Ortschaft Manroth über eine Breite von ca. 600 m bis zur BAB A3 zieht. Der Basalt wurde bis in die 60er Jahre im Tagebau selektiv abgebaut. In der Folgezeit wurde bis Mitte der 90er Jahre der südwestliche Teil des Geländes als Mülldeponie des Landkreises Neuwied genutzt und die Restlöcher der Basaltdecke mit Bauschutt und Hausmüll gefüllt. Die alte und die neue Bauschuttdeponie sowie die Deponieabschnitte I und II (Anlage 1) besitzen keine Basisabdichtung wogegen der Deponieabschnitt III mit einer kombinierten Basisabdichtung (mineralische Tondichtung plus HDPE-Kunststoff-Folie) gegen den Untergrund abgedichtet wurde. Das restliche Projektgebiet wird als Wiesen- oder Waldgelände mit vereinzelter Bausubstanz genutzt.

Durch die besondere Situation der Deponieunterquerung wurde das Baukonzept des Tunnel Fernthal lange Zeit diskutiert und verschiedene Konzepte hierzu entwickelt und entworfen. Aufgrund verschiedener Voruntersuchungen (u.a. DMT/IHS 1999a) bestand schlussendlich der Verdacht, dass belastete Sickerwässer über den nicht basisabgedichteten Teil der Deponie Fernthal in den Untergrund eingetreten sein können (nähere Erläuterungen hierzu im Kapitel 4.3). Daraufhin wurde das Baukonzept dahingehend modifiziert, dass im Bereich der Deponieunterquerung vorauseilend zum Tunnel Fernthal ein Drainagegestollen erstellt wurde, der ca. 5 m unter dem NBS-Tunnel liegend das Grundwasser über Entwässerungsbohrungen fassen und kontrolliert ableiten konnte (WBI & HART 1999a, Abbildung 4-2). Entsprechend des Belastungsgrades konnte das Grundwasser behandelt

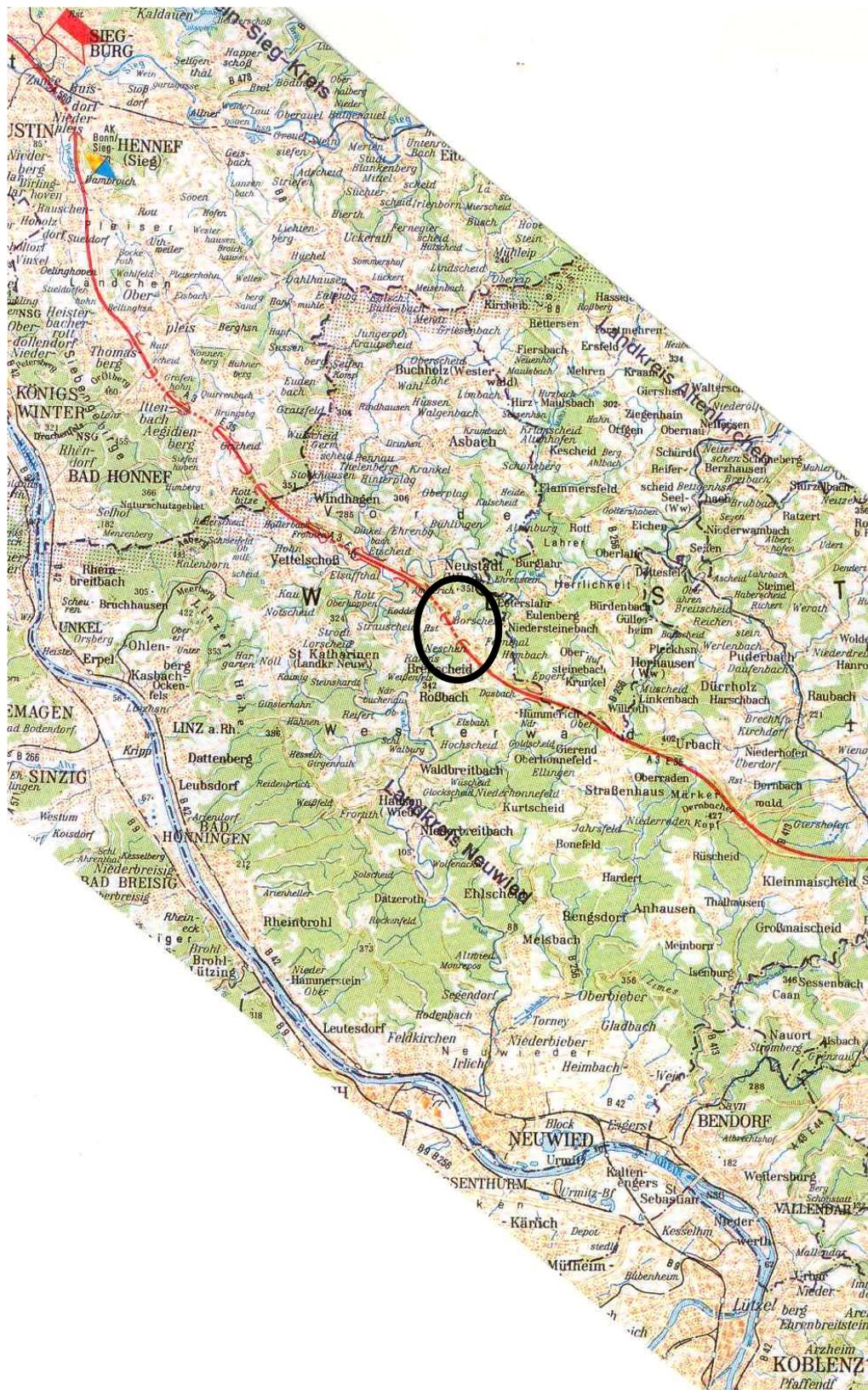


Abbildung 4-1: Topographische Karte mit der Lage des Projektgebietes und dem Tunnel Fernthal (ovaler Kreis) im Verlauf der Bundesbahn-Neubaustrecke Köln – Rhein/Main (M = ca. 1:250.000)

oder in den naheliegenden Vorfluter des Langewiesenbaches eingeleitet werden. Die Deponie erhielt zeitgleich eine Oberflächenabdichtung, damit der Eintrag von Niederschlagswasser in den Deponiekörper und damit das Eindringen von eventuell belastetem Sickerwasser in das Gebirge verhindert wurde. Nach Fertigstellung des NBS-Tunnel soll weiterhin über den Drainagestollen die Möglichkeit bestehen, eventuell vorhandene Belastungen im Grundwasser durch gezieltes Öffnen und Schließen der Entwässerungsbohrungen und einer damit verbundenen Veränderung des Grundwasserspiegels zu reinigen. Um das Entnahmesystem des Drainagestollens unabhängig vom NBS-Tunnel betreiben zu können wird das Grundwasser über einen separaten Schacht im Bereich der Deponie Fernthal an die Oberfläche geführt. Das System wurde von der Ingenieurgemeinschaft WBI & Hart als "sanierungsorientierte Wasserhaltung" bezeichnet. Das Nordwestportal des Tunnel liegt bei Bau-km 56+720 an der südlichen Talflanke des Langewiesenbaches auf einer Höhe von ca. 262 mNN. Die Gradienten des Tunnels beträgt einheitlich 3,2 % in südöstliche Richtung (Längsschnitt in Abbildung 4-4). Die Überdeckung des Tunnels wächst unter dem nach Südosten ansteigenden Gelände sukzessive an (Abbildung 4-3) und beträgt bei der Unterquerung der K78 (ca. Bau-km 57+100) bereits 31 m.

Bei Bau-km 57+130 taucht aus dem NBS-Tunnel der Drainagestollen ab. Der Drainagestollen erreicht über eine Rampe bei Bau-km 57+200 seine vorgesehene Tiefe mit einem Abstand von ca. 5 m zur Sohle des NBS-Tunnels (Abbildung 4-2 und 4-4). Ab km 57+200 verlaufen NBS-Tunnel und Drainagestollen über 380 m parallel zueinander und unterqueren dabei den Bereich der Kreismülldeponie (Abbildung 4-3 sowie Anlage 1). Die Überdeckung des NBS-Tunnels beträgt unter der Deponie Fernthal bis zu 42 m. Der Drainagestollen endet bei Bau-km 57+580 mit einer vertikalen Entlüftungsbohrung, die an der Südgrenze der Deponie Fernthal an die Erdoberfläche kommt. Die Rampe des Drainagestollens wurde im Zuge des Ausbaus des NBS-Tunnels verschlossen. Der Drainagestollen ist über einen 67 m tiefen Zugangsschacht zugänglich (Abbildung 4-4).

Im Anschluss an die Deponie Fernthal wird von Bau-km 58+000 bis 58+135 die BAB A3 unterquert. Die Überdeckung nimmt von ca. 9 m am nordöstlichen Fahrbahnrand bis auf knapp 3 m am südwestlichen Fahrbahnrand ab. Das Südportal des Tunnel Fernthal liegt bei Bau-km 58+275, die Sohle des Tunnels liegt dabei auf ca. 312 mNN.

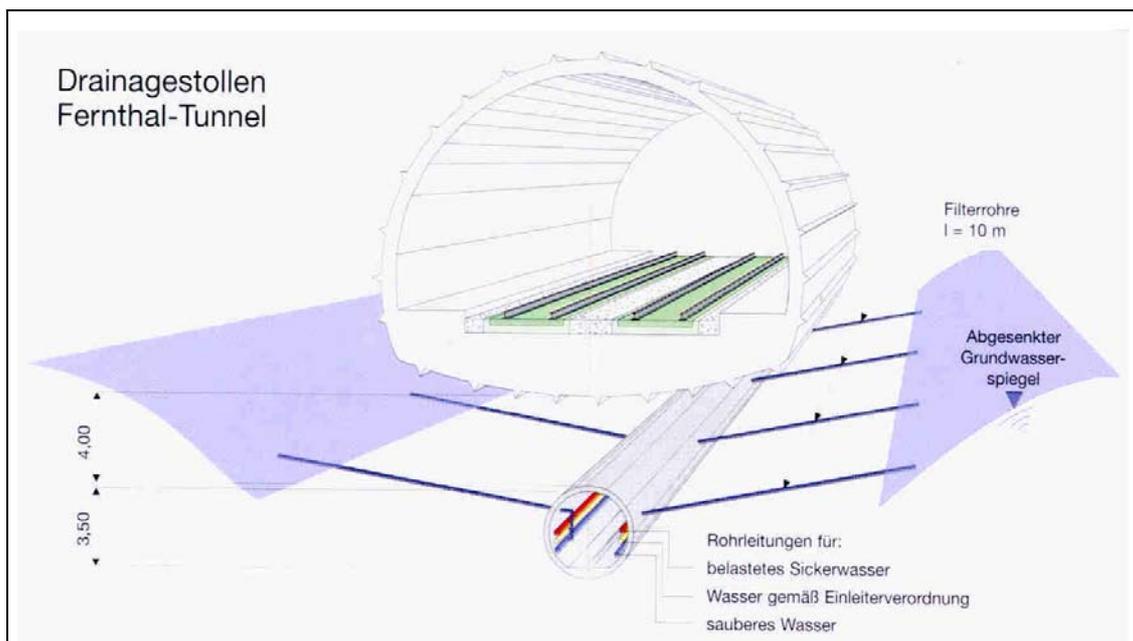


Abbildung 4-2: Konzept zur vorausseilenden Entwässerung des Bereiches unter der Deponie Fernthal durch einen Drainagestollen (Konzept der "Sanierungsorientierten Wasserhaltung" aus DB 2000)



Abbildung 4-3: Blick auf das Nordportal des Tunnel Fernthal. Zu erkennen sind die Baustelleneinrichtungsfläche und der Anschlag des bergmännischen Tunnels im Vordergrund sowie der zu unterquerende Höhenzug mit der Basaltkuppe und der Deponie

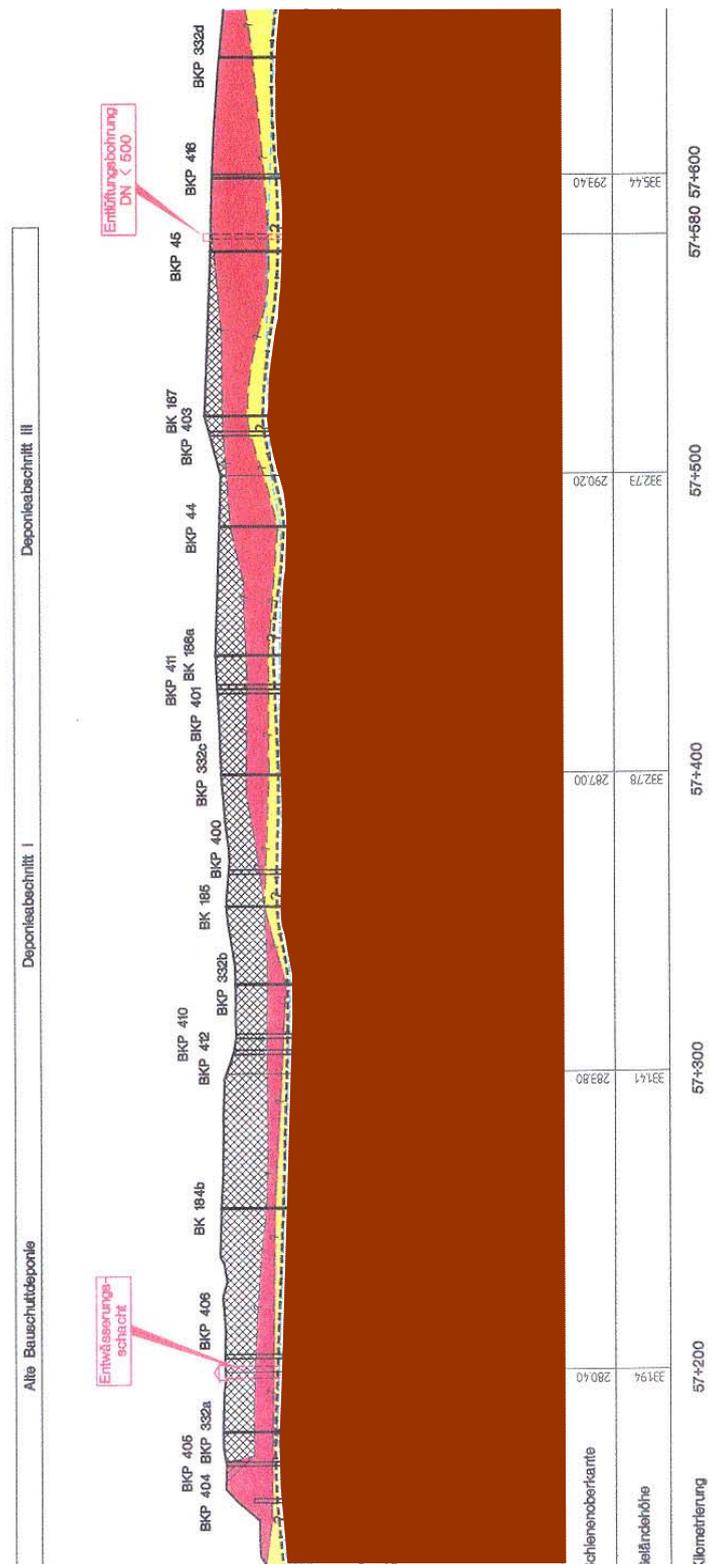


Abbildung 4-4: Schematischer Längsschnitt des Zentralbereiches des Tunnel Fernthal mit dem oben liegenden NBS-Tunnel und dem Drainagestollen mit Entwässerungsschacht und der Entlüftungsbohrung (rote Linien). Dargestellt sind weiterhin die geologischen Verhältnisse mit
 braun: devonische Gesteine
 gelb: tertiäre Klebsande
 rot: tertiärer Basalt
 schraffiert: anthropogene Einlagerungen in der Deponie Fernthal

4.2 Geologie des Untersuchungsraumes

4.2.1 Vorhandene Aufschlüsse und Dokumentationen

Das Projektgebiet wurde im Zuge der Voruntersuchung der Baumaßnahme sowie während der Bauausführung intensiv untersucht und dokumentiert. Dabei stehen zur Verfügung:

- Geologische Kartierungen (Geologische Karten 1:25.000 Blatt 5310 Asbach (BURRE 1928) und 5410 Waldbreitbach (BURRE 1927)) sowie eigene Ortbegehungen,
- 90 Kernbohrungen mit einer Gesamtlänge von knapp 4.500 m, die bis zu einer Tiefe von 71 m unter Gelände in fünf Erkundungsphasen vor der Baumaßnahme (GEOPLAN 1996a, 1996b; DMT 1998) sowie zwei weiteren Erkundungsphasen während der Baumaßnahme (DMT/IHS 1999a, 1999b) ausgeführt wurden,
- Umfangreiche geologische Dokumentationen des Tunnelvortriebes u.a. mit über 1.000 Ortsbrustkartierungen (DMT/IHS 1999b und DMT 2000)
- 56 Grundwassermessstellen (GEOPLAN 1995, 1996, DMT/IHS 1999a, 1999b und 2001) sowie
- zahlreiche felsmechanische und hydraulische Bohrloch- und Laborversuche sowie hydrologische und hydrochemische Messungen im Tunnel sowie an Grundwassermessstellen und Quellen (GEOPLAN 1995, 1996, DMT/IHS 1999a, 1999b und 2001).

Eine planliche Darstellung der Aufschlussbohrungen und Grundwassermessstellen erfolgt in Anlage 1.

4.2.2 Geologischer Überblick

Der Tunnel Fernthal liegt großräumig in der geologischen Einheit des Rheinischen Schiefergebirges (siehe auch Abbildung 4-6). Dabei wurden die in der Tabelle 4/1 aufgeführten Gesteinsschichten aufgeschlossen.

Die Schichten des Rheinischen Schiefergebirges werden aus den klastischen Sedimenten des Unterdevon gebildet. Stratigraphisch ist zwischen den Oberen Siegener Schichten (Herdorfer Schichten) sowie den Mittleren Siegener Schichten (Rauhflaser Schichten) zu unterscheiden. Dabei handelt es sich um eine Wechselfolge von Tonsteinen, Schluffsteinen und Sandsteinen, wobei im Projektgebiet die Tonsteine deutlich dominieren. Untergeordnet sind nach BURRE (1930) und BAUER (1955) unreine Sandsteine ("Grauwacken") von geringer Mächtigkeit zu erwarten. Die Gesteine sind in der variszischen Orogenese engständig gefaltet und geschiefert worden. Nach Abschluss der Gebirgsbildung lagen die Gesteine bis zum Tertiär an der Landoberfläche und wurden tiefgründig verwittert und oberflächennah in Verwitterungslehm umgewandelt.

Im Bereich der Hochfläche werden die devonischen Gesteine von tertiären Lockergesteinen (sogenannte "Klebsande") sowie einer tertiären Basaltdecke überlagert. Die Sedimente der "Vallendarer Schichten" sind nach BURRE (1930) im Oligozän gebildete fluviative Ablagerungen eines Flussdeltas und überdecken das Palioirelief des devonischen Grundgebirges. Die "Klebsande" sind grobkörnig (Sande, Kiese) mit geringen schluffigen Beimischungen und weisen mittlere Mächtigkeiten von 2 m und maximale Mächtigkeiten von 4 m (BKP 412) auf. Bereichsweise, z.B. an der BKP 407 können die "Klebsande" auch vollständig fehlen. Der Basalt erreicht im Zentrum der Basaltdecke Mächtigkeiten von bis zu 20 m und dünnt zum Rand auf bis zu 2 m Mächtigkeit aus.

Außerhalb der Hochfläche werden die devonischen Gesteine durch eine unterschiedlich mächtige Schicht von quartärem Hanglehm sowie (in den Taleinschnitten) von holozänen fluviatilen Ablagerungen (Auelehm) überdeckt. Die Mächtigkeit der bindigen Deckschicht schwankt zwischen 0,3 m und ca. 11 m.

In die Restlöcher des ausgebeuteten Basaltsteinbruches wurde Bauschutt und Hausmüll eingelagert. Die Auffüllungen erreichen Mächtigkeiten bis zu 15 m und sind durch einzelne nicht abgebaute Basaltrippen unterteilt. Weitere anthropogene Auffüllungen stellen die Unterbauten für die Straßen dar, die im Bereich der BAB A3 bis zu 10 m mächtig werden können. Diese Auffüllungen bestehen aus einem abgestuften Kiesgemisch nach den Regeln der Technik (z.B. ZTV) aber auch aus einem heterogenen Gemisch von Verwitterungsprodukten der devonischen Schichten (verwitterte bis entfestigte Ton- und Sandsteine).

Tabelle 4-1: Im Projektgebiet durch Kartierungen, Bohrungen und den Tunnelvortrieb angetroffene Schichten

Geologische Einheit		Bezeichnung	Mächtigkeit	Lithologie
		Auffüllungen	0 ... 5 m	Bauschutt und Hausmüll Straßenunterbau (u.a. BAB A3)
Quartär (Holozän)		Auelehm	0,3 ... 11 m	Sandiger Schluff mit schwachen Anteilen von Feinkies und Ton
		Hanglehm	0,3 ... 11 m	Tonig-sandige Schluffe mit wechselnden Anteilen von Kies
Tertiär	Miozän	Basalt	2 ... 20 m	Feldspatbasalt
	Oligozän "Vallendarer Schichten"	Klebsand	0 ... 4 m	Sand-Kies-Gemisch mit geringen schluffigen Beimischungen
Devon		Tonstein- /Sandstein- Wechselfolge	> 1.000 m	Tonsteine Schluffsteine Sandsteine (z.T. Grauwacken und Quarzite) Tonschiefer Vererzungen } entfestigt bis unverwittert
Unterdevon Obere Siegener Schichten = "Herdorfer Schichten" Mittlere Siegener Schichten = "Rauhflaser Schichten"				

Der Tunnel Fernthal hat – mit Ausnahme von geringmächtigen Verwitterungslehmen in den Portalbereichen sowie der Auffüllung der BAB A3 im Bereich der Autobahnunterquerung – im wesentlichen die unterschiedlich verwitterten Festgesteine des Devons durchquert. Auf eine detailliertere lithologische Beschreibung der quartären und tertiären Gesteine wird daher an dieser Stelle verzichtet.

4.2.3 Lithologie und Verwitterung der devonischen Festgesteine

Die Erkundungsbohrungen und die Detailkartierungen während des Vortriebes haben ergeben, dass es sich um eine engständige Wechsellagerung aus Tonsteinen, Schluffsteinen und Sandsteinen handelt. In Abhängigkeit von den Sedimentationsverhältnissen sind die Gesteine häufig im mm- bis cm-Bereich geflasert oder gebändert. Nach MEYER & PAHL (1960) sind die hier angetroffenen devonischen Gesteine im Flachmeer abgelagert worden und liegen in der Siegener Normalfazies vor. Eine stratigraphische Unterscheidung der beiden Schichthorizonte war im Feld nicht möglich – eine Unterscheidung war in Anbetracht der homogenen geotechnischen Eigenschaften beider Horizonte jedoch auch nicht notwendig. Zur weiteren Unterscheidung in stratigraphischer Hinsicht sei auf KLEFFNER (1995) verwiesen.

Die Tonsteine sind grau bis dunkelgrau und – je nach Verwitterungsgrad – entfestigt bis fest. Bereichsweise sind die Tonsteine sandstreifig oder gehen fließend in flaserige Schluff- bzw. Sandsteine über. Bereichsweise hat die tektonische Beanspruchung (Kapitel 4.2.4) die Tonsteine in Tonschiefer metamorphisiert.

Die Sandsteine sind überwiegend feinsandig und weisen im frischen Zustand eine hellgraue bis hellbraune Farbe auf. Die Festigkeit ist – in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades und der Kornbindung – brüchig-mürb bis hart. Die Sandsteine weisen Glimmerlagen bzw. tonstreifige Lagen auf. Typische Erscheinungsformen der im Tunnelvortrieb angetroffenen devonischen Gesteine zeigt die Abbildung 4-5.

Eine klare lithologische Trennung ist aufgrund der Wechselhaftigkeit und flaserigen Zwischenlagen schwer. In dem Tunnelband in Anlage 2 wurde daher eine basierend auf TIEDEMANN (1983) basierende vereinfachende lithologische Einteilung in Tonsteine und Sandsteine vorgenommen. Die Tonsteine enthalten dabei auch Schluffsteine oder geringmächtige sandige Bänder. Die auskartierten Sandsteine können dementsprechend auch geringmächtige Tonlagen und –flaseren enthalten. In der Anlage 2 zeigt sich, dass die Anteile mit Tonstein mit $\frac{3}{4}$ bezogen auf die Gesamtlänge gegenüber den Sandsteinlagen deutlich dominieren. Dennoch können "sandsteindominierte Lagen" mit bis zu 15 m Mächtigkeit auftreten.

Die devonischen Gesteine sind seit dem Tertiär einer intensiven Verwitterung ausgesetzt. Die bis zu 11 m mächtige Verwitterungsschicht ist aus zwei genetisch unterschiedlichen Verwitterungsprodukten aufgebaut.

Zum einen verwittern die devonischen Schichten im Zuge der **humiden Verwitterung** zu einem gelblichen Lehm mit wechselnden Sandgehalten. Die humide Verwitterung hält bis in die heutige Zeit an und ist, da sie von der Atmosphäre angreift, v.a. an der Geländeoberfläche zu beobachten.

Zum anderen zeigen eine Vielzahl der im Tunnelvortrieb angetroffenen Gesteine im Verwitterungszustand eine auffällige hellgraue bis weißliche Bleichung. Diese aus der **kaolinitischen Verwitterung** hervorgegangenen Gesteine sind nach BURRE (1930) als Produkte der im Gebirge auf Trennflächen zirkulierenden fluiden Lösungen anzusehen, die das Gestein durch eine Lösung und Abführung des Eisengehaltes "verarmt" haben. Diese Lösung hat gleichzeitig in tieferen Zonen des Trennflächensystems zu einer Anreicherung des gelösten Eisens in Form von Brauneisensteinen geführt. Vorkommen von Brauneisensteinen wurden während des Tunnelvortriebes auf einer Vielzahl von Schicht- und Klufflächen sowie in Störungszonen entdeckt. Die Vererzungen zeigen sich zumeist als mm- bis cm-mächtige Bestege auf den Trennflächenwandungen oder schichtgebunden in Sandsteinlagen. Vereinzelt sind Vererzungslagen mit Mächtigkeiten bis 50 cm ausgebildet.

Die Verwitterung der Gesteine ist ausgesprochen heterogen. Von der Geländeoberfläche, aber auch von Trennflächen und Störungen ausgehend, greift die Verwitterung tief in das Gebirge ein und führt dazu, dass eine vertikale Gliederung der Verwitterungshorizonte nicht möglich ist. Vielmehr ist es während des Vortriebes deutlich geworden, dass sich eine starke Verwitterung / Entfestigung entlang einzelner Bänke bis 40 m unter Gelände verfolgen lässt, so dass es vorkommt, dass unter einer schwach verwitterten Bank wiederum eine stark verwitterte oder entfestigte Lage folgen kann. Das Tunnelband in Anlage 2 verdeutlicht diesen raschen Wechsel zwischen den Verwitterungshorizonten, die jeweils nur wenige Meter aushalten.

Wie Bohrkerne und Ortsbrustkartierungen gezeigt haben (u.a. Abbildung 4-5), ist das devonische Festgestein auch unter den tertiären Sedimenten im Bereich der Deponieunterquerung tiefgründig verwittert (DMT/IHS 1999a). Die Trennflächen sind durch die Verwitterung bereichsweise erosiv erweitert bzw. mit Verwitterungslehm gefüllt.

Eine projektspezifisch aufgestellte Einteilung der Verwitterungsklassen (VK) wurde wie folgt vorgenommen:

- VK I = unverwittert (frisch nach DIN 4023) = das Gestein liegt in ursprünglicher Färbung und Festigkeit vor.
- VK II = schwach verwittert (angewittert) = das Gestein ist von Trennflächen ausgehend verfärbt; Gesteinsstücke mit ≥ 1 cm Dicke bzw. Kanten lassen sich von Hand nicht brechen.
- VK III = stark verwittert (verwittert) = das Gestein ist vollständig durchfärbt; Gesteinsstücke bis 2 cm Dicke können von Hand gebrochen werden; bei dickeren Stücken können die Kanten gebrochen werden.
- VK IV = entfestigt = die mineralische Bindung des Gesteines ist vollständig aufgelöst und es liegt ein Lockergestein vor; das ursprüngliche Gefüge ist noch erkennbar.
- VK VI = Lockergestein



Abbildung 4-5: Typische geologische Verhältnisse im Vortrieb
Oben: Stark verwitterter Tonstein mit dm-mächtigen Sandsteinzwischenlagen im Drainagestollen
Mitte: Verfaltete, schwach verwitterte Ton- / Sandstein-Wechselagerung im NBS-Tunnel
Unten: Durch kaolinitische Verwitterung entfärbt Tonsteine in der Kalotte des NBS-Tunnel

4.2.4 Tektonik und Trennflächen

Das Projektgebiet liegt im südwestlichen Teil des Rheinischen Schiefergebirges, der großräumig durch einen intensiven Faltenbau und durch größere Überschiebungen gekennzeichnet ist. Das Gebiet um den Tunnel Fernthal liegt wenige Kilometer nordwestlich der Siegener Hauptaufschiebung an der Nordwestflanke des Sattels von Hönningen-Seifen, der in sich einer Spezialfaltung unterworfen ist. Diese wird durch den raschen Wechsel zwischen kompetenten Sandsteinen und inkompetenten Tonsteinen zusätzlich gestört. Nach FENCHEL (1985) ist für den Siegerland-Wied-Distrikt ein annähernd isoklinaler bzw. monokliner Faltenbau mit einer Nordwest-Vergenz typisch. Eine großräumige geologisch-tektonische Einordnung des Projektgebietes ist aus der Abbildung 4-6 ersichtlich.

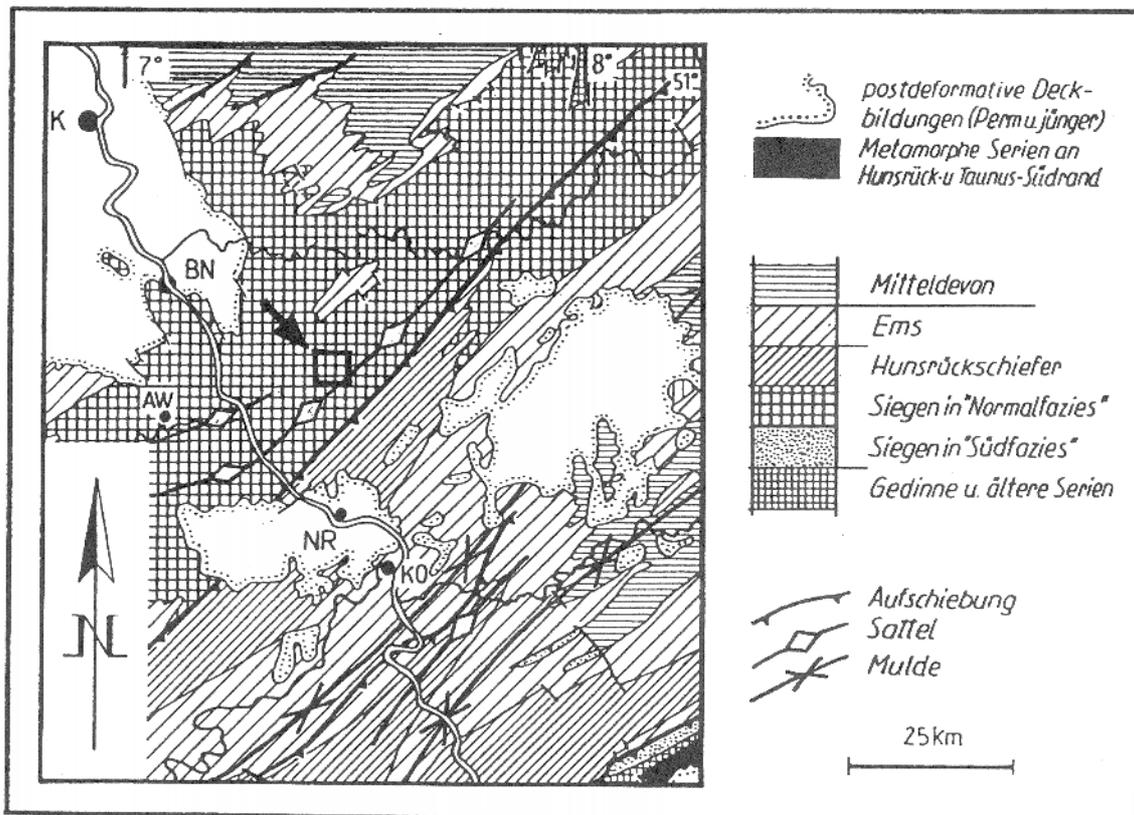


Abbildung 4-6: Geologisch-tektonische Übersichtskarte des zentralen Rechtsrheinischen Schiefergebirges mit Lage des Projektgebietes (Kästchen in der Mitte der Abbildung) (ergänzt nach MEYER 1994)

Die Achse des Tunnel Fernthal verläuft rechtwinkelig zum Nordost-Südwest verlaufenden variszischen Generalstreichen des Rheinischen Schiefergebirges. Das führt dazu, dass der Vortrieb in etwa parallel zur Einfallsrichtung der Schichtung und Schieferung erfolgte, wobei durch die intensive Faltung kleinräumig ein Einfallen gegen die Vortriebsrichtung sich mit einem bergwärtigen Einfallen abwechselte.

Das Gebirge wird von mehreren Trennflächenscharen zerlegt. Beim Auffahren des NBS-Tunnels und des Drainagestollens wurde folgendes Trennflächeninventar dokumentiert (siehe auch DMT/IHS 1999b, 2000):

Schichtung

Im größten Teil der Vortriebsstrecke ist die Schichtung das dominierende mechanisch und hydraulisch wirksame Gefügeelement (ss). Kartiert und dokumentiert wurde nicht das gesamte Sedimentationsgefüge sondern nur die mechanisch bzw. hydraulisch wirksamen Schichtfugen mit hoher Durchtrennung (in der Regel 100 %, bezogen auf die Ortsbrust). Der Abstand dieser Fugen ist abhängig von den wechselnden Sedimentationszyklen, von der Beanspruchung während der Faltung und von Entspannungsvorgängen im Zuge der Hebung und Verwitterung. Er variiert daher zwischen wenigen mm und über einem Meter.

Aufgrund der Diagenese und der damit einhergehenden flächenparallelen Einregelung der Phyllosilikate sind die Schichtflächen meistens im mm-Bereich glatt, zum Teil sehr glatt, und im cm- bis dm-Bereich eben. Strömungs- und Wellenrippeln sorgen stellenweise auch für wellige Ausbildung im cm- bis dm-Bereich.

In der Regel sind die Schichtfugen geschlossen. Vereinzelt wurden tektonisch verursachte Schichtflächenöffnungen mit Öffnungsweiten von 5 bis 10 mm beobachtet.

Schichtfugen sind bereichsweise mit Letten (lehmig-tonige Bestege) verfüllt.

Faltenbau und Schieferung

In der Regel streichen die Faltenachsen NE — SW und fallen flach nach NE (dominierende Einfallrichtung: 40° bis 60°) ein. Im Bereich von Faltenumbiegungen ist häufig eine engständige Spezialfaltung der Schichten zu beobachten. Oft wird hier die Schichtung von einer steil stehenden engständigen Schieferung überprägt, die dann auch als mechanisch wirksames Gefügeelement dominiert. Durch die bei der Faltung wirkenden Kräfte wurden die Phyllosilikate zusätzlich in die Ebene maximaler Schubspannung (Schieferungsfläche) eingeregelt. Sie sorgen dort für eine glatte, bisweilen sehr glatte Mikrorauigkeit. Im Makrobereich sind die Flächen meistens eben bis wellig. Abstände und Durchtrennung variieren erheblich.

Die Schieferungsflächen (sf) sind durchweg geschlossen und treten somit hydraulisch nicht in Erscheinung. Die Schieferungsflächen haben jedoch eine hohe mechanische Bedeutung.

Stellenweise wurde infolge der Beanspruchung durch Faltung und Schieferung die Schichtung so weit überprägt, dass eine makroskopische Unterscheidung von Schichtung und Schieferung nicht mehr möglich war. Die so entstandene Foliationen werden als dominante s-Flächen (sd) bezeichnet. Sie zeichnen sich durch einen hohen Durchtrennungsgrad und extrem glatte Wandungsflächen aus.

Klüftung

Die Kartierung ergab, dass mehrere verschiedene Kluftscharen vorhanden sind. Steilstehende, parallel zur Tunnelachse streichende Querklüfte (ac-Klüfte, Kluftchar K1) beherrschen das Kluftgefüge und weisen eine Durchtrennung von 30 bis 100 % (bezogen auf die Ortsbrust) auf. Weiterhin treten parallel zur Faltenachse aber senkrecht zur Schichtung verlaufende Längsklüfte (bc-Klüfte, Kluftchar K2) auf. Ihre Durchtrennung ist mit 30 bis 70 % etwas geringer, da die Längsklüfte an den Schichtflächen bereichsweise absetzen. Die Querklüfte und die Längsklüfte ergeben gemeinsam mit den Schichtflächen ein annähernd orthogonales Kluftsystem. Daneben kommen mehrere konjugierte, diagonal zur Faltenachse verlaufende Diagonalkluftscharen (Kluftchar K3 f.) vor. Die Abstände der Flächen sind ungleichmäßig und häufig kumulativ, das heißt in einzelnen Abschnitten engständig und in anderen fehlen sie vollkommen. Die Wandungsflächen sind in Abhängigkeit von der Lithologie im Mikrobereich glatt oder rau, im Makrobereich eben bis uneben.

Das Vorhandensein mehrerer Klufscharen erzeugt in Kombination mit den Schicht- und/oder Schieferungsflächen eine sehr hohe Teilkörperbeweglichkeit, die für die Stabilität des Gebirges von entscheidender Bedeutung sein kann.

Störungszonen

Das Gebirge wird relativ häufig von mehr oder weniger breiten Störungsbahnen und -zonen durchzogen. Es wurden sowohl parallel zum Generalstreichen der Schichten verlaufende schichtparallel bzw. senkrecht stehende Verschiebungsbahnen (Auf- und Abschiebungen) als auch Querstörungen in Form von Blattverschiebungen kartiert (eigene Kartierungen sowie KLEFFNER 1995). Genaue Bewegungsrichtungen und -beträge können nicht angegeben werden, da die stratigraphische Unterscheidung der einzelnen Schichten nicht Gegenstand dieser Arbeit war (s.o.).

Die Mächtigkeit der Störungszonen liegt dabei im Meter- bis 10er Meter-Bereich (siehe Störungsintensität im Tunnelband in Anlage 2).

Die Wandungsflächen sind unregelmäßig ausgebildet. Die Zonen selbst bestehen häufig aus einer weichen bis breiigen tonigen Matrix in der unterschiedlich große Komponenten "schwimmen". Lockeres Gesteinszerreibsel oder stark zerscherte, entfestigte bis brüchig-mürbe Lagen bestimmen das Erscheinungsbild. Aufgrund der Biegegleitfaltung haben sich Harnischflächen (teils als Spiegelharnische) ausgebildet.

4.3 Hydrogeologische Verhältnisse und Kennwerte

4.3.1 Allgemeine hydrogeologische Beschreibung

Das Gewässernetz im Projektgebiet ist ein Produkt der – bis heute anhaltenden – Hebung des Rheinischen Schiefergebirgsrumpfes. Die Gewässer wurden bereits im Tertiär angelegt und schneiden sich seit dem kontinuierlich in das Schiefergebirge ein. Die Gewässer folgen dabei nicht selten tektonischen Strukturen, die im Zuge der Hebung des Schiefergebirges entstanden sind (KLEFFNER 1995).

Die orohydrographische Situation des Projektgebietes wird durch die in Kapitel 4.1 beschriebene exponierte Lage des Basalrückens und den allseitig flach abfallenden Hänge beschrieben. Das Gebiet stellt einen Trippelpunkt von oberirdischen Wasserscheiden dar und wird unterirdisch durch zahlreiche Quellen entwässert, die sich etwa radial um den Höhenrücken scharen und in Oberflächengewässer einspeisen (Wied, Langewiesenbach, Blaubach, Mettelshahner Floß, Alte Hütterbach, Masbach und Neschener Bach; Abbildung 4-7).

Ca. 450 m nordöstlich des Tunnel Fernthal liegt auf einer Höhe von ca. 300 mNN die Quelle Jungfernhof, die wasserwirtschaftlich genutzt wird (Abbildung 4-7). Die Quelle wird aus der quartären Verwitterungsschicht nördlich des Basalrückens gespeist, das Einzugsgebiet der TGA Jungfernhof wird wasserrechtlich geschützt.

Die Quellschüttungen sind gering und liegen zumeist unter 1 l/s (max. im Projektgebiet über den Projektzeitraum gemessene Quellschüttung: 1,5 l/s an der Quelle Qu 23 (Quelle Neschen - Zufluss zum Masbach)).

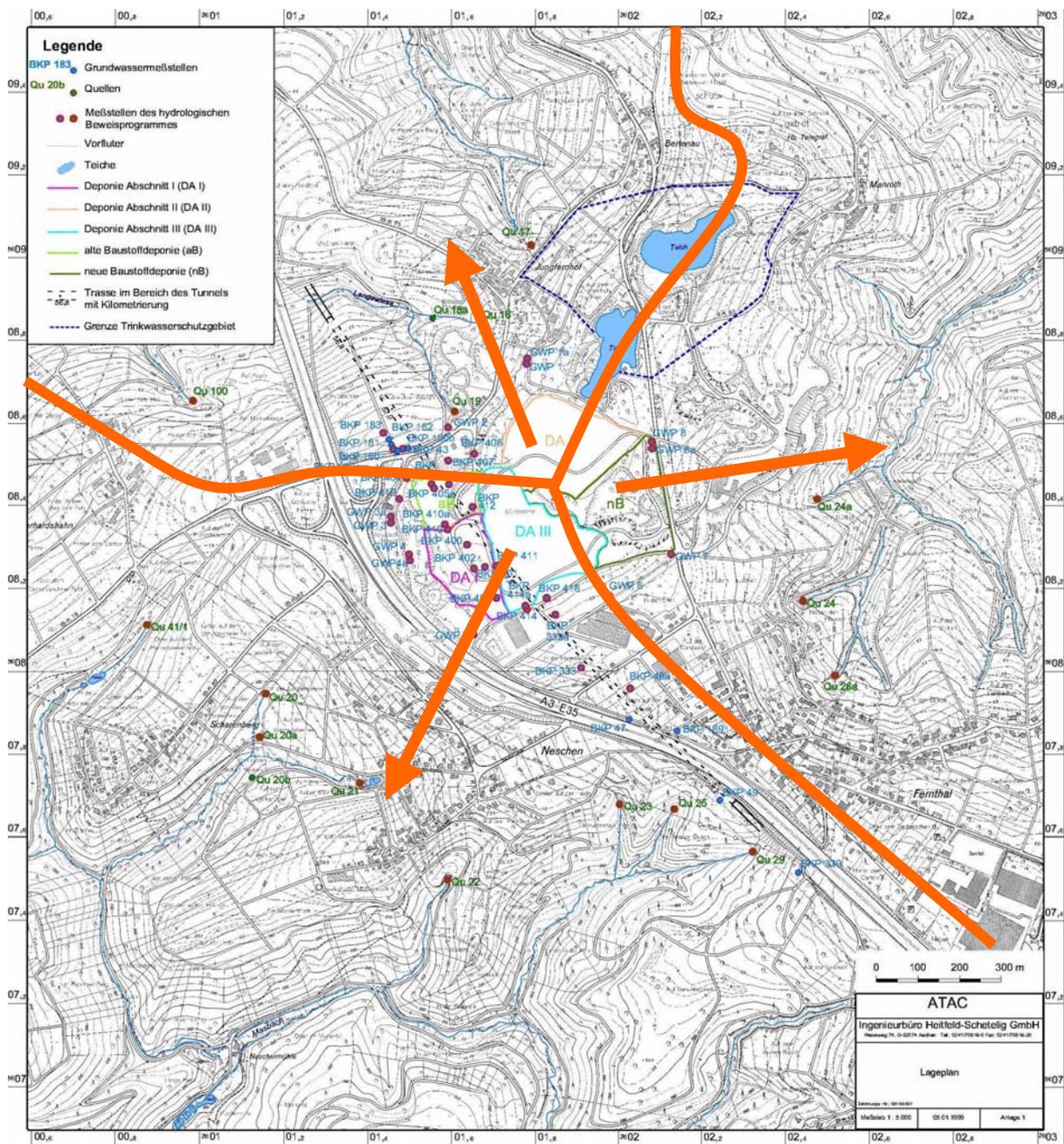


Abbildung 4-7: Lageplan mit Darstellung der wesentlichen Quellen ("Qu"), der oberirdischen Wasserscheiden (orange Linien) und der großräumigen oberflächigen Abstromrichtungen (orange Pfeile) (Plangrundlage aus DMT/IHS 1999a)

Eine Besonderheit im Projektgebiet stellen die Manrother Seen dar, zwei mit Niederschlagswasser gefüllte Restlöcher des ehemaligen Basaltsteinbruches. Der Wasserspiegel der Seen liegt mit ca. 332 mNN 15 bis 20 Meter über dem zusammenhängenden Grundwasserspiegel im devonischen Kluffgrundwasserleiter (s.u.). Der Seewasserspiegel ist im Projektzeitraum über ca. 2 Jahre in etwa konstant geblieben ($\Delta h < 0,8$ m) und vom Gleichgewicht von Niederschlag, Verdunstung, Grundwasserentnahme für Brauchwasserzwecke sowie geringer Versickerung gekennzeichnet. Die unterlagernden Basalt-Schichten haben in diesem Bereich demnach eine grundwasserstauende Wirkung.

Die Quellen entspringen auf einem Höhenniveau zwischen 260 mNN und 300 mNN und liegen demnach innerhalb der devonischen Schichten bzw. der überlagernden autochtonen und allochtonen Verwitterungsschicht.

Die Grundwasserneubildung wird für vergleichbare paläozoische Sedimentgesteine mit 0,9 bis $1,8 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$ angegeben (u.a. HÖLTING 1989). GEOPLAN (1996b) gibt an, dass "im Bereich der Basaltkuppe bei Fernthal mit einer Grundwasserneubildung in der Größenordnung von $4 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$ zu rechnen ist". Aus Trockenwetterabflüssen in den umliegenden Quellen für drei Messzeiträume (November 1993, November 1994 und Oktober 1996) ergeben sich Grundwasserneubildungsraten von 1,8 bis $3,4 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$ (WBI & HART 1999b).

Nach mdl. Aussage des Geologischen Landesamtes von Rheinland-Pfalz ist der Wert von $1,8 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$ als realistisch anzusehen.

4.3.2 Hydrogeologisches Gebirgsmodell

Die hydrogeologischen Verhältnisse im Projektgebiet sind durch den Hauptgrundwasserleiter in den devonischen Sedimenten charakterisiert. Das in Kapitel 4.2.4 beschriebene Gefügeinventar bildet einen durchlässigen jedoch gering ergiebigen Kluftgrundwasserleiter. Die im Sandstein vorhandenen Poren bewirken eine lokal begrenzte Matrixdurchlässigkeit wogegen die Gesteinsdurchlässigkeit der Ton- und Schluffsteine sowie der Tonschiefer gleich null ist. Das vermaschte Netz von Störungen, Schichtfugen, Quer- und Längsklüften sowie Diagonalklüften bewirkt, dass sowohl durchlässige Großklüfte als auch Kleinklüfte vorliegen. Die kaolinitische Verwitterung bewirkt über das eindringende Sicker- und Grundwasser und die damit einhergehende Reduzierung des Eisengehaltes eine von den wasserführenden Klüften ausgehende Zersetzung der Gesteine. Hierdurch können die Trennflächen einerseits erosiv erweitert werden und eine hohe Durchlässigkeit aufweisen, andererseits können die Klüfte durch eingeschwemmte Feinteile auch verlehmt und zugesetzt werden und damit die Grundwasserströmung deutlich reduzieren. Insgesamt ergibt sich für den devonischen Grundwasserleiter eine sehr heterogene Verteilung von grundwasserführenden und undurchlässigen Bereichen.

Der Basalt sowie die unterlagernden Klebsande stellen ebenfalls Grundwasserleiter dar, wobei der Basalt aufgrund seines vertikalen polygonalen Kluftsystems als Kluftgrundwasserleiter und der Klebsand als Porengrundwasserleiter anzusprechen ist. Lokal können sich in beiden Schichten Stauwasserhorizonte bilden; beim Basalt kann dies im Fall von geschlossenen Klüften (siehe Bereich Manrother Seen), bei den Klebsanden bei einer Erhöhung der bindigen Anteile vorkommen. Generell muss jedoch aufgrund der lithologischen und hydrochemischen Erkundungen (s.u.) von einem zusammenhängenden Grundwasserstockwerk vom Basalt bis in die devonischen Grundwasserleiter ausgegangen werden.

Die überlagernden Aue- und Hanglehme sind gering bis sehr gering durchlässig, was – insbesondere bei stärkeren Niederschlägen – zur flächigen Ausbildung von Stauwasserhorizonten führt. Die Auffüllung ist ebenfalls gering durchlässig. In den Müllkörper eindringendes Niederschlagswasser kann somit lokal zu schwebenden Wasserhorizonten führen.

Das hydrogeologische Modell des Projektgebietes ist in der Tabelle 4-2 zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 4-2: Hydrogeologisches Modell des Projektgebietes

Schichteinheit	Hydraulische Eigenschaften	Hydraulische Kennwerte (Kapitel 4.3.4)	
		Gebirgsdurchlässigkeit k_f [m/s]	Speicherkoefizient S [-]
Auffüllungen	grundwasserhemmend	ca. 10^{-7} ¹⁾	0,2
Auelehm	grundwasserstauer PGL	$< 1 \cdot 10^{-7}$	$< 0,05$
Hanglehm	grundwasserhemmender PGL	10^{-5} bis 10^{-8}	$< 0,05$
Basalt	Kluftgrundwasserleiter	$5 \cdot 10^{-6}$ bei geöffneten Klüften $< 10^{-8}$ bei geschlossenen Klüften	0,02 bis 0,08
Klebsand	Porengrundwasserleiter	10^{-4} bis 10^{-6} in Abhängigkeit vom Tongehalt	0,10 bis 0,25
Tonstein- /Sandstein- Wechselfolge	Kluft-/ Matrixgrundwasserleiter	10^{-5} bis 10^{-7} in Störungen bis zu 10^{-4}	0,01 bis 0,03

¹⁾ geschätzt
PGL = Porengringleiter

~~~~~ lokale Ausbildung von Stauwasserhorizonten ist möglich  
~~~~~ Stauwasserhorizont

4.3.3 Grundwasserstände und -fließrichtung

Der Grundwasserspiegel liegt im ungestörten Zustand – das heißt vor der Baumassnahme – 5 bis 15 m unter Flur. Im Bereich der Deponieunterquerung befindet sich der Grundwasserspiegel in etwa an der Oberkante des devonischen Grundwasserleiters auf 310 mNN bis 316 mNN. Bereichsweise werden auch die Klebsande sowie die unteren Bereiche des Basaltes vom zusammenhängenden Grundwasserkörper benetzt (Längsschnitt in Abbildung 4-4). Die natürlichen Schwankungen des Grundwasserspiegels liegen in der Regel bei ca. 1 bis 4 m.

Das Grundwasser im Devon und Tertiär ist ungespannt.

Unter der Deponie bildet der Grundwasserspiegel ein Plateau von dem er zu allen Seiten der Oberflächenmorphologie folgend auf das Niveau der Quellen abfällt. Dies wird durch den Grundwassergleichenplan in Abbildung 4-9 verdeutlicht. Der hydraulische Gradient beträgt dabei $I = 0,025$ bis $I = 0,20$.

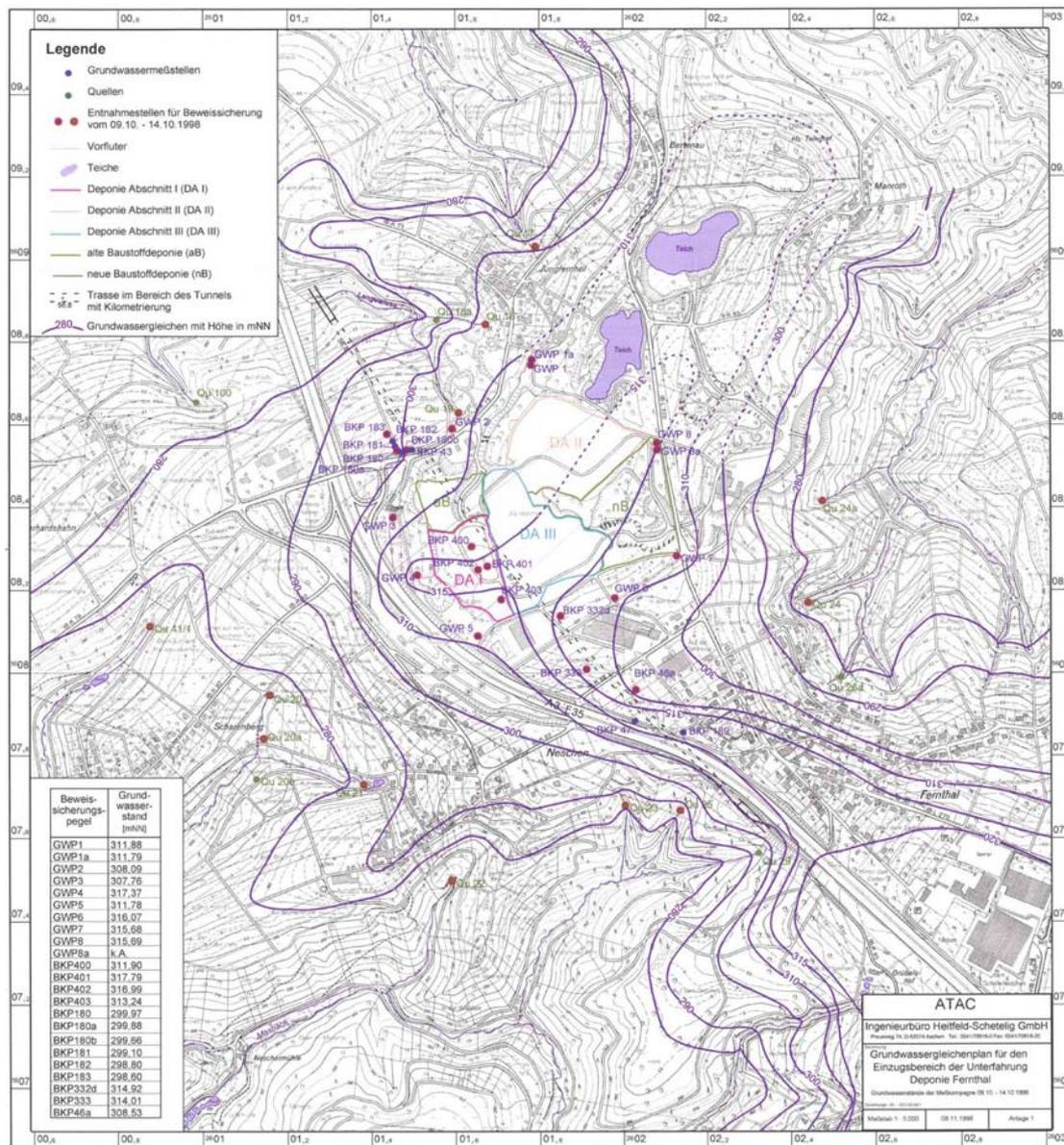


Abbildung 4-8: Schematischer Grundwassergleichenplan im Projektgebiet vor Beginn der Baumassnahme (Messzeitraum 9. bis 14. Oktober 1998) (aus IHS 1998)

4.3.4 Hydraulische Kennwerte

Die hydraulischen Kennwerte sind in der Tabelle 4-2 dargestellt und wurden vor allem Veröffentlichungen entnommen, die im Zusammenhang mit der Erstellung des Tunnel Fernthal erstellt wurden (z.B. GEOPLAN 1995, DMT 1998, WBI & HART 2000). Die hydraulischen Kennwerte wurden im Vorfeld der Baumassnahme durch eine Vielzahl von hydraulischen Bohrlochversuchen (Pumpversuche, WD-Versuche, Auffüll- und Absenkversuche) sowie über vereinzelte Tracerversuche ermittelt (siehe GEOPLAN 1996a und 1996b). In allen verfügbaren Gutachten und Veröffentlichungen werden für das Projektgebiet – unabhängig von der Lithologie, der Verwitterung oder der Tiefenlage – pauschale Durchlässigkeiten für den devonischen Hauptgrundwasserleiter mit $k_f = 10^{-5}$ bis 10^{-7} m/s mit einem Mittelwert von $5 \cdot 10^{-6}$ m/s angegeben. In Störungen wurden über Tracerversuche Gebirgs-

durchlässigkeiten bis zu 10^{-4} m/s ermittelt. Die Gesteine werden mit einer Gesteinsdurchlässigkeit von 10^{-9} m/s als dicht angesehen.

4.3.5 Hydrochemische Verhältnisse

Im Zuge der Voruntersuchungen vor Beginn der Baumaßnahme wurden deutliche Verunreinigungen im Bereich der alten Bauschuttdeponie (aB in Abbildung 4-1 und Anlage 1), dem Deponieabschnitt I (DA I), im Nahbereich des Deponieabschnittes III (DA III) sowie im Nordwesten der Deponie festgestellt. Die Belastungen stammen eindeutig aus dem nicht-basisabdichteten Teil der Deponie Fernthal wie die Erhöhung der deponiespezifischen Parameter elektrische Leitfähigkeit, CSB (Chemischer Sauerstoffbedarf), TOC (total organic carbon) und AOX (adsorbierbare organische chlorierte Kohlenwasserstoffe) zeigten. Es wurden folgende maximalen Konzentrationen gemessen (DMT/IHS 1999a):

- elektrische Leitfähigkeit: 4430 μ S/cm (BKP 400 am 14.01.1999)
- pH-Wert: 11,86 (BKP 410 am 06.01.1999)
- CSB: 727 mg/l (BKP 410 am 06.01.1999)
- TOC: 248 mg/l (BKP 410 am 06.01.1999)
- CSB: 0,4 mg/l (BKP 400 am 14.01.1999)

Durch den Bau des Drainagestollen wurde das Grundwasser im Deponiebereich großräumig abgesenkt, das dem Drainagestollen zuströmende Grundwasser wurde dabei kontinuierlich beprobt und analysiert. Die Maximalwerte lagen dabei unter den oben dargestellten Konzentrationen. Dies ist mit der Durchmischung des Grundwasser bei der Strömung zur Quelle (Vortrieb) zu erklären.

Nach Abschluss der Baumaßnahme wurde an den Entwässerungsbohrungen des Drainagestollen mehrere Beprobungen durchgeführt (z.B. WBI & HART 2001). Dabei zeigten sich nur noch geringe Konzentrationen von deponiespezifischen Verunreinigungen, so dass allein durch den initialen Absenkvorgang eine weitestgehende Reinigung des Gebirges erfolgte.

Für eine weitergehende Betrachtung der hydrochemischen Verhältnisse sei auf DMT/IHS (1999 ff.), IHS (1998) und WBI & HART (1999 ff.) verwiesen.

4.4 Vertiefte Auswertung der hydrogeologischen Untersuchungen

Die im Zuge der Voruntersuchungen und der Bauausführung durchgeführten Untersuchungen und Messungen wurden im Rahmen dieser Arbeit vertieft ausgewertet. Da die Ergebnisse jedoch keinen direkten Bezug zu der Fragestellung der Einflussfaktoren haben, sind die Grundlagen und Resultate der Auswertung im Anhang dokumentiert.

5 Ergebnisse vertiefter strukturgeologischer Untersuchungen

5.1 Dokumentation von komplexen strukturgeologischen Daten

Beim Bau des Tunnel Fernthal war aufgrund der hohen Anforderungen an die Beweissicherung des Vortriebes eine zügige Aufnahme, Dokumentation und vollständige digitale Erfassung aller baugelogeologischen Daten gefordert. Dementsprechend waren die

- ingenieurgeologischen,
- hydrologischen,
- hydrochemischen,
- lithologischen,
- strukturgeologischen und
- bautechnischen

Gegebenheiten vortriebsbegleitend zu korrelieren und in einem Tunnelband gemäß DS 853 darzustellen. Gemäß den Auflagen des Planfeststellungsverfahrens waren die Daten unverzüglich an einen Fremdüberwacher der Genehmigungsbehörden zu übergeben.

Diese Aufgabenstellung war mit einer herkömmlichen zumeist zeichnerisch oder mit CAD erstellten Tunnelband-Dokumentation nicht möglich, zumal neben der reinen Dokumentation (siehe z.B. KRAUTER & KÜHNE 1999) auch Auswertungen durchgeführt werden mussten.

Konventionelle numerische Tunnelband-Programme sind bei der Dokumentation komplexer Tunnelbauwerke (z.B. mit zwei Ulmenstollen) meistens hoffnungslos überfordert. Die Eingabemasken erlauben nur wenige Besonderheiten und projektspezifische Parameter können in den seltensten Fällen berücksichtigt werden.

Das für die Dokumentation des Tunnel Fernthal wurde von KÜHNE, KUNZ & NORTMEYER (2001b) das Tunnelband-Programm "TuBaGramm" entwickelt, das auf dem handelsüblichen Programm EXCEL basiert und die Tabellenkalkulations- und Diagrammfunktionen kombiniert. In die übersichtlichen Eingabemasken individueller Tabellenblätter werden alle benötigten Kennwerte eingegeben, die automatisch ein Tunnelband generieren. Ein Beispiel ist das Tunnelband in Anlage 2.

Die Einzeldiagramme können im TuBaGramm beliebig zusammengestellt und verändert werden. Die von Windows bekannten Textfelder, Zeichnungen und Schraffuren können zusätzlich eingefügt werden und die anwenderfreundliche EXCEL-Technik erlaubt eine rasche Einarbeitung in das Programm.

Tektonische Daten können über ein neu konzipiertes Lagenkugeldiagramm "LaKuGramm" (KÜHNE, KUNZ & NORTMEYER 2001b) ausgewertet und in die Tunnelbänder integriert werden. Die erforderlichen Algorithmen (WALLBRECHER 1986) wurden dafür in die EXCEL-Programmietechnik übertragen. Eingeben lassen sich bei wahlweise flächen- oder winkeltreuer Projektion:

- Flächen als Polpunkte und Großkreise,
- Lineare und
- Kleinkreise.

Beispiele hierfür sind in den Abbildungen des Kapitel 5.3 gegeben.

Zusätzlich lassen sich die Gefügeelemente durch automatische Berechnung ihrer Verschneidungen in schematischen Längsschnitten und Grundrissen darstellen.

Durch die neu entwickelten Programme TuBaGramm und LaKuGramm konnten alle Erfordernisse der ingenieurgeologischen Dokumentation inhaltlich und zeitnah vollumfänglich berücksichtigt werden.

Darüber hinaus konnten für die vorliegende Arbeit über die Programme TuBaGramm und LaKuGramm die Vielzahl der geotechnischen Kartierungen und der hydrogeologischen und hydrochemischen Messungen übersichtlich dargestellt und im Hinblick auf die Bildung von Homogenbereichen beliebig ausgewertet werden.

Da die Programme TuBaGramm und LaKuGramm nicht konventionell vertrieben werden, können weitere Informationen vom Verfasser der vorliegenden Arbeit bezogen werden.

5.2 Mechanisch bestimmendes Trennflächengefüge

Wie in Kapitel 4.2.4 beschrieben, liegt das Projektgebiet im südwestlichen Teil des Rheinischen Schiefergebirge, der großräumig durch einen intensiven Faltenbau und durch größere Überschiebungen gekennzeichnet ist. Beim Auffahren des NBS-Tunnels und des Drainagestollens wurde annähernd jeder Abschlag geologisch aufgenommen und dokumentiert. Hierdurch ergab sich ein sehr dichtes Datenmuster. Das Trennflächeninventar wird demnach durch folgende mechanisch bestimmende Elemente gekennzeichnet:

➤ Schichtung

Im größten Teil der Vortriebsstrecke ist die Schichtung das dominierende Gefügeelement. Die Schichtung streicht überwiegend SW – NE und fällt damit über weite Bereiche des Tunnels nahezu parallel zur Vortriebsrichtung ein. Durch den intensiven Faltenbau ist ein enger Wechsel zwischen einem Einfallen gegen den Vortrieb bzw. in Vortriebsrichtung zu beobachten.



Abbildung 5-1: Gleitkeile durch den Verschnitt von dickbankiger Schichtung und Querklüften (mit Ortsbrustankern)

➤ **Faltenbau und Schieferung**

In der Regel streichen die Faltenachsen NE — SW und fallen flach nach NE ein. Im Bereich von Faltenumbiegungen ist häufig eine engständige Spezialfaltung der Schichten zu beobachten. Oft wird hier die Schichtung von einer steil stehenden engständigen Schieferung überprägt, die dann auch als mechanisch wirksames Gefügeelement dominiert (Abbildung 5-2).

Stellenweise wurde infolge der Beanspruchung durch Faltung und Schieferung die Schichtung so weit überprägt, dass eine makroskopische Unterscheidung von Schichtung und Schieferung nicht mehr möglich war. Die so entstandenen Trennflächen werden als dominante s-Flächen bezeichnet.



Abbildung 5-2: Engständige Schieferung in den Tonsteinen mit ungünstigem Einfallen zum Hohlraum

➤ **Klüftung**

Die Kartierung ergab, dass mehrere verschiedene Klüftscharen vorhanden sind.

○ **Querklüftung**

Steilstehende, parallel zur Tunnelachse streichende Querklüfte (ac-Klüfte, Klüftchar K1) beherrschen das Klüftgefüge und weisen eine Durchtrennung von 0,3 bis 1,0 (bezogen auf die Ortsbrust) auf.

- Längsklüftung
Parallel zur Faltenachse aber senkrecht zur Schichtung verlaufend treten Längsklüfte (bc-Klüfte, Kluftechar K2) auf. Ihre Durchtrennung ist mit 0,3 bis 0,7 etwas geringer, da die Längsklüfte an den Schichtflächen bereichsweise absetzen.
- Diagonalklüftung
Diagonal zur Faltenachse verlaufend kommen mehrere konjugierte, Diagonalkluftecharen (Kluftechar K3 f.) vor.

Die Querklüfte und die Längsklüfte ergeben gemeinsam mit den Schichtflächen ein annähernd orthogonales Kluftecharsystem (Abbildung 5-3). Die Abstände der Flächen sind ungleichmäßig und häufig kumulativ, das heißt in einzelnen Abschnitten engständig und in anderen fehlen sie vollkommen.



Abbildung 5-3: Dominante Längs- und Querklüftung in einem schwach verwitterten Tonsteinen

➤ **Störungszonen**

Das Gebirge wird relativ häufig von Störungsbahnen und -zonen durchzogen. Es wurden sowohl parallel zum Generalstreichen der Schichten verlaufende Verschiebungsbahnen als auch Querstörungen angetroffen. Die Mächtigkeit der Störungszonen liegt dabei im Dezimeter-, Meter- bis 10er Meter-Bereich (siehe Störungsintensität im Tunnelband in Anlage 2). Die Zonen bestehen häufig aus einer weichen bis breiigen tonigen Matrix in der unterschiedlich große Komponenten "schwimmen". Lockeres Gesteinszerreißel oder stark zerscherte, entfestigte bis

brüchig-mürbe Lagen bestimmen das Erscheinungsbild. Aufgrund der Biegegleitfaltung haben sich Harnischflächen (teils als Spiegelharnische) ausgebildet.

Von den Störungsbahnen ausgehend ist das Gestein bis in tiefe Gebirgsbereiche stark verwittert bis entfestigt (Abbildung 5-4 und Kapitel 4.2.3).



Abbildung 5-4: Störungszone in einem stark verwitterten bis entfestigten Tonstein

5.3 Bildung von struktureologischen Homogenbereichen mit ähnlichem mechanischen Gebirgsverhalten

Vorab ist zu erläutern, dass der Tunnel Fernthal mittels vier Vortrieben aufgeföhren wurde (Abbildung 5-5).

- **Vortrieb Nord** (grüne Linie in Abbildung 5-5), beginnend am Voreinschnitt Nord an der Anschlagwand für den bergmännischen Vortrieb bei Tunnel-m 80: Tunnel-m 80 bis 480 (von NW nach SE)
- **Vortrieb Mitte Nord** (rote Linie in Abbildung 5-5), ausgehend von einem Zwischenangriff (gelbe Linie in Abbildung 5-5) bei Tunnel-m 955: Tunnel-m 955 bis 480 (von SE nach NW)
- **Vortrieb Mitte Süd** (blaue Linie in Abbildung 5-5), ausgehend von einem Zwischenangriff bei Tunnel-m 955: Tunnel-m 955 bis 1265 (von NW nach SE)
- **Vortrieb Süd** (schwarze Linie in Abbildung 5-5), beginnend am Voreinschnitt Süd an der Anschlagwand für den bergmännischen Vortrieb bei Tunnel-m 1465: Tunnel-m 1465 bis 1265 (von SE nach NW)

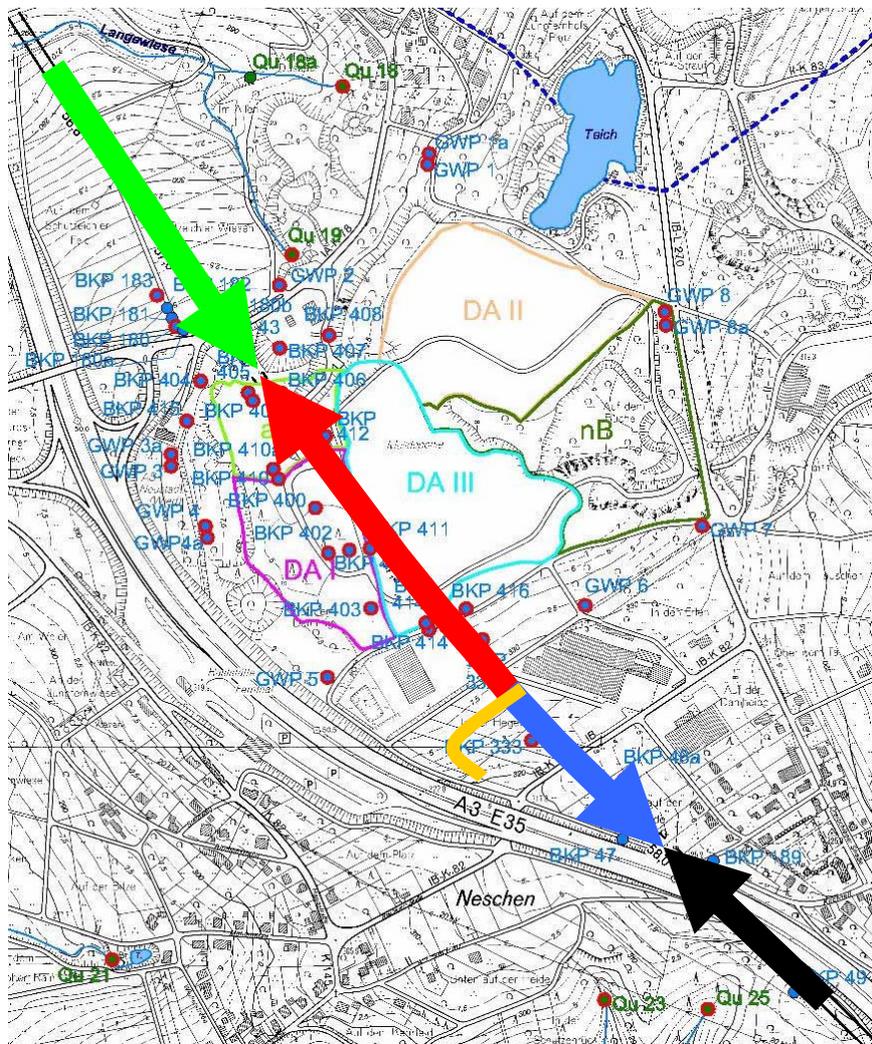


Abbildung 5-5: Schematische Darstellung der vier Vortriebe beim Aufföhren des Tunnel Fernthal

Der bergmännische Vortrieb des Tunnel Fernthal von Tunnel-m 80 (Anschlagwand Nord) bis Tunnel-m 1465 (Anschlagwand Süd) lässt sich in 20 Bereiche einteilen, innerhalb derer die lithologischen, tektonischen und geotechnischen Eigenschaften in etwa gleich sind. Diese nachfolgend "**struktureologischen Homogenbereiche**" genannten Abschnitte sind damit durch ihr **ähnliches mechanisches Gebirgsverhalten** gekennzeichnet. Dies hatte zur Folge, dass innerhalb dieser Abschnitte weitestgehend eine **gleiche Art und Anzahl von Sicherungsmittel** verwendet wurde.

Nachfolgend werden die 20 struktureologischen Homogenbereiche kurz beschrieben und ihr Gefügeinventar anhand einer Lagenkugelabbildung mittels des Programms LaKuGramm (KÜHNE, KUNZ & NORTMEYER 2001b, Kapitel 5.1) dargestellt. Eine kontinuierliche Beschreibung der geotechnischen Kartierung des Vortriebes ist im Geotechnischen Tunnelband in der Anlage 2 zu dieser Arbeit dokumentiert.

Homogenbereich 1: Tunnel-m 80 bis 95

Die Anschlagwand für den nach Süden beginnenden bergmännischen Vortrieb bei Tunnel-m 80 liegt im Kernbereich einer Mulde. Dort wurde die Schichtung durch syntektonische Scherbewegungen völlig überprägt, so dass eine Foliation entstand. Die Gesteine sind demnach nicht mehr als Tonsteine sondern als Tonschiefer anzusprechen. Sie weisen extrem glatte Wandungsflächen auf, die durch die Einregelung von Tonmineralen im Zuge der Schieferung entstanden. Die Flächen fallen zum Teil ungünstig nach NW ein (313/35), so dass sich größere Gleitkeile bilden konnten. Das Einfallen der Schichtung ändert sich im folgenden Homogenabschnitt 2 wieder in SE-Einfallen, der Sattelkern liegt bei Tunnel-m 95.

Neben der steil stehenden Foliation / Schieferung (310/57) ist eine weitere, nach Süden gegen den Vortrieb einfallende Foliation / Schieferung (145/50) kartiert worden.

Die steil stehende Querklüftung ist mit einem hohen Durchtrennungsgrad deutlich ausgeprägt. Die mit 55° bis 85° nach Süden einfallenden Längsklüfte sowie untergeordnete Diagonalklüfte weisen einen geringen Durchtrennungsgrad auf.

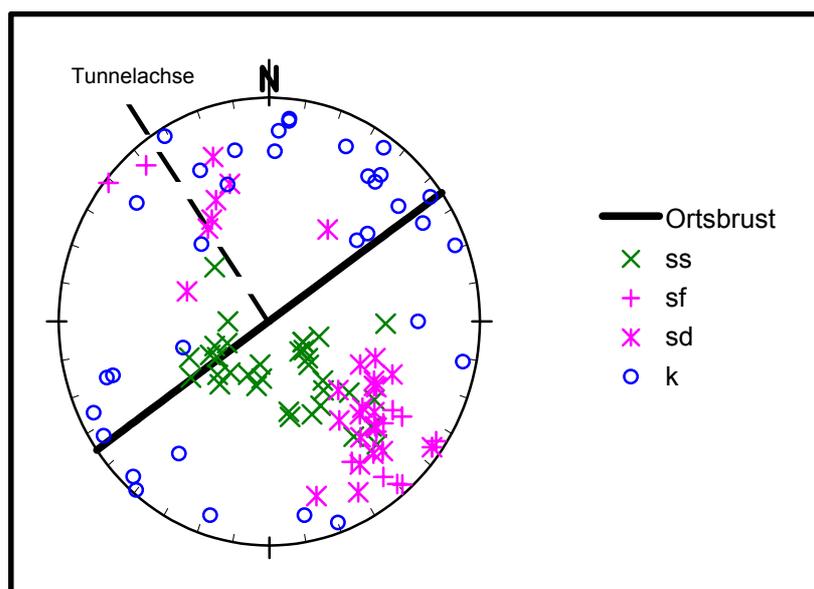


Abbildung 5-6: Lagenkugelabbildung für den Homogenbereich 1

Mechanisch wirksame Störungen wurden nicht kartiert.

Die Gesteine sind tiefgreifend stark verwittert bis entfestigt (VK III / VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,57.

Der Wasseranfall ist über weite Strecken vernachlässigbar (feuchte Stellen = W1).

Die Überlagerung beträgt an der Anschlagwand Nord mit ca. 8 m mehr als ein Durchmesser der Kalottenhöhe von ca. 7,5 m.

Der Vortrieb wurde aufgrund der schwierigen geotechnischen Situation mit äußerster Vorsicht im Schutz eines Rohrschirms und mit Teilausbrüchen durchgeführt, insbesondere, weil die sehr glatten Flächen zu Gleitbewegungen von Felspartien in den Hohlraum führen konnten. Zusätzlich war eine Ortsbrustsicherung mit Ankern und Spritzbeton erforderlich (Ausbruchklasse 7A-K-1).

Homogenbereich 2: Tunnel-m 95 bis 145

Der Homogenbereich 2 wird nach der Querung des Sattelkernes bei Tunnel-m 95 von einer SE-vergente Mulde mit deutlich geschieferten Tonsteinen gebildet.

Im Bereich der N-Flanke der Mulde (mit bergwärtigem Einfallen der Schichtung (117/45)) können an den engständigen und steil stehenden Schieferungsflächen (327/81) Kippbewegungen auftreten. Südlich der nach NE abtauchenden Faltenachse (Tunnel-m 135) fallen die Schichten sowie wenige gering mächtige schichtparallele Störungen mit 018/42 in den Hohlraum ein, so dass Gleitbewegungen möglich sind. Daher waren über den gesamten Abschnitt eine Voraussicherung und eine Ortsbrustsicherung notwendig (Ausbruchklasse 7A-K-1). Auf Teilausbrüche konnte wegen den überwiegend festen bis mäßig harten Gesteinen (schwach verwittert = VK II) jedoch verzichtet werden.

Die steil stehende Querklüftung ist mit einem hohen Durchtrennungsgrad deutlich ausgeprägt. Weiterhin sind sowohl Längs- als auch Diagonalklüfte stark ausgeprägt mit einem Einfallswinkel von 60° bis 80° kartiert worden.

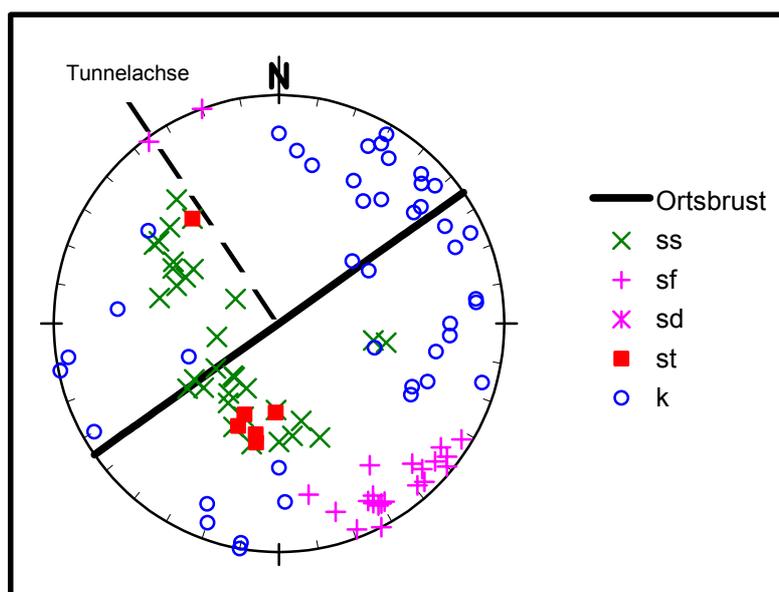


Abbildung 5-7: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 2

Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt aufgrund der durchgehend schwachen Verwitterung (VK II) 1,00.

Der Wasserzufluss schwankte zwischen trocken (W0) und fließend (W2). Singulär war ein stärkerer Wasserzutritt (W3) im Bereich um Tunnel-m 120 zu beobachten.

Die Überlagerung beträgt zwischen 10 und 15 Metern über der Tunnelfirste.

Homogenbereich 3: Tunnel-m 145 bis 265

Im Homogenbereich 3 fallen die Sand- und Tonsteine mit i.M. 41° nach Norden gegen den Vortrieb ein. Weiterhin ist eine steil stehende Schieferung deutlich ausgeprägt (151/85). In Verbindung mit der steil stehenden Klüftung (sowohl Querklüftung, Längsklüftung als auch Diagonalklüftung mit einem hohen Durchtrennungsgrad) wird das Gebirge in einzelne Klüftkörper zerlegt.

Im Bereich zwischen Tunnel-m 245 bis 265 treten mehrere dm- bis m-mächtige, schichtparallele aber auch steil stehende Störungsbahnen auf.

Der Fels ist schwach verwittert bis unverwittert (VK II bis VK I). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 0,87.

Der Wasserzufluss schwankte zwischen trocken (W0) und fließend (W2).

Die Überlagerung beträgt zwischen 15 und 26 Metern über der Tunnelfirste.

Das Gefügeinventar macht Gleitbewegungen von Felspartien aus der Ortsbrust in den Hohlraum möglich. Die deutlich ausgeprägte Schieferung kann stellenweise zu zusätzlichen Kippbewegungen führen. Daher wurden eine Voraussicherung und eine Ortsbrustsicherung erforderlich (Ausbruchklasse 7A-1).

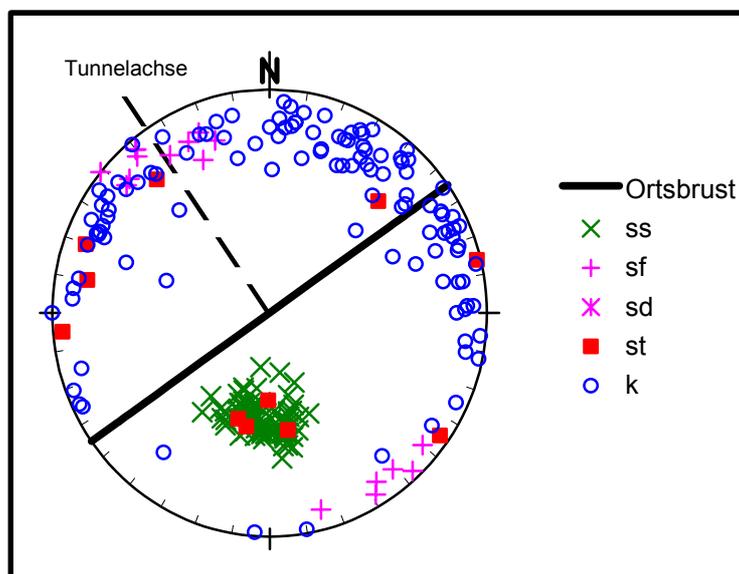


Abbildung 5-8: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 3

Homogenbereich 4: Tunnel-m 265 bis 450

Der Homogenbereich 4 umfasst einen aus Ton- und Sandsteinen aufgebauten SE-vergenten Sattel mit etwas flacherer Nordflanke (bis ca. Tunnel-m 300) und steiler SW-Flanke (139/74). Zwischen Tunnel-m 425 und 445 wurde im Kalottenbereich eine enge Spezialfalte aufgeföhren. Die Faltenachse taucht nach ENE ab. Die Schieferung steht annähernd senkrecht und fächert mit einem Schwerpunkt von 338/76 bis 157/79 auf.

Die steil stehende Querklüftung ist mit einem hohen Durchtrennungsgrad deutlich ausgeprägt. Die häufig vorkommenden Längsklüfte weisen ein flachen Einfallswinkel (i.M. 35°) gegen die Vortriebsrichtung auf.

Die Gesteine sind überwiegend schwach verwittert (VK II), stellenweise unverwittert (VK I) sowie in Störungszonen (Tunnel-m 295 sowie zwischen Tunnel-m 425 und 445) auch stark verwittert (VK III). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,09.

Die Überlagerung beträgt zwischen 26 und 33 Metern über der Tunnelfirste.

Aufgrund der erhöhten Teilkörperbeweglichkeit im Bereich des Sattelkerns ist die geotechnische Situation relativ ungünstig. Daher sind eine Voraussicherung und eine Sicherung der Ortsbrust erforderlich (Ausbruchklasse 7A-1). Im weiteren Verlauf der nach SE einfallenden Schichtung wurde der Ausbruch zunächst ohne Ortsbrustsicherung (Ausbruchklasse 6) durchgeführt. Trotz des "guten Eindrucks" der Ortsbrust aufgrund der geringen Verwitterung und einer geringen Trennflächendichte waren allerdings Versagensfälle möglich, denn die Orientierung der Schichtung ermöglicht prinzipiell Kippbewegungen von Schichtpaketen in den Hohlraum. Dies zeigte sich bei dem Nachbruch bei Tunnel-m 329,2. Dabei rotierten die Blöcke um den Fußpunkt (Externrotation), wobei das Verschittlinear zwischen Längsklüften und Schichtung die Rotationsachse bildete. Ein ähnlicher Versagensfall wurde beim Nachbruch bei Tunnel-m 338,8 festgestellt. Hier begünstigten die wasserführenden Trennfugen ein Versagen. Es zeigte sich, dass eine Versiegelung der Ortsbrust nicht ausreicht, sondern unter Umständen zu einem zusätzlichen Klufwasserdruck führt. Daher wurde umgehend auf die Ausbruchklasse 7 umgestellt, die eine wirkungsvolle Ortsbrustsicherung zuließ.

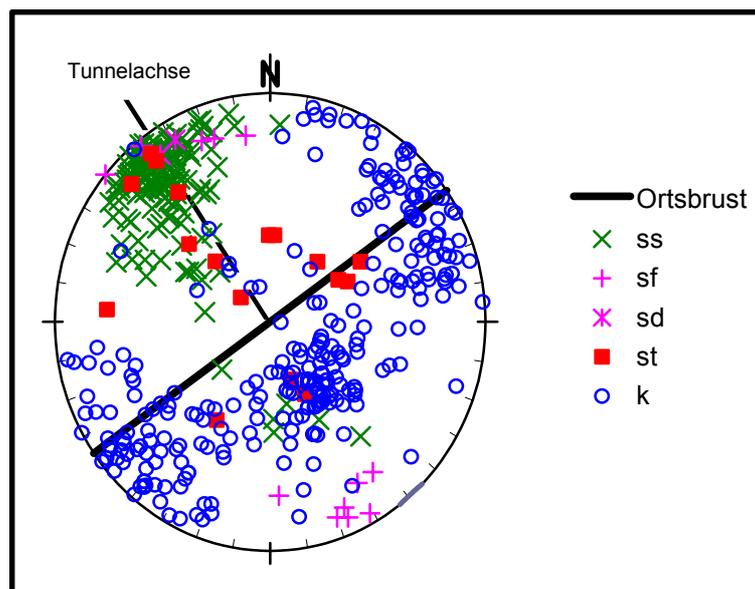


Abbildung 5-9: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 4

Homogenbereich 5: Tunnel-m 450 bis 495

Der Homogenbereich 5 besteht überwiegend aus Tonsteinen. Die Schichtung fällt zunächst steil bergwärts (139/74) ein. Nach dem Durchqueren des Muldenkerns bei ca. Tunnel-m 480 fällt die Schichtung mit i.M. 51° flach nach NW ein.

Der Homogenbereich besteht aus einer Störungszone mit einzelnen unregelmäßig mächtigen Störungsbahnen. Es liegen zwei deutlich ausgeprägte Schieferungen / Foliationen vor (Schwerpunkte 318/63 und 139/74). Darüber hinaus ist eine steil stehende Querklüftung sowie eine mit flach einfallende Längsklüftung ausgeprägt. Die gesamte Gefügesituation deutet auf eine großräumige Überschiebung hin.

Die Störungszone bedingt eine sehr heterogene Verwitterung mit unverwitterten bis entfestigten Bereichen (VK I bis VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,30.

Innerhalb der Störung dringt das Bergwasser häufig in einem geschlossenen Strahl mit bis zu 0,9 l/s in den Hohlraum ein (W 3).

Die Überlagerung beträgt zwischen 33 und 42 Metern über der Tunnelfirste.

Die geotechnische Situation macht eine vorausseilende Sicherung sowie eine Ortsbrustsicherung mit Ortsbrustankern und Spritzbeton erforderlich (Ausbruchklasse 7A-1). Dennoch löste sich bei ca. Tunnel-m 455 bei einem Nachbruch rund 40 m³ Fels aus der Ortsbrust. Die eingesetzten Ortsbrustanker verhinderten, dass sich noch größere Felsmassen aus der Ortsbrust lösten. Im weiteren Verlauf erfolgte der Vortrieb nur noch in Teilausbrüchen.

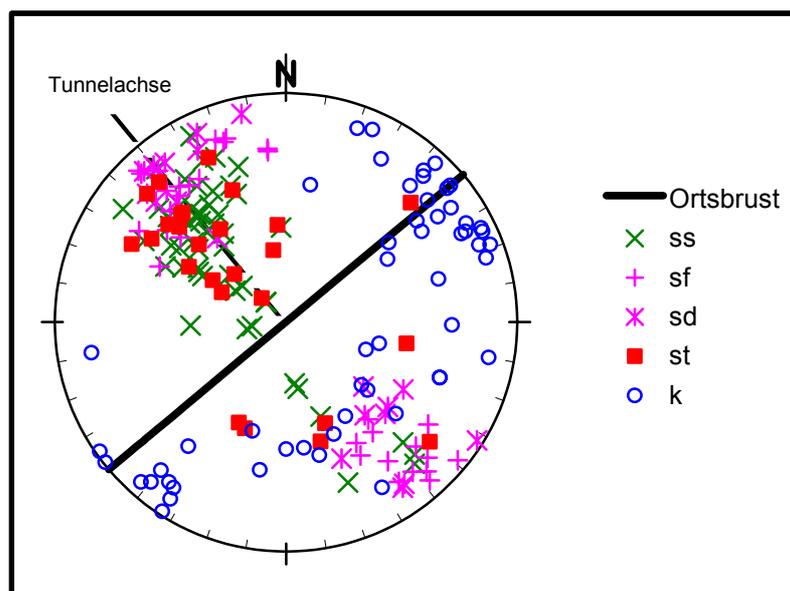


Abbildung 5-10: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 5

Homogenbereich 6: Tunnel-m 495 bis 690

Der Homogenbereich 6 wird von wechsellagernden Sand- und Tonsteinen gebildet. Nach der Querung eines Sattels zu Beginn des Homogenbereiches fallen die Schichten in diesem Abschnitt im Mittel mit etwa 55° nach SE ein.

Die nur stellenweise ausgebildete steile, nach NW einfallende Schieferung ist mechanisch nicht wirksam. Weiterhin treten dm-mächtige, zumeist schichtparallele Störungsbahnen auf.

Lokal führen sehr engständige Querklüfte zu einer starken Zerlegung der Gesteine. Über weite Strecken weisen die Quer- und Längsklüfte jedoch nur einen geringen Durchtrennungsgrad auf.

Die Ton- und Sandsteinlagen zeigen eine heterogene Verwitterung mit schwach verwitterten, stark verwitterten und geringmächtigen entfestigten Lagen (VK II bis VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,26.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 37 und 42 Metern über der Tunnelfirste.

Das Einfallen der Schichtung und der Störungen in den Hohlraum ermöglicht Gleitbewegungen von Felspartien aus der Ortsbrust, so dass eine Voraussicherung und eine Ortsbrustsicherung eingesetzt werden musste (Ausbruchklasse 7A-1a).

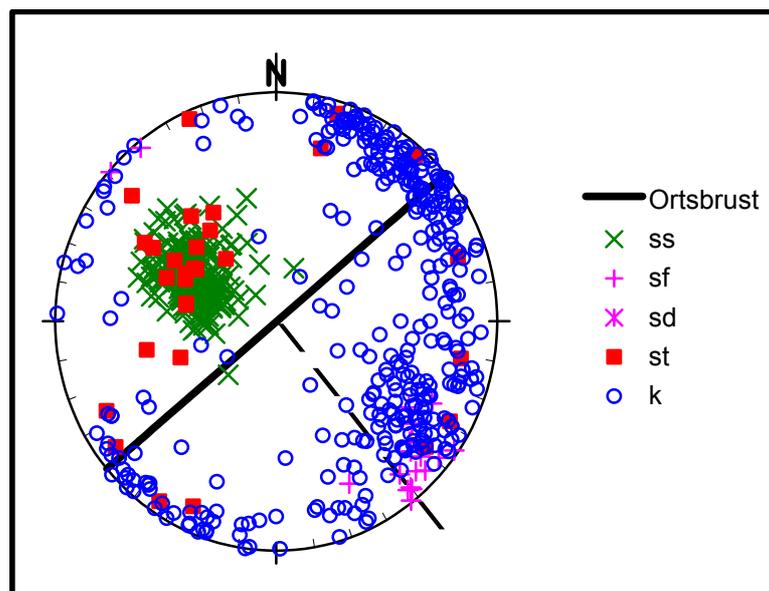


Abbildung 5-11: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 6

Homogenbereich 7: Tunnel-m 690 bis 715

Der Homogenbereich 7 wird von der NW-Flanke einer offenen Mulde geprägt, in der die Schichten flach nach SE einfallen (117/39). Die engständige, meilerartige Schieferung passt sich dabei der Muldenstruktur an.

Die Gesteine sind schwach bis stark verwittert (VK II bis VK III) und zwischen Tunnel-m 700 und 715 entfestigt (VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,35.

Bei ca. Tunnel-m 705 durchziehen dm-mächtige schichtparallele Störungszonen das Gebirge.

Eine steilstehende Querklüftung ist nur stellenweise ausgeprägt, Diagonal- oder Längsklüfte wurden kaum kartiert.

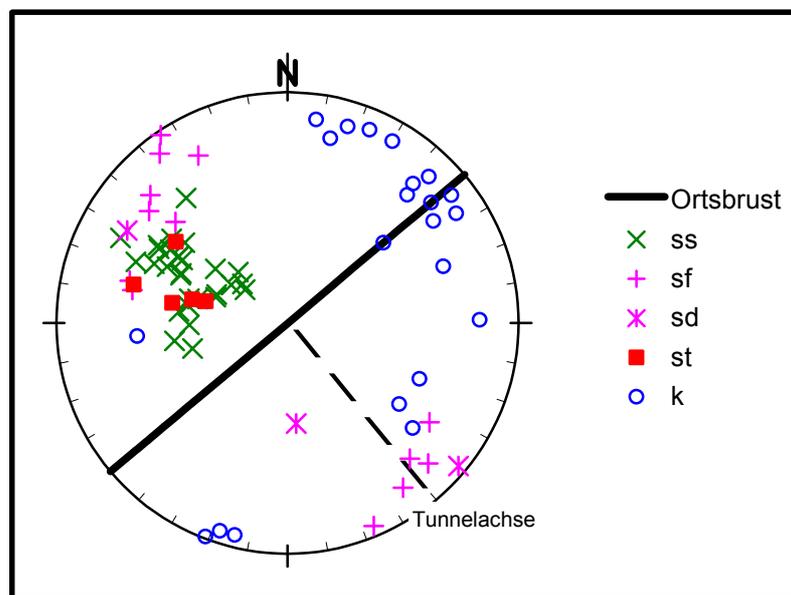


Abbildung 5-12: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 7

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 36 und 37 Metern über der Tunnelfirste.

Aufgrund des ungünstigen Schichteinfalls gegen den Vortrieb musste eine vorausseilende Sicherung und eine Ortsbrustsicherung vorgenommen werden (Ausbruchklasse 7A-1a). In Bereich mit starker Foliation wurde zusätzlich die Anzahl der als Voraussicherung eingesetzten Spieße deutlich verdichtet (bis 57 Stück pro Abschlag).

Homogenbereich 8: Tunnel-m 715 bis 750

Der Homogenbereich 8 wird von der Südflanke der nordwestvergente Mulde geprägt, in der die Schichten von etwas flacherem SE-Einfallen (Homogenbereich 7) in steileres NW-Einfallen umbiegen (337/56). Die Schieferung und die tektonische Überprägung der Tonsteine sind wenig ausgeprägt.

Bei ca. Tunnel-m 730 durchziehen dm-mächtige, schichtparallele Störungszonen das Gebirge.

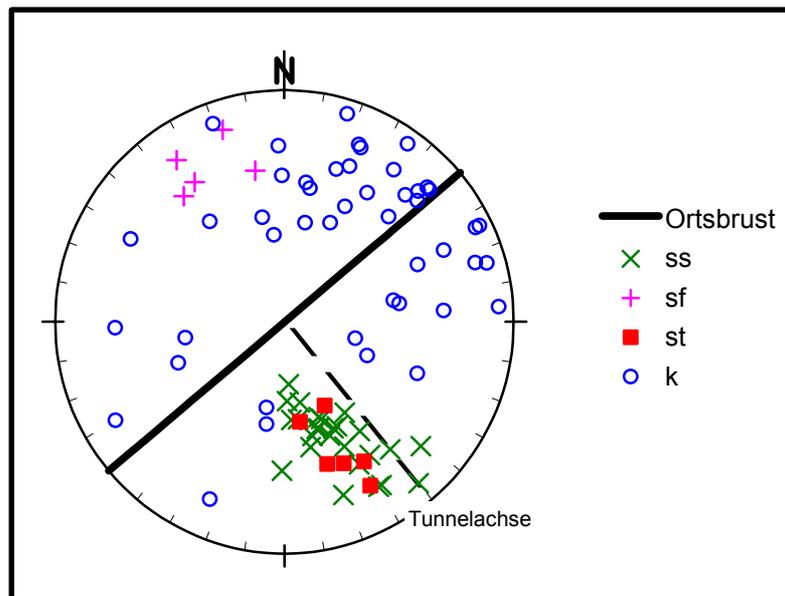


Abbildung 5-13: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 8

Eine steil stehende Querklüftung sowie zwei gegensinnig flach einfallende Längsklüftungen erzeugen eine stärkere Teilkörperbeweglichkeit der Klüftkörper.

Die Gesteine sind überwiegend schwach verwittert, stellenweise unverwittert. Der Quotient der Verwitterung (VK_n / VK II) beträgt 0,92.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W₀ / W₁).

Die Überlagerung beträgt zwischen 35 und 36 Metern über der Tunnelfirste.

Aufgrund des günstigen Einfallens der Schichtung in Vortriebsrichtung konnte der Ausbruch lediglich mit einer vorauseilenden Sicherung, jedoch ohne Ortsbrustsicherung durchgeführt werden (Ausbruchklasse 6A-1a).

Homogenbereich 9: Tunnel-m 750 bis 810

Der Homogenbereich 9 wird zunächst aus Tonsteinen, ab Tunnel-m 790 überwiegend aus Sandsteinen gebildet. In diesem Abschnitt fällt die Schichtung mit 55° nach NW (also in Vortriebsrichtung) und die Schieferung mit 78° nach SE ein (angedeutete NW-Vergenz).

Einzelne dm-mächtige Störungszonen verlaufen schichtparallel. Eine steil stehende Querklüftung und eine flache Längsklüftung sowie Diagonalklüfte sind deutlich ausgebildet.

Der Fels ist überwiegend schwach verwittert oder unverwittert (VK II und VK I). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 0,93.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 33 und 35 Metern über der Tunnelfirste.

Die günstige geotechnische Situation ermöglichte den Vortrieb ohne Ortsbrustsicherung; aufgrund der steilstehenden Gefügeelemente war jedoch eine vorausseilende Sicherung notwendig (Ausbruchklasse 6A-1a).

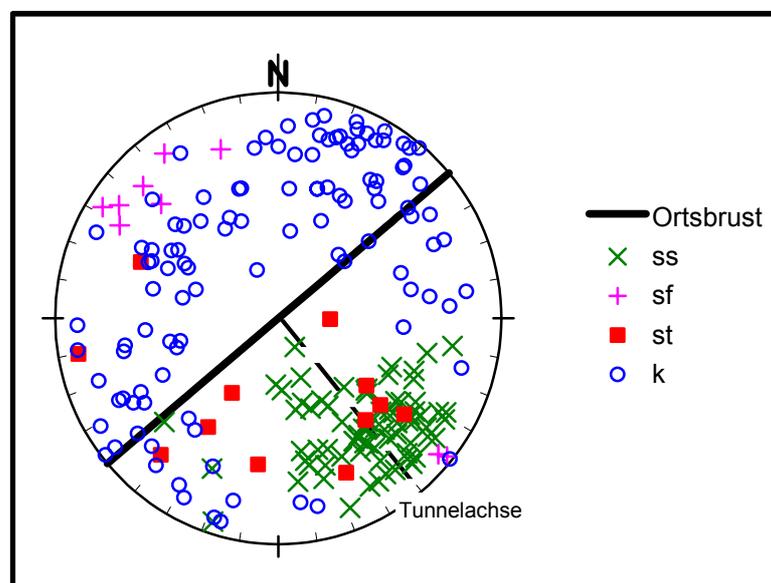


Abbildung 5-14: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 9

Homogenbereich 10: Tunnel-m 810 bis 865

Der Homogenbereich 10 wird aus einer Wechsellagerung aus Tonsteinen und Sandsteinen gebildet. Dieser Abschnitt ist durch intensive Faltung und durch steil nach NW oder SE einfallende Schieferung charakterisiert. Hierdurch ergibt sich ein kurzräumiges wechselndes Einfallen der flachen bis mittelsteilen Schichtung und der steilen Schieferung bergwärts und in den Vortrieb.

Mehrere dm-mächtige, flach mit dem Vortrieb einfallende Störungszonen durchziehen das Gebirge und bilden das dominierende mechanisch wirksame Gefügeelement in diesem Homogenbereich.

Eine steil stehende Querklüftung ist deutlich, eine steil stehende Längsklüftung nur mit einem geringen Durchtrennungsgrad ausgebildet.

Die angetroffenen Ton- und Sandsteine sind im nördlichen Teil schwach verwittert (VK II) im südlichen Teil größtenteils stark verwittert und stellenweise entfestigt (VK III und VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,19.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 33 und 34 Metern über der Tunnelfirste.

Die ungünstige geotechnische Situation erforderte über weite Bereiche einen Vortrieb in Teilausbrüchen und den Einsatz einer vorausseilenden Sicherung sowie zusätzlich einer Ortsbrustsicherung (Ausbruchklasse 7A-K-1).

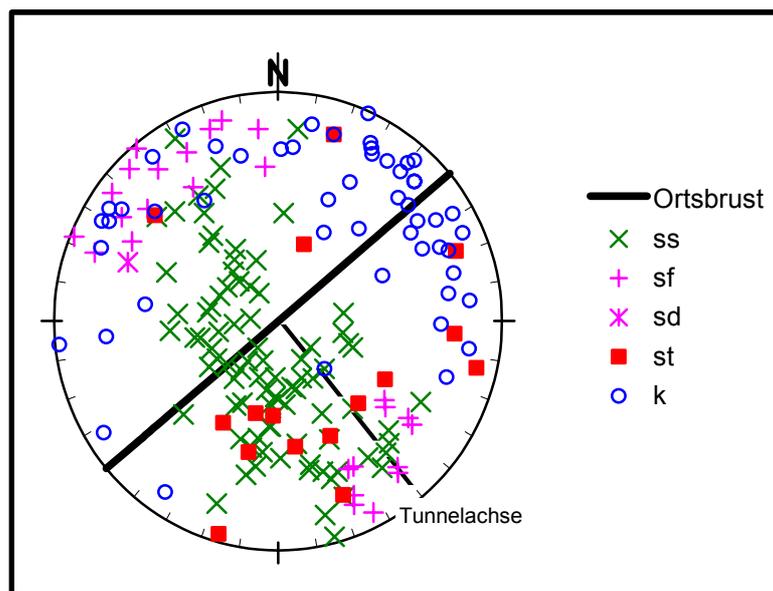


Abbildung 5-15: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 10

Homogenbereich 11: Tunnel-m 865 bis 905

Der Homogenbereich 11 wird aus einer Wechsellagerung aus Tonsteinen und Sandsteinen gebildet. Der NW-vergente Sattel mit mäßig steilen Schichten nach NW (332/39) und flacher Lagerung nach SE (118/19) ist durch eine steil nach SE einfallende Schieferung gekennzeichnet. Querklüftung und Längsklüftung sind nur undeutlich ausgebildet und reduzieren die Teilkörperbeweglichkeit der z.T. ungünstig gegen den Vortrieb einfallenden Schichtflächen erheblich.

Der Fels ist im nördlichen Teil stark verwittert bis entfestigt (VK III bis VK IV), im südlichen Teil schwach verwittert (VK II). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,32.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 30 und 34 Metern über der Tunnelfirste.

Aufgrund der starken Verwitterung wurde der Nordbereich des Homogenbereiches 11 in Teilausbrüchen aufgefahren und neben einer vorausseilenden Sicherung auch eine Ortsbrustsicherung eingesetzt (Ausbruchklasse 7A-1 bis 7A-K-1). Im südlichen Abschnitt bewirkten eine schwächere Verwitterung und eine flachere Schichtung eine relativ stand-sichere Ortsbrust, weswegen auf die Ortsbrustsicherung verzichtet werden konnte (Ausbruchklasse 6A-1).

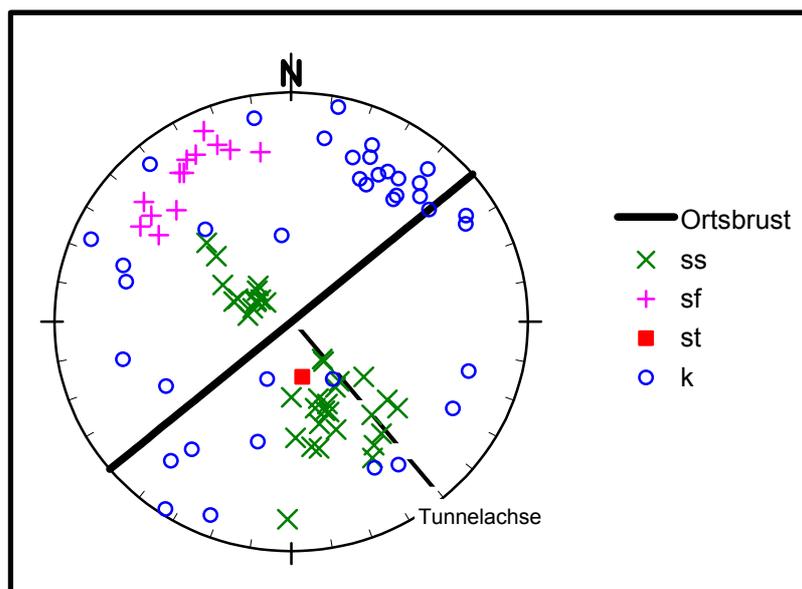


Abbildung 5-16: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 11

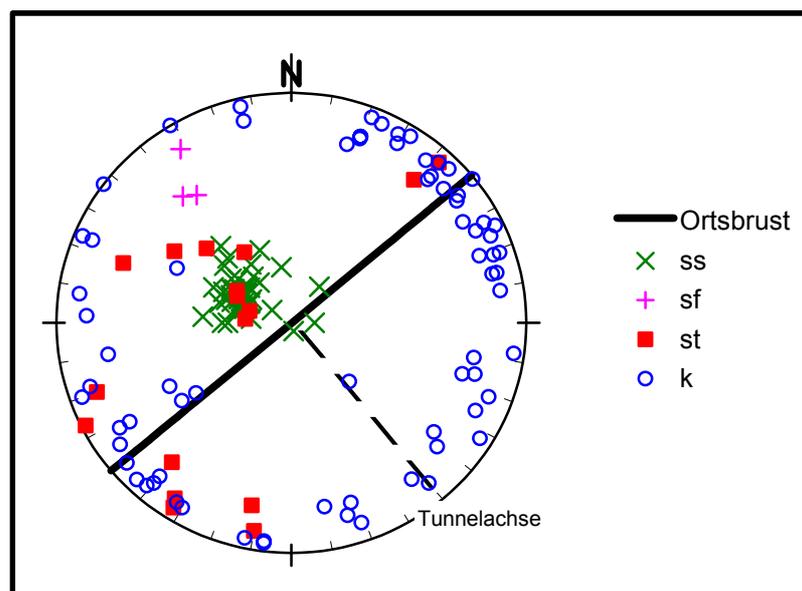


Abbildung 5-17: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 12

Homogenbereich 12: Tunnel-m 905 bis 955

An der SE-Flanke des NW-vergenten Sattels fallen die wechsellagernden Ton- und Sandsteine mit i.M. 24° nach SE ein. Nur vereinzelt auftretende Schieferungsflächen sowie die überwiegend schichtparallelen, cm- bis dm-mächtigen Störungszonen sind mechanisch nicht wirksam.

Eine steil stehende Querklüftung und eine steile Längsklüftung sind deutlich ausgebildet und erzeugen gemeinsam mit den Schichtflächen eine hohe Teilkörperbeweglichkeit des Gebirges.

Da der Fels schwach verwittert (VK II) ist (Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) = 1,05), konnte trotz der ungünstigen Gefügestrukturen auf eine Ortsbrustsicherung verzichtet werden (Ausbruchklasse 6A-1).

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 25 und 31 Metern über der Tunnelfirste.

Homogenbereich 13: Tunnel-m 955 bis 990

Der Homogenbereich 13 wird aus einer Wechsellagerung aus Tonsteinen und Sandsteinen gebildet. Da das Bauwerk im Homogenbereich 13 von N nach S aufgefahren wurde, ist die flach (24°) nach Süden einfallende Schichtung in einem günstigen Winkel angeschnitten worden.

Steil bergwärts einfallende, bis zu dm-mächtige Störungen wurde vereinzelt kartiert.

Eine steil stehende Querklüftung und eine steile Längsklüftung sind deutlich ausgebildet, wodurch eine erhöhte Teilkörperbeweglichkeit der Klufkörper erzeugt wurde.

Eine starke Verwitterung und lokale Entfestigung der Gesteine (VK III und VK IV; der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,67) und die trotz der Grundwasserabsenkung zutretenden Wassermengen (W3, bis zu 0,5 l/s) wirkten sich ungünstig aus, konnten aber durch zusätzliche Entwässerungsbohrungen und Abschlachungen gut beherrscht werden.

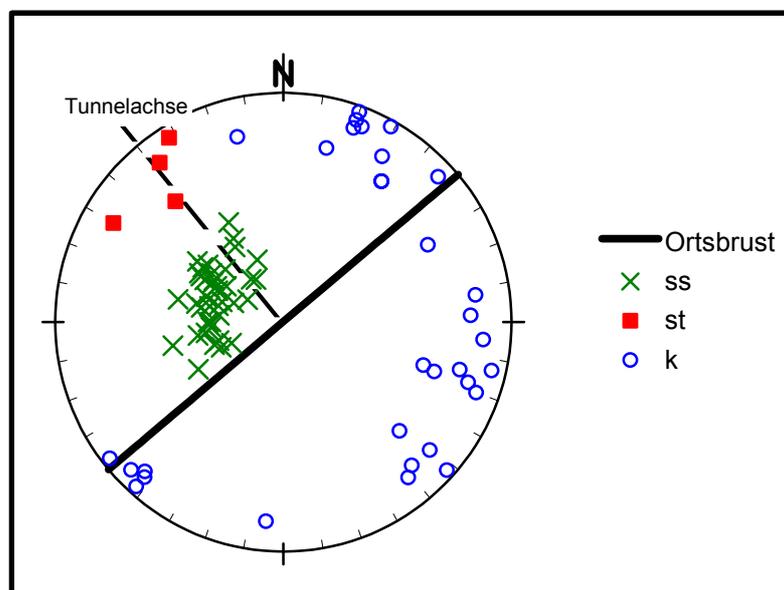


Abbildung 5-18: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 13

Die Überlagerung beträgt zwischen 20 und 25 Metern über der Tunnelfirste.

Aufgrund der resultierend aus der starken Verwitterung und dem Wasseranfall ungünstigen geotechnischen Situation wurde zunächst die Ausbruchklasse 7A-K-1 gewählt. Sie ermöglichte eine Ortsbrustsicherung und verhinderte wirkungsvoll grundbruchähnliche Versagensfälle aus der Ortsbrust. Zusätzlich musste meistens in Teilausbrüchen vorgetrieben werden. Die Anzahl der Spieße wurde auf über 45 Stück pro Abschlag erhöht.

Die Dominanz der entfestigten Lagen führte letztendlich dazu, dass ab Tunnel-m 977,6 ein Rohrschirm eingesetzt wurde. Auch der Vortrieb unter dem Rohrschirm musste in Teilausbrüchen und mit Ortsbrustsicherung durchgeführt werden (7A-K-RS-1a).

Homogenbereich 14: Tunnel-m 990 bis 1050

In diesem Strukturabschnitt fallen die wechsellagernden Ton- und Sandsteine mit 34° flach nach NW, also in den Hohlraum ein. Ungünstig wirkten sich zudem eine steil gegen den Vortrieb einfallende Schieferung, dm-mächtige Störungen sowie eine deutlich ausgeprägte steil stehende Querklüftung aus.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 14 und 21 Metern über der Tunnelfirste.

Da der Fels außerdem über weite Bereiche stark verwittert oder entfestigt ist (VK III und VK IV, der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,64), waren erhebliche Maßnahmen erforderlich, um Gleitbewegungen und grundbruchähnliche Ausbrüche aus der Ortsbrust zu verhindern. Neben der Voraussicherung mittels Rohrschirm und der Ortsbrustsicherung, wurde daher in Teilausbrüchen vorgetrieben (Ausbruchklasse 7A-K-RS-1a).

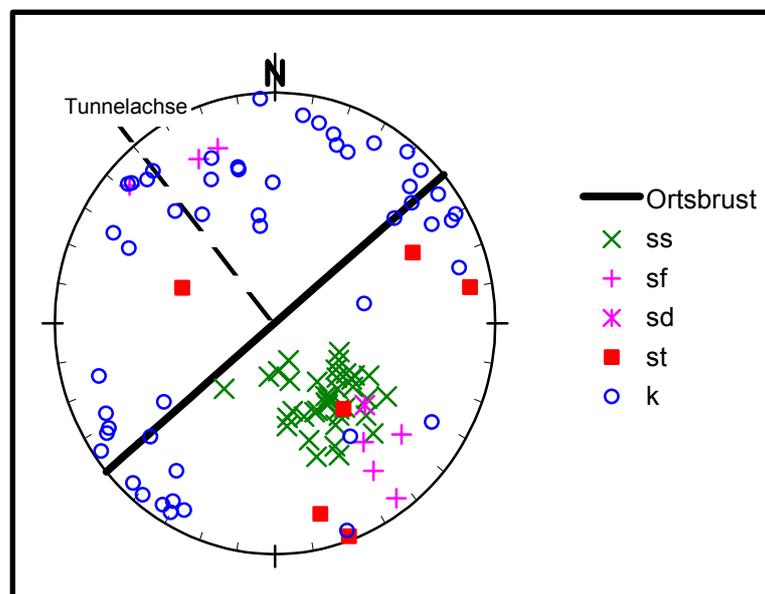


Abbildung 5-19: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 14

Homogenbereich 15: Tunnel-m 1050 bis 1105

Der Homogenbereich 15 wird aus einer Wechsellagerung aus Tonsteinen und Sandsteinen gebildet. Die andeutungsweise NW-vergente Falte aus Sattel und Mulde bewirkt ein häufig wechselndes Einfallen der Schichten mit 44° zum Vortrieb bzw. 29° bergwärts gerichteten Schichten.

Ungünstig wirkten sich zudem eine steil gegen den Vortrieb einfallende Schieferung, dm-mächtige Störungen mit einer lettenartigen Füllung sowie eine intensive Klüftung (Quer-, Längs- und Diagonalklüftung) aus.

Der Fels ist überwiegend stark verwittert bis entfestigt (VK III bis VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,63.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 13 und 14 Metern über der Tunnelfirste.

Die starke Verwitterung und die hohe Teilkörperbeweglichkeit machten den Vortrieb im Schutze eines Rohrschirms erforderlich (Ausbruchklasse 7A-K-RS-1a). Zur Verhinderung von Gleitbewegungen und grundbruchähnlichen Ausbrüchen aus der Ortsbrust musste zusätzlich eine Ortsbrustsicherung eingesetzt werden.

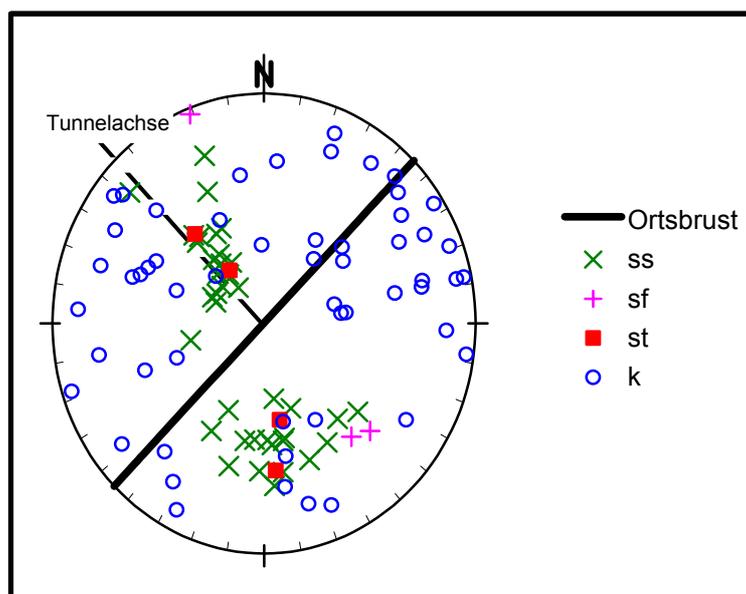


Abbildung 5-20: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 15

Homogenbereich 16: Tunnel-m 1105 bis 1165

Die im Homogenbereich 16 dominierenden Tonsteine fallen i.M. 25° nach N ein und sind schwach gewellt. Eine Schieferung ist nur punktuell ausgebildet. Eine intensive Klüftung (Quer-, Längs- und Diagonalklüftung) führt zu einer erhöhten Teilkörperbeweglichkeit.

Der Fels ist meistens stark verwittert (VK III). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,54.

Die Überlagerung beträgt zwischen 11 und 14 Metern über der Tunnelfirste.

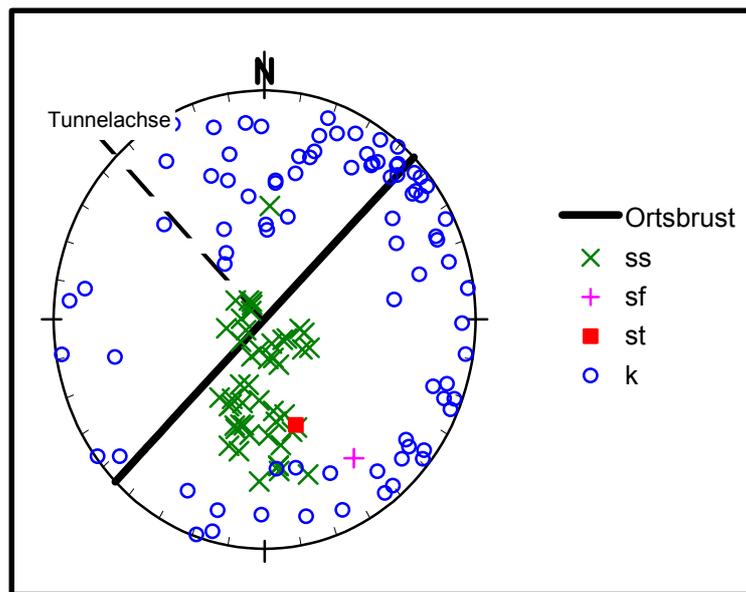


Abbildung 5-21: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 16

Die starke Verwitterung machte den Vortrieb im Schutze eines Rohrschirms erforderlich. Die in den Hohlraum einfallende Schichtung in Kombination mit der ausgeprägten Klüftung ermöglicht zusätzlich Gleitbewegungen von Felspartien. Daher war der Vortrieb in Teilausbrüchen und eine Ortsbrustsicherung erforderlich (Ausbruchklasse 7A-K-RS-1a). Der Rohrschirm verhindert Ausbrüche bis über die Firste.

Homogenbereich 17: Tunnel-m 1165 bis 1265

Die im Homogenbereich 17 dominierenden Tonsteine fallen im Mittel flach nach NW ein (313/28), sind jedoch offen gefaltet. Die Schieferung ist deutlich ausgeprägt und fällt steil nach NW ein (307/62). Mehrere dm-mächtige, \pm schichtparallel einfallende Störungsbahnen wurden kartiert.

Eine intensive steil stehende Querlüftung und eine Längsklüftung führen zu einer erhöhten Teilkörperbeweglichkeit.

Der Fels ist stark verwittert bis entfestigt (VK III bis VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,73.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt mit 9 bis 12 Metern über der Tunnelfirste noch etwas mehr als ein Durchmesser der Kalottenhöhe von ca. 7,5 m.

Die zum Hohlraum hin einfallenden Schichtflächen und die Schieferungsflächen ermöglichen in Kombination mit den intensiven Quer- und Längsklüften Gleitbewegungen. Außerdem sind aufgrund der starken Verwitterung / Entfestigung der Gesteine grundbruchähnliche Versagensfälle aus der Ortsbrust möglich. Daher wurde der Vortrieb durchgehend im Schutze eines Rohrschirmes mit Ortsbrustsicherung in Teilausbrüchen durchgeführt (Ausbruchklasse 7A-K-RS-1a).

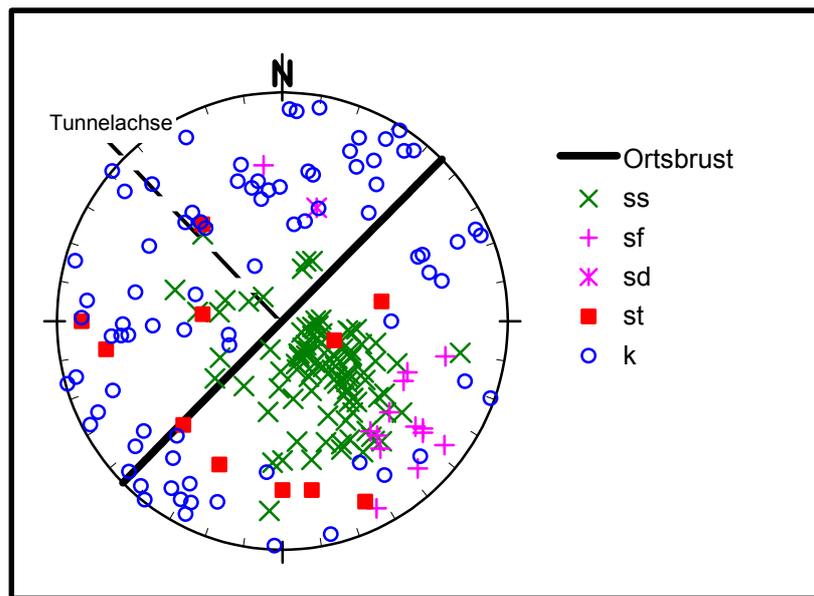


Abbildung 5-22: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 17

Homogenbereich 18: Tunnel-m 1265 bis 1360

Der Homogenbereich 18 wird aus einer Wechsellagerung aus Tonsteinen und Sandsteinen gebildet. Die Schichtung fällt innerhalb dieses Homogenbereiches meistens flach nach NW ein (313/23), ist jedoch stellenweise flexurartig verbogen. Das bedeutet, dass bei dem Vortrieb nach Norden, günstiges bergwärtiges Einfallen rasch mit ungünstigem, hohlraumwärtigem Einfallen wechselte.

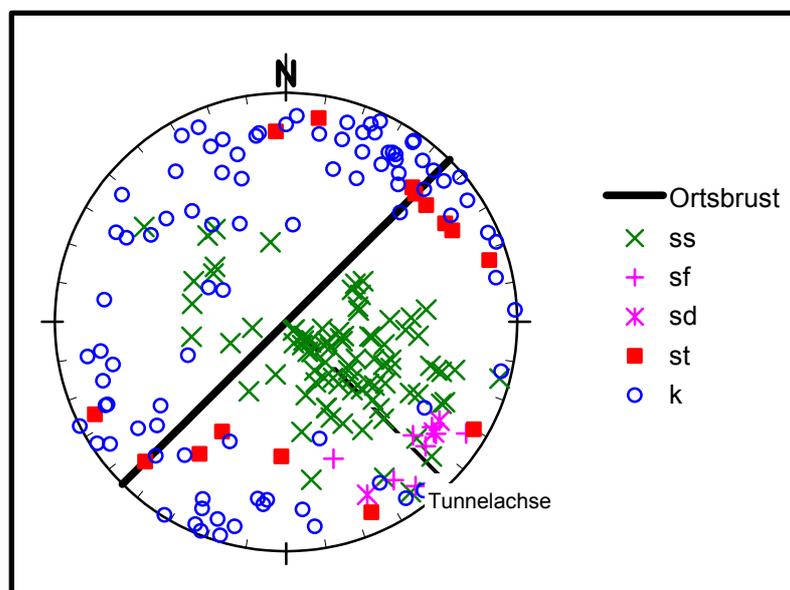


Abbildung 5-23: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 18

Eine gegen den Vortrieb gerichtete engständige Schieferung (313/75), einige dm- bis m-mächtige Störungszonen sowie eine intensive Klüftung (Quer- und Längsklüftung) erschweren den Vortrieb zusätzlich.

Die Gesteine sind überwiegend stark verwittert, enthalten jedoch generell auch entfestigte Lagen (VK III und VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,58.

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt zwischen 6 und < 10 Metern über der Tunnelfirste und beträgt damit stellenweise weniger als ein Durchmesser der Kalottenhöhe von ca. 7,5 m. Dies führt zu ungünstigen Gebirgsspannungen.

Aufgrund der hohen Teilkörperbeweglichkeit der Klufkörper konnten sich prinzipiell Gleitkörper aus der Ortsbrust lösen. Die besonders sensible Situation unter der mit einer geringen Überdeckung zu unterfahrenden Autobahn erforderte daher einen doppelten Rohrschirm. Der Vortrieb erfolgte zusätzlich in Teilausbrüchen und mit Ortsbrustsicherung (Ausbruchklasse 7A-K-RS-1e).

Homogenbereich 19: Tunnel-m 1360 bis 1415

Der Homogenbereich 19 wird aus einer Wechsellagerung aus Tonsteinen und Sandsteinen gebildet. Die Schichten fallen im Mittel flach nach NW ein (316/26) und sind schwach gefaltet. Steile, dm-mächtige und gegen den Vortrieb einfallende Störungsbahnen sind lokal ausgebildet.

Eine steil stehende Querklüftung und eine Längsklüftung sind deutlich und mit einem hohen Durchtrennungsgrad ausgebildet.

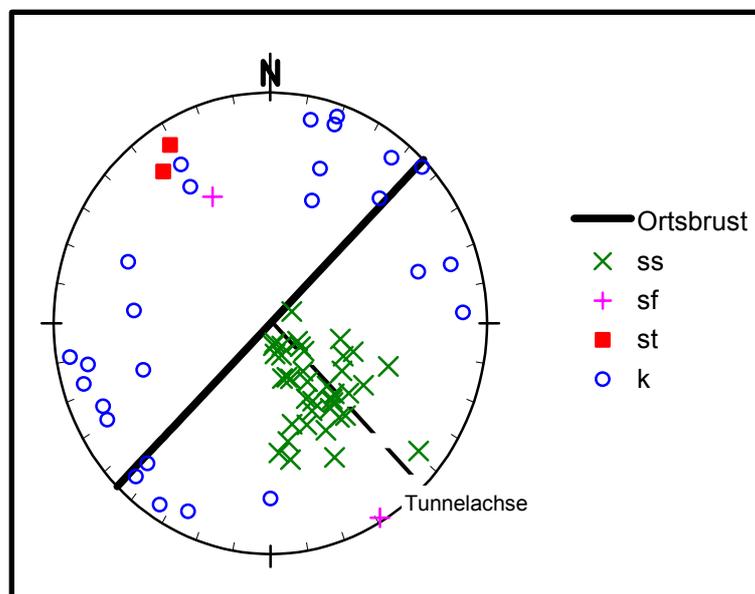


Abbildung 5-24: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 19

Der Fels ist meistens stark verwittert und enthält entfestigte Lagen (VK III und VK IV). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 1,68.

Das Gebirge war überwiegend trocken (W0), nur vereinzelt wurde fließendes Wasser an der Ortsbrust kartiert (W2).

Die Überlagerung beträgt zwischen 7 und 3 Metern über der Tunnelfirste und beträgt damit stellenweise weniger als einen halben Durchmesser der Kalottenhöhe von ca. 7,5 m. Dies führt zu ungünstigen Gebirgsspannungen.

Zur Verhinderung von Ausbrüchen aus der Ortsbrust waren daher eine Ortsbrustsicherung und der Vortrieb in Teilausbrüchen notwendig (Ausbruchklasse 7A-K-RS-1e). Die Autobahnunterquerung erforderte zusätzlich den doppelten Rohrschirm.

Homogenbereich 20: Tunnel-m 1415 bis 1465

Der Homogenbereich 20 liegt im Übergangsbereich vom Fels zum Lockergestein, mit entfestigten Gesteinen (VK IV), Hanglehm und aufgefülltem Material (Dammschüttung der Autobahn). Der Quotient der Verwitterung (VKn / VK II) beträgt 2,80.

Sofern Schichtstrukturen zu erkennen waren, fallen diese flach nach NW ein (301/26).

Das Gebirge war überwiegend trocken, selten feucht (W0 / W1).

Die Überlagerung beträgt weniger als einen halben Tunneldurchmesser über der Tunnelfirste, bereichsweise fehle auch die seitliche Einspannung des Tunnelbauwerkes.

Der Kalottenvortrieb erfolgte vom südlichen Tunnelangriff („Einfahrshuh“) nach Norden, wobei die Autobahnseite durch einen doppelten Rohrschirm gesichert wurde. Aufgrund der ungünstigen geologischen Verhältnisse waren Teilausbrüche und eine Ortsbrustsicherung erforderlich (Ausbruchklasse 7A-K-RS-1).

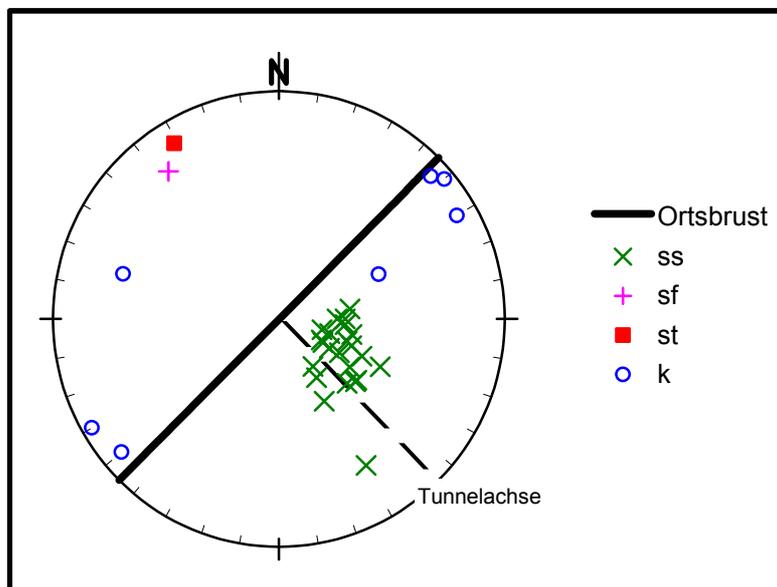


Abbildung 5-25: Lagenkugeldarstellung für den Homogenbereich 20

5.4 Zusammenfassung der vertieften strukturgeologischen Untersuchungen

Der Tunnel Fernthal wurde im südwestlichen Teil des Rheinischen Schiefergebirge aufgefahren. Das Gebirge ist dabei durch einen intensiven Faltenbau und durch sein Trennflächeninventar gekennzeichnet. Das Gebirge wird durch folgende strukturgeologische Elemente gekennzeichnet:

- Schichtung
- Faltenbau und Schieferung
- Klüftung
- Störungszonen

Zusätzlich wurde die ca. 1.385 m lange bergmännisch aufgefahrne Tunnelstrecke durch die geotechnischen Eigenschaften

- Verwitterung
- Wasserzufluss
- Überlagerung

in unterschiedlicher Weise geprägt.

Die starken Wechsel der strukturgeologischen Elemente und der geotechnischen Eigenschaften ließen es nicht zu, das Gebirge einheitlich zu beschreiben. Vielmehr mussten zwanzig strukturgeologischen Homogenbereiche unterschieden werden, innerhalb derer die Verhältnisse einigermaßen gleich bewertet werden konnten.

Die in den Homogenbereichen angetroffenen strukturgeologischen und geotechnischen Eigenschaften machten jeweils eine Anpassung der Ausbruchs- und Sicherungsmaßnahmen notwendig.

Die strukturgeologischen Homogenbereiche 1 bis 20 lassen sich (grob) wie folgt unterscheiden:

- 1: Nordflanke eines Sattels; Gesteine durch syntektonische Scherbewegungen überprägt; stark verwittert
- 2: SE-vergente Mulde mit deutlicher Schieferung
- 3: N-/NW-Einfallen mit steilstehenden und schichtparallelen Störungsbahnen; schwach verwittert bis unverwittert
- 4: SE-vergenter Sattel mit steilstehender Schieferung
- 5: SE-vergente Mulde mit hoher Störungsintensität und zwei Schieferungen / Foliationen
- 6: Südflanke eines NW-vergenten Sattels mit intensiver Querklüftung und Längsklüftung
- 7: Nordflanke einer NW-vergenten Mulde mit starker Überprägung der Tonsteine
- 8: Südflanke einer NW-vergenten Mulde mit schichtparallelen Störungsbahnen; schwach verwittert bis unverwittert
- 9: Wie 8, jedoch mit gegensinnig einfallender Faltenachse (SW statt NE)
- 10: Intensive Faltung mit hoher Störungsintensität
- 11: NW-vergenter Sattel mit stark verwitterten bis entfestigten Gesteinen
- 12: Südflanke des NW-vergenten Sattels mit intensiver Querklüftung und Längsklüftung; schwach verwitterte Gesteine
- 13: Wie 12, jedoch mit stark verwitterten bis entfestigten Gesteinen und hohem Wasserzufluss
- 14: NW-Einfallen der Schichten an der Nordflanke eines SE-vergenten Sattels mit stark verwitterten bis entfestigten Gesteinen
- 15: NW-vergenter Sattel / Mulde mit stark verwitterten bis entfestigten Gesteinen
- 16: Flaches N-Einfallen der Schichten mit intensiver Klüftung (kQ, kL und kD); stark verwitterte Gesteine
- 17: Flaches NW-Einfallen der Schichten mit deutlicher Schieferung; stark verwitterte bis entfestigte Gesteine

- 18: Wie 17, jedoch zusätzlich mit flexurartigen Umbiegungen der Schichten; deutlich abnehmende Überlagerung
19: Wie 18, jedoch nur schwach gefaltet; weiterhin abnehmende Überlagerung
20: Übergang vom stark verwitterten bis entfestigten Gestein zum reinen Lockergestein; minimale Überlagerung

Die strukturgeologischen Homogenbereiche sind in der Anlage 2 in einem Tunnelband detailliert dargestellt.

In Bezug auf eine Faltenvergenz lassen sich folgende Einteilungen vornehmen:

- Homogenbereich 1 bis 5: SE-vergente Falten
- Homogenbereich 6 bis 13: NW-vergente Falten
- Homogenbereich 14 bis 20: überwiegend SE-vergente Falten (Ausnahme teilweise im Homogenbereich 15 gegeben)

6 Vortriebsgeschwindigkeit und Einflussfaktoren

6.1 Vortriebgeschwindigkeiten

Eine im Rahmen dieser Arbeit detailliert ausgeführte Auswertung der Vortriebsgeschwindigkeiten hat ergeben, dass es zwischen der Sollvorgabe und der tatsächlich erreichten Vortriebsgeschwindigkeit zu starken Differenzen gekommen ist.

Die Sollvorgabe ist dabei als die Vortriebsgeschwindigkeit definiert, die bei der gewählten Ausbruchsklasse gemäß dem Vertrag zwischen dem Bauherren und der Baufirma für den Ausbruch und die Sicherung der Kalotte (i.M. ca. 70 m²) möglich gewesen wäre. Dies sind nach mündlicher Aussage der für die Erstellung des Tunnel Fernthal beauftragten Unternehmung

- für die Ausbruchsklasse 4A-1¹: 7,2 m/AT
- für die Ausbruchsklasse 6A-1¹: 4,5 m/AT
- für die Ausbruchsklasse 7A-1¹: 4,0 m/AT
- für die Ausbruchsklasse 7A-K-1¹: 3,5 m/AT
- für die Ausbruchsklasse 7A-K-RS-1¹: 1,5 m/AT (bereichsweise 1,75 m/AT)

In der Abbildung 6-1 ist erkennbar, dass die tatsächlich erreichte Vortriebsgeschwindigkeit (pink dargestellt) nicht nur von der Sollvorgabe (blau dargestellt) abweicht, sondern auch kleinräumig innerhalb der gleichen Ausbruchsklasse um bis zu 400 % variieren kann.

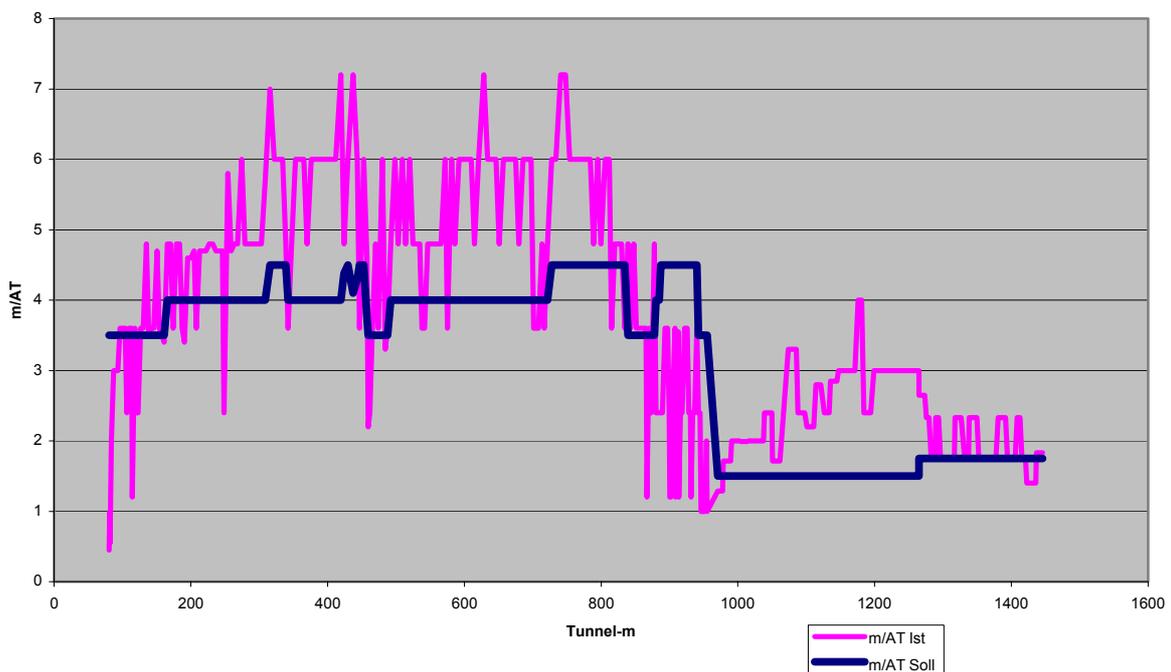


Abbildung 6-1: Vortriebsgeschwindigkeiten in Meter pro Arbeitstag (m/AT) gemäß Sollvorgabe (m/AT Soll) und tatsächlich erreichter Vortriebsgeschwindigkeit (m/AT Ist)

¹ Die Ausbruchsklassen 4A-1, 6A-1, 7A-1, 7A-K-1 sind in der Abbildung 3-8 weiterführend beschrieben. Bei der Ausbruchsklasse 7A-K-RS-1 erfolgt die vorausseilende Sicherung mittels eines Rohrschirmes (RS)

Die Geschwindigkeit des Vortriebes kann die Wirtschaftlichkeit einer Tunnelbaumaßnahme erheblich beeinflussen, daher ist eine tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit unter der Sollvorgabe häufig mit finanziellen Einbußen, eine tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit über der Sollvorgabe dagegen mit finanziellen Gewinnen verbunden. Wie sich das Verhältnis "m/AT Soll zu m/AT Ist" entlang des dokumentierten Tunnelvortriebes verhält, ist in den Abbildungen 6-2 bis 6-5 dargestellt (Vortriebsschema gemäß Abbildung 5-1).

Vortrieb Nord

Die tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit beim Vortrieb Nord blieb zwischen Tunnel-m 85 und 275 hinter dem Sollvorgaben zurück, wobei der maximale Rückstand bei Tunnel-m 130 ca. 5 Tage betrug (Abbildung 6-2). Bis zum Ende des Vortrieb Nord lag die tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit fast durchweg über der Sollvorgabe, so dass der Vortrieb Nord 14 Tage früher abgeschlossen werden konnte als geplant (Abbildung 6-2).

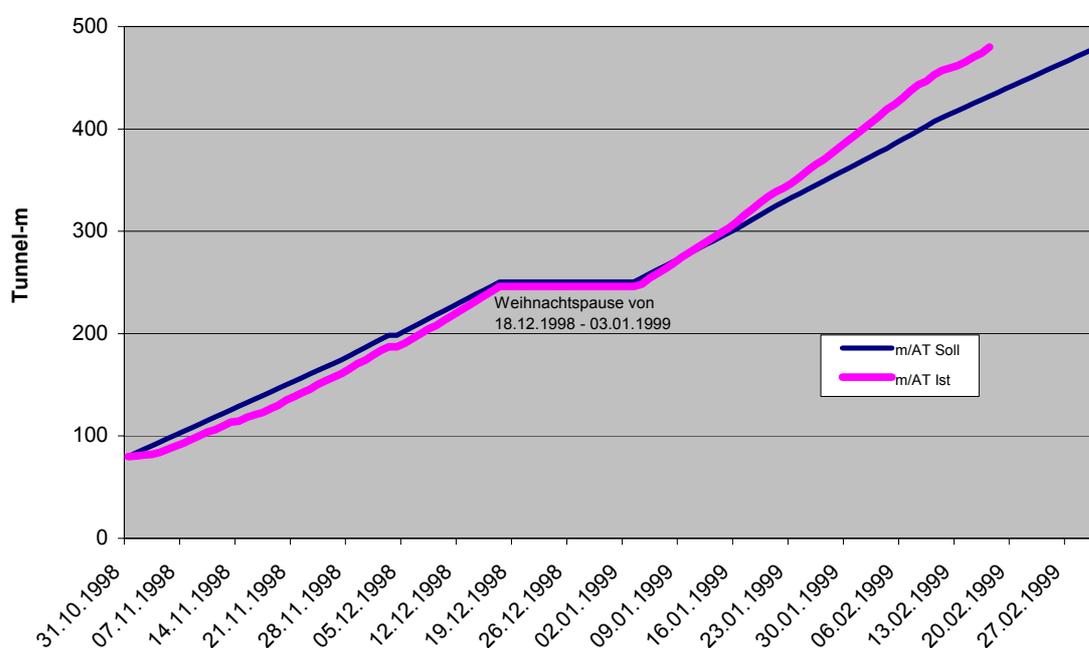


Abbildung 6-2: Vortriebsgeschwindigkeiten beim Vortrieb Tunnel Fernthal Nord (Tunnel-m 80 bis 480) in Meter pro Arbeitstag

Vortrieb Mitte Nord

Der Vortrieb Mitte Nord lag von der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit zunächst deutlich hinter der Sollvorgabe zurück (Abbildung 6-3). Der Rückstand von ca. 21 Tagen bei ca. Tunnel-m 780 konnte jedoch bis zum Ende des Vortriebes Mitte Nord fast vollständig aufgeholt werden (Rückstand ca. 1,5 Tage).

Vortrieb Mitte Süd

Der Vortrieb Mitte Süd lag von der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit zunächst mehr oder weniger parallel zur Sollvorgabe (Abbildung 6-4). Bis zum Ende des Vortriebes Mitte Süd konnte ein Vorsprung des tatsächlichen Vortriebes zur Sollvorgabe von 72 Tagen erreicht werden. Die tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit lag dabei z.T. um mehr als 200 % vor der Sollvorgabe.

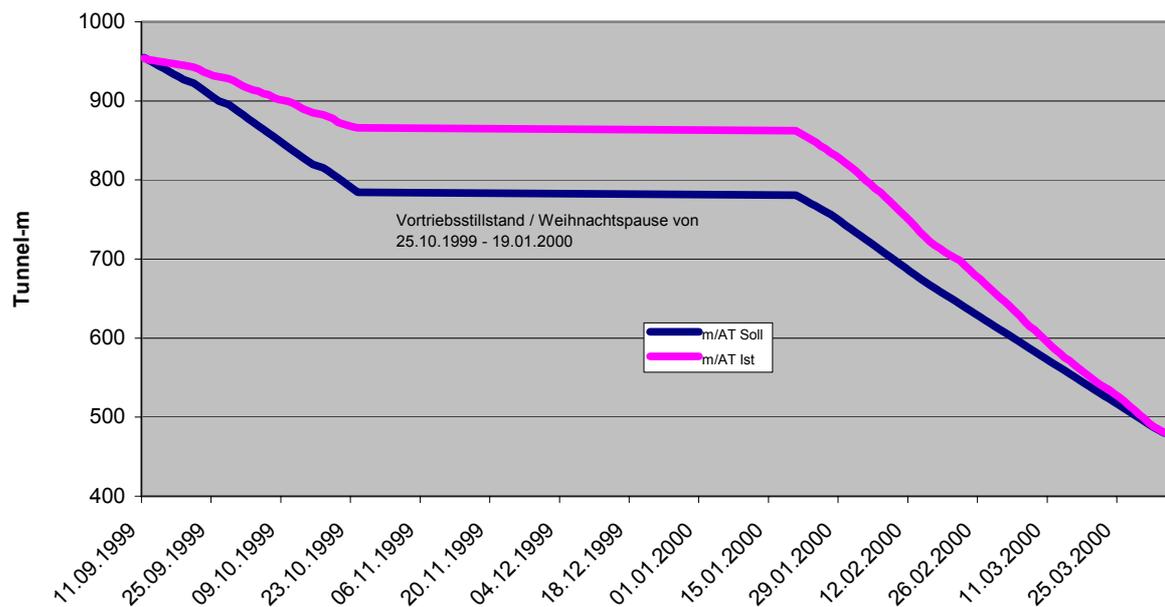


Abbildung 6-3: Vortriebsgeschwindigkeiten beim Vortrieb Tunnel Fernthal Mitte Nord (Tunnel-m 955 bis 480) in Meter pro Arbeitstag

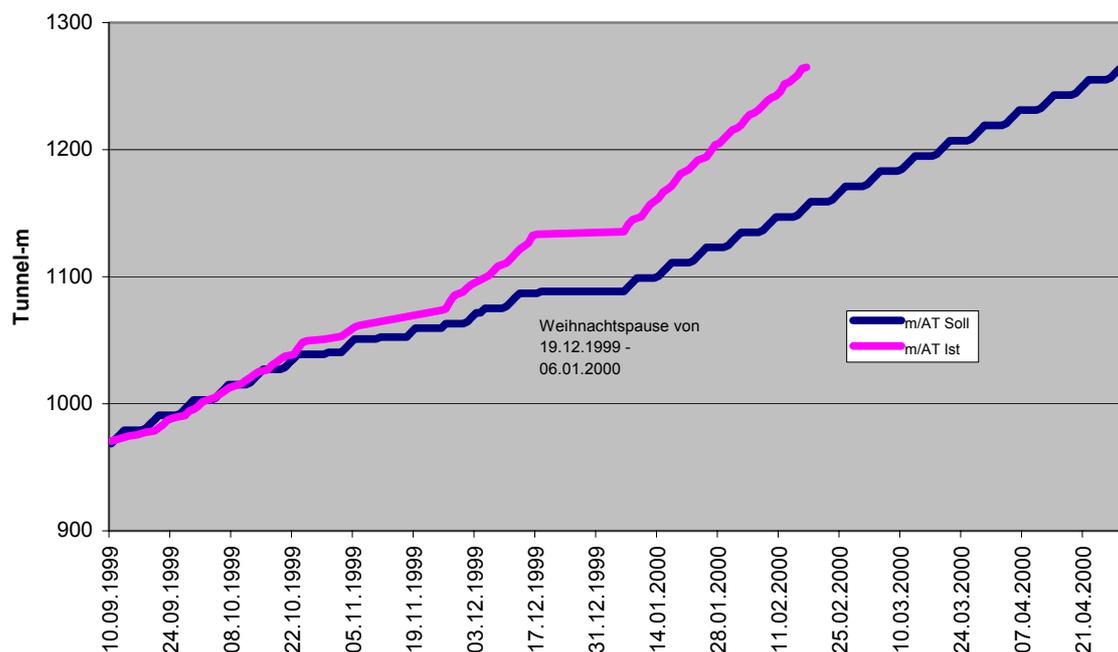


Abbildung 6-4: Vortriebsgeschwindigkeiten beim Vortrieb Tunnel Fernthal Mitte Süd (Tunnel-m 955 bis 1265) in Meter pro Arbeitstag

Die getreppten Linien in den Abbildungen 6-4 und 6-5 entstehen durch den in den Vortriebsbereichen Mitte Süd und Süd bereichsweise praktizierten Rohrschirmvortrieb. Durch das Bohren der Rohrschirme entsteht eine Pause von ein bis drei Tagen (waagerechte Linie).

Vortrieb Süd

Der Vortrieb Süd lag von der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit über den gesamten Vortrieb annähernd parallel zur Sollvorgabe (Abbildung 6-5). Bis zum Ende des Vortriebes Süd konnte ein Vorsprung des tatsächlichen Vortriebes zur Sollvorgabe von 5 Tagen erreicht werden.

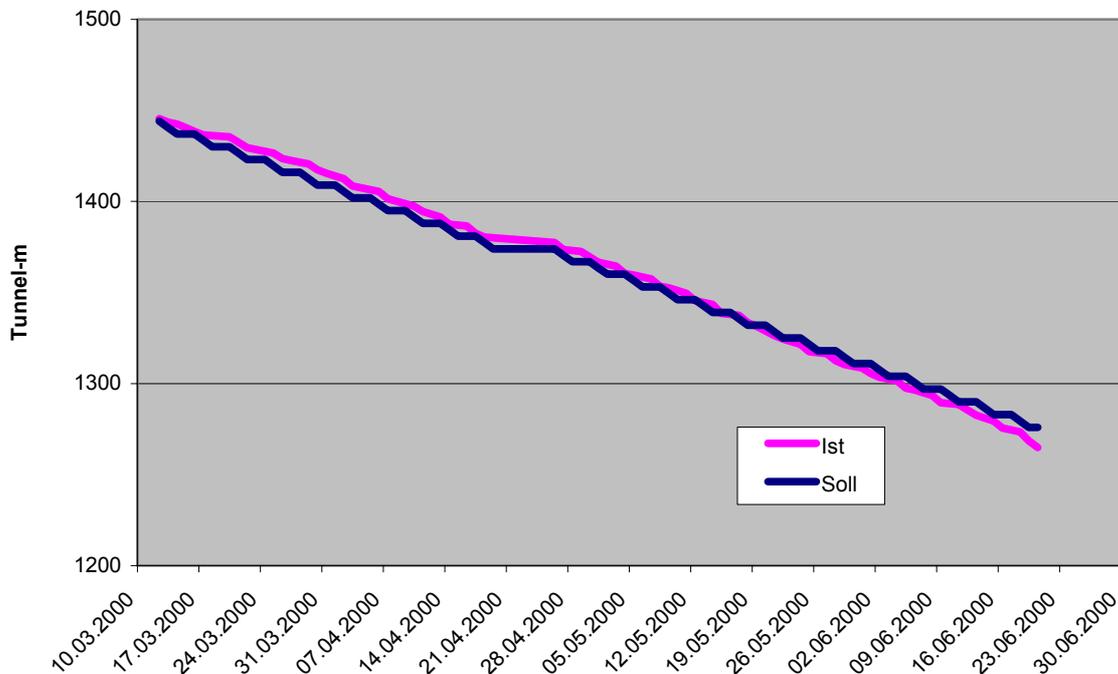


Abbildung 6-5: Vortriebsgeschwindigkeiten beim Vortrieb Tunnel Fernthal Süd (Tunnel-m 1446 bis 1265) in Meter pro Arbeitstag (Soll = blau, Ist = pink)

Als ein Grund für unterschiedliche Vortriebsgeschwindigkeiten wird in der Praxis und der Literatur (z.B. MÜLLER 1978, QUELLMELZ 1987) häufig die Gesteinsfestigkeit genannt. Die Gesteinsfestigkeit wird im vorliegenden Projekt wesentlich durch den Verwitterungsgrad bestimmt. Eine Darstellung des kontinuierlich während des Vortriebes durch geotechnische Ortsbrustkartierungen gemessenen mittleren Verwitterungsgrades (Mittelwert aus VK_{\min} und VK_{\max}) gegen die tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit in Abbildung 6-6 sowie eine statistische Auswertung zeigt, dass keine Signifikanz zwischen der Verwitterung und der Vortriebsgeschwindigkeit vorliegt. Im Mittel lässt sich ein Korrelationskoeffizient zwischen der mittleren Verwitterung und der Vortriebsgeschwindigkeit von 0,52 errechnen.

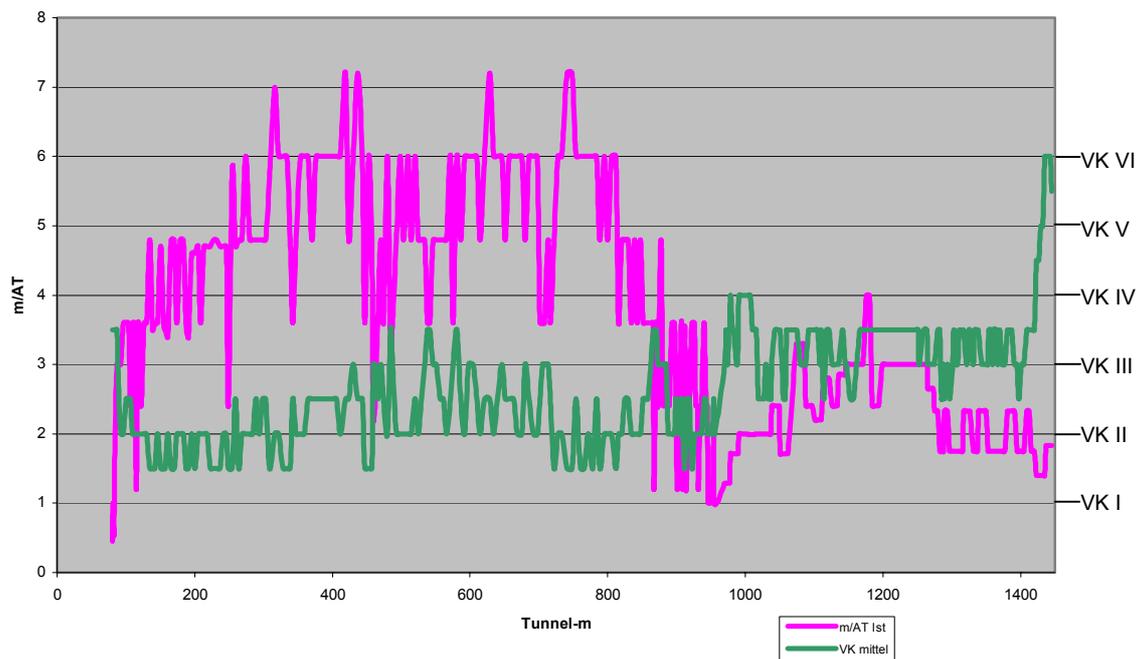


Abbildung 6-6: Mittlerer Verwitterungsgrad VK_{mittel} (grüne Linie und rechte Skala (VK I ... VK VI)) gegen tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist} beim Vortrieb des Tunnel Fernthal (pinkfarbene Linie und linke Skala (m/AT))

Wie die Abbildung 6-6 exemplarisch für das Verhältnis "Mittlere Verwitterung zu Vortriebsgeschwindigkeit" zeigt, sind die stark differierenden tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeiten bei gleichen Ausbruchsklassen nicht durch Einzelfaktoren zu erklären. Um eine weitergehende Aussage über die Ursächlichkeiten tätigen zu können, wurden im Zuge dieser Arbeit die geotechnischen Ortsbrustkartierungen vertieft ausgewertet, um über die Bildung von strukturgeologischen Homogenbereichen eine Klassifizierung des durchquerten Gebirges vornehmen zu können (Kapitel 5.3). Anschließend werden Faktoren, die den Vortrieb beeinflussen können beschrieben und eine Quantifizierung vorgenommen (Kapitel 6.2). Aus der Gewichtung der Einflussfaktoren wird dann der Versuch unternommen, die tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit mit der vom Bauablauf her optimal möglichen Vortriebsgeschwindigkeit zu vergleichen.

Eine Eichung der Einflussfaktoren (Kapitel 6.3) soll dann ermöglichen, für ähnliche Tunnelvortriebe in Zukunft bereits im Vorfeld Vortriebsgeschwindigkeiten zu prognostizieren und damit eine bessere Grundlage für die Bauzeitenplanung und die Kalkulation zu haben (Kapitel 6.4 und 6.5).

6.2 Einflussfaktoren für die Vortriebsgeschwindigkeit

Das Kapitel 5 beschreibt, dass es eine Vielzahl von struktureologischen Einzelfaktoren gibt, die das Gebirge und die Möglichkeiten, in diesem Gebirge einen Tunnel zu erstellen, deutlich kennzeichnen. An struktureologischen Einzelfaktoren lassen sich differenzieren:

- Schichtung
- Faltenbau
- Schieferung
- Klüftung, unterteilt in
 - Querklüftung
 - Längsklüftung
 - Diagonalklüftung
- Störungszonen

Weiterhin können folgende geotechnische Faktoren die Vortriebsgeschwindigkeiten beeinflussen:

- Verwitterung
- Wasserandrang
- Gebirgsspannung (ausgedrückt durch Überlagerung)

eingeführt.

Ein weiterer Einflussfaktor für die Vortriebsgeschwindigkeit, der zunächst unberücksichtigt bleibt, ist der Faktor "Mensch". Dieser wird später (Abbildung 6-8) in die Betrachtung inkludiert.

In der Tabelle 6-1 werden die Einflussfaktoren quantifiziert. Die Quantifizierung wurde vom Verfasser der vorliegenden Arbeit empirisch, basierend auf dem Verhalten des Gebirges beim Ausbruch und den umfangreichen Ortsbrustdokumentationen vorgenommen.

Der Faktor 1 bei der Schichtung (gegen den Vortrieb: 0° bis 20°) als Beispiel bedeutet, dass die Schichtung keinen Einfluss auf die Vortriebsgeschwindigkeit hat. Der Faktor 1,25 bei der Schichtung (gegen den Vortrieb: $> 20^\circ$ bis 45°) als Beispiel bedeutet dabei, dass beim Vorhandensein dieses Einfallwinkels gegen den Vortrieb die Vortriebsgeschwindigkeit um 25 % gegenüber einem unkritischen Einfallen reduziert wird.

Tabelle 6-1: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal

| Einflussfaktor | | f | |
|----------------------------------|--------------------------------------|--|-------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | > 60° | 1,05 | |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| | | parallel ss | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,1 |
| | | parallel ss | 1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |

Die Multiplikation aller Einzelfaktoren innerhalb eines Strukturabschnittes n ergibt für den jeweiligen Strukturabschnitt den Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$:

$$f_{nss} \cdot f_{nsd} \cdot f_{nsf} \cdot f_{nst} \cdot f_{nkQ} \cdot f_{nkL} \cdot f_{nkD} \cdot f_{nVK} \cdot f_{nW} \cdot f_{n\ddot{U}} = f_{n \text{ gesamt}} \quad (6.1)$$

- f_{nss} = Bewertung des Einflussfaktors **Schichtung** im Strukturabschnitt n
- f_{nsd} = Bewertung des Einflussfaktors **Foliation** im Strukturabschnitt n
- f_{nsf} = Bewertung des Einflussfaktors **Schieferung** im Strukturabschnitt n
- f_{nst} = Bewertung des Einflussfaktors **Störung** im Strukturabschnitt n
- f_{nkQ} = Bewertung des Einflussfaktors **Querklüftung** im Strukturabschnitt n
- f_{nkL} = Bewertung des Einflussfaktors **Längsklüftung** im Strukturabschnitt n
- f_{nkD} = Bewertung des Einflussfaktors **Diagonalklüftung** im Strukturabschnitt n
- f_{nVK} = Bewertung des Einflussfaktors **Verwitterung** im Strukturabschnitt n
- f_{nW} = Bewertung des Einflussfaktors **Wasseranfall** im Strukturabschnitt n
- $f_{n\ddot{U}}$ = Bewertung des Einflussfaktors **Gebirgsspannung** im Strukturabschnitt n
- $f_{n \text{ gesamt}}$ = Gesamteinflussfaktor im Strukturabschnitt n

Der Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ eines Strukturabschnittes bestimmt die Abweichung der strukturabschnittsbezogenen Vortriebsgeschwindigkeit von der idealen Vortriebsgeschwindigkeit. Die **"ideale" Vortriebsgeschwindigkeit** muss projektbezogen festgelegt werden. Sie ist abhängig von dem Tunnelquerschnitt und den aus den Gebirgsverhältnissen resultierenden Restriktionen an die Unterteilung des Ausbruchquerschnittes und der Abschlagslänge. Die ideale Vortriebsgeschwindigkeit im vorliegenden Projekt liegt bei 7,2 m/AT, das sind 6 Abschlüsse à 1,2 m in der vom Querschnitt ca. 72 m² messenden Kalotte.

$$f_{n \text{ gesamt}} \cdot v_n = v_{ideal} \quad \text{bzw.} \quad v_n = \frac{v_{ideal}}{f_{n \text{ gesamt}}} \quad [\text{m/d}] \quad (6.2)$$

- $f_{n \text{ gesamt}}$ = Gesamteinflussfaktor im Strukturabschnitt n
- v_n = Vortriebsgeschwindigkeit im Strukturabschnitt n [m/d]
- v_{ideal} = Ideale Vortriebsgeschwindigkeit [m/d]

Quantifiziert man die in Kapitel 5.2 beschriebenen strukturgeologischen und geotechnischen Einzeleinflussfaktoren gemäß den Größen in Tabelle 6-1 und der Formel 6.1 erhält man die in Tabelle 6-2 dargestellten Ergebnisse. Detailliert sind diese Berechnungen in der Anlage 3 zu dieser Arbeit dargestellt.

Tabelle 6-2: Berechnung des Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ bei der Erstellung des Tunnel Fernthal

| n | Tunnel-m | $f_{n \text{ ss}}$ | $f_{n \text{ sd}}$ | $f_{n \text{ sf}}$ | $f_{n \text{ st}}$ | $f_{n \text{ Lk}}$ | $f_{n \text{ Qk}}$ | $f_{n \text{ Dk}}$ | $f_{n \text{ VK}}$ | $f_{n \text{ W}}$ | $f_{n \text{ Ü}}$ | $f_{n \text{ gesamt}}$ |
|----|-------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|------------------------|
| 1 | 80 - 95 | 1,25 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | 1,1 | 1 | 1,57 | 1 | 1 | 3,24 |
| 2 | 95 - 145 | 1,25 | 1 | 1,25 | 1 | 1,05 | 1,1 | 1,05 | 1 | 1,05 | 1 | 1,99 |
| 3 | 145 - 265 | 1,25 | 1 | 1,1 | 1,1 | 1,05 | 1,1 | 1,05 | 0,87 | 1,05 | 1 | 1,68 |
| 4 | 265 - 450 | 1,05 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1,1 | 1 | 1,09 | 1,05 | 1 | 1,32 |
| 5 | 450 - 495 | 1,05 | 1,2 | 1 | 1,2 | 1 | 1,1 | 1 | 1,30 | 1,1 | 1 | 2,18 |
| 6 | 495 - 690 | 1,1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1,05 | 1 | 1,26 | 1 | 1 | 1,46 |
| 7 | 690 - 715 | 1,25 | 1 | 1,1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1,35 | 1 | 1 | 1,86 |
| 8 | 715 - 750 | 1 | 1 | 1,1 | 1 | 1 | 1,05 | 1 | 0,92 | 1 | 1 | 1,06 |
| 9 | 750 - 810 | 1 | 1 | 1,1 | 1 | 1,05 | 1,1 | 1,05 | 0,93 | 1 | 1 | 1,24 |
| 10 | 810 - 865 | 1,25 | 1 | 1,1 | 1 | 1 | 1,1 | 1 | 1,19 | 1 | 1 | 1,80 |
| 11 | 865 - 905 | 1,1 | 1 | 1,1 | 1 | 1 | 1,05 | 1 | 1,32 | 1 | 1 | 1,67 |
| 12 | 905 - 955 | 1,25 | 1 | 1 | 1 | 1,05 | 1,1 | 1 | 1,05 | 1 | 1 | 1,52 |
| 13 | 955 - 990 | 1 | 1 | 1 | 1,1 | 1,05 | 1,1 | 1 | 1,67 | 1,2 | 1 | 2,55 |
| 14 | 990 - 1050 | 1,25 | 1 | 1,1 | 1,1 | 1,05 | 1,1 | 1 | 1,64 | 1 | 1 | 2,86 |
| 15 | 1050 - 1105 | 1,25 | 1 | 1,1 | 1,1 | 1,05 | 1,1 | 1,05 | 1,63 | 1 | 1 | 2,98 |
| 16 | 1105 - 1165 | 1,25 | 1 | 1 | 1 | 1,05 | 1,1 | 1,05 | 1,54 | 1 | 1 | 2,34 |
| 17 | 1165 - 1265 | 1,25 | 1 | 1,1 | 1 | 1,05 | 1,1 | 1 | 1,73 | 1 | 1 | 2,74 |
| 18 | 1265 - 1360 | 1,25 | 1 | 1,25 | 1,1 | 1,05 | 1,1 | 1 | 1,58 | 1 | 1,25 | 3,45 |
| 19 | 1360 - 1425 | 1 | 1 | 1 | 1,1 | 1,05 | 1,1 | 1,05 | 1,68 | 1 | 1,50 | 3,37 |
| 20 | 1425 - 1465 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2,80 | 1 | 1,50 | 4,20 |

Tabelle 6-3: Berechnung der strukturabschnittsbezogenen Vortriebsgeschwindigkeit v_n aus dem Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ sowie die Abweichung von der tatsächlich erzielten Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist}

| n | Tunnel-m | $f_{n \text{ gesamt}}$ | v_n | v_{Ist} | Abweichung v_n zu v_{Ist} (%) |
|----|-------------|------------------------|-------|------------------|--|
| 1 | 80 - 95 | 3,24 | 2,22 | 1,86 | -16 % |
| 2 | 95 - 145 | 1,99 | 3,62 | 3,29 | -9 % |
| 3 | 145 - 265 | 1,68 | 4,30 | 4,37 | 2 % |
| 4 | 265 - 450 | 1,32 | 5,46 | 5,56 | 2 % |
| 5 | 450 - 495 | 2,18 | 3,30 | 3,30 | 0 % |
| 6 | 495 - 690 | 1,46 | 4,93 | 5,40 | 9 % |
| 7 | 690 - 715 | 1,86 | 3,88 | 3,84 | -1 % |
| 8 | 715 - 750 | 1,06 | 6,80 | 6,24 | -8 % |
| 9 | 750 - 810 | 1,24 | 5,79 | 5,78 | 0 % |
| 10 | 810 - 865 | 1,80 | 3,99 | 4,06 | 2 % |
| 11 | 865 - 905 | 1,67 | 4,30 | 3,84 | -11 % |
| 12 | 905 - 955 | 1,52 | 4,75 | 4,06 | -15 % |
| 13 | 955 - 990 | 2,55 | 2,82 | 2,25 | -20 % |
| 14 | 990 - 1050 | 2,86 | 2,52 | 2,06 | -18 % |
| 15 | 1050 - 1105 | 2,98 | 2,42 | 2,30 | -5 % |
| 16 | 1105 - 1165 | 2,34 | 3,08 | 2,94 | -4 % |
| 17 | 1165 - 1265 | 2,74 | 2,63 | 2,98 | 14 % |
| 18 | 1265 - 1360 | 3,45 | 2,09 | 2,03 | -2 % |
| 19 | 1360 - 1425 | 3,37 | 2,14 | 1,88 | -12 % |
| 20 | 1425 - 1465 | 4,20 | 1,71 | 1,60 | -7 % |

Die Tabelle 6-3 sowie die Darstellung in Abbildung 6-7 zeigen, dass unter Zuhilfenahme des Gesamteinflussfaktors $f_{n \text{ gesamt}}$ eine Berechnung der strukturabschnittsbezogenen Vortriebsgeschwindigkeit mit einem Fehler von ± 20 % möglich ist.

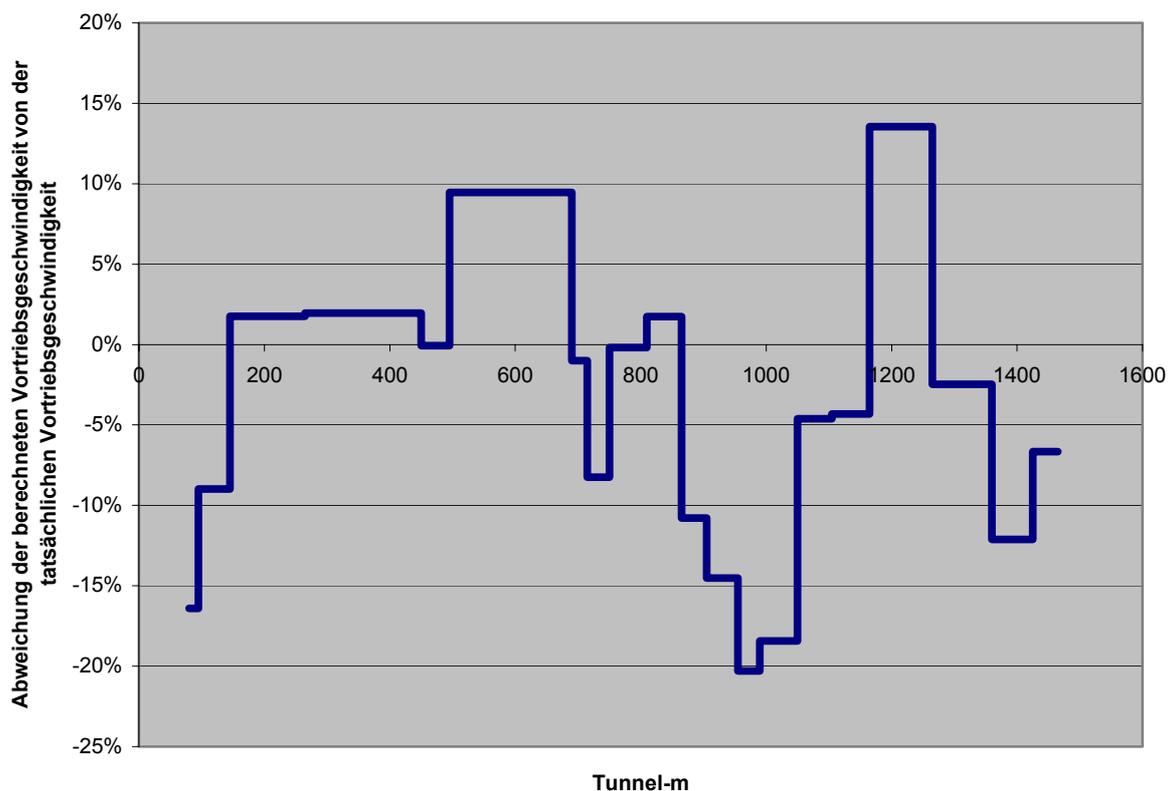


Abbildung 6-7: Abweichung der über den strukturabschnittsbezogenen Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ berechneten Vortriebsgeschwindigkeit v_n von der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist}

Die größten Abweichungen in negativer Sicht (d.h., die berechnete Vortriebsgeschwindigkeit ist schneller als die tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit) treten in den Anfahrbereichen der vier Vortriebe auf. Die größten Abweichungen in positiver Sicht (d.h., die berechnete Vortriebsgeschwindigkeit ist langsamer als die tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit) sind hingegen vor allem dort ersichtlich, wo die Tunnelvortriebe durchgeschlagen wurden (siehe Darstellung der Vortriebe in Kapitel 6.1 und Abbildung 5-1).

Damit wird klar, dass die Vortriebsgeschwindigkeit zusätzlich durch einen "ungeotechnischen" Faktor beeinflusst wird: Bei jedem Vortrieb dauert es bis zu drei Dekaden (bis 4 Wochen), bis sich die Vortriebsmannschaften gegenseitig eingespielt, aber auch an das Gebirge "gewöhnt" haben. Diese, auch als "Lernkurve" bezeichnete Phase ist bestimmt durch niedrigere Vortriebsgeschwindigkeiten. Als weiterer Einflussfaktor wird daher der "Faktor Mensch" in das Berechnungsschema eingeführt. Dabei wird davon ausgegangen, dass

- in den ersten 2 Wochen eine bis zu 20 % langsamere Vortriebsgeschwindigkeit
- in den weiteren zwei Wochen eine immer noch bis zu 10 % langsamere Vortriebsgeschwindigkeit

einzurechnen ist. Dies deckt sich mit Beobachtungen und Aussagen aus der Praxis.

Die direkt an den Anschlagbereiche Nord (Strukturabschnitt 1: Tunnel-m 80 bis 95), Zwischenangriff Nord (Strukturabschnitt 12: Tunnel-m 905 bis 955), Zwischenangriff Süd (Strukturabschnitt 13: Tunnel-m 955 bis 990) und Anschlagwand Süd (Strukturabschnitt 20: Tunnel-m 1425 bis 1465) anschließenden Strukturabschnitte werden nachfolgend mit einem $f_{\text{Mensch}} = 1,2$, die an diese Abschnitte folgenden Strukturabschnitte 2 (Tunnel-m 95 bis 145), 11 (Tunnel-m 865 bis 905), 14 (Tunnel-m 990 bis 1050) und 19 (Tunnel-m 1360 bis 1425) mit dem $f_{\text{Mensch}} = 1,1$ belegt.

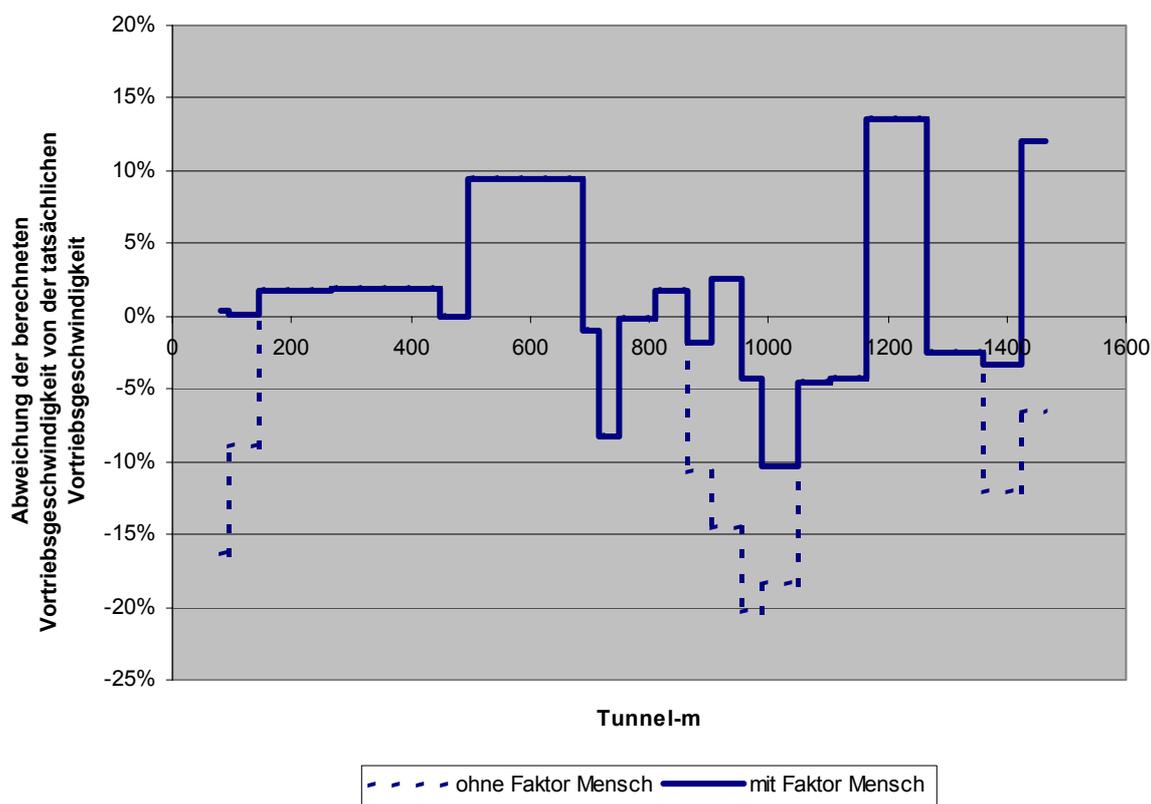


Abbildung 6-8: Abweichung der über den strukturabschnittsbezogenen Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ berechneten Vortriebsgeschwindigkeit v_n von der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist} unter Berücksichtigung des Faktors Mensch

Wie in Abbildung 6-8 ersichtlich, weicht die tatsächlich erzielte Vortriebsgeschwindigkeit v_{Ist} von der berechneten strukturabschnittsbezogenen Vortriebsgeschwindigkeit v_n nach Einführung des Faktors Mensch f_{Mensch} deutlich weniger ab. Je nach Strukturabschnitt beträgt die Abweichung lediglich bis zu 14 %. Über den gesamten Tunnel Fernthal ist in Summe eine Abweichung von lediglich 2 % errechnet worden.

Damit stellen die in Tabelle 6-1 aufgestellten Einzeleinflussfaktoren eine sehr realistische Berechnungsgrundlage zur Ermittlung von Vortriebsgeschwindigkeiten in trennflächen-dominierten Gebirge mit stark wechselnden Festigkeitsbedingungen, ähnlich den Verhältnissen wie sie beim Tunnel Fernthal angetroffen wurden, dar.

6.3 Validierung der Einflussfaktoren

Die für den Tunnel Fernthal nachträglich ermittelten Einflussfaktoren werden an einem benachbarten Tunnelvortrieb, der Auffahrung des Tunnel Günterscheid, validiert.

Der ca. 1,1 km lange Tunnel Günterscheid liegt ca. 5 km nördlich des Tunnel Fernthal und ist ebenfalls ein Bauwerk, das im Zuge der NBS Köln – Rhein/Main erstellt wurde. Der Tunnel Günterscheid liegt im Rheinischen Schiefergebirge und ist von den Randbedingungen (z.B. Lithologie, Überlagerung, Vortriebsmethode) weitestgehend mit dem Tunnel Fernthal vergleichbar.

Als Datengrundlage diente die Dokumentation des Tunnelvortriebes (LI 2000) sowie die Vortriebsdokumentation der bauausführenden Firma (Arge Mittelstand).

Die erzielten Vortriebsgeschwindigkeiten sind in der Abbildung 6-9 dargestellt und verdeutlichen, dass auch beim Tunnel Günterscheid nicht unerhebliche Unterschiede in den Vortriebsgeschwindigkeiten erreicht wurden.

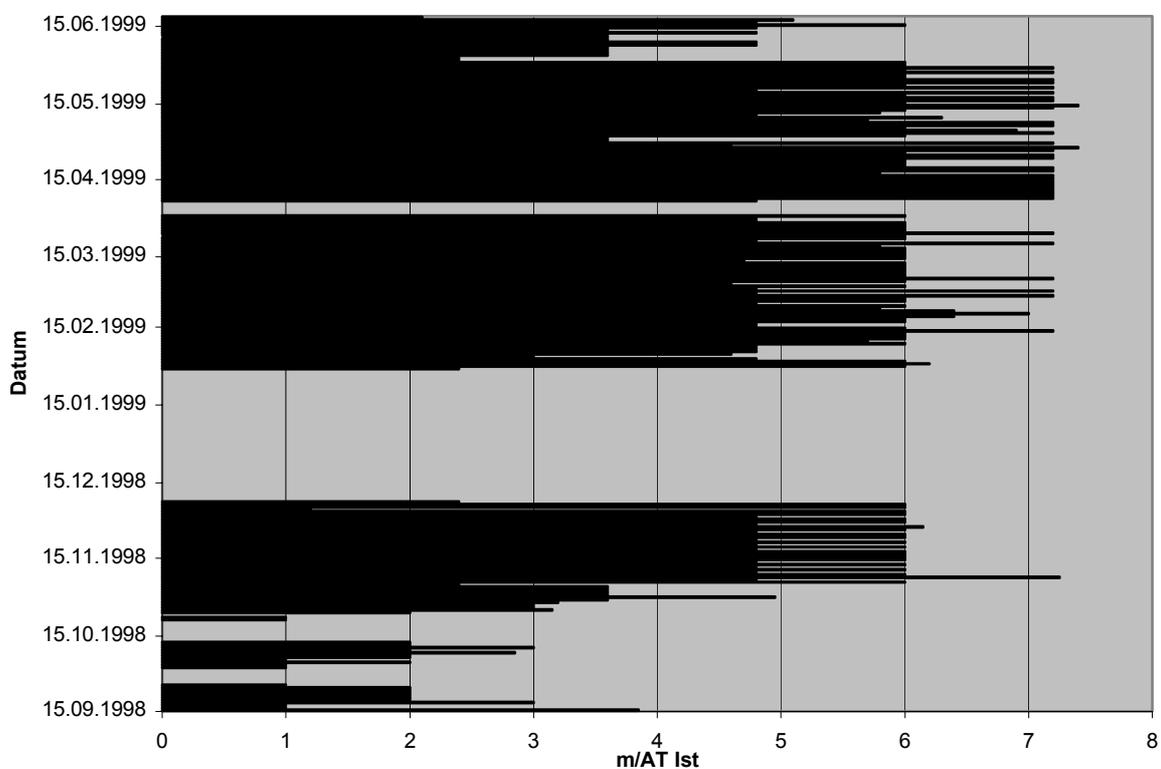


Abbildung 6-9: Tatsächliche Vortriebsgeschwindigkeit im Tunnel Günterscheid

In LI 2000 wurden für den Tunnel Günterscheid acht strukturgeologische Homogenbereiche gebildet. Für diese Homogenbereiche wurden basierend auf den Ansätzen in Tabelle 6-1 die Einflussfaktoren bewertet und über die Formeln 6.1 und 6.2 ein Gesamteinflussfaktor $f_{n, \text{gesamt}}$ und die hypothetische Vortriebsgeschwindigkeit v_n berechnet. Auch wenn die geotechnische Dokumentation des Tunnel Günterscheid nicht den Tiefgang der Dokumentation des Tunnel Fernthal hat, können maßgebliche Einflussfaktoren quantifiziert werden.

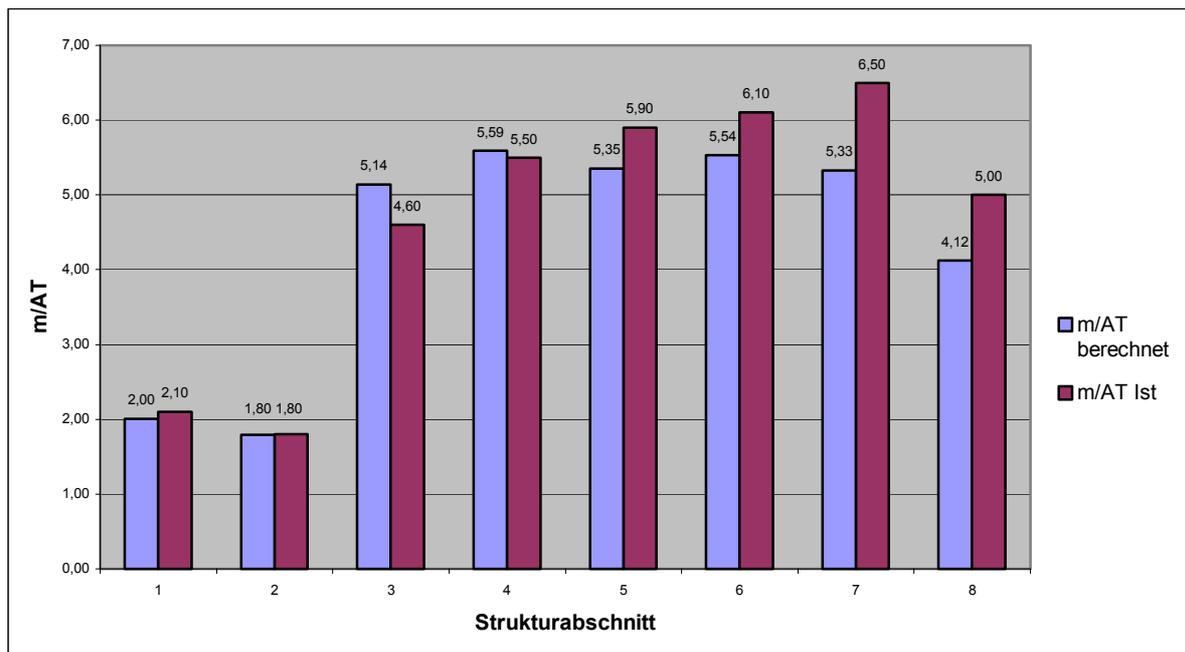


Abbildung 6-10: Darstellung der über die Quantifizierung von Einflussfaktoren berechnete Vortriebsgeschwindigkeit (blau) und der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit in den acht von LI (2000) gebildeten Strukturabschnitten im Tunnel Günterscheid

Abbildung 6-10 zeigt, dass die berechnete Vortriebsgeschwindigkeit im allgemeinen $\leq \pm 10\%$ von der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit abweicht. Lediglich in den Strukturabschnitten 7 und 8 liegt die berechnete Vortriebsgeschwindigkeit ca. 20 % unter der tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeit. In Summe ist eine Abweichung von 9 % errechnet worden. Damit kann gesagt werden, dass die für den Tunnel Fernthal entwickelte Quantifizierung von Einflussfaktoren auch auf andere vergleichbare Tunnelbauwerke im Rheinischen Schiefergebirge angewendet werden kann.

7 Prognose der Standsicherheit der Ortsbrust und der möglichen Vortriebsgeschwindigkeit

7.1 Prognose der Standsicherheit und der notwendigen Sicherungsmittel

Die Prognose der Standsicherheit der Ortsbrust und die daraus abzuleitende Wahl der Sicherungsmittel lässt sich ohne Zuhilfenahme von graphischen, analytischen und numerischen Auswerteverfahren (Kapitel 3) auf zwei Wegen machen:

- a) Qualitative Bewertung von Einzelfaktoren, wie z.B. einer ungünstig zum Vortrieb einfallenden Schichtung / Schieferung oder Klüftung
- b) Quantifizierung des Gesamteinflussfaktors $f_{n, \text{gesamt}}$ zur Ermittlung der gesamtheitlichen Standsicherheitsbetrachtung unter Berücksichtigung der in Kapitel 6.2 ff. genannten Einzelfaktoren

a) Bewertung von Einzelfaktoren

Bei der qualitativen Bewertung der Standsicherheit ist der mechanisch dominierende Einflussfaktor zu bestimmen und im Hinblick auf die Standsicherheit der Ortsbrust auszuwerten. So ist in dem trennflächendominierten Gebirge des Rheinischen Schiefergebirges eine **vorausseilende Sicherung**, z.B. mit Spießern, bereits dringend anzuraten, wenn

- die Schichtung mit $> 45^\circ$ bis 60° gegen den Vortrieb einfällt oder
- eine Schieferung mit $> 10^\circ$ gegen den Vortrieb gerichtet ist oder
- ein ausgeprägtes Kluftsystem von Quer-, Längs- und/oder Diagonalklüften mit einem hohen Durchtrennungsgrad ($D > 0,7$)

vorliegt.

Eine **Ortsbrustsicherung**, z.B. mit Ortsbrustankern oder Spritzbeton, ist **zusätzlich zur vorausseilenden Sicherung** dann anzuraten, wenn

- die Schichtung mit $> 20^\circ$ bis 45° gegen den Vortrieb einfällt (und damit die Wirkung der 3 bis 4 m langen Spieße nicht ausreicht) oder
- eine engständige Schieferung mit $> 10^\circ$ gegen den Vortrieb gerichtet ist oder
- die Tonsteine tektonisch zu Tonschiefer überprägt sind oder
- die Gesteine stark verwittert sind.

Die **vorausseilende Sicherung mittels Verwendung eines Rohrschirmes** ist v.a. dann anzuraten, wenn

- die Gesteine entfestigt sind oder
- die Überlagerung kleiner als ein Tunneldurchmesser beträgt.

Eine Matrix, in der die Einzelfaktoren Schichtung, Schieferung, Verwitterung und Störungen gegeneinander gestellt werden, wird in der Tabelle 7-1 aufgestellt.

Tabelle 7-1: Einfluss der Trennflächen auf die Auswahl der Ausbruchsklassen

| | | Schieferung | | Verwitterung | | |
|------------------------------|-----------|--|---|--|----------------------|-----------|
| | | gering bis weitständig | engständig | entfestigt | | |
| Einfallen der Schichtflächen | günstig | Ausbruchsklasse 4:
unmittelbare Sicherung | Ausbruchsklasse 6:
wie AKL 4, zusätzlich
vorausseilende
Sicherung | Ausbruchsklasse 7:
wie AKL 4, zusätzlich
Sicherung der Ortsbrust
<u>und</u> vorausseilende
Sicherung

oder
Ulmenstollen oder
Firststollen | geringer
Einfluss | Störungen |
| | ungünstig | Ausbruchsklasse 6:
wie AKL 4 zusätzlich
Sicherung der Ortsbrust | Ausbruchsklasse 7:
wie AKL 4, zusätzlich
Sicherung der Ortsbrust
<u>und</u> vorausseilende
Sicherung | | ungünstig | |

Eine Bewertung lediglich auf Basis von Einzelfaktoren oder basierend auf der Matrix in Tabelle 7-1 kann die Standsicherheit der Ortsbrust nicht vollumfänglich gewährleisten. Hierfür ist eine gesamtheitliche Betrachtung aller geotechnisch und bautechnisch relevanter Einzelfaktoren notwendig, wie sie durch die Quantifizierung des Gesamteinflussfaktors $f_{n \text{ gesamt}}$ erreicht wird.

b) Quantifizierung des Gesamteinflussfaktors $f_{n \text{ gesamt}}$

Aus den Vortriebsdokumentationen der Tunnel Ammerich, Fernthal und Günterscheid, die alle in vergleichbaren geologischen Verhältnissen aufgeföhren wurden, wurden die abschnittsbezogenen Gesamteinflussfaktoren $f_{n \text{ gesamt}}$ mit der jeweils notwendigen Ausbruchsklasse (AKL) verglichen. In dem Diagramm in Abbildung 7-1 sind die Ergebnisse dieser Gegenüberstellung dokumentiert.

Aus dem Diagramm in Abbildung 7-1 lassen sich eindeutige Abhängigkeiten zwischen dem ermittelten Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ und der notwendigen Ausbruchsklasse ablesen. Für zukünftig in vergleichbaren Gebirgsverhältnissen aufzuföhrende Tunnel lassen sich damit folgende Empfehlungen ableiten:

- $f_{n \text{ gesamt}} = 1,0 \Rightarrow$ **Ausbruchsklasse AKL 4A**, d.h. eine Sicherung der Ortsbrust ist zum Erreichen einer ausreichenden Standsicherheit nicht notwendig
- $f_{n \text{ gesamt}} = >1,0 \text{ bis } 1,5 \Rightarrow$ **Ausbruchsklasse AKL 6A**, d.h. zum Erreichen einer ausreichenden Standsicherheit der Ortsbrust ist eine vorausseilende Sicherung, z.B. mit Spießen, notwendig
- $f_{n \text{ gesamt}} = >1,5 \text{ bis } 1,85 \Rightarrow$ **Ausbruchsklasse AKL 7A**, d.h. zum Erreichen einer ausreichenden Standsicherheit der Ortsbrust ist eine vorausseilende Sicherung, z.B. mit Spießen, und eine Sicherung der Ortsbrust, z.B. mit Spritzbeton und/oder Ortsbrustanker, notwendig
- $f_{n \text{ gesamt}} = >1,85 \text{ bis } 2,5 \Rightarrow$ **Ausbruchsklasse AKL 7A-K**, d.h. zum Erreichen einer ausreichenden Standsicherheit der Ortsbrust ist eine vorausseilende Sicherung, z.B. mit Spießen, eine Sicherung der Ortsbrust, z.B. mit Spritzbeton und/oder Ortsbrustanker, sowie zusätzlich der Einbau einer temporären Kalottensohle notwendig

- $f_{n \text{ gesamt}} = >2,5 \Rightarrow$ **Ausbruchsklasse AKL 7A-K-RS**, d.h. zum Erreichen einer ausreichenden Standsicherheit der Ortsbrust ist eine vorausseilende Sicherung mit einem Rohrschirm, eine Sicherung der Ortsbrust, z.B. mit Spritzbeton und/oder Ortsbrustanker, sowie zusätzlich der Einbau einer temporären Kalottensohle notwendig

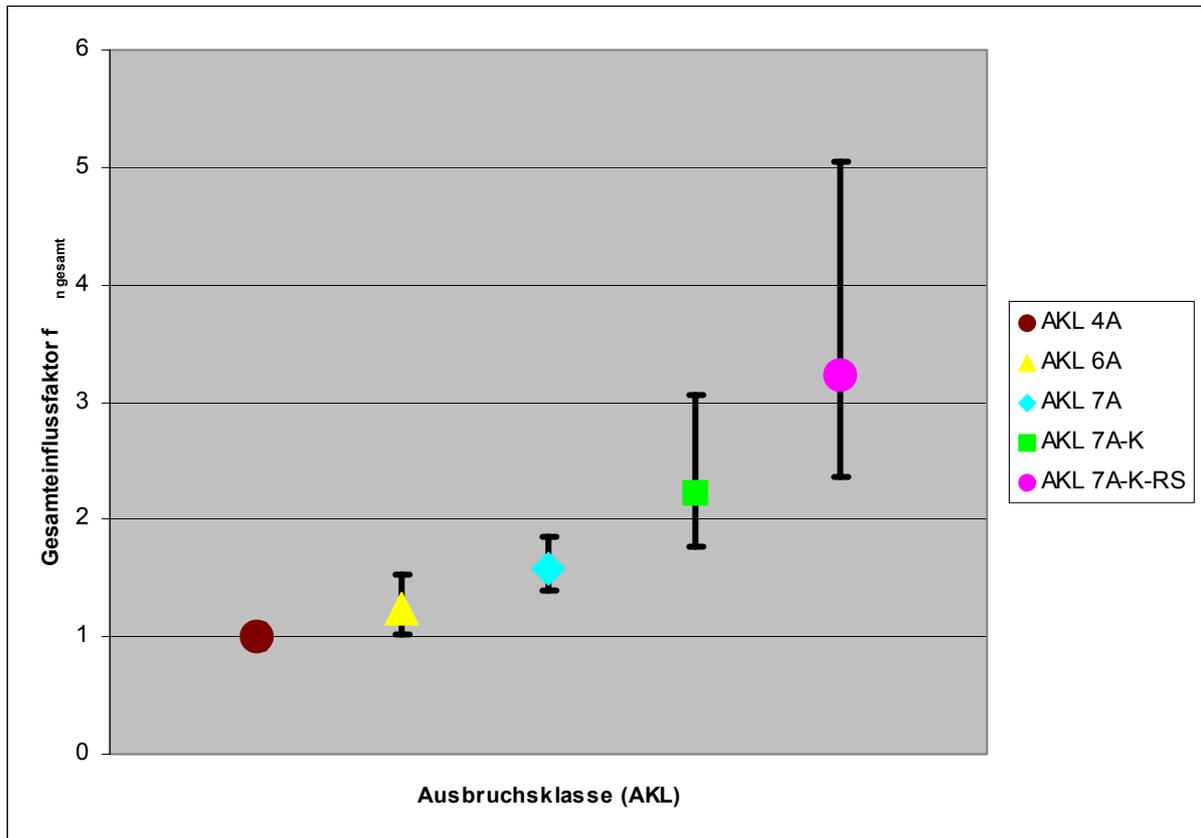


Abbildung 7-1: Gegenüberstellung des abschnittsbezogenen Gesamteinflussfaktors $f_{n \text{ gesamt}}$ (Mittelwert und Streubereich) mit der jeweils notwendigen Ausbruchsklasse (AKL)

7.2 Prognose von Vortriebsgeschwindigkeiten

Nachfolgend wird versucht, die in Tabelle 6-1 gemachte Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Prognose von Vortriebsgeschwindigkeiten basierend auf einem Gutachten für die Entwurfsplanung anzuwenden. Natürlicherweise liegen dabei nur die Erkenntnisse aus den Vorerkundungen vor. Bei den Tunneln Fernthal und Günterscheid sind dies:

- Kernbohrungen im Abstand von 100 bis 200 m längs der Tunnelachse
- Bohrlochversuche zur Aufnahme der Trennflächenstruktur (Borehole Televier)er)
- Laborversuche zur Bestimmung der felsmechanischen Kennwerte

Basierend auf den Gutachten für die Entwurfsplanung (GEOPLAN 1996a) und Ausschreibung (WBI 1995) wurden die geotechnischen Längsschnitte und die o.g. Vorerkundungen ausgewertet und aus diesen die Einflussfaktoren bewertet. Für die in WBI (1995) gebildeten Homogenbereiche wurden dann wiederum gemäß Gleichung 6.2 hypothetische Vortriebsgeschwindigkeiten berechnet und mit den tatsächlich erzielten Vortriebsgeschwindigkeiten verglichen.

Abbildung 7-2 zeigt das Ergebnis einer Prognose im Vergleich zu den tatsächlichen Vortriebsgeschwindigkeiten beim Tunnel Günterscheid. Die Prognose kommt den tatsächlich erzielten Vortriebsgeschwindigkeiten in den fünf von WBI (1995) gebildeten Homogenbereichen erstaunlich nahe. Gemäß der Prognose würde der Tunnelvortrieb in Summe 210,7 Arbeitstage (ohne Berücksichtigung von Ausfall, Feiertagen etc.) dauern. Tatsächlich hat der Vortrieb 204 Tage gedauert; die erzielte Prognosegenauigkeit bezüglich der Vortriebsdauer liegt damit bei unter 5 %.

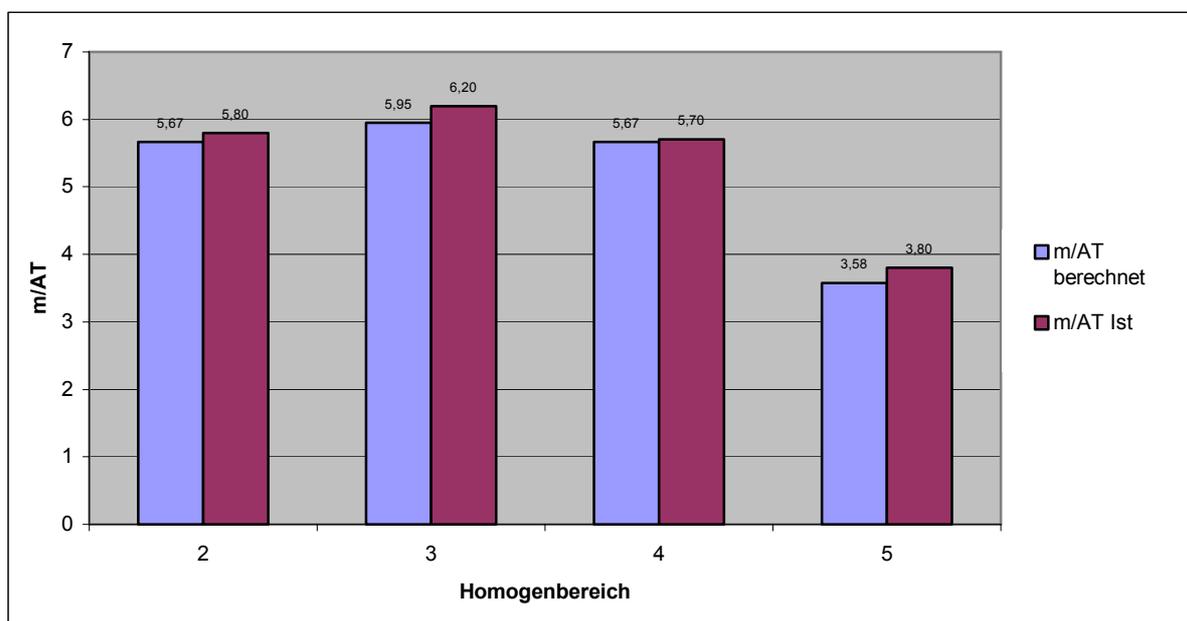


Abbildung 7-2: Vergleich einer über die Quantifizierung von durch Voruntersuchungen ermittelten Einflussfaktoren prognostizierten Vortriebsgeschwindigkeit (blau) zu den tatsächlich erzielten Vortriebsleistungen beim Tunnel Günterscheid. (Homogenbereiche gemäß WBI 1995)

Abbildung 7-3 zeigt das Ergebnis einer ähnlichen Prognose für den Tunnel Fernthal. Die Prognose liegt je nach Homogenbereich um -20 %, +19 % bzw. +51 % neben den

tatsächlich erzielten Vortriebsgeschwindigkeiten. Hier kann von keiner Übereinstimmung gesprochen werden. Ein Grund ist sicherlich die für die sehr heterogene Geologie zu grobe Einteilung in lediglich drei Homogenbereiche (im Vergleich dazu: im Kapitel 5.3 wurde das Gebirge in zwanzig Homogenbereiche geteilt) sowie der zu geringe Grad der Voruntersuchung. Hier zeigt sich, dass ein Bohrlochabstand von bis zu 200 m für die Prognostizierbarkeit in einem solchen Gebirge zu groß ist. Gemäß der Prognose würde der Tunnelvortrieb in Summe 253 Arbeitstage (ohne Berücksichtigung von Ausfall, Feiertagen etc.) dauern. Tatsächlich hat der Vortrieb 221 Tage und damit ca. 15 % weniger gedauert.

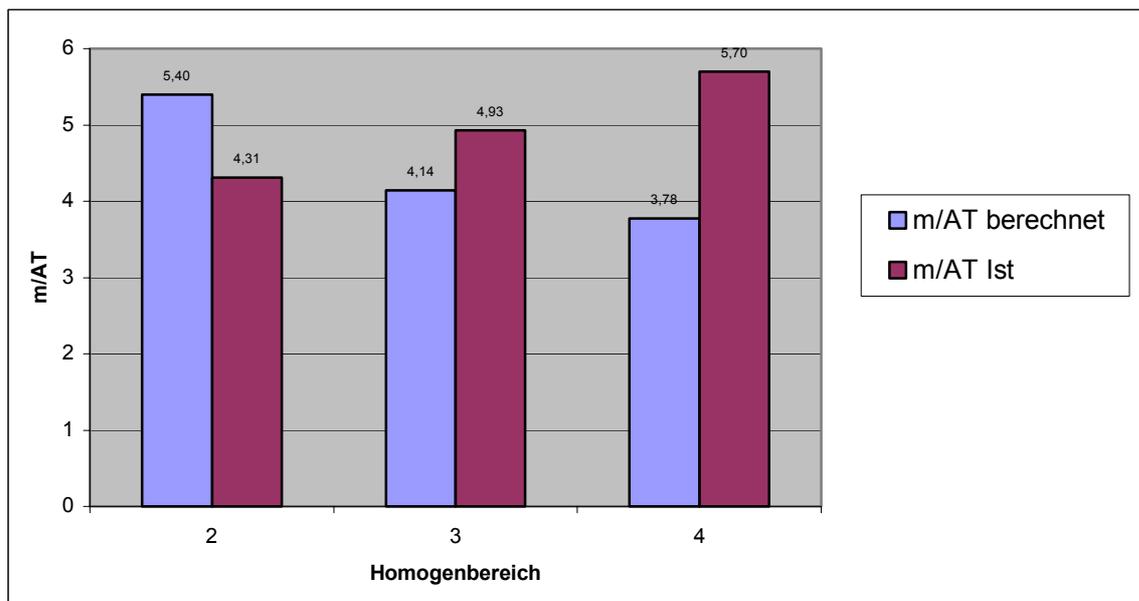


Abbildung 7-3: Vergleich einer über die Quantifizierung von durch Voruntersuchungen ermittelten Einflussfaktoren prognostizierten Vortriebsgeschwindigkeit (blau) zu den tatsächlich erzielten Vortriebsleistungen beim Tunnel Fernthal. (Homogenbereiche gemäß WBI 1995)

Die realitätsnahe Berechnung der Vortriebsgeschwindigkeiten für den Tunnel Günterscheid zeigt, dass durch die Anwendung der Einflussfaktoren eine Prognose im Vorfeld einer Tunnelbaumaßnahme möglich ist. Hierdurch werden Unsicherheiten in der Kalkulation einer Baumaßnahme verringert.

Die fehlgeschlagene Voraussage für den Tunnel Fernthal zeigt, dass es in der Vorerkundung einer Tunnelbaumaßnahme verkehrt ist, an der Dichte der Erkundungsbohrungen zu sparen. Das hieraus resultierende Informationsdefizit über die geotechnischen Verhältnisse führt dazu, dass Prognosen nicht oder nur mit großen Risiken angewendet werden können.

7.3 Einfluss der Vortriebsrichtung auf die Vortriebsgeschwindigkeit

KRAJEWSKI et al. (2000) beschreiben vom Tunnel Lange Issel, dass die Wahl der Vortriebsrichtung entscheidenden Einfluss auf die Standsicherheit der Ortsbrust und damit die Vortriebsgeschwindigkeit gehabt hat. Der ebenfalls im Rheinischen Schiefergebirge auf der NBS Köln – Rhein/Main (ca. 50 km südlich des Tunnel Fernthal) gelegene Tunnel Lange Issel wurde von zwei Seiten bergmännisch aufgeföhren. Aufgrund der nach Süden gerichteten Schichtung / Schieferung wurden beim gegen das Schichteinfallen gerichteten Vortrieb von Süden nach Norden Vortriebsgeschwindigkeiten von 1,43 m/d, beim mit dem Einfallen der Schichten gerichteten Nordvortrieb dagegen Vortriebsgeschwindigkeiten von 2,36 m/d erreicht (Abbildung 7-4).

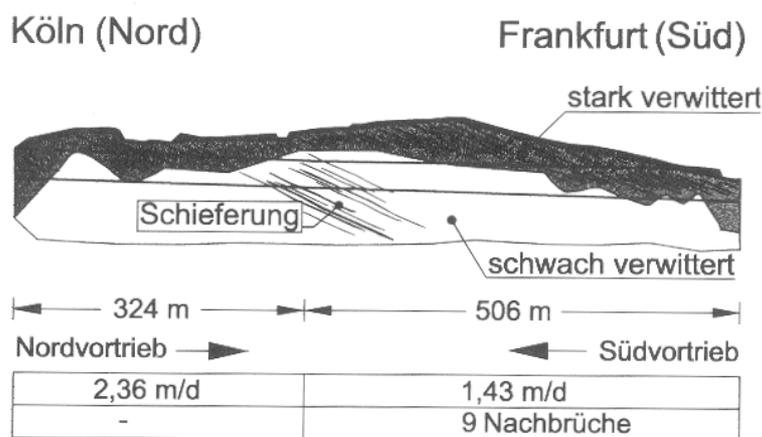


Abbildung 7-4: Einfluss der Vortriebsrichtung auf die Standsicherheit der Ortsbrust und die Vortriebsgeschwindigkeit am Beispiel Tunnel Lange Issel (aus KRAJEWSKI et al. 2000)

Bei den meisten Tunnelbauwerken kann die Schichtung / Schieferung nicht homogen über den Tunnel verfolgt werden. Beim Tunnel Fernthal ist vielmehr ein ständig wechselndes Einfallen festgestellt worden, was die Unterteilung in 20 strukturgeologische Homogenbereiche notwendig gemacht hat (Kapitel 5.3).

Im folgenden sollen die voran beschriebenen Phänomene der richtungsabhängigen Vortriebsgeschwindigkeit am Beispiel des Tunnel Fernthal differenzierter auf die typisch für die variszische Faltung vorkommenden vergenteten Falten untersucht werden.

7.3.1 Qualitative Beschreibung

Beim Aufföhren des Tunnel Fernthal wurde die Erfahrung gemacht, das bei bestimmten Vortriebsrichtungen immer wieder Nachbrüche aus der Ortsbrust erfolgten, die sich bis über die Firste hinaus ausweiten konnten, wogegen dies bei entgegengesetzten Vortriebsrichtungen nicht der Fall war.

Die Kluffkörper waren zum rückwärtigen Gebirge hin zumeist völlig durchtrennt und erföhren demnach keine seitliche Einspannung. Häufig verminderten plastische Trennfugenfüllungen ("Letten") zusätzlich die Reibung auf den Flächen. Als Versagensmechanismen wurden Gleit- oder Kippbewegungen (Kapitel 3.1) festgestellt. Bei einer südöstlichen Vergenz der Schichten und einem Vortrieb von Nordwesten nach Südosten fallen die Schichten relativ flach ($< 45^\circ$) in den Hohlraum ein. Dabei besteht beim Tunnelvortrieb die Gefahr des

Gleitens großer Felspartien aus der Ortsbrust in den Hohlraum. Fallen die Schichten bergwärts ($> 60^\circ$) ein, dann sind Kippbewegungen möglich (Abbildung 7-5). Nur durch den Einsatz einer Ortsbrustsicherung mit Ortsbrustankern und bewehrtem Spritzbeton oder der Erstellung von Spieß- und Rohrschirmen konnten versagensgefährdete Felspartien gehalten werden.

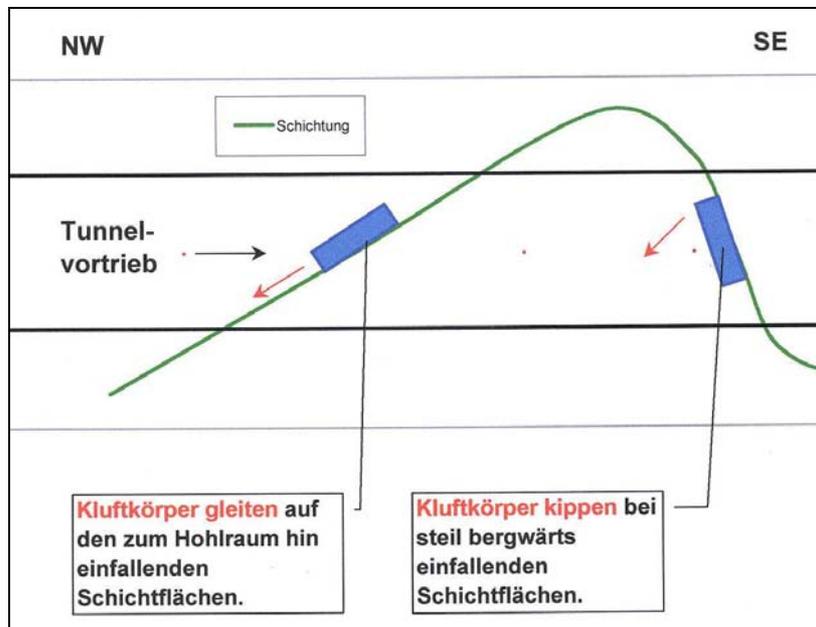


Abbildung 7-5: Südostvergente Falte und Vortrieb nach Südosten. Die Kluffkörper können aus der Ortsbrust brechen; Versagensmechanismus: Gleiten oder Kippen (aus KÜHNE, KUNZ & NORTMEYER 2001a)

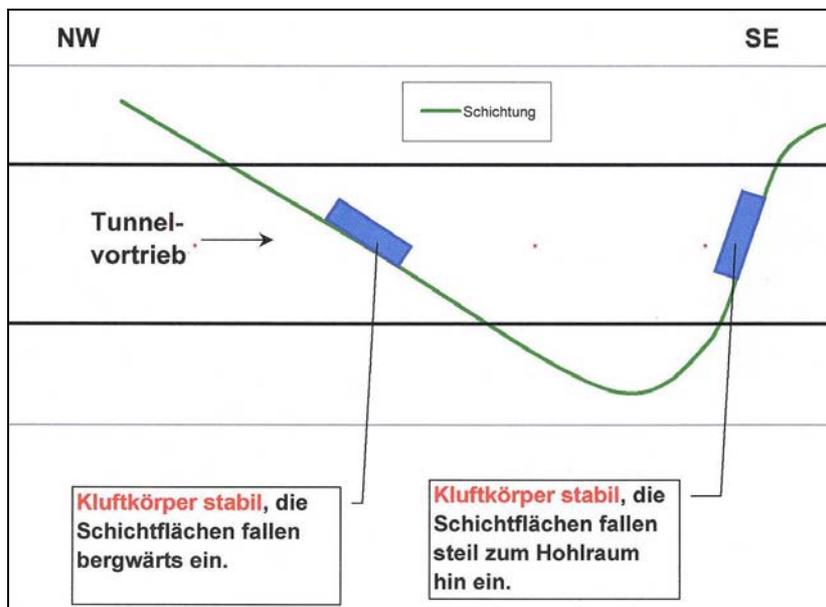


Abbildung 7-6: Nordwestvergente Falte mit Vortrieb nach Südosten. Die Kluffkörper sind relativ lagestabil, Ausbrüche von Gesteinspartien aus der Ortsbrust sind selten (aus KÜHNE, KUNZ & NORTMEYER 2001a)

Bei der entgegengesetzten Vortriebsrichtung von Südosten nach Nordwesten hingegen, bleiben diese Nachbrüche weitestgehend aus. Durch die umgekehrte geometrische Situation, d.h. Nordwestvergenz und Vortrieb nach Südosten (Abbildung 7-6), war die Ortsbrust weitestgehend standsicher, so dass auf umfangreiche Mittel zur Sicherung der Ortsbrust weitestgehend verzichtet werden konnte.

Folglich konnten in den Tunnelabschnitten, in denen die Vortriebsrichtung baubetrieblich bedingt frei wählbar waren und der Vergenz angepasst wurden, die Vortriebsbedingungen und die erforderlichen Sicherungsmittel deutlich optimiert werden. Hieraus ergaben sich auch Vorteile in der Vortriebsgeschwindigkeit.

7.3.2 Quantitative Beschreibung

Durch die Entwicklung der Matrix der Einflussparameter kann eine einfache Betrachtung des Einflusses der Vortriebsrichtung auf die Vortriebsgeschwindigkeit erfolgen.

Tunnel Fernthal

Der Tunnel Fernthal durchfährt 20 struktureologische Homogenbereiche (Kapitel 5.3), die sich durch ihre geotechnischen Kennwerte und daraus folgend durch die erzielten Vortriebsgeschwindigkeiten (Kapitel 6.3) deutlich unterscheiden. Die struktureologischen Homogenbereiche sind in der Anlage 2 in einem Tunnelband detailliert dargestellt. In bezug auf eine Faltenvergenz lassen sich folgende Einteilungen vornehmen:

- Homogenbereich 1 bis 5: SE-vergente Falten
- Homogenbereich 6 bis 13: NW-vergente Falten
- Homogenbereich 14 bis 20: überwiegend SE-vergente Falten (Ausnahme teilweise im Homogenbereich 15 gegeben)

Die strukturabschnittsbezogene Vortriebsgeschwindigkeit v_n wird nachfolgend für die folgenden Fälle berechnet (Abbildung 7-7 oben rechts und unten links):

- Vortrieb von NW nach SE
- Vortrieb von SE nach NW

Dabei werden die durch Vergenz und intensives Trennflächeninventar mit wechselnden Einfallrichtungen gekennzeichneten Strukturabschnitte gemäß den Abbildungen 7-5 und 7-6 entweder günstig oder ungünstig angefahren. Der "Faktor Mensch" wird bei der Berechnung nicht berücksichtigt, um lediglich geotechnische Parameter in den Vergleich einfließen zu lassen.

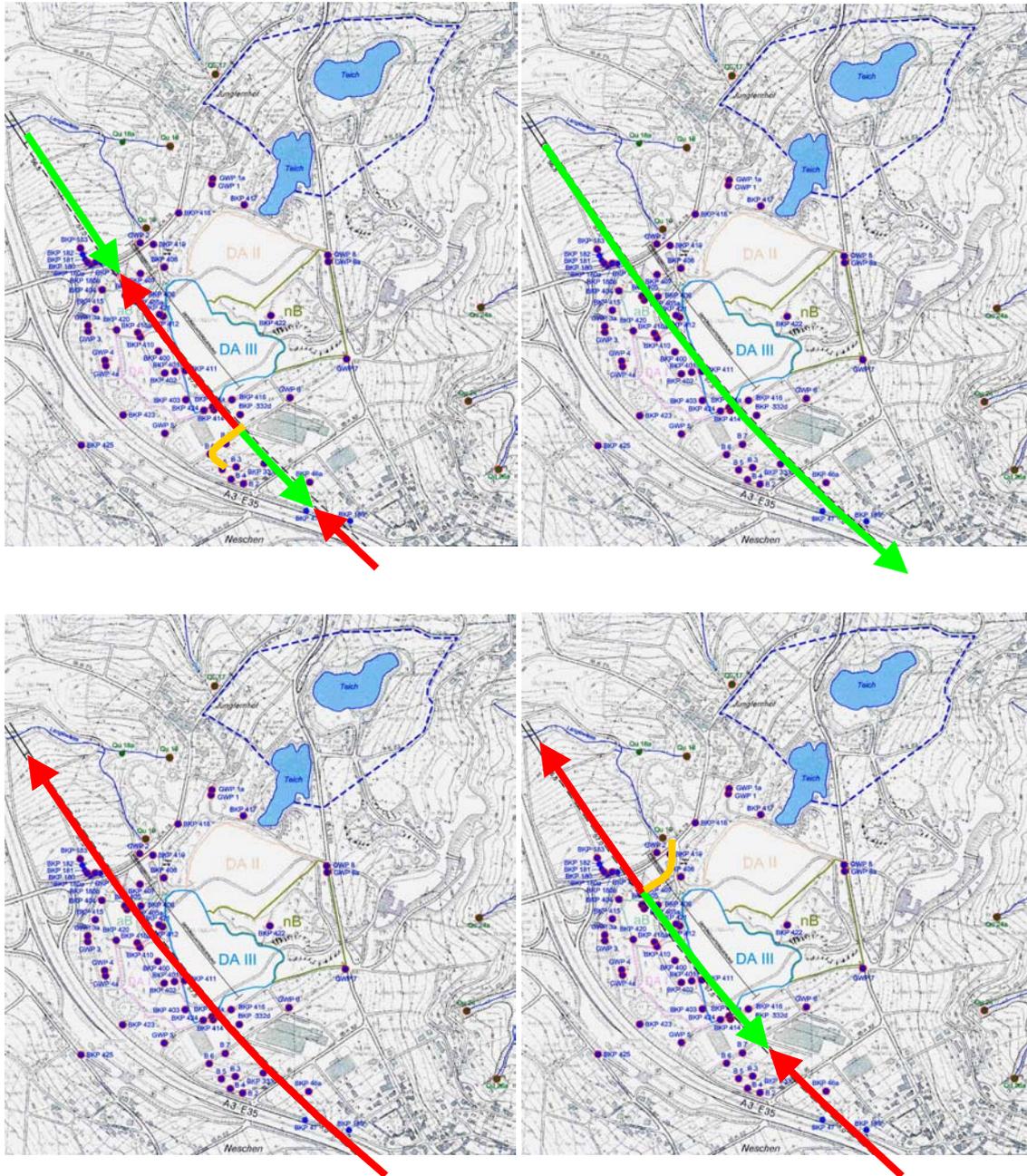


Abbildung 7-7: Darstellung verschiedener Vortriebschemata

(grün: Vortrieb von NW nach SE, rot: Vortrieb von SE nach NW, gelb: Zwischenangriff)

Oben links: tatsächliches Vortriebsschema

Oben rechts: Vortrieb von NW nach SE

Unten links: Vortrieb von SE nach NW

Unten rechts: "Optimales" Vortriebsschema

Tabelle 7-2: Berechnung der strukturabschnittsbezogenen Vortriebsgeschwindigkeit v_n und der notwendigen Arbeitstage pro Strukturabschnitt AT_n in Abhängigkeit der Vortriebsrichtung

| n | Tunnel-m | Vortrieb von NW nach SE | | | Vortrieb von SE nach NW | | |
|----|-------------|-------------------------|--------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|
| | | v_n | AT_n | AT_{Ist} | v_n | AT_n | AT_{Ist} |
| 1 | 80 - 95 | 2,22 ¹⁾ | 6,8 ¹⁾ | 8,1 | 3,33 | 4,5 | |
| 2 | 95 - 145 | 3,62 ¹⁾ | 13,8 ¹⁾ | 15,2 | 4,67 | 10,7 | |
| 3 | 145 - 265 | 4,30 | 27,9 | 27,5 | 5,62 | 21,3 | |
| 4 | 265 - 450 | 5,46 | 24,7 | 24,3 | 5,73 | 23,6 | |
| 5 | 450 - 495 | 3,30 | 13,6 | 13,6 | 3,81 | 11,8 | |
| 6 | 495 - 690 | 5,43 | 35,9 | | 4,93 | 39,5 | 36,1 |
| 7 | 690 - 715 | 5,33 | 4,7 | | 3,88 | 6,4 | 6,5 |
| 8 | 715 - 750 | 7,12 | 3,5 | | 6,80 | 3,7 | 4,0 |
| 9 | 750 - 810 | 5,79 | 10,4 | | 5,79 | 10,4 | 10,4 |
| 10 | 810 - 865 | 3,78 | 14,5 | | 3,99 | 13,8 | 13,5 |
| 11 | 865 - 905 | 4,51 | 8,9 | | 4,30 | 9,3 | 10,4 ²⁾ |
| 12 | 905 - 955 | 5,14 | 9,7 | | 4,75 | 10,5 | 12,3 ²⁾ |
| 13 | 955 - 990 | 2,82 | 12,4 | 15,6 ²⁾ | 2,07 | 16,9 | |
| 14 | 990 - 1050 | 2,52 | 23,8 | 29,2 ²⁾ | 3,47 | 17,3 | |
| 15 | 1050 - 1105 | 2,42 | 22,8 | 23,9 | 2,53 | 21,7 | |
| 16 | 1105 - 1165 | 3,08 | 19,5 | 20,4 | 3,84 | 15,6 | |
| 17 | 1165 - 1265 | 2,63 | 38,1 | 33,5 | 3,13 | 32,0 | |
| 18 | 1265 - 1360 | 1,67 | 56,9 | | 2,09 | 45,5 | 46,7 |
| 19 | 1360 - 1425 | 1,98 | 32,9 | | 2,14 ¹⁾ | 30,4 ¹⁾ | 34,6 |
| 20 | 1425 - 1465 | 1,37 | 29,2 | | 1,71 ¹⁾ | 23,3 ¹⁾ | 25,0 |
| | | Summe AT | 410,1 | | Summe AT | 368,3 | |

¹⁾ v_n ohne Berücksichtigung des "Faktor Mensch". Dies führt rechnerisch zu überschätzten v_n und unterschätzten Arbeitstagen AT_n

²⁾ Erhöhung der Arbeitstage durch die Startsituation am Zwischenangriff

Wie in Tabelle 7-2 gezeigt, dauert ein Vortrieb, der durchweg von NW nach SE durchgeführt wird, ca. 410 Arbeitstage, ein Vortrieb in umgekehrter Richtung jedoch nur 368 Arbeitstage. Rechnerisch stellt dies eine zeitliche Ersparnis von gut 11 % dar.

Im Vergleich der rechnerischen Arbeitstage zu den tatsächlichen Arbeitstagen pro Strukturabschnitt werden nur geringe Unterschiede aufgezeigt. Abweichungen kommen v.a. in den

Anfahrbereichen (Anschlagwand Nord und Süd und Zwischenangriff) zustande, wo in der rechnerischen Ermittlung der Faktor Mensch nicht berücksichtigt ist. Die tatsächlich erzielte Vortriebsdauer lag bei 410,7 Tagen, inkludiert dabei aber den "Faktor Mensch".

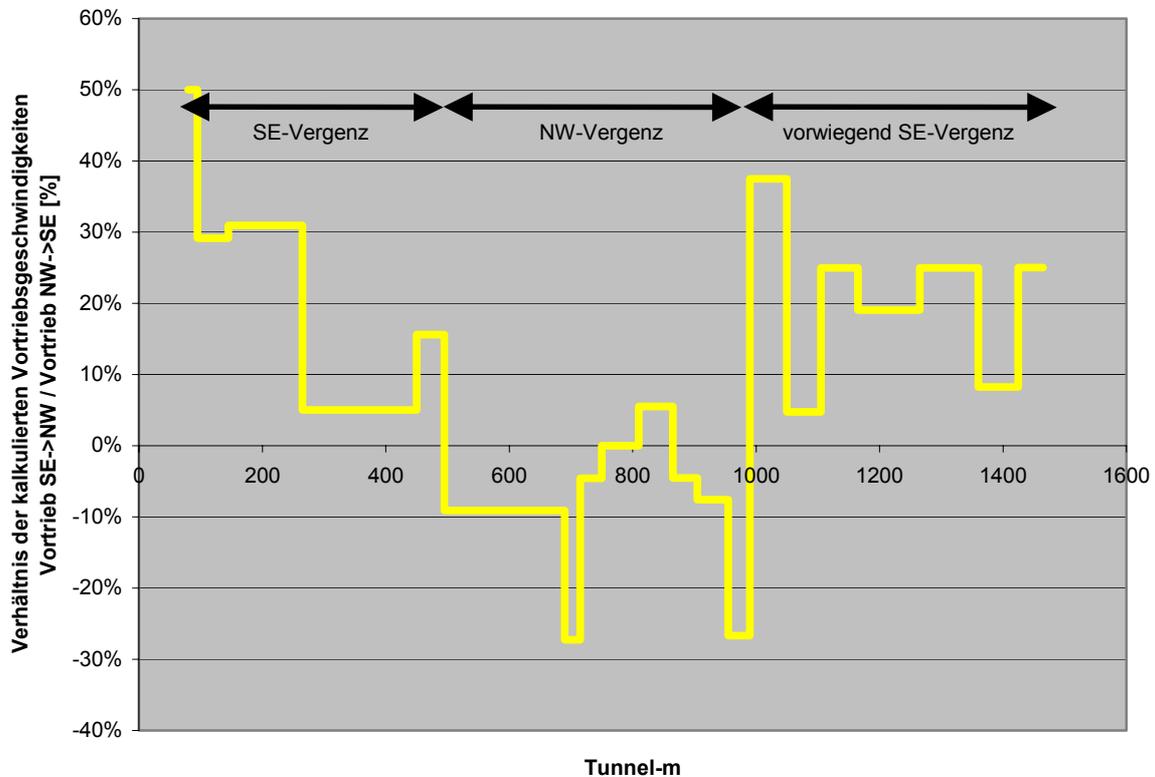


Abbildung 7-8: Verhältnis der kalkulierten Vortriebsgeschwindigkeiten bei einem Vortrieb von SW nach NE gegenüber einem Vortrieb von NW nach SE

In Abbildung 7-8 werden die kalkulierten Vortriebsgeschwindigkeiten eines SW⇒NE-gerichteten Vortriebes gegen einen NE⇒SW-gerichteten Vortrieb dargestellt. Positive Prozentzahlen deuten einen Vorteil des SE⇒NW-gerichteten Vortriebs an, negative Prozentzahlen hingegen weisen auf einen schnelleren NW⇒SE-gerichteten Vortrieb hin. Es ist offensichtlich, dass bei einer SE-Vergenz der variszischen Faltung der SE⇒NW-gerichtete Vortrieb rechnerisch um bis zu 50 % schneller ist, als ein Vortrieb in umgekehrter Richtung. Umgekehrt ist bei einer NW-Vergenz der NW⇒SE-gerichtete Vortrieb um bis zu 28 % schneller.

Hiermit werden die qualitativen Aussagen aus Kapitel 7.3.1 hinsichtlich der Abhängigkeit der Vortriebsgeschwindigkeit von der struktureologischen Ausbildung deutlich bestätigt.

Ein "optimales Vortriebsschema" wäre somit gegeben, wenn der Tunnel Fernthal von einem Zwischenangriff bei ca. Tunnel-m 500 nach NW bis Tunnel-m 80 und nach SE bis ca. Tunnel-m 990 aufgefahren wird (Abbildung 7-7 unten rechts). Rein rechnerisch würde der Vortrieb nach diesem Schema lediglich ca. 357 Arbeitstage dauern. Das dieses von den struktureologischen Auswertungen her "optimalste" Vortriebsschema in der Praxis nicht unbedingt realisiert werden würde, liegt an "ungeotechnischen" Rahmenbedingungen. Die hohe Überlagerung und die beengten Platzverhältnisse am geplanten Zwischenangriff bei ca. Tunnel-m 500 sprechen sicherlich gegen ein solches Konzept.

Aus baubetrieblicher und strukturgeologischer Sicht wäre daher das Konzept mit einem durchgehenden Vortrieb von SE nach NW der sinnvollste Weg. Die Kenntnis von drohenden Schwierigkeiten in den NW-vergente Bereichen ermöglicht die frühzeitige Planung und Vorhaltung von entsprechenden Sicherungsmitteln zur Stabilisierung der Ortsbrust.

Tunnel Günterscheid

Am Beispiel des Tunnel Günterscheid kann ebenfalls eine Berechnung der Vortriebsgeschwindigkeiten für einen Vortrieb von Süden nach Norden, zum anderen eine Betrachtung für einen Vortrieb von Norden nach Süden gemacht werden. Hierzu werden nachfolgend kurz die Einfallsrichtung der relevanten Trennflächen (Schichtflächen) in den Homogenbereichen beschrieben (aus LI 2000):

- Homogenbereich 2: Uneinheitliches Einfallen mit 45 bis 70° nach Westen und Südosten
- Homogenbereich 3: kurzräumig wechselndes Einfallen (N-Vergenz mit S-Flanken mit 50° bis 65°)
- Homogenbereich 4: kurzräumig wechselndes Einfallen (NW-Vergenz mit SE-Flanken überwiegend mit 55° bis 70° nach Südosten)
- Homogenbereich 5: SE-Flanke des Sattels mit einheitlichem Einfallen von 45° bis 80° nach Südosten

Abbildung 7-9 zeigt, das es in den N- bzw. NW-vergente strukturgeologischen Homogenbereichen günstiger ist, von Nord(west)en nach Süd(ost)en vorzutreiben. Hierbei werden die kurzen Nordschenkel der Falten schnell durchfahren; die langen Südschenkel hingegen fallen – günstig für den Vortrieb – bergwärtig ein.

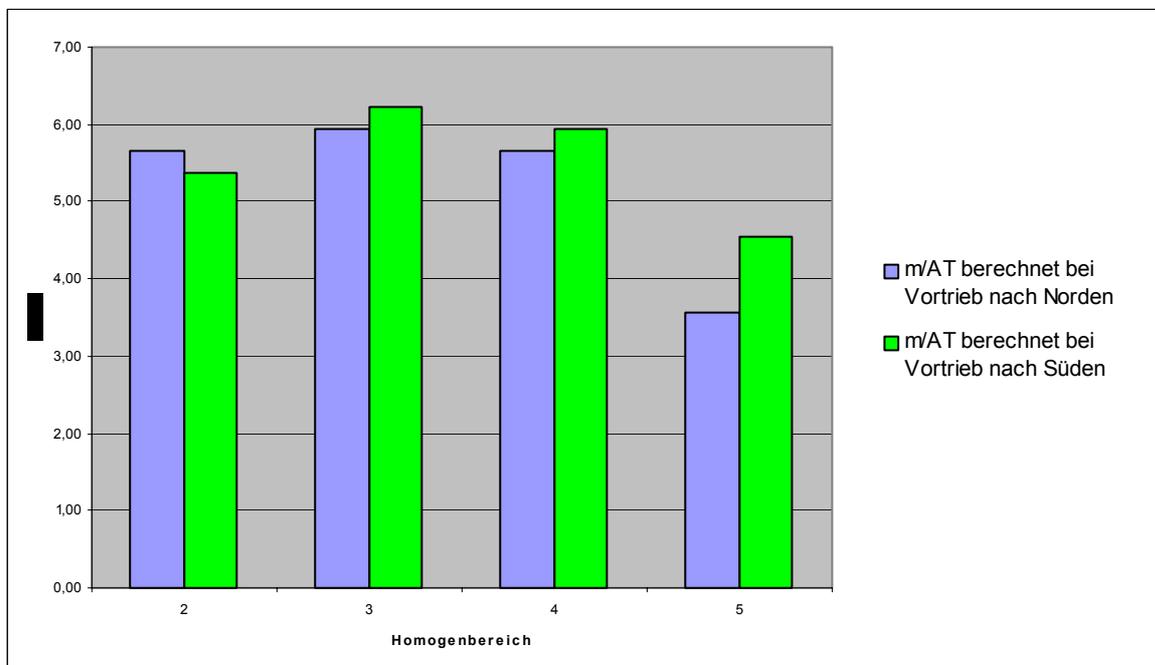


Abbildung 7-9: Vergleich der Prognose eines Vortriebes von Süden nach Norden (blau) gegenüber einem Vortrieb von Norden nach Süden (grün).

Ein Vortrieb von Süden nach Norden würde lt. Prognose in Summe 210,7 Arbeitstage (ohne Berücksichtigung von Ausfall, Feiertagen etc.) dauern. Ein Vortrieb von Norden nach Süden hingegen würde lt. Prognose 196,7 Tage dauern. Die Verkürzung der Arbeitszeit beträgt damit 14 Tage (ca. 7 %).

7.4 Zusammenfassung der vorangegangenen Betrachtungen

Bei der Auffahrung der Kalotte des Tunnel Fernthal ist es zu stark unterschiedlichen Vortriebsgeschwindigkeiten gekommen. Die tatsächlich erreichten Vortriebsgeschwindigkeiten (d.h. abzüglich maschinenbedingter oder sonstiger Stillstandszeiten) lagen zwischen 0,5 und 7,2 m/AT. Selbst innerhalb der gleichen Ausbruchsklasse variierten die Vortriebsgeschwindigkeiten um bis zu 400 %. Der Versuch, die Unterschiede durch einen singulären Parameter, z.B. die die Gebirgsfestigkeit bestimmende Verwitterung der Gesteine, zu erklären, ist nicht zielführend.

Eine umfängliche und vertieft durchgeführte Auswertung der bei der Erstellung des Tunnel Fernthal aufgezeichneten Ortsbrustkartierungen hat gezeigt, dass über das Produkt der den Vortrieb bestimmenden Einzelfaktoren eine Berechnung der Vortriebsgeschwindigkeit möglich ist. Innerhalb der im Kapitel 5 gebildeten zwanzig strukturgeologischen Homogenbereiche wurden die strukturgeologischen und geotechnischen Eigenschaften des trennflächendominierten Gebirges gemäß einer Bewertungsmatrix (Tabelle 6-1) quantifiziert. Die Multiplikation aller Einzelfaktoren innerhalb eines Strukturabschnittes n ergibt für den jeweiligen Strukturabschnitt den Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$:

$$f_{nss} \cdot f_{nsd} \cdot f_{nsf} \cdot f_{nst} \cdot f_{nkQ} \cdot f_{nkL} \cdot f_{nkD} \cdot f_{nVK} \cdot f_{nW} \cdot f_{n\ddot{U}} = f_{n \text{ gesamt}} \quad (6.1)$$

Hierbei zeigt sich einmal mehr, dass es wichtig ist, das Gebirge in Homogenbereiche einzuteilen, innerhalb derer ähnliche geotechnische und bautechnische Eigenschaften kennzeichnend sind.

Über den Gesamteinflussfaktor $f_{n \text{ gesamt}}$ eines Strukturabschnittes kann ausgehend von der idealen Vortriebsgeschwindigkeit für den gewählten Querschnitt und ungestörtes Gebirge (in diesem Projekt angegeben mit 7,2 m/AT) eine strukturabschnittsbezogene Vortriebsgeschwindigkeit v_n errechnet werden.

$$f_{n \text{ gesamt}} \cdot v_n = v_{ideal} \quad \text{bzw.} \quad v_n = \frac{v_{ideal}}{f_{n \text{ gesamt}}} \quad [\text{m/d}] \quad (6.2)$$

Beim Vergleich der rechnerisch ermittelten Vortriebsgeschwindigkeiten mit den tatsächlich erreichten Vortriebsgeschwindigkeiten hat sich gezeigt, dass es günstig ist, zusätzlich den "Faktor Mensch" als "ungeotechnischen" Einzelfaktor zu berücksichtigen.

Der Vergleich zwischen rechnerisch ermittelter und tatsächlich erreichter Vortriebsgeschwindigkeit in Abbildung 6-8 zeigt, dass über die Einführung eines strukturabschnittsbezogenen Einflussfaktors die Vortriebsgeschwindigkeit realistisch errechnet werden kann.

Eine Validierung der Einflussfaktoren an einem benachbarten Tunnelbauwerk (Kapitel 6.3) hat den für den Tunnel Fernthal ermittelten Ansatz bestätigt. Damit kann die Bewertungsmatrix und der Einflussfaktor auch bei geologisch vergleichbaren Tunnelbauwerken, entweder im Rheinischen Schiefergebirge oder in ähnlich trennflächendominiertem Gebirge, Anwendung finden.

Die gesamtheitliche Betrachtung von Einzeleinflussfaktoren ermöglicht eine Prognose der Standsicherheit der Ortsbrust (Kapitel 7.1). Die Höhe des Gesamteinflussfaktors f_n _{gesamt} gibt dabei eine Empfehlung über die notwendigen Sicherungsmaßnahmen und eine Einteilung in Ausbruchsklassen (z.B. AKL 4A ... AKL 6A ... AKL 7A).

Die Bewertungsmatrix kann für zukünftige Projekte auch zur Prognose der möglicherweise erreichbaren Vortriebsgeschwindigkeiten angewendet werden. Bedingung hierfür ist allerdings eine gute geologisch-geotechnische Vorerkundung des Gebirges und eine sorgfältige Unterteilung des Gebirges in Homogenbereiche. In Kapitel 7.2 ist sowohl ein gutes Beispiel für die Anwendbarkeit der Bewertungsmatrix in der Prognose von Vortriebsgeschwindigkeiten (Tunnel Günterscheid) als auch ein Negativbeispiel (Vorerkundung Tunnel Fernthal) aufgezeigt.

Beim Auffahren des Tunnel Fernthal wurde die Erfahrung gemacht, dass bei bestimmten Vortriebsrichtungen immer wieder Nachbrüche aus der Ortsbrust erfolgten, die sich bis über die Firste hinaus ausweiten konnten, wogegen dies bei entgegen gesetzten Vortriebsrichtungen nicht der Fall war. Im variszisch gefalteten Rheinischen Schiefergebirge treten neben dem intensiven Trennflächen- und Falteninventar häufig zusätzlich Faltenvergenzen auf. Durch die Entwicklung der Matrix der Einflussparameter kann eine einfache Betrachtung des Einflusses der Vortriebsrichtung auf die Vortriebsgeschwindigkeit auch für solch komplex gefaltetes Gebirge erfolgen (Kapitel 7.3). Dabei lässt sich sowohl qualitativ als auch quantitativ belegen, dass ein Vortrieb gegen eine Faltenvergenz deutlich schneller sein kann als ein Vortrieb in Richtung der Faltenvergenz. Der Unterschied beträgt in einzelnen Homogenbereichen bis zu 50 %. In Summe lässt sich ein optimales Vortriebsschema ggf. unter Zuhilfenahme von Zwischenangriffen für die Auffahrung eines Tunnels bestimmen.

Die Entwicklung einer Bewertungsmatrix gibt die Möglichkeit, für ähnliche Tunnelvortriebe in Zukunft bereits im Vorfeld qualitativ Standsicherheitsbetrachtungen der Ortsbrust durchzuführen und Vortriebsgeschwindigkeiten zu prognostizieren. Damit wird eine bessere Grundlage für die Wahl der Ausbruchs- und Sicherungsmaßnahmen, die Bauzeitenplanung und die Kalkulation geschaffen.

Literaturverzeichnis

Anmerkung: Die Zahlen in den Klammern am Ende der Literaturangabe weist auf das Kapitel hin, in dem die Literatur verwendet wurde.

- ADLER, R.; FENCHEL, W.; HANNAK, W. & PILGER, A. (1965): Einige Grundlagen der Tektonik. – Clausthaler Tektonische Hefte, Heft 1, 2. Auflage: 64 S. (2.2)
- ASHGIREI, G.D. (1963): Strukturgeologie. – Dtsch. Verlag Wiss., Berlin. (aus FECKER & REIK 1996). (2.2)
- BARTON, N.; LIEN, R. & LUNDE, J. (1974): Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. – Rock. Mech., 6: 189-236. (3.2.3)
- BAUER (1955): Tektonik der Siegener Schichten im mittleren Wiedtal (Westerwald). – Geol. Rdsch., Bd. 44: 193-208. (4.2.2)
- BELTER, B., WITTKE, W. & PIERAU, B. 2002: Vertragliche Besonderheiten und Vergleich der prognostizierten mit der tatsächlichen Ausbruchsklassenverteilung für die Tunnel der NBS Köln – Rhein/Main. – Tunnelbautaschenbuch 2002: 21-50. (3.2.4)
- BIENIAWSKI, Z.T. (1974): Estimating the strength of rock materials.- J.S.Afr.Inst. of Min.Metall. 74: 312-320. (3.2.3)
- BOCK, H. (1980): Das fundamentale Kluftsystem. – Z. dt. geol. Ges., 131: 627-650. (2.1)
- BURRE, O. (1927): Geologische Karte 5410: Blatt Waldbreitbach 1:25.000. (4.2.1)
- BURRE, O. (1928): Geologische Karte 5310: Blatt Asbach 1:25.000. (4.2.1)
- BURRE, O. (1930): Erläuterungen zur Geologischen Karte 5310: Blatt Asbach, (unveröffentl.). (4.2.2)
- CHERNYSHEV, S.N. & DEARMAN, W.R. (1991): Rock fractures. – 272 S.; Butterworth-Heinemann, London. (2.3)
- CLOOS, H. (1950): Gang und Gehwerk einer Falte. – Z. dt. geol. Ges., Bd. 100: 290-303; Hannover. (2.3)
- DB (2000): Zum Thema 3/2000. – Informationszeitschrift der Deutschen Bahn AG zur NBS Köln – Rhein/Main, Hestra-Verlag, Darmstadt. (4.1)
- DERSHOWITZ, W.S. (1984): Rock joint systems. – Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge. (2.3)
- DIN 4017, Teil 1, Ausgabe: 2001-06, Baugrund - Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen, (Norm-Entwurf); Beuth-Verlag, Berlin. (3.3.2)
- DIN 4023, Ausgabe: 1984-03, Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse; Beuth-Verlag, Berlin. (4.2.2)

- DIN 4084, Ausgabe: 2002-11, Baugrund - Geländebruchberechnungen, (Norm-Entwurf); Beuth-Verlag, Berlin. (3.3.2)
- DIN 18312, Ausgabe: 2002-12, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV); Untertagebauarbeiten; Beuth-Verlag, Berlin. (3.2.4)
- DMT (1998): Deutsche Montan Technologie GmbH: NBS Köln - Rhein/Main, Baulos A, Fernthaltunnel: Ergänzende Erkundung für das Nordportal und das Südportal - Dokumentation – 28.07.1998, unveröff. Bericht. (4.2.1)
- DMT (2000): Deutsche Montan Technologie GmbH: NBS Köln - Rhein/Main, Baulos A, Fernthal-Tunnel: Geologische Dokumentation über den Tunnelvortrieb - Abschlussbericht – 30.10.2000, unveröff. Bericht. (4.2.1)
- DMT/IHS (1999a): Deutsche Montan Technologie GmbH & Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH: NBS Köln - Rhein/Main: Fernthaltunnel Hydrogeologisches Beweissicherungsprogramm Deponie Fernthal: Erstellung von zusätzlichen Grundwassermessstellen – Dokumentation und Bewertung – 23.02.1999, unveröff. Bericht. (4.1, 4.2.1, 4.3.5)
- DMT/IHS (1999b): Deutsche Montan Technologie GmbH & Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH: NBS Köln - Rhein/Main: Fernthaltunnel Beweissicherungsprogramm Deponie Fernthal: Monatsbericht Nr. 4: 26. Juli bis 31. August 1999 – Abschlussbericht Auffahrung Drainagestollen – 21.09.1999, unveröff. Bericht. (4.2.1)
- DMT/IHS (2001): Deutsche Montan Technologie GmbH & Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH: NBS Köln - Rhein/Main: Fernthaltunnel Beweissicherungsprogramm Unterfahrung Deponie Fernthal: Dokumentation der Bauphase bis zur Fertigstellung der Innenschale des NBS-Tunnels: August bis Dezember 2000 – 27.03.2001, unveröff. Bericht. (4.2.1)
- DS 853: Eisenbahntunnel planen, bauen und instandhalten. – Tunnelbauvorschrift der Deutschen Bahn AG, Oktober 1996. (5.1)
- ETB (1995): Empfehlungen des Arbeitskreis Tunnelbau der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.. – 90 S.; Verlag Ernst & Sohn, Berlin. (1.1)
- FECKER, E. (1977): Spitzenreibungswiderstand von Gesteinsklüften. Ber. 1. Nat. Tagung Ing.-geol.: 217-232, Paderborn. (2.1)
- FECKER, E. & REIK, G. (1996): Baugeologie – 2., durchges. Auflage: 429 S.; Enke Verlag, Stuttgart. (2.2)
- FENCHEL, W. ET. AL. (1985): Die Siederitgänge im Siegerland-Wied-Distrikt. – Geologisches Jahrbuch, Reihe D, Heft 77, Hannover. (4.2.3)
- GENSKE, D. (1985): Ingenieurgeologische Erkundung und Beurteilung von Felsböschungen im Rheinischen Schiefergebirge. – In: WALZ, B. [Hrsg.]: Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und unterirdisches Bauen. – Bericht-Nr. 3: 1-120; GH Wuppertal. (3.1)

- GEOPLAN (1996a): Ingenieurgemeinschaft NBS Köln – Rhein/Main PA 4 Geoplan und Jessberger + Partner: DB-Neubaustrecke Köln – Rhein/Main: Planungsabschnitt 4, km 49,100 bis 61,050: Hydrogeologischer Bericht zur Entwurfsplanung (unter Berücksichtigung der 3. und 4. Erkundungsphase). – 31.07.1996 (unveröffentlicht) (4.2.1).
- GEOPLAN (1996b): Ingenieurgemeinschaft NBS Köln – Rhein/Main PA 4 Geoplan und Jessberger + Partner: NBS Köln – Rhein/Main: Planungsabschnitt 4, Deponie Fernthal: Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse aus der hydrogeologischen Erkundung. – 16.08.1996 (unveröffentlicht). (4.2.1, 4.3.1)
- GRIMSTAD, E. & BARTON, N. (1993): Updating of the Q-System for NMT. – Proc. Of the Int. Symp. On Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support; Fayernes 1993. (3.2.3)
- HOEK, E. & BRAY, J.W. (1981): Rock Slope Engineering. – 358 S., The Inst. of Min. and Metall.; London. (3.1)
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1980): Underground excavations in rock. – 527 S., The Inst. of Min. and Metall., London. (3)
- HÖLTING, B. (1989): Hydrogeologie. – 3., neu bearb. Aufl., 396 S.; Enke Verlag Stuttgart. (4.3.1)
- IHS (1998): Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH: NBS Köln - Rhein/Main: Fernthaltunnel: 1. Bericht zur Hydrogeologischen Beweissicherung, unveröff. Bericht. (4.3.1)
- JOHN, K.W. & DEUTSCH, R. (1974): Die Anwendung der Lagenkugel in der Geotechnik. – Festschrift Leopold Müller, Salzburg: 137-159; Karlsruhe. (3.3.1)
- KARRENBERG, H. (1981): Hydrogeologie der nichtverkarstungsfähigen Festgesteine. – 284 S.; Springer Verlag, Wien, New York. (2.3)
- KLEFFNER, M. (1995): Hydrogeologische und hydrochemische Untersuchungen südlich von Neustadt (Wied / Rheinisches Schiefergebirge) unter besonderer Berücksichtigung der Kreismülldeponie Fernthal (Kreis Neuwied). – Diplomarbeit Lehrstuhl für Angewandte Geologie an der Universität Karlsruhe, 107 S.. (unveröffentlicht). (4.2.3, 4.2.4, 4.3.1)
- KRAJEWSKI, W.; GERHARDT, P; HARDT, D. & HOSANG, K.-H. (2000): Gebirgsbeschreibung für den Verkehrswegebau nach Funktionaler Ausschreibung: Erfahrung aus der geotechnischen Bauüberwachung der ICE-Neubaustrecke Köln-Rhein/Main. – Vortragsband 26. Baugrundtagung 2000 Hannover: 315-323; Verlag Glückauf. (7.3)
- KRAUTER, E. & KÜHNE, M. (1999): Ingenieurgeologische Voruntersuchungen und Dokumentation im Tunnelbau. – Tunnelbau-Taschenbuch 1999: 21-53. (5.1)
- KÜHNE, M.; KUNZ, O. & NORTMEYER; U. (2001a): Optimierung des Tunnelvortriebes im Rheinischen Schiefergebirge unter Berücksichtigung der strukturgeologischen Verhältnisse. – Geotechnik-Sonderband zur 13. Nat. Tagung für Ingenieurgeologie Karlsruhe 2001: S. 213-214. (7.3.1)

- KÜHNE, M.; KUNZ, O. & NORTMEYER; U. (2001b): Digitale ingenieurgeologische Dokumentation komplexer Tunnelbauwerke am Beispiel des Fernthal-Tunnels (ICE-Neubaustrecke Köln - Rhein/Main). – Geotechnik-Sonderband zur 13. Nat. Tagung für Ingenieurgeologie Karlsruhe 2001: S. 215 -216. (5.1)
- LAUFFER, H. (1958): Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. – Geol. und Bauw., 24, 1: S. 46. (3.2.2)
- LAUFFER, H. (1960): Die neuere Entwicklung in der Stollenbautechnik. – Österr. Ing. Zschr., 3, 1. (aus MÜLLER 1978) (3.2.2)
- LI (1998): Lahmeyer International GmbH: Tunnel Fernthal, Statik Teil III, bergmännische Bauweise Aussenschale Bereich I – Anlagen S. 860-901, 28.07.1998. (unveröffentlicht). (3.3.2)
- LI (2000): Lahmeyer International GmbH: Tunnel Günterscheid: Geologischer Abschlussbericht – 37 S., Mai 2000. (unveröffentlicht). (6.3)
- MAIDL, B. (1995): Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus. – Bd. 1 u. 2; Verlag Glückauf, Essen. (1.2)
- MEYER, D. & KRONBERG, P. (1989): Zur Klüftung von Sedimentgesteinen. – 116 S.; Enke Verlag, Stuttgart. (2.3)
- MEYER, W. (1994): Geologie der Eifel. – 618 S.; Schweitzerbart'scher Verlag, Stuttgart. (4.2.4)
- MEYER, W. & PAHL, A. (1960): Zur Geologie der Siegener Schichten in der Osteifel und im Westerwald. – Z.d.t.Geol.Ges. 112: 278-289. (4.2.3)
- MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau, Band 1: Felsbau über Tage. – 624 S.; Enke Verlag, Stuttgart. (2.1, 2.3)
- MÜLLER, L. (1978): Der Felsbau, Band 3: Tunnelbau. – 945 S.; Enke Verlag, Stuttgart. (1.2, 1.3, 3, 3.1, 6.1)
- ÖNORM B2203-1 "Untertagebauarbeiten – zyklischer Vortrieb": Oktober 1994; Österreichisches Normungsinstitut, Wien. (1.2, 3.2.4)
- PACHER, F. (1959): Kennziffern des Flächengefüges. – Geologie und Bauwesen 24, Nr. 3/4: 223-227. (3.2.2)
- QUELLMELZ, F. (1987): Die neue österreichische Tunnelbauweise: technische und wirtschaftliche Einsatzkriterien für ausgewählte Betriebsmittel, Sicherungselemente und Bauverfahren. – 328 S.; Bauverlag, Wiesbaden, Berlin. (6.1)
- RECHTERN, H. (1990): Dreidimensionale Berechnung großer Tunnels im Fels unter Berücksichtigung aufeinander folgender Teilvortriebe. – Veröff. Inst. Grundbau, Bodenmechanik, Felsbau und Verkehrswegebau RWTH Aachen: Heft 19. (3.3.3)
- RŽIHA, F. (1874): Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst. – Band II, Berlin. (1.3)

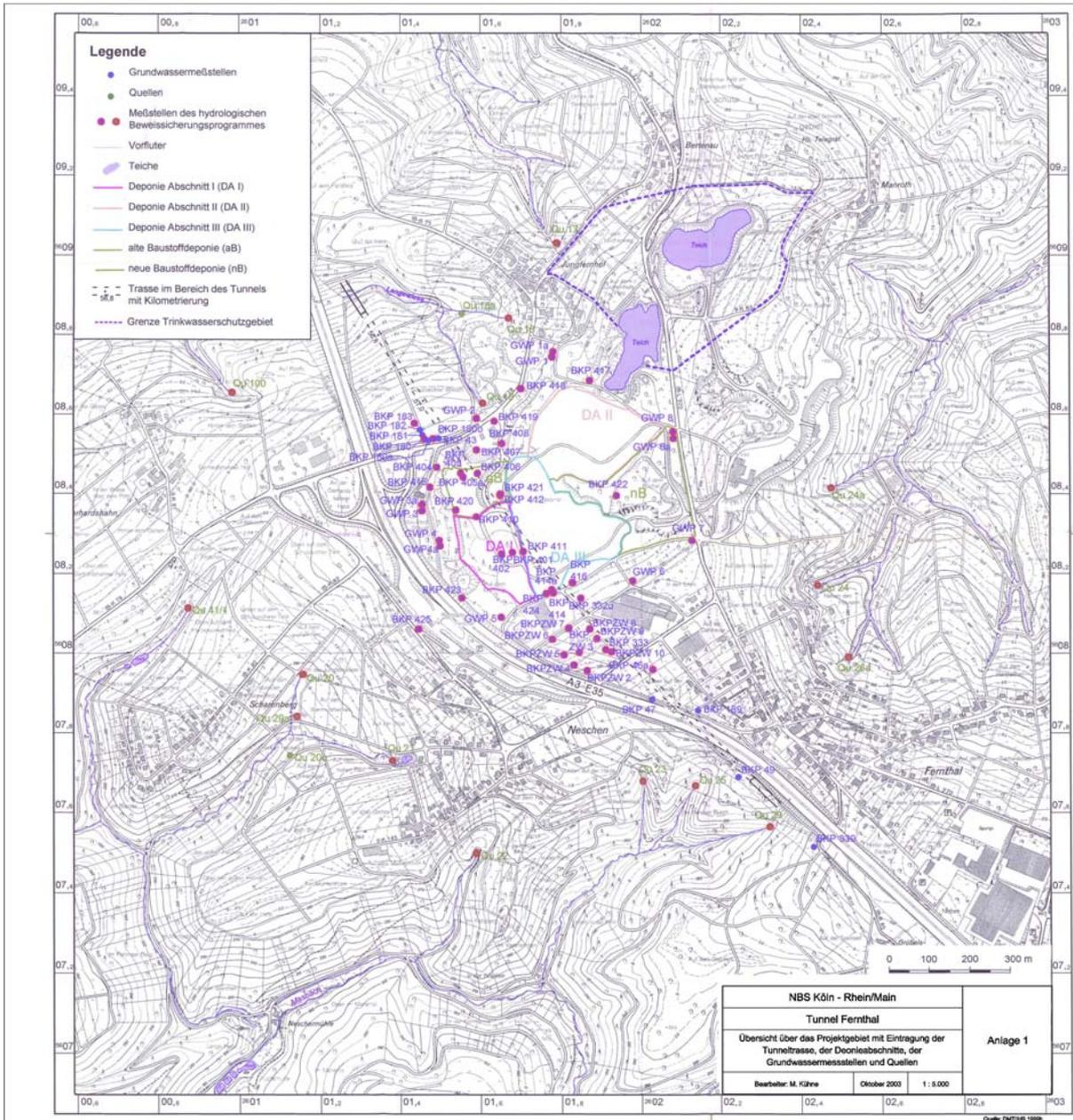
- SIA 198: Untertagbau, Ausgabe 1993; Verlag des Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich. (3.2.4)
- STINI, J. (1929): Technische Gesteinskunde. – 2. Auflage, 550 S.; Springer Verlag, Wien. (2.1)
- STINI, J. (1950): Tunnelbaugeologie. – 366 S.; Springer Verlag, Wien. (3, 3.2.1)
- TIEDEMANN, J. (1983): Geologisch-ingenieurgeologische Untersuchungen ur Abgrenzung von Homogenbereichen innerhalb der Mittleren Siegener Schichten (Ahrtalsattel). – Mitt. Ing.- und Hydrogeol., Heft 16: 202 S., Aachen. (4.2.3)
- THURO, K. (2002): Geologisch-felsmechanische Grundlagen der Gebirgslösung im Tunnelbau. - Münchner Geologische Hefte, Reihe B, Angewandte Geologie, B18, I-XIV: 160 S. (1.1)
- THURO, K.; BRUGGER, G. & WINKLER, F. (1997): Ungewöhnliche geologische Verhältnisse und deren Bewältigung beim Vortrieb des Grenztunnels Füssen. - Felsbau 15: 507-513. (1.2)
- WALLBRECHER, E (1986): Tektonische und gefügeanalytische Arbeitsweisen. – 244 S.; Enke Verlag, Stuttgart. (5.1)
- WBI (1995): Prof. Dr.-Ing. W. Wittke - Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH: NBS Köln-Rhein/Main - Tunnelbautechnisches Gesamtgutachten; Aachen, Dezember 1995. (3.3)
- WBI & HART (1999a): Ingenieurgemeinschaft Wittke-Hart: NBS Köln – Rhein/Main - Unterfahrung der Deponie Fernthal: Konzept für eine sanierungsorientierte Wasserhaltung beim Tunnelbau unter der Deponie Fernthal. – 01.03.1999 (unveröffentlicht). (4.1)
- WBI & HART (1999b): Ingenieurgemeinschaft Wittke-Hart: NBS Köln – Rhein/Main - Unterfahrung der Deponie Fernthal: Gutachterliche Stellungnahme zur Grundwasserabsenkung beim Bau des Fernthal-Tunnels. – 29.03.1999 (unveröffentlicht). (4.3.1)
- WBI & HART (2001): Ingenieurgemeinschaft Wittke-Hart: Deponie Fernthal: Grundwasser-sanierung - Modifiziertes Konzept. – 14.05.2001 (unveröffentlicht). (4.3.5)
- WITTKÉ, W. (1984): Felsmechanik: Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels – 1050 S.; Springer, Berlin, Heidelberg, New York, Tokio. (1.3, 3.3.1)
- WITTKÉ, W; PIERAU, B. & ERICHSEN, C. (1997): Standsicherheit von Tunneln im Bereich der Ortsbrust. – Tunnelbautaschenbuch 1997: 242-266. (1.3)
- WITTKÉ, W; PIERAU, B. & ERICHSEN, C. (2002): Statik und Konstruktion der Spritzbetonbauweise – Geotechnik in Forschung und Praxis, WBI-Print 5: 422 S., Verlag Glückauf, Essen. (3.3.3)

ZTV Tunnel (1995): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Straßentunneln, Teil 1: Tunnel in geschlossener Bauweise (Spritzbetonbauweise). – Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen, Verkehrsblatt - Dokument - ARS-Nr. 27/1995; Bonn. (1.1)

ZTVE (1976): Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau: ZTVE – StB 76. – Ausgabe 1976; Kirschbaum Verlag, Bonn-Bad Godesberg. (4.2.2)

ANLAGE 1

Übersicht über das Projektgebiet mit Eintragung der Tunneltrasse, der Deponieabschnitte, der Grundwassermessstellen und Quellen (Maßstab 1: 5.000)



ANLAGE 2

Geotechnisches Tunnelband des Tunnel Fernthal mit Erläuterungen

| | | | |
|--|---|--|--|
| NBS Köln - Rhein/Main
Tunnel Fernthal
Nomenklatur zur Dokumentation | | Erläuterung zur Anlage 2 | |
| Allgemeine Angaben | | | |
| Tunnel-m | Angabe in Tunnel-Meter bezogen auf den Tunnel Fernthal (Tunnel-m 0 = Nordportal, Tunnel-m 1.555 = Südportal) | | |
| Bau-km | Angabe der Bau-km bezogen auf die NBS Köln - Rhein/Main (Bau-km 0 = Hbf. Köln) | | |
| Gestein | | | |
| Verwitterung: GEOPLAN (1995), projektspezifisch in Anlehnung an DIN 4023 | | | |
| VK I | unverwittert ("frisch") Die ursprüngliche Färbung und Festigkeit ist unverändert. z.B. "Sst" (farbl. Darstellung: dunkelblau) | | |
| VK II | angewittert - Die Gesteinsfestigkeit ist gegenüber der ursprünglichen Festigkeit geringfügig reduziert. Stücke über 1 cm Dicke sowie die Kanten lassen sich nicht von der Hand brechen. Das Gestein ist von den Trennflächen ausgehend farblich verändert. | | |
| VK III | stark verwittert, (verwittert) Das Gestein ist brüchig-mürb, die mineralische Bindung stark reduziert. Stücke bis 2 cm Dicke können mit der Hand gebrochen werden, bei dickeren Stücken sind die Kanten mit der Hand brechbar. Das Gestein ist voll durchgefärbt. | | |
| VK IV | entfestigt (zersetzt) Die mineralische Bindung ist völlig aufgelöst, das ursprüngliche Festgestein liegt als Lockergestein vor, das Material kann mit der Hand zerdrückt werden. Eine Umlagerung des ursprünglichen Gesteines hat nicht stattgefunden. | | |
| Lithologie: Gesteinstypen gemäß projektspezifischen Parametern | | | |
| Sandstein (Sst) | innerhalb der Sandsteinen können auch Schluffsteine und einzelne Tonsteinbänke auftreten | | |
| Tonstein (Tst) | innerhalb der Tonsteine können auch Schluffsteine und einzelne Sandsteinbänke auftreten | | |
| Tonschiefer (Tsch) | die sedimentäre Schichtung der Tonsteine wurde durch intensive Faltung völlig überprägt | | |
| Festigkeit (Kornbindung): DIN 4022 Teil 1 Seite 10 mit weiterer Unterteilung nach PRINZ 1982 : 61 | | | |
| FE 7 | sehr hart | mit Stahlnagel nicht ritzbar (DIN) | |
| FE 6 | hart | mit Stahlnagel schwer ritzbar (DIN) | |
| FE 5 | mäßig hart | mit Stahlnagel leicht ritzbar (DIN) | |
| FE 4 | fest | mit Fingernagel ritzbar (PRINZ) | |
| FE 3 | schlecht | Abreiben von Teilchen mit den Fingern möglich (=absandend) (DIN) | |
| FE 2 | brüchig-mürb | Kanten mit den Fingern abzurechen (PRINZ) | |
| FE 1 | entfestigt | Gestein mit den Fingern zerdrückbar (PRINZ) | |

| | |
|--|---|
| NBS Köln - Rhein/Main
Tunnel Fernthal
Nomenklatur zur Dokumentation | Erläuterung zur Anlage 2 |
| Gestein (Forts.) | |
| Vererzungsintensität | |
| EZ 1 | bis cm-mächtig |
| EZ 2 | cm-mächtig |
| EZ 3 | dm-mächtig |
| EZ 4 | m-mächtig |
| Trennflächen | |
| Trennflächenart: nach MÜLLER (1963) bzw. TIEDEMANN (1983) | |
| Schichtung (ss) | im Zuge der Sedimentation entstanden, Kennzeichen ist der Materialwechsel (grüne Linie) |
| Schieferung (sf) | paralleles engständiges Flächengefüge durch Tektonik bzw. Metamorphose (violette gepunktete Linie); falls (bei Tonschiefern) nicht zwischen ss und sf unterschieden werden kann, wird von dominanter s-Fläche (sd) gesprochen |
| dom. s-Fläche, Foliation (sd) | falls aufgrund der hohen Deformation der Gesteine ss völlig überprägt wurde und zwischen ss und sf nicht mehr unterschieden werden kann (violette durchgezogene Linie) |
| Klüftung (k) | nicht oder nur wenig geöffnete Trennflächen ohne nennenswertem Versatz (blaue Linie) |
| Störungen (st) | Verschiebungsflächen an denen sich "Schollen" gegeneinander bewegt haben (rote Linie) |
| Störungsintensität | |
| st 1 | bis cm-mächtig |
| st 2 | cm-mächtig, mit Letten u. Gesteinszerreißel |
| st 3 | dm-mächtig, mit Letten u. Gesteinszerreißel |
| st 4 | m-mächtig, mit Letten u. Gesteinszerreißel |
| Trennflächenbeschreibung nach MÜLLER 1963 bzw. TIEDEMANN 1983 | |
| Raumlage: | Stellung der TF im Raum, gemessen mit dem Gefügekompas in "Clar-Notation" (Einfallrichtung/Einfallwinkel) (DIN 4023 :2) |
| Abstand: | Der Abstand parallel zueinander verlaufender, mechanisch wirksamer Flächen wird in cm angegeben, je nach Gegebenheiten kann ein Durchschnittswert oder ein Wertebereich angegeben werden; kumulatives (kum) Auftreten kann beschrieben werden. |
| Durchtrennungsgrad: | (ebener Kluffflächenanteil) bezogen auf die Ortsbrust, der Wert 0,1 (10 %) bedeutet, daß eine TF 1/10 der Ortsbrust durchtrennt; eine TF die die gesamte Ortsbrust durchtrennt erhält den Wert 1 (100 %), alternativ kann die Ausbißlänge in cm angegeben werden. |

| | |
|--|---------------------------------|
| NBS Köln - Rhein/Main
Tunnel Fernthal
Nomenklatur zur Dokumentation | Erläuterung zur Anlage 2 |
|--|---------------------------------|

Trennflächen (Forts.)

| | |
|---|--|
| Trennflächenbeschreibung nach MÜLLER 1963 bzw. TIEDEMANN 1983 (Forts.) | |
| | s = sehr glatt (Papier)
s - g = sehr glatt bis glatt
s - r = sehr glatt bis rau
g = glatt (Eierschale)
g - r = glatt bis rau
r = rau (Sandpapier) |
| Oberflächen-
beschaffenheit | |
| mm-Bereich: Mikrorauhigkeit | |
| cm-, dm-, m-Bereich:
Makrorauhigkeit | e = eben
e - u = eben bis uneben
e - w = eben bis wellig
u = uneben (gestaffelt)
w = wellig
unregelm. = unregelmäßig |
| Öffnung,
Verfüllung: | Öffnungsweite der Trennfuge in cm, gemessen senkrecht zur Fläche, das
Verfüllmaterial wird zusätzlich beschrieben; z.B. Kluffletten (Let), Gesteinszerreibsel
(Zer) oder quellfähige Tonminerale; Eisen- oder Mangan-Oxid-Bestege (Fe-Mn-O)
oder mit Quarz (Qz) |

Kluffkörper

| | |
|--------------|--|
| Form: | beurteilt am anstehenden Gebirge, z.B: griffelig, schiefrig, tafelig, quadrig, rhomboedrisch |
| Kantenlänge: | maximale, mittlere und minimale Kantenlänge von Kluffkörpern im anstehenden Gebirge in cm |

Gebirgsverband

Gebirgsklassifizierung GSI: nach HOEK & BROWN 1997

| | |
|---|------------------|
| Geological Strength Index; Gebirgsklassifizierung unter Einbeziehung von Struktur (Trennflächen) und Verwitterung | |
| massiv | (GSI 100 bis 70) |
| blockig | (GSI 80 bis 30) |
| sehr blockig | (GSI 70 bis 20) |
| gestört, gefaltet | (GSI 60 bis 15) |
| zerstört | (GSI 50 bis 10) |
| foliiert | (GSI 30 bis 1) |

Bergwasser

in Anlehnung an MAIDL (1995)

Trocken (W0)

Schwitzen (W1) Fels feucht, von der Firste tropfend (kein Kondenswasser)

Sickerwasser (W2) Wasseraustritt aus Trennfugen

Seihwasser (W3) geschlossener Wasserstrahl aus Trennfugen

Wasser-
einbruch (W4) Wasser führt Schwebstoffe und zerkleinertes Gestein mit

Baugeologische Beschreibung

Vortrieb:

Sprengvortrieb bei höheren Gesteinsfestigkeiten

Baggervortrieb bei geringeren Gesteinsfestigkeiten

Teilausbrüche bei sehr ungünstiger geotechnischer Situation

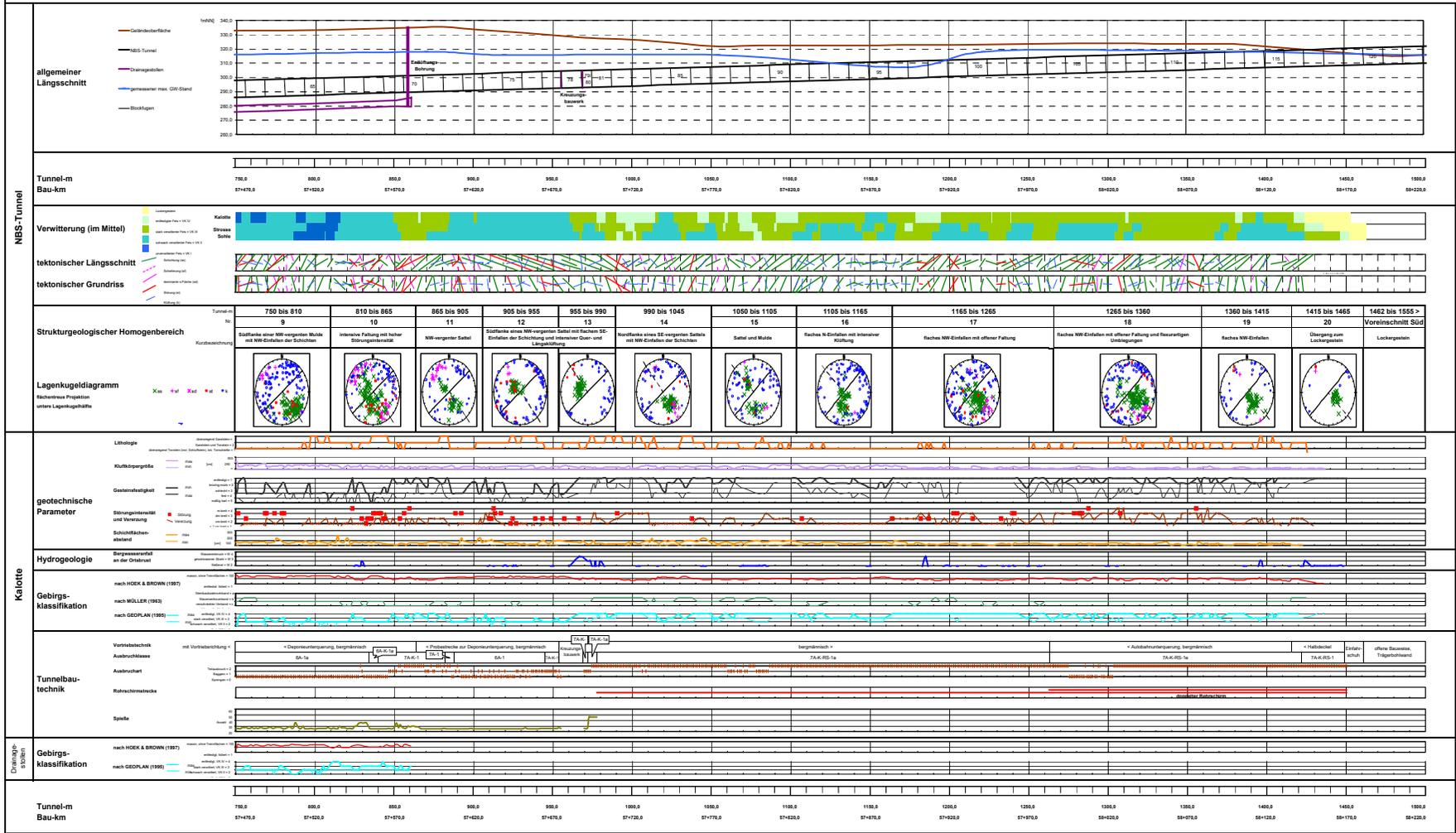
Versagensmechanismen:

Beschreibung der Versagensmechanismen für Ortsbrust, Firste und Ulmen (GOODMANN & SHI, 1985)

NBS Köln - Rhein/Main
Tunnel Fernthal
NBS-Tunnel-Meter 750 bis 1555

NW

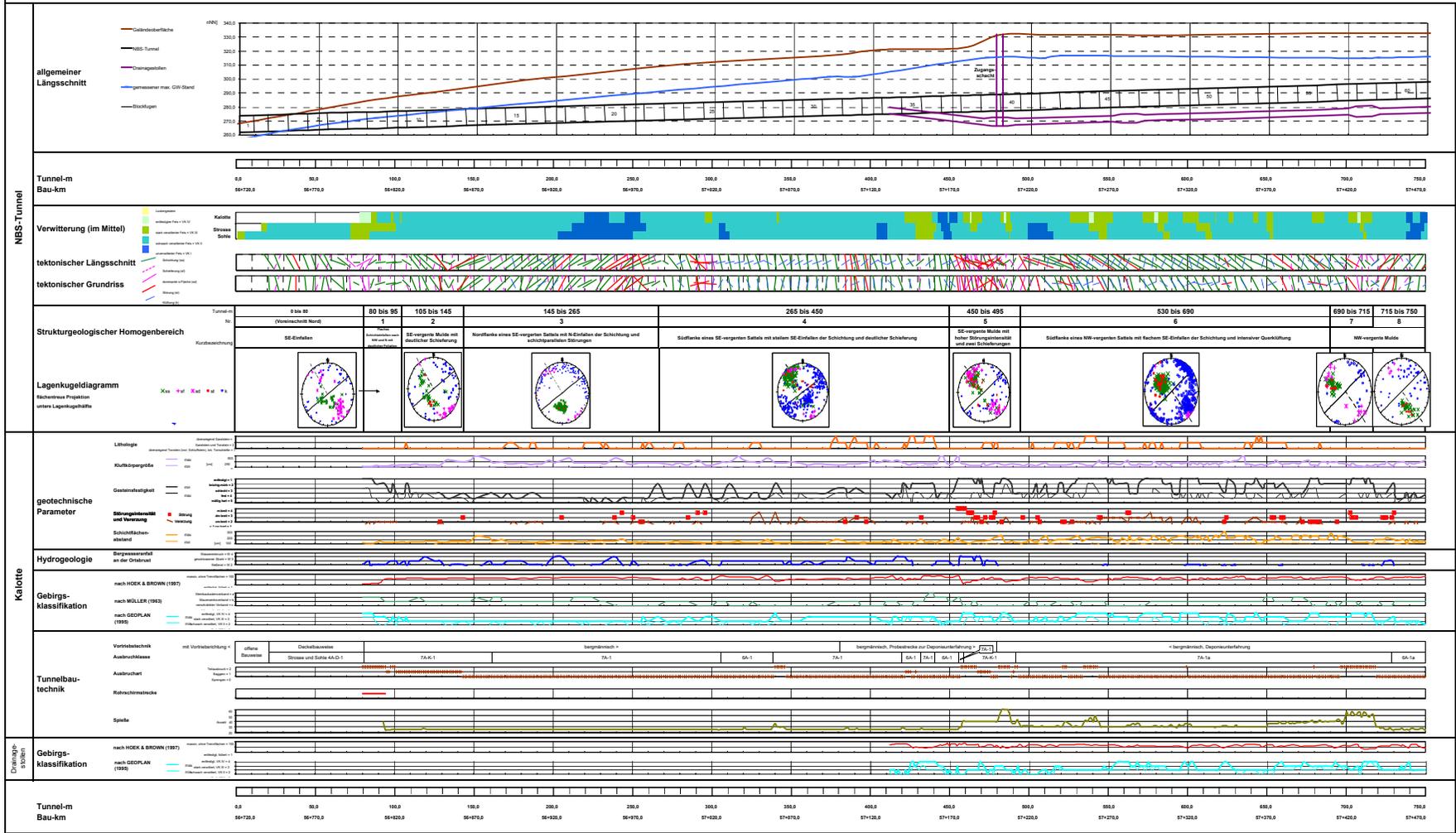
SE



NBS Köln - Rhein/Main
Tunnel Fernthal
NBS-Tunnel-Meter 0 bis 750

NW

SE



ANLAGE 3

Detaillierte Bewertung des Einflussfaktors f_n in den 20
strukturgeologischen Homogenbereichen des Tunnel Fernthal

Anlage 3-1: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 1: Tunnel-m 80 bis 95**

| Einflussfaktor | | f | |
|------------------------------------|---|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | > 60° | 1,05 | |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,57 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| | ersten ~15 Tage | 1,2 | |
| Mensch | ersten ~30 Tage | 1,1 | |
| Summe f | | f_n gesamt | 3,89 |

Anlage 3-2: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 2: Tunnel-m 95 bis 145**

| Einflussfaktor | | f | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | > 60° | 1,05 | |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf | > 20° | 1,2 |
| | parallel ss | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf | > 20° | 1,1 | |
| parallel ss | | 1 | |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| | flache Klüftung (< 60°) | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,00 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | 1,2 | |
| | ersten ~30 Tage | 1,1 | |
| Summe f | | f_n gesamt | 2,19 |

Anlage 3-3: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 3: Tunnel-m 145 bis 265**

| Einflussfaktor | | f | |
|--------------------------------------|------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 0,87 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | 1,2 | |
| | ersten ~30 Tage | 1,1 | |
| Summe f | | f_n gesamt | 1,68 |

Anlage 3-4: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 4: Tunnel-m 265 bis 450**

| Einflussfaktor | | | f |
|------------------------------------|--------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | | > 10° - 60° | 1,25 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,1 |
| | | | 1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,09 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | 1,2 | |
| | ersten ~30 Tage | 1,1 | |
| Summe f | | f_n gesamt | 1,32 |

Anlage 3-5: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 5: Tunnel-m 450 bis 495**

| Einflussfaktor | | | f |
|---|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| | flache Klüftung (< 60°) | 1 | |
| Verwitterung Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | | | 1,09 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | 1,2 | |
| | ersten ~30 Tage | 1,1 | |
| Summe f | | f_n gesamt | 2,18 |

Anlage 3-6: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 6: Tunnel-m 495 bis 690**

| Einflussfaktor | | f | |
|------------------------------------|--------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | > 60° | 1,05 | |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| > 20° | | 1,05 | |
| engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,1 | |
| | | 1 | |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | flache Klüftung (< 60°) | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,26 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 1,46 |

Anlage 3-7: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 7: Tunnel-m 690 bis 715**

| Einflussfaktor | | f | |
|--------------------------------------|------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| > 20° | | 1,05 | |
| engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,1 | |
| | | 1 | |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | flache Klüftung (< 60°) | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,35 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 1,86 |

Anlage 3-8: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 8: Tunnel-m 715 bis 750**

| Einflussfaktor | | | f |
|------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | | > 10° - 60° | 1,25 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| > 20° | | 1,05 | |
| engständige sf
parallel ss | | > 20° | 1,1 |
| | | | 1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung | | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII 0,92 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 1,06 |

Anlage 3-9: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 9: Tunnel-m 750 bis 810**

| Einflussfaktor | | | f |
|---|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | | > 10° - 60° | 1,25 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf
parallel ss | | > 20° | 1,1 |
| | | > 20° | 1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | | | 0,93 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 1,24 |

Anlage 3-10: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 10: Tunnel-m 810 bis 865**

| Einflussfaktor | | f | |
|--------------------------------------|------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | | > 10° - 60° | 1,25 |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf
parallel ss | | > 20° | 1,1
1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | flache Klüftung (< 60°) | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,19 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 1,80 |

Anlage 3-11: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 11: Tunnel-m 865 bis 905**

| Einflussfaktor | | f | |
|--------------------------------------|------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| > 20° | | 1,05 | |
| engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,1 | |
| | | 1 | |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | flache Klüftung (< 60°) | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,32 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 1,84 |

Anlage 3-12: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 12: Tunnel-m 905 bis 955**

| Einflussfaktor | | f | |
|------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | > 60° | 1,05 | |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | | mit dem Vortrieb | 0° - 10° |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,1 | |
| | | 1 | |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,05 | |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| | ersten ~15 Tage | 1,2 | |
| Mensch | ersten ~30 Tage | 1,1 | |
| Summe f | f _n gesamt | 1,82 | |

Anlage 3-13: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 13: Tunnel-m 955 bis 990**

| Einflussfaktor | | | f |
|---|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | | > 10° - 60° | 1,25 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf
parallel ss | | > 20° | 1,1 |
| | | | 1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | | |
| | | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | steil stehend | 1,1 | |
| | Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | | | 1,67 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| Mensch | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 3,06 |

Anlage 3-14: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 14: Tunnel-m 990 bis 1050**

| Einflussfaktor | | f | |
|------------------------------------|--------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | > 60° | 1,05 | |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,1 | |
| | | 1 | |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,64 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 3,14 |

Anlage 3-15: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 15: Tunnel-m 1050 bis 1105**

| Einflussfaktor | | f | |
|------------------------------------|--------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| | | engständige sf
parallel ss | > 20° |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,63 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 2,98 |

Anlage 3-16: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 16: Tunnel-m 1105 bis 1165**

| Einflussfaktor | | f | |
|--------------------------------------|------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | | > 10° - 60° | 1,25 |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | | engständige sf | > 20° |
| | parallel ss | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| | | engständige sf | > 20° |
| parallel ss | | | 1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,54 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 2,34 |

Anlage 3-17: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 17: Tunnel-m 1165 bis 1265**

| Einflussfaktor | | f | |
|--------------------------------------|------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | > 60° | 1,05 | |
| Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,1 | |
| | | 1 | |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,73 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | 1,2 | |
| | ersten ~30 Tage | 1,1 | |
| Summe f | | f_n gesamt | 2,74 |

Anlage 3-18: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 18: Tunnel-m 1265 bis 1360**

| Einflussfaktor | | f | |
|------------------------------------|--------------------------------------|--|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | > 60° | 1,05 | |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | f + 0,1 | |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,25 | |
| | > 60° | 1,05 | |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf | > 20° | 1,2 |
| | parallel ss | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf | > 20° | 1,1 | |
| parallel ss | | 1 | |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung | | Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | 1,58 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 3,45 |

Anlage 3-19: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 19: Tunnel-m 1360 bis 1425**

| Einflussfaktor | | | f |
|---|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | | > 10° - 60° | 1,25 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf
parallel ss | | > 20° | 1,1 |
| | | | 1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| stark ausgeprägt / D > 0,7 | | 1,05 | |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | | | 1,68 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | ersten ~30 Tage | | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 3,37 |

Anlage 3-20: Quantifizierung von Einflussfaktoren auf die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Erstellung des Tunnel Fernthal: **Homogenbereich 20: Tunnel-m 1425 bis 1465**

| Einflussfaktor | | | f |
|---|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| Schichtung | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° - 45° | 1,25 |
| | | > 45° - 60° | 1,1 |
| | | > 60° | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 60° | 1 |
| | | > 60° | 1,05 |
| | Trennflächen mit Letten / Harnischen | | f + 0,1 |
| Foliation | gegen den Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,2 |
| | | > 60° | 1,1 |
| | beim Vorhandensein von Tonschiefer | > 10° - 60° | 1,5 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 10° | 1 |
| | | > 10° - 60° | 1,1 |
| beim Vorhandensein von Tonschiefer | | > 10° - 60° | 1,25 |
| | | > 60° | 1,05 |
| Schieferung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gegen den Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,1 |
| | engständige sf
parallel ss | > 20° | 1,2 |
| | | | 1 |
| | mit dem Vortrieb | 0° - 20° | 1 |
| | | > 20° | 1,05 |
| engständige sf
parallel ss | | > 20° | 1,1 |
| | | | 1 |
| Störung | mechanisch nicht wirksam | | 1 |
| | gering mächtig (dm-Bereich) | mit dem Vortrieb | 1 |
| | | gegen den Vortrieb | 1,1 |
| | mächtig (m-Bereich) | gegen den Vortrieb | 1,2 |
| | | steil stehend | 1,1 |
| Störung mit Zerreibsel / Mylonit | | f + 0,1 | |
| Klüftung | Querklüfte | wenig ausgeprägt | 1 |
| | | D < 0,7 | 1,05 |
| | | D > 0,7 | 1,1 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Längsklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| | | flache Klüftung (< 60°) | 1 |
| | Diagonalklüfte | wenig ausgeprägt / D < 0,7 | 1 |
| | | stark ausgeprägt / D > 0,7 | 1,05 |
| flache Klüftung (< 60°) | | 1 | |
| Verwitterung Faktor VK aktuell (Mittelwert) / VKII | | | 2,80 |
| Wasser | Wasseranfall | W1 | 1 |
| | | W2 (durchgehend) | 1,1 |
| | | W2 nur über einige Bereiche | 1,05 |
| | | W3 (durchgehend) | 1,2 |
| | | W3 nur über einige Bereiche | 1,1 |
| | | | |
| Gebirgs-
spannung | Überlagerung | < 0,5 d | 1,5 |
| | | < 1,0 d | 1,25 |
| | | > 1,0 d | 1 |
| | | | |
| Mensch | ersten ~15 Tage | | 1,2 |
| | | ersten ~30 Tage | 1,1 |
| Summe f | | f_n gesamt | 5,04 |

ANHANG 1

Dokumentation der vertieften hydrogeologischen Untersuchungen

Inhaltsverzeichnis

| | |
|---|-----------|
| INHALTSVERZEICHNIS | I |
| ABBILDUNGSVERZEICHNIS | II |
| TABELLENVERZEICHNIS | IV |
| A.1 METHODEN ZUR ABSCHÄTZUNG DER EINFLÜSSE EINES TUNNELBAUWERKES AUF
DAS GRUNDWASSER..... | 1 |
| A.1.1 ALLGEMEINES | 1 |
| A.1.2 BERECHNUNG DES WASSERANDRANGES..... | 2 |
| A.1.3 BERECHNUNG DER ABSENKUNGSREICHWEITE | 9 |
| A.2 ERGEBNISSE VERTIEFTER HYDROGEOLOGISCHER UNTERSUCHUNGEN..... | 11 |
| A.2.1 HYDROGEOLOGISCHE UNTERSUCHUNGEN | 11 |
| A.2.2 UNTERSUCHUNGEN ZUR DURCHLÄSSIGKEIT IN ABHÄNGIGKEIT DER LITHOLOGIE, DER
VERWITTERUNG UND DER TIEFE..... | 12 |
| A.2.2.1 Durchlässigkeitsversuche im Sandstein | 12 |
| A.2.2.2 Durchlässigkeitsversuche im Tonstein | 15 |
| A.2.2.3 Vergleich der im Sand- und Tonstein durchgeführten Durchlässigkeitsversuche ... | 16 |
| A.2.3 UNTERSUCHUNGEN ZUR ABHÄNGIGKEIT DER GEBIRGSDURCHLÄSSIGKEIT VOM
STREICHEN DER SCHICHTEN..... | 19 |
| A.2.4 UNTERSUCHUNGEN ZUM WASSERANDRANG UND ZUR ABSENKUNGSREICHWEITE IM
DRAINAGESTOLLEN DES TUNNEL FERNTHAL..... | 21 |
| A.2.4.1 Prognosen zum Wasserandrang und zur Absenkungsreichweite | 21 |
| A.2.4.2 Beschreibung der gemessenen Wasserandrangsmengen und der
Absenkungsreichweite..... | 22 |
| A.2.4.3 Abhängigkeiten von Lithologie oder Verwitterung zu Wasserandrangsmengen | 28 |
| A.2.4.4 Rückrechnung der hydraulischen Kennwerte aus dem im Vortrieb gemessenen
Wasserandrang | 32 |
| A.2.4.5 Rückrechnung der hydraulischen Kennwerte aus den gemessenen
Absenkungsreichweiten..... | 34 |
| A.2.5 ZUSAMMENFASSUNG DER VERTIEFTEN HYDROGEOLOGISCHEN UNTERSUCHUNGEN | 36 |
| A.2.5.1 Durchlässigkeiten | 36 |
| A.2.5.2 Wasserandrang | 37 |
| LITERATURVERZEICHNIS | 38 |

Abbildungsverzeichnis

| | | |
|-----------------|---|----|
| Abbildung 1-1: | Skizzenhafte Darstellung eines Tunnelbauwerkes als Senke in einem stationären System | 1 |
| Abbildung 1-2: | Skizzenhafte Darstellung eines Tunnelbauwerkes als Senke in einem instationären System | 2 |
| Abbildung 1-3: | Strömungstypen und Berechnungsgleichungen für die stationäre Grabenanströmung (aus BUSCH, LUCKNER & TIEMER 1993)..... | 5 |
| Abbildung 1-4: | Schematische Darstellung des Wasserandranges | 6 |
| Abbildung 1-5: | Schematische Darstellung des Wasserandranges bei durchlässigen Schichten unter dem Tunnel | 7 |
| Abbildung 1-6: | Erläuterung der Kennwerte zur Methode nach DAVIDENKOFF (1956) | 9 |
| Abbildung 2-1: | Durchlässigkeitsbeiwerte aller Auffüll- und Absenkversuche (510 Versuche)..... | 12 |
| Abbildung 2-2: | Durchlässigkeitsbeiwerte der im unverwitterten Sandstein (VK I) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (42 Versuche) | 13 |
| Abbildung 2-3: | Durchlässigkeitsbeiwerte der im schwach verwitterten Sandstein (VK II) durchgeführten hydraulischen Bohrlochversuche Auffüll- und Absenkversuche (38 Versuche)..... | 13 |
| Abbildung 2-4: | Durchlässigkeitsbeiwerte der im stark verwitterten Sandstein (VK III) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (72 Versuche) | 14 |
| Abbildung 2-5: | Durchlässigkeitsbeiwerte der im unverwitterten Tonstein (VK I) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (144 Versuche) | 15 |
| Abbildung 2-6: | Durchlässigkeitsbeiwerte der im schwach verwitterten Tonstein (VK II) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (86 Versuche) | 15 |
| Abbildung 2-7: | Durchlässigkeitsbeiwerte der im stark verwitterten Tonstein (VK III) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (128 Versuche) | 16 |
| Abbildung 2-8: | Gegenüberstellung der Mittelwerte aus den Durchlässigkeitsversuchen (Auffüll- und Absenkversuche)..... | 17 |
| Abbildung 2-9: | Darstellung der Durchlässigkeitsbeiwerte aus Pumpversuchsergebnissen, ermittelt in Beobachtungsbrunnen in Relation zur Orientierung von den Pumpbrunnen | 19 |
| Abbildung 2-10: | Darstellung der Abstandsgeschwindigkeiten aus Tracerversuchen in Relation zur Orientierung von den Eingabestellen..... | 20 |
| Abbildung 2-11: | Prognose der Wasserandrangsmengen und der Reichweiten bei der Auffahrung des Drainagestollen (aus WBI & Hart 1999b) | 21 |
| Abbildung 2-12: | Darstellung des Wasserandrang an der Ortsbrust, geschätzt bzw. gemessen beim Vortrieb des Drainagestollen (Vortrieb zwischen dem 25.04. und dem 23.08.1999)..... | 22 |
| Abbildung 2-13: | Darstellung des Gesamtwasserandranges aus dem Drainagestollen | 23 |
| Abbildung 2-14: | Grundwassergleichenplan nach Fertigstellung des Drainagestollens (Stichtag: September 1999) (aus DMT/IHS 1999b)..... | 24 |
| Abbildung 2-15: | Darstellung der nach SICHARDT (1928) (Formel 5.7) rechnerisch ermittelten minimalen (petrolfarbigen Linie: $k_f = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s) und maximalen | |

| | | |
|-----------------|---|----|
| | (grüne Linien: $k_f = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s) Absenkungsreichweiten sowie der tatsächlich gemessenen minimalen Absenkungsreichweiten (rote Linie) links und rechts der Trasse des Tunnel Fernthal..... | 25 |
| Abbildung 2-16: | Profil 57+300: Entwicklung der tatsächlich gemessenen Absenkungsreichweiten westlich (links) und östlich (rechts) der Trasse des Drainagestollen zu verschiedenen Phasen im Vergleich zum Ausgangswasserspiegel | 26 |
| Abbildung 2-17: | Profil 57+500: Entwicklung der tatsächlich gemessenen Absenkungsreichweiten westlich (links) und östlich (rechts) der Trasse des Drainagestollen zu verschiedenen Phasen im Vergleich zum Ausgangswasserspiegel | 26 |
| Abbildung 2-18: | Entwicklung der tatsächlich gemessenen Absenkungsreichweiten entlang der Trasse des Drainagestollen zu verschiedenen Phasen im Vergleich zum Ausgangswasserspiegel | 27 |
| Abbildung 2-19: | Darstellung der Abhängigkeit der Lithologie (überwiegend Tonstein / überwiegend Sandsteinlagen / Sandsteinbänke) vom Wasserandrang (W0...W3 nach MAIDL 1995) in Form des Anteiles der kartierten Stellen in den jeweiligen Wasserandrangsklassen..... | 29 |
| Abbildung 2-20: | Darstellung der Abhängigkeit der Lithologie (überwiegend Tonstein / überwiegend Sandsteinlagen / Sandsteinbänke) vom Wasserandrang (W0...W3 nach MAIDL 1995) in Form der Abweichung von der mittleren Eintrittswahrscheinlichkeit..... | 29 |
| Abbildung 2-21: | Darstellung der Abhängigkeit der Verwitterung (VKI ... VKIV)) vom Wasserandrang (W0...W3 nach MAIDL 1995) in Form des Anteiles der kartierten Stellen in den jeweiligen Wasserandrangsklassen..... | 31 |
| Abbildung 2-22: | Instationärer Wasserandrang zum Tunnel in l/s pro m Tunnel nach GOODMAN et al. (1965) (bei $k_f = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, $S_y = 0,03$, $H_0 = 50$ m und $C = 0,75$)..... | 32 |
| Abbildung 2-23: | Vergleich zwischen der im Drainagestollen gemessenen Wasserandrangsmengen und der über Formel 2.3 berechneten Wasserandrangsmengen..... | 33 |
| Abbildung 2-24: | Darstellung der rückgerechneten Durchlässigkeiten der Schicht 1 ($k_f = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s = lila Feld) und der Schicht 2 ($k_f = 3 \cdot 10^{-7}$ m/s = grünes Feld) in den Mittelwerten der Auffüll- und Absenkversuche (Kapitel 2.2) | 34 |

Tabellenverzeichnis

| | | |
|--------------|---|----|
| Tabelle 1-1: | Abschätzung der Form eines Wasserzutrittes und der Höhe des möglichen Wasserandranges zu einem Tunnelbauwerk..... | 3 |
| Tabelle 2-1: | Mittelwerte aus den Durchlässigkeitsversuchen (Auffüll- und Absenkversuche) für unverwitterten (VK I), schwach verwitterten (VK II) und stark verwitterten (VK III) Sand- und Tonstein..... | 17 |
| Tabelle 2-2: | Abweichung zwischen den nach WBI & HART (1999b) prognostizierten und den tatsächlich gemessenen Wasserandrangsmengen und Absenkungreichweiten..... | 27 |
| Tabelle 2-3: | Auswertung der kartierten Vortriebe im Drainagestollen des Tunnel Fernthal mit Wasserandrang in Relation zur Lithologie | 28 |
| Tabelle 2-4: | Auswertung der kartierten Vortriebe im Drainagestollen des Tunnel Fernthal mit Wasserandrang in Relation zum Verwitterungsgrad..... | 30 |
| Tabelle 2-5: | Auswertung der kartierten Vortriebe im Drainagestollen des Tunnel Fernthal mit Wasserandrang in Relation zum Verwitterungsgrad (Fortsetzung) | 31 |
| Tabelle 2-6: | Auswertung der kartierten Vortriebe im Drainagestollen des Tunnel Fernthal mit Wasserandrang in Relation zum Verwitterungsgrad..... | 35 |

A.1 Methoden zur Abschätzung der Einflüsse eines Tunnelbauwerkes auf das Grundwasser

A.1.1 Allgemeines

Das Tunnelbauwerk fungiert im grundwassererfüllten Raum wie eine Drainage ("Senke").

Zur Veranschaulichung können für einen horizontalen Tunnel in einem homogen-isotropen und unendlich ausgedehnten Aquifer zwei unterschiedliche Fälle betrachtet werden.

a) Stationäre Fließbedingungen

Sofern der Grundwasserstand konstant und der Druck an der Tunnelwandung atmosphärisch ist, kann ein stationäres Strömungsbild wie in Abbildung 1-1 dargestellt skizziert werden.

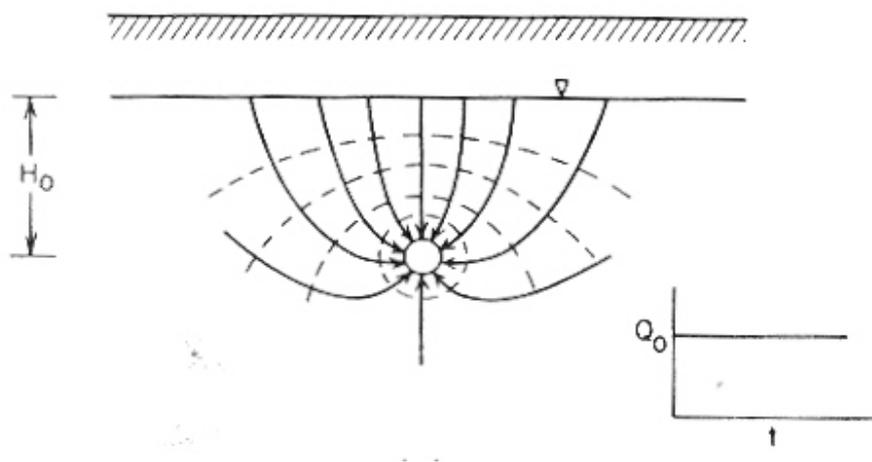


Abbildung 1-1: Skizzenhafte Darstellung eines Tunnelbauwerkes als Senke in einem stationären System

Der Erstwasserandrang Q_0 bleibt über die Zeit t bei gleichbleibender Druckhöhe H_0 konstant. Bei bekannter Gebirgsdurchlässigkeit lässt sich der Wasserandrang zum Tunnel pro Einheitslänge analytisch bestimmen. Dieser stationäre Ansatz ist gültig, solange der Grundwasserstand durch den Drainageeffekt des Tunnels nicht abgesenkt wird. Ein solcher Fall ist nur dann gegeben, wenn der homogen-isotrope Aquifer idealerweise unter einem Gewässer mit einem konstanten Wasserstand liegt. Weiterhin kann ein solcher Fall als Näherung in einem geschichteten Gebirge konstruiert werden, wo der Tunnel in einem geringdurchlässigen Bereich liegt, der ständig durch eine hochdurchlässige Schicht gespeist wird.

b) Instationäre Fließbedingungen

Im Normalfall wird ein Tunnel eine Absenkung des Grundwasserspiegels bewirken. Dabei wird wie in Abbildung 1-2 skizzenhaft dargestellt der Erstwasserzufluss Q_0 als Funktion der Zeit (t_0 bis t_3) abnehmen und die Absenkungsreichweite zunehmen. Im stationären Fall t_3 stellt sich ein konstanter Zufluss Q_{dauer} ein.

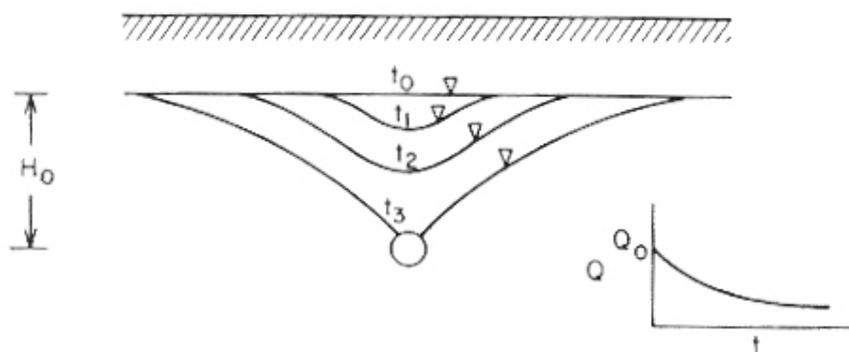


Abbildung 1-2: Skizzenhafte Darstellung eines Tunnelbauwerkes als Senke in einem instationären System

Die Berechnung eines solchen Fließsystems erfolgt in der Regel auf numerische Weise.

Unglücklicherweise sind die hydraulischen Randbedingungen um ein Tunnelbauwerk selten so homogen wie in den zweidimensionalen Schnitten in Abbildung 1-1 und 1-2 dargestellt. Die geologischen Randbedingungen bewirken einen Wechsel zwischen unterschiedlich durchlässigen Gebirgsbereichen. Große Schwierigkeiten bereiten im Tunnelbau dabei oftmals kleinräumige Zonen mit hochdurchlässigen Bereichen. Werden diese Zonen unerwartet angefahren kann dies zu katastrophalen Wasserzutritten mit über 1.000 l/s und instabilen Bauphasen führen (z.B. PinLin-Tunnel, Karawanken-Tunnel, Grenztunnel u.a. siehe Tabelle 1-2 im Hauptteil der vorgelegten Arbeit).

A.1.2 Berechnung des Wasserandranges

Die Berechnung des Wasserandranges in einem frühen Stadium vor Beginn der Baumaßnahme ist wichtig für die Planung des Tunnelbauwerkes, z.B. zur Dimensionierung der Wasserhaltungsmaßnahmen. Ergeben sich zu hohe Wassermengen, ist der Bauablauf (steigender Vortrieb, Zwischenangriffe, vorausseilende Injektionen, wasserdruckhaltende Tunnelschale) oder die Gradienten des Tunnels zu modifizieren.

Zur ersten Abschätzung der Form eines Wasserzutrittes sowie der Höhe des möglichen Wasserandranges zu einem Tunnelbauwerk lässt sich in Abhängigkeit des Aquifertypes sowie der Lage des Tunnelbauwerkes zum Grundwasserspiegel folgende qualitative Einteilung vornehmen (Tabelle 1-1).

Tabelle 1-1: Abschätzung der Form eines Wasserzutrittes und der Höhe des möglichen Wasserandranges zu einem Tunnelbauwerk

| Lage des Tunnelbauwerkes | Porengrundwasserleiter | | Kluftgrundwasserleiter | | Störungszonen | Karstquifer |
|--------------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|----------------|
| | gering durchlässig | gut durchlässig | Einzelklüfte | Klufnetz | | |
| Ungesättigte (vadose) Zone | Tropfwasser | Tropfwasser bis Sickerwasser | Tropfwasser | Tropfwasser bis Sickerwasser | Sickerwasser | Sickerwasser |
| Grundwasserschwankungsbereich | Tropfwasser | Sickerwasser | Tropfwasser bis Sickerwasser | Sickerwasser | Sickerwasser | Wasserzufluss |
| Gesättigte (phreatische) Zone | Tropfwasser bis Sickerwasser | Wasserzufluss | Sickerwasser | Sickerwasser bis Wasserzufluss | Wasserzufluss bis Wassereinbruch | Wassereinbruch |



Aus der vorstehenden groben Einteilung lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Liegt der Tunnel in der ungesättigten Zone, ist der Wasserandrang sehr gering bis gering. Ein Wasserandrang ist hier auf Zonen mit "zusitzendem" Wasser sowie auf niederschlagsreiche Phasen begrenzt.
- Liegt der Tunnel im jahreszeitlichen Grundwasserschwankungsbereich, ist beim Antreffen von gut durchlässigen Porengrundwasserleitern, von hoch durchlässigen Klüften sowie von Störungen mit einem nennenswerten Sickerwasserandrang, beim Antreffen von Karststrukturen mit einem hohen Wasserzufluss zu rechnen.
- Liegt der Tunnel im grundwassererfüllten Bereich, ist grundsätzlich mit einem Wasserandrang zu rechnen. In Poren- oder Kluftgrundwasserleitern ist dabei in der Regel mit Sickerwasser von mittlerer bis hoher Zuflussmenge zu rechnen, bei Störungssystemen sowie Karststrukturen besteht grundsätzlich die Gefahr von Wasserzuflüssen bis Wassereinbrüchen mit hohen bis sehr hohen Quantitäten.

Zur Quantifizierung der Andrangsmengen müssen in Abhängigkeit der Gebirgsdurchlässigkeit und der Lage des Tunnels im grundwassererfüllten Bereich Berechnungen durch-

geführt werden. Analytische Berechnungen sind dabei wichtig als erstes Hilfsmittel zur Abschätzung des Wasserandranges aber auch zur Validierung und Verifizierung der Ergebnisse von numerischen Berechnungen.

Für horizontalen Tunnel in einem gesättigten, homogen-isotropen und unendlich ausgedehnten Aquifer (äquivalent poröser Grundwasserleiter, Abbildung 1-1) lässt sich der stationäre Wasserandrang nach GOODMAN et al. (1965) wie folgt berechnen

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot k_f \cdot \frac{H}{2,3 \cdot \log \left(2 \cdot \frac{H_0}{R} \right)} \quad (1.1)$$

- Q = Wasserandrang pro Einheitslänge [m³/s · m]
- k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- H = Aquifermächtigkeit [m]
- H₀ = Druckhöhe oberhalb der Tunnelsohle [m]
- R = Radius des Tunnels [m]

In den letzten 35 Jahren hat diese Formel immer noch ihre Gültigkeit bewahrt (siehe z.B. LEI 1999).

Für den instationären Fall (Abbildung 1-2) geben GOODMAN et al. (1965) für die kumulative Wassermenge folgende halbempirische Formel an

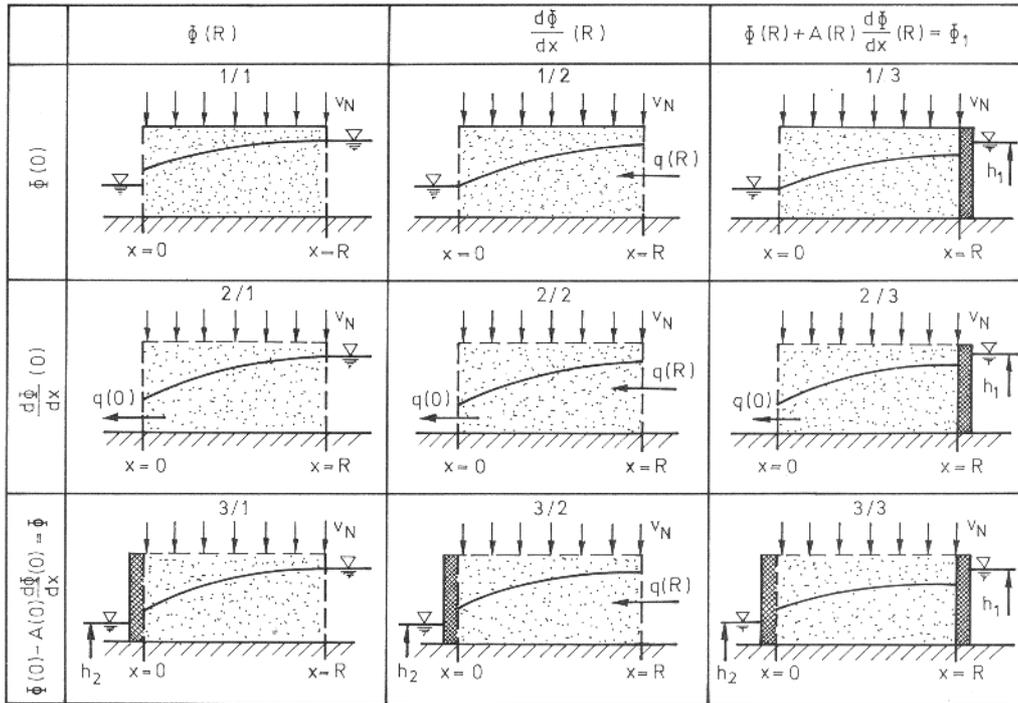
$$Q(t) = \left(8 \cdot \frac{C}{3} \cdot k_f \cdot H_0^3 \cdot S_y \cdot t \right)^{1/2} \quad (1.2)$$

- Q(t) = kumulativer Wasserandrang [m³]
- C = Konstante = 0,5 bis 0,75 (Erläuterung siehe Text)
- k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- H₀ = Druckhöhe oberhalb der Tunnelsohle zum Zeitpunkt t₀ [m]
- S_y = Spezifischer Speicherkoeffizient [1/m]
- t = Zeit [s]

Die Anwendung der Formel 1.2 ist mit einigen Einschränkungen zu verbinden. Es ist angenommen, dass der Grundwasserspiegel zum Tunnel parabolisch geneigt ist und dass die DUPUIT-FORCHHEIMER-Fließstheorie noch gültig ist. Der Grundwasserspiegel muss den Tunnel bereits erreicht haben (t₃ in Abbildung 1-2). Gemäß der DUPUIT-FORCHHEIMER-Fließstheorie ist die Konstante C = 0,5. GOODMAN et al. (1965) fanden auf Basis von Laborversuchen C = 0,75 passender.

Die Formeln von GOODMAN et al. (1965) differenzieren dabei weder die Veränderung des k_f-Wertes, z.B. die Abnahme der Gebirgsdurchlässigkeit mit der Tiefe, noch können unterschiedliche Strömungsmodelle wie ein diskontinuierlicher Ansatz oder ein Mehrkontinuumsmodell berücksichtigt werden.

Für den Fall, in denen der Tunnel eine Absenkung innerhalb des Grundwasserleiters bewirkt, kann der Ansatz von GOODMAN et al. (1965) nur zur Berechnung des Erstwasserandranges verwendet werden. BUSCH, LUCKNER & TIEMER (1993) beschreiben eine Vielzahl von Strömungstypen und Berechnungsgleichungen für die stationäre Grabenanströmung (Abbildung 1-3).



| Type | $\Phi = \Phi(x)$ | $q = q(x) = k \frac{\partial \Phi}{\partial x}$ |
|------|---|--|
| 1/1 | $\Phi = \Phi(0) + \frac{\Phi(R) - \Phi(0)}{R} x + \frac{v_N}{2k} (Rx - x^2)$ | $q = k \frac{\Phi(R) - \Phi(0)}{R} + v_N \left(\frac{R}{2} - x \right)$ |
| 1/2 | $\Phi = \Phi(0) + \frac{q_R x}{k} + \frac{v_N}{k} \left(Rx - \frac{x^2}{2} \right)$ | $q = q_R + v_N (R - x)$ |
| 1/3 | $\Phi = \Phi(0) + \frac{\Phi_1 - \Phi(0)}{A(R) + R} x + \frac{v_N}{k} \left[\frac{x[RA(R) + R^2/2] - x^2}{A(R) + R} - \frac{x^2}{2} \right]$ | $q = k \frac{\Phi_1 - \Phi(0)}{A(R) + R} + v_N \left[\frac{RA(R) + R^2/2}{A(R) + R} - x \right]$ |
| 2/1 | $\Phi = \Phi(R) - \frac{q_0}{k} (R - x) + \frac{v_N}{2k} (R^2 - x^2)$ | $q = q_0 - v_N x$ |
| 2/2 | nur für $q_R = q_0 - v_N R$ möglich, dann Sonderfall von Typ 2/1 | |
| 2/3 | $\Phi = \Phi_1 - \frac{q_0}{k} (R + A(R) - x) + \frac{v_N}{2k} [2A(R) + R^2 - x^2]$ | $q = q_0 - v_N x$ |
| 3/1 | $\Phi = \Phi_2 + \frac{\Phi(R) - \Phi_2}{R + A(0)} [x + A(0)] + \frac{v_N}{2k} \left(\frac{R^2 x - R^2 A(0)}{R + A(0)} - x^2 \right)$ | $q = k \frac{\Phi(R) - \Phi_2}{R + A(0)} + v_N \left(\frac{R^2}{2[R + A(0)]} - x \right)$ |
| 3/2 | $\Phi = \Phi_2 + \frac{q_R}{k} [x + A(0)] + \frac{v_N}{k} \left(Rx + RA(0) - \frac{x^2}{2} \right)$ | $q = q_R + v_N (R - x)$ |
| 3/3 | $\Phi = \Phi_2 + \frac{\Phi_1 - \Phi_2}{R + A(R) + A(0)} [x + A(0)] + \frac{v_N}{k} \left[\frac{(A(R)R + R^2/s)[x + A(0)]}{R + A(R) + A(0)} - \frac{x^2}{2} \right]$ | $q = k \frac{\Phi_1 - \Phi_2}{R + A(R) + A(0)} + v_N \left[\frac{RA(R) + R^2/2}{R + A(R) + A(0)} - x \right]$ |

Da die Fließbewegung in Richtung abnehmender x-Werte erfolgt, ist überall $q(x) \leq 0$; q bezeichnet in dieser Tabelle daher stets den Betrag von $q(x)$, $q_0 = |q_0|$, $q_R = |q(R)|$.

Abbildung 1-3: Strömungstypen und Berechnungsgleichungen für die stationäre Grabenanstromung (aus BUSCH, LUCKNER & TIEMER 1993)

Die nach der DUPUIT-THIEM'schen Brunnenformel abgeleitete Beziehung ermöglicht die Berechnung des Dauerwasserandranges für Grundwasserleiter mit freier Oberfläche (ungespannte Verhältnisse):

$$Q_{dauer} = 2 \cdot (k_f \cdot \frac{H^2 - h^2}{2 \cdot R} + \frac{1}{2} \cdot v_N \cdot R) \quad (1.3)$$

| | | |
|-------------|---|--|
| Q_{dauer} | = | Dauerwasserandrang [m ³ /s·m] |
| k_f | = | Durchlässigkeitsbeiwert [m/s] |
| H | = | Ausgangsdruckhöhe [m] |
| h | = | abgesenkte Druckhöhe [m] |
| R | = | Absenkungreichweite [m] |
| v_N | = | Niederschlag [m ³ /s·m ²] |

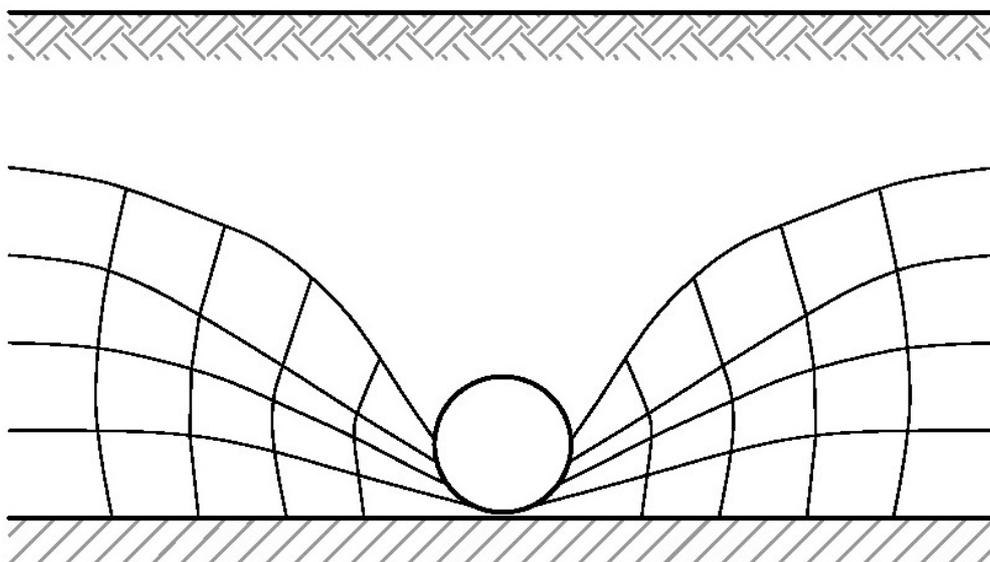


Abbildung 1-4: Schematische Darstellung des Wasserandranges

Die Anwendung der DUPUIT-THIEM'schen Formel ist in diesem Fall u.a. mit den folgenden Voraussetzungen verbunden (siehe auch HERTH & ARNDTS 1994):

- Es existiert ein "Beharrungszustand", in dem die Sickerströmung einen stationären Zustand bildet.
- Die Gebirgsdurchlässigkeit oberhalb des Tunnels ist isotrop und homogen. Unterhalb der Tunnelsohle ist das Gebirge undurchlässig.
- Der Aquifer ist unendlich ausgedehnt und überall gleich mächtig.
- Mit der Senke (Tunnel, Brunnen) wird die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters erfasst.
- Das Strömungsgesetz nach DARCY ist gültig.
- Das Grundwasser strömt horizontal mit einer, über einen senkrechten Schnitt betrachtet, gleichmäßigen Geschwindigkeit auf die Senke zu (Abbildung 1-4).

Unter diesen Voraussetzungen fließt das Grundwasser der Senke gleichmäßig zu. Es bildet sich – wie in Abbildung 1-4 dargestellt – ein parabelförmiger Absenkungstrichter, der sich in

einer Entfernung R (= Absenkungsreichweite) asymptotisch an den ungestörten Grundwasserspiegel anlehnt. Auch wenn die oben genannten Voraussetzungen in der Natur nicht oder nur teilweise zutreffen, ergibt die DUPUIT-THIEM'sche-Formel nach HERTH & ARNDTS (1994) bei richtiger Anwendung brauchbare Werte.

In den Fällen, in denen die Schicht unter der Tunnelsohle nicht undurchlässig ist, erfolgt jedoch neben der horizontalen Strömung auch eine vertikale Strömung aus dem liegenden Bereich zum Tunnel (Abbildung 1-5).

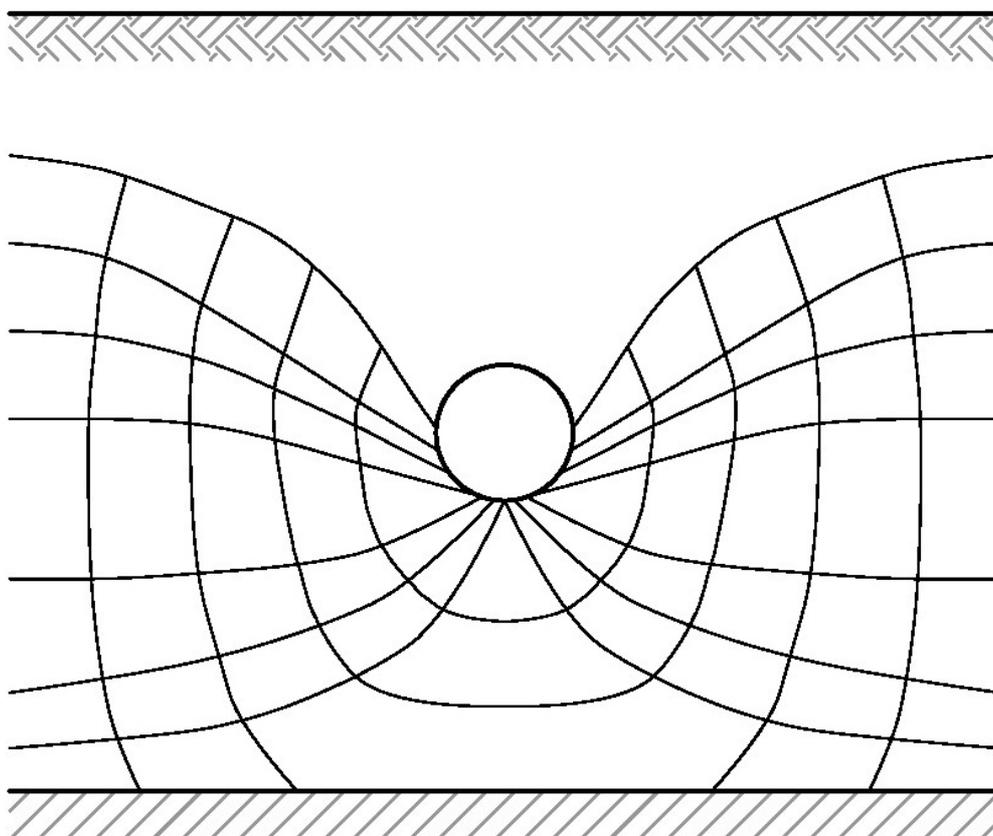


Abbildung 1-5: Schematische Darstellung des Wasserandranges bei durchlässigen Schichten unter dem Tunnel

In diesem Fall erhöht sich die dem Tunnel zuströmende Wassermenge, die wie folgt zu ermittelt werden kann (aus HERTH & ARNDTS 1994):

BREITENRÖDER (1958) gibt für die Zuströmung zu unvollkommenen Brunnen die Formel

$$Q_{unv} = \varepsilon_B \cdot Q_{vollk} \quad (1.4)$$

Q_{unv} = Zuströmung zu einem unvollkommenen Brunnen [m^3/s]

ε_B = Vergrößerungsfaktor [-]

Q_{vollk} = Zuströmung zu einem vollkommenen Brunnen [m^3/s]

an. Der Vergrößerungsfaktor ε_B ist abhängig von dem Verhältnis der Aquifermächtigkeit T zu der Mächtigkeit des Grundwasserleiters unter der Tunnelsohle t_0 (Abbildung 1.5) und beträgt nach BREITENRÖDER (1958) zwischen 1 und 1,5.

CHAPMAN (1956) hat zur Ermittlung von Wassermengen, die unvollkommenen Sickerschlitz zufließen, die nur teilweise in die wasserführende Schicht hineinreichen, Modellversuche durchgeführt und die folgende empirische Formel 1.5 für ungespannte Verhältnisse aufgestellt.

$$Q = 2 \cdot (0,73 + 0,27 \cdot \frac{T - t_0}{T}) \cdot \frac{k_f}{2 \cdot R} \cdot (T^2 - t_0^2) \quad (1.5)$$

- Q = Zuströmung zu einem unvollkommenen Sickerschlitz [m³/s · m]
- T = Aquifermächtigkeit [m]
- t₀ = Mächtigkeit des Grundwasserleiters unter der Tunnelsohle [m]
- k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- R = Absenkungreichweite [m]

Die Formel liefert nach Erfahrungen von HERTH & ARNDTS (1994) für die Praxis eine gute Übereinstimmung mit tatsächlich geförderten Wassermengen. Die Formel nach CHAPMAN (1956) hat jedoch nur Gültigkeit bei einem Verhältnis von R/T ≥ 3, d.h. dass bei größerer Aquifermächtigkeit der Wert für T nicht größer als R/3 angesetzt werden sollte.

DAVIDENKOFF (1956) hat auf theoretischem Wege eine Berechnungsmethode zur Erfassung der einer langgestreckten offenen Drainage zuströmenden Wassermenge entwickelt. Der Zufluss errechnet sich aus folgender Formel:

$$Q = k_f \cdot H^2 \cdot [(1 + \frac{t}{H}) \cdot m + \frac{L_1}{R} \cdot (1 + \frac{t}{H} \cdot n)] \quad (1.6)$$

- Q = Zuströmung zur Drainage [m³/s]
- k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- H = Absenkung des Grundwasserspiegels [m]
- t = Mächtigkeit des Grundwasserleiters unter der Tunnelsohle [m]
- R = Absenkungreichweite [m]
- m, n = Faktoren zur Berücksichtigung der Geometrien [-]

Die Erläuterung der Kennwerte kann der Abbildung 1-6 entnommen werden. Der Wert für t - nach DAVIDENKOFF (1956) die "aktive Zone" - soll

bei tiefliegenden Aquifersohlen (t > H) mit t = H

bei hochliegenden Aquifersohlen (t < H) mit t

gleichgesetzt werden.

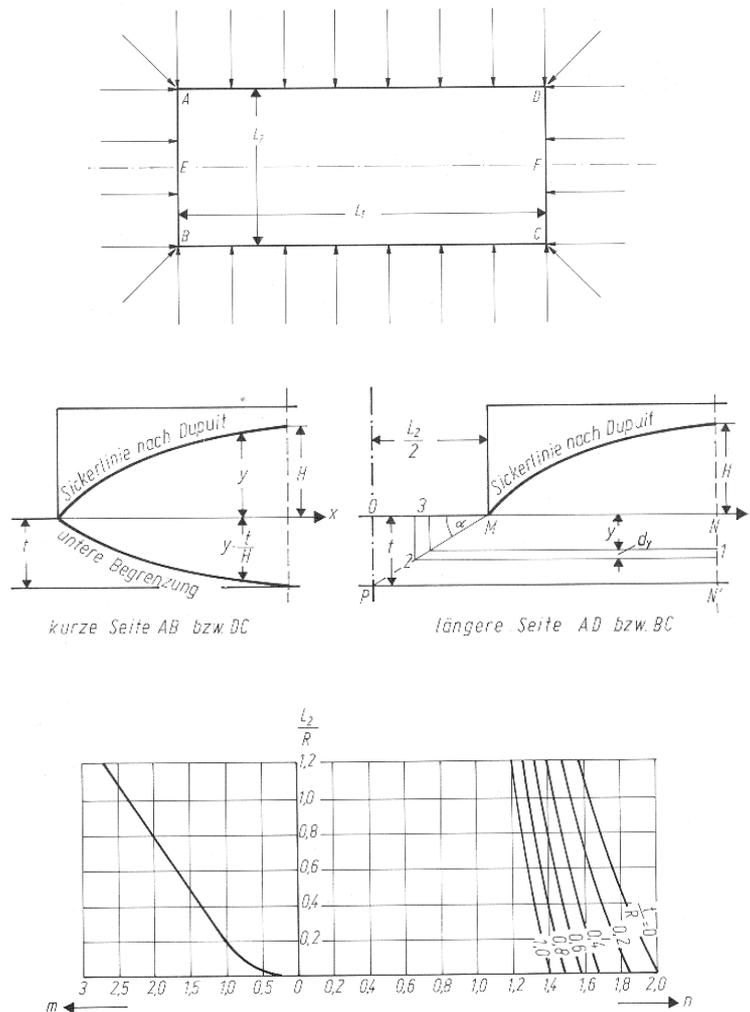


Abbildung 1-6: Erläuterung der Kennwerte zur Methode nach DAVIDENKOFF (1956)

a) Grundriss einer Drainage, b) Form der Zuströmung zu der Drainage, c) Diagramm für die Faktoren m und n (aus HERTH & ARNDTS (1994))

A.1.3 Berechnung der Absenkungsreichweite

Die Bestimmung der Absenkungsreichweite kann wichtig sein, um im Vorfeld einer Tunnelbaumaßnahme Auswirkungen von Grundwasserabsenkungen z.B. aus Gebäude oder wasserwirtschaftliche Nutzungen, beurteilen zu können. Hier stehen für homogen-isotrope Verhältnisse die folgenden Näherungsformeln zur Verfügung:

SICHARDT (1928):

$$R = 3000 \cdot s \cdot k_f^{1/2} \quad (1.7)$$

R = Absenkungsreichweite [m]

s = Absenkung oberhalb des Tunnels [m]

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

KUSAKIN (STRZODKA 1977):

$$R = 575 \cdot s \cdot (M \cdot k_f)^{1/2} \quad (1.8)$$

R = Absenkungsreichweite [m]

s = Absenkung oberhalb des Tunnels [m]

M = grundwassererfüllte Mächtigkeit [m]

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

U.S. CORPS OF ENGINEERS (1997):

$$R = 1.500 \text{ bis } 2.000 \cdot s \cdot k_f^{1/2} \quad (1.9)$$

R = Absenkungsreichweite [m]

s = Absenkung oberhalb des Tunnels [m]

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

Die Ursache in den bis zu Faktor 2 differierenden Ansätzen wird an dieser Stelle nicht nachgegangen.

A.2 Ergebnisse vertiefter hydrogeologischer Untersuchungen

A.2.1 Hydrogeologische Untersuchungen

Wie im Kapitel 4.3.4 (im Hauptteil der vorliegenden Arbeit) beschrieben, werden in allen verfügbaren Gutachten und Veröffentlichungen für das Projektgebiet – unabhängig von der Lithologie, der Verwitterung oder der Tiefenlage – pauschale Durchlässigkeiten für den devonischen Hauptgrundwasserleiter mit $k_f = 10^{-5}$ bis 10^{-7} m/s mit einem Mittelwert von $5 \cdot 10^{-6}$ m/s angegeben. Gesetzmäßigkeiten, z.B. eine Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der Tiefe, von der Lithologie und der Verwitterung oder eine Abhängigkeit der Durchlässigkeit vom Streichen der Schichten sind nach Aussage der vorliegenden Gutachten nicht erkennbar. Im Zuge dieser Arbeit werden die Durchlässigkeiten nachfolgend differenzierter ausgewertet.

Im Projektgebiet bzw. den nördlich angrenzenden – geologisch vergleichbaren – Bereichen wurden im Zuge der Voruntersuchungen in den devonischen Schichten folgende hydraulische Bohrloch- und Feldversuche durchgeführt (siehe GEOPLAN 1996a und 1996b sowie DMT/IHS 1999a):

- 255 Absenkversuche in einer Tiefe von 5 bis 70 m unter Gelände
- 255 Auffüllversuche in einer Tiefe von 5 bis 70 m unter Gelände
- 45 Wasserdruckversuche in einer Tiefe von 14 bis 70 m unter Gelände
- 4 Kurzpumpversuche und 3 Leistungspumpversuche in einer Tiefe von 20 bis 65 m unter Gelände
- 6 Markierungsversuche zur Ermittlung von Abstandsgeschwindigkeiten

Naturgemäß bzw. systembedingt kommen Auffüll- und Absenkversuche, WD-Versuche sowie Pumpversuche zu unterschiedlichen Durchlässigkeiten. Die Auffüll- und Absenkversuche wurden im offenen Bohrloch über eine kurze Bohrlochlänge durchgeführt (1 bis 3 m). Die Bohrlöcher werden nur über einen, im Vergleich zu den WD-Versuchen und Pumpversuchen kurzen Zeitraum hydraulisch angeregt und erfassen nur einen bohrlochnahen Bereich. Die dabei ermittelten Durchlässigkeiten sind durch bohrlochnahe Strömungseinflüsse (Skineffekt, Brunnenkapazität) beeinflusst und können um eine halbe bis eine Zehnerpotenz von den Durchlässigkeiten differieren, die aus Leistungspumpversuchen oder WD-Versuchen ermittelt wurden. Der Vorteil bei den Auffüll- und Absenkversuchen ist, dass jeweils im Hinblick auf die Lithologie und die Verwitterung definierte Bohrlochabschnitte getestet werden konnten. Die Auffüll- und Absenkversuche eignen sich daher besonders, die Durchlässigkeiten in Abhängigkeit der Lithologie und der Verwitterung tiefendifferenziert auszuwerten (Kapitel A.2.2). Bei den Pumpversuchen und den WD-Versuchen wurden über längere Bohrlochabschnitte lithologisch sehr heterogene Bereiche erkundet. Dafür wurde speziell bei den Leistungspumpversuchen das Bohrloch über mehrere Tage hydraulisch angeregt und ein jeweils stationärer Fließzustand erreicht. Die dabei erreichte große Absenkungsreichweite und die benutzten Beobachtungsbrunnen ermöglichen, die Durchlässigkeit in Verbindung mit den Markierungsversuchen richtungsabhängig auszuwerten (Kapitel A.2.3).

A.2.2 Untersuchungen zur Durchlässigkeit in Abhängigkeit der Lithologie, der Verwitterung und der Tiefe

Um die voran beschriebene natur- und systembedingten Unterschiede zwischen Auffüll- und Absenkversuchen auf der einen Seite und WD- und Pumpversuchen auf der anderen Seite zu eliminieren, werden im folgenden nur die Auffüll- und Absenkversuche differenziert ausgewertet. Da hierfür über 500 Versuche zur Verfügung stehen, kann das Ergebnis als statistisch abgesichert betrachtet werden.

Alle Auffüll- und Absenkversuche in einem Diagramm dargestellt (siehe Abbildung 2-1), ergeben zunächst ein relativ diffuses Bild über die vertikale Differenzierung der Gebirgsdurchlässigkeit.

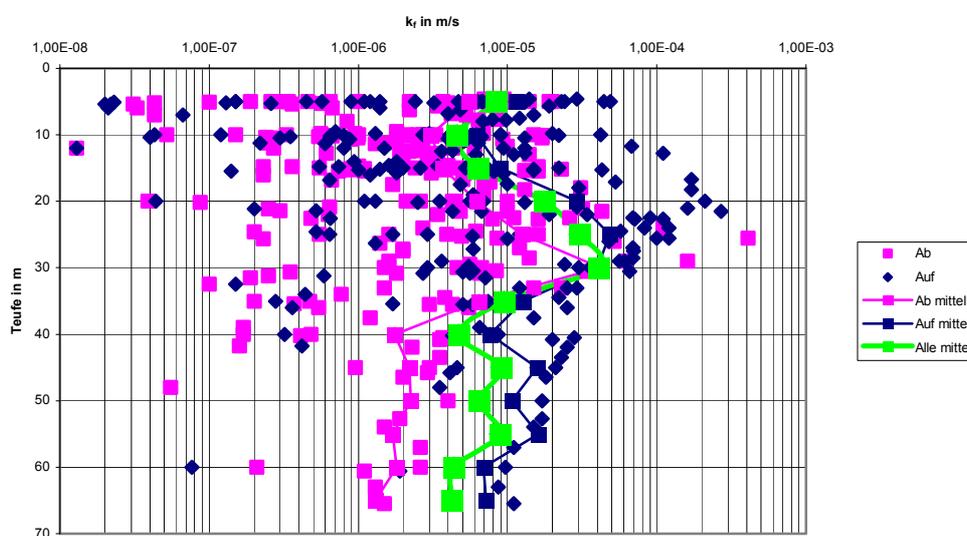


Abbildung 2-1: Durchlässigkeitsbeiwerte aller Auffüll- und Absenkversuche (510 Versuche)

Im folgenden werden daher die Durchlässigkeitsversuche nach Lithologie und Verwitterungsgrad tiefenabhängig dargestellt.

A.2.2.1 Durchlässigkeitsversuche im Sandstein

In den Abbildungen 2-2 bis 2-4 sind die im Sandstein durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche, in verschiedene Verwitterungsstufen aufgeteilt, differenziert nach der Tiefe dargestellt.

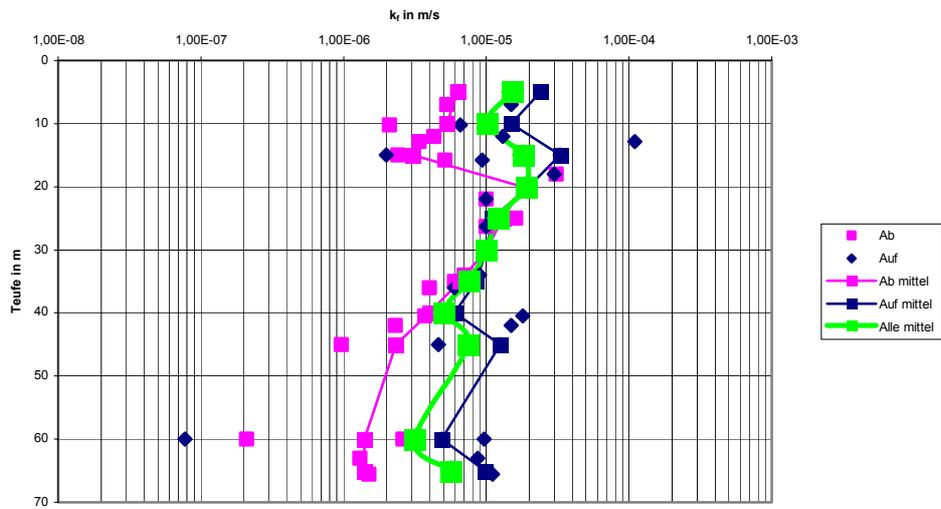


Abbildung 2-2: Durchlässigkeitsbeiwerte der im unverwitterten Sandstein (VK I) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (42 Versuche)

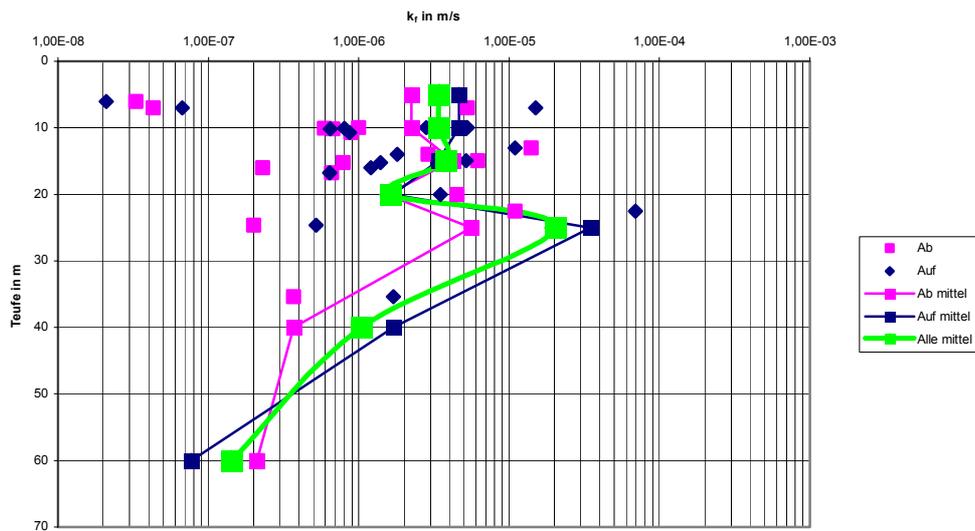


Abbildung 2-3: Durchlässigkeitsbeiwerte der im schwach verwitterten Sandstein (VK II) durchgeführten hydraulischen Bohrlochversuche Auffüll- und Absenkversuche (38 Versuche)

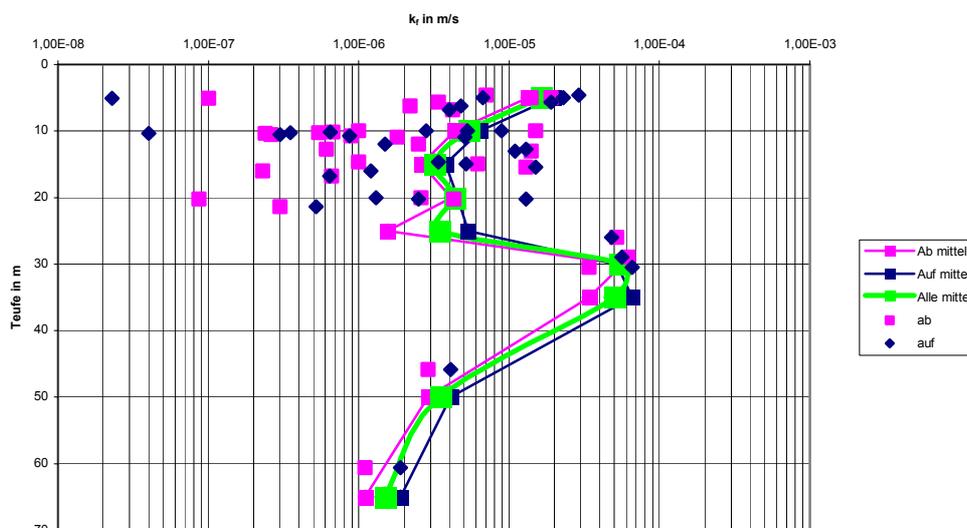


Abbildung 2-4: Durchlässigkeitsbeiwerte der im stark verwitterten Sandstein (VK III) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (72 Versuche)

Eine statistische Auswertung der Durchlässigkeitsbeiwerte belegt eine GAUS'SCHE Normalverteilung der Daten. Es ist daher zulässig, mit Mittelwerten zu rechnen, die in den jeweiligen Diagrammen dargestellt sind.

Aus den in Abbildung 2-2 bis 2-4 dargestellten Versuche lassen sich für die Durchlässigkeiten im untersuchten Sandstein folgende Gesetzmäßigkeiten ableiten:

- Die Durchlässigkeit nimmt in den unverwitterten Sandsteinen mit zunehmender Tiefe von $2 \cdot 10^{-5}$ m/s in 5 m Tiefe auf $4 \cdot 10^{-6}$ m/s in 60 m Tiefe kontinuierlich ab. Die tiefenabhängige Durchlässigkeit lässt sich für den unverwitterten Sandstein mit der Formel 2.1 beschreiben:

$$k_{fSstVK1} = e^{-\left(\frac{d}{45}+11\right)} \quad (2.1)$$

$k_{fSstVK1}$ = Durchlässigkeit des unverwitterten Sandsteines [m/s]
 d = Teufe [m]

- Der schwach verwitterte Sandstein (VK 2) weist eine gegenüber dem unverwitterten Sandstein um den Faktor 5 bis 10 niedrigere Durchlässigkeit auf und nimmt von $4 \cdot 10^{-6}$ m/s in 5 m Tiefe auf $1 \cdot 10^{-7}$ m/s in 60 m Tiefe ab. Lediglich im Bereich von 30 m unter GOK ist mit $k_f = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s ein Maximum in der Durchlässigkeit zu erkennen.
- Im stark verwitterten Sandstein ist der Effekt des "unerwarteten" Maximums bei ca. 30 m Tiefe noch deutlicher zu erkennen. Gegenüber der Durchlässigkeit im Bereich von 10 bis 20 m unter GOK steigt die Durchlässigkeit bei 25 bis 35 m unter GOK um den Faktor 10 bis 15 bis auf $6 \cdot 10^{-5}$ m/s an. Bis in Tiefen von 65 m Tiefe geht die Durchlässigkeit konstant auf Werte um $1 \cdot 10^{-6}$ m/s zurück.

A.2.2.2 Durchlässigkeitsversuche im Tonstein

In den Abbildungen 2-5 bis 2-7 sind die im Tonstein durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche, in verschiedene Verwitterungsstufen aufgeteilt, differenziert nach der Tiefe dargestellt.

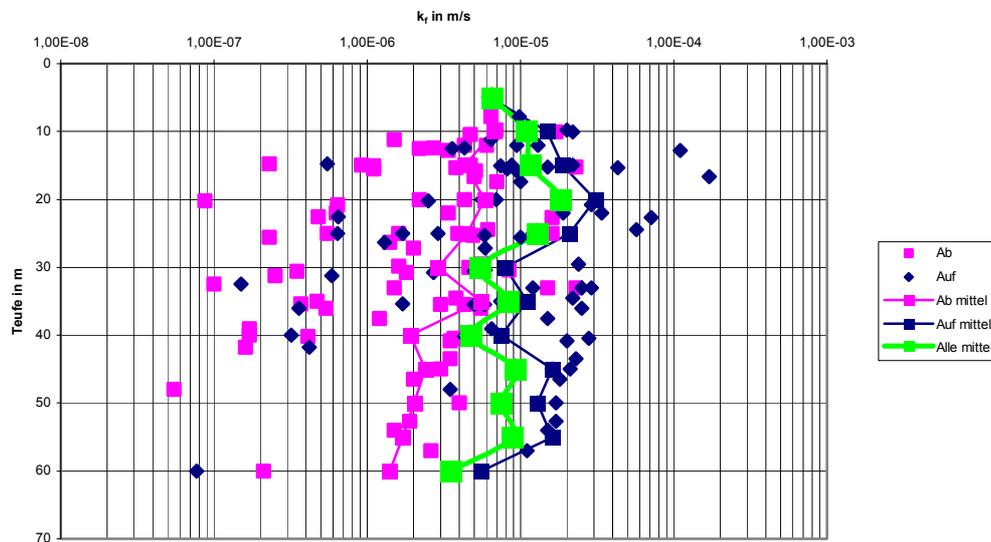


Abbildung 2-5: Durchlässigkeitsbeiwerte der im unverwitterten Tonstein (VK I) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (144 Versuche)

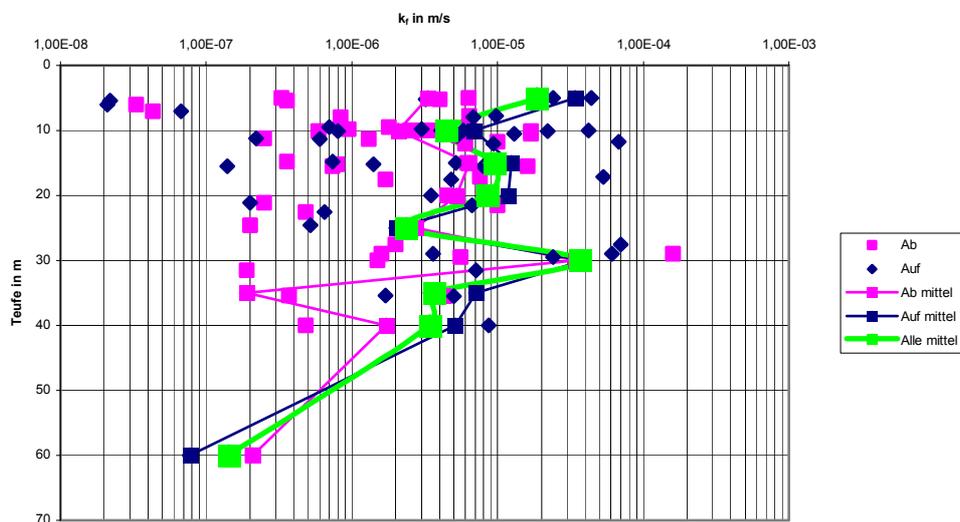


Abbildung 2-6: Durchlässigkeitsbeiwerte der im schwach verwitterten Tonstein (VK II) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (86 Versuche)

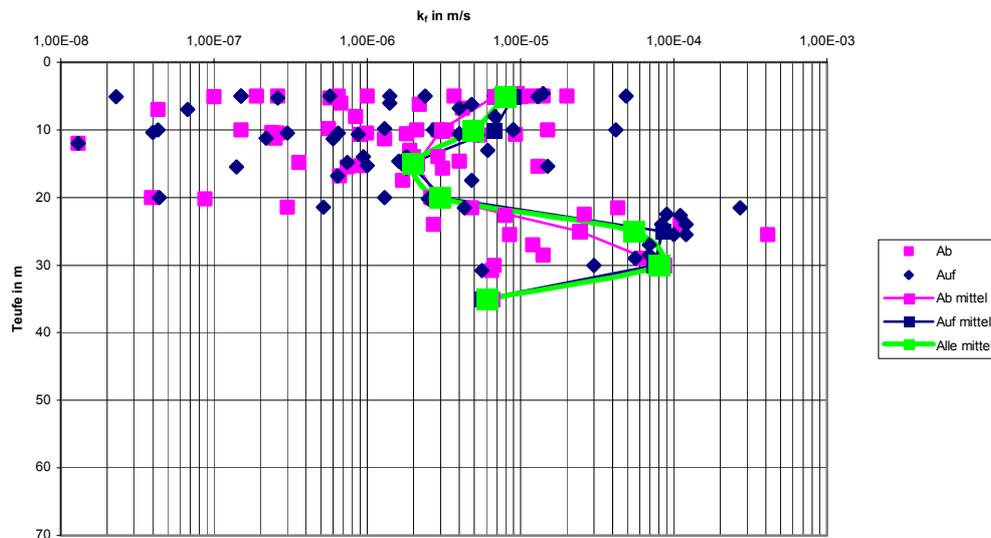


Abbildung 2-7: Durchlässigkeitsbeiwerte der im stark verwitterten Tonstein (VK III) durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche (128 Versuche)

Aus den in Abbildung 2-5 bis 2-7 dargestellten Versuchen lassen sich folgende Gesetzmäßigkeiten für die Durchlässigkeiten des untersuchten Tonsteins ableiten:

- Die Durchlässigkeit nimmt in den unverwitterten Tonsteinen mit zunehmender Tiefe von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s in 5 m Tiefe auf $4 \cdot 10^{-6}$ m/s in 60 m Tiefe kontinuierlich ab. Die tiefenabhängige Durchlässigkeit lässt sich für den unverwitterten Tonstein mit der Formel 2.2 beschreiben:

$$k_{fTstVK1} = e^{-\left(\frac{d}{60} + 11,5\right)} \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} k_{fTstVK1} &= \text{Durchlässigkeit des unverwitterten Tonsteines [m/s]} \\ d &= \text{Teufe [m]} \end{aligned}$$

- Beim schwach verwitterten Tonstein (VK II) ist eine abnehmende Durchlässigkeit von 5 m Tiefe ($2 \cdot 10^{-5}$ m/s) bis in 60 m Tiefe ($1 \cdot 10^{-7}$ m/s) zu erkennen. Lediglich im Bereich von 30 m unter GOK ist mit $k_f = 4 \cdot 10^{-5}$ m/s ein Maximum in der Durchlässigkeit zu erkennen.
- Im stark verwitterten Tonstein ist der Effekt des "unerwarteten" Maximums bei ca. 30 m Tiefe noch ausgeprägter. Gegenüber der Durchlässigkeit im Bereich von 10 bis 20 m unter GOK steigt die Durchlässigkeit bei 25 bis 30 m unter GOK um den Faktor 10 bis 40 bis auf $8 \cdot 10^{-5}$ m/s an. Auf den nächsten Metern ist wiederum eine Abnahme in der Durchlässigkeit zu erkennen.

A.2.2.3 Vergleich der im Sand- und Tonstein durchgeführten Durchlässigkeitsversuche

In der Abbildung 2-8 sind die im Sand- und Tonstein durchgeführten Auffüll- und Absenkversuche für die verschiedenen Verwitterungsstufen gegenüber gestellt.

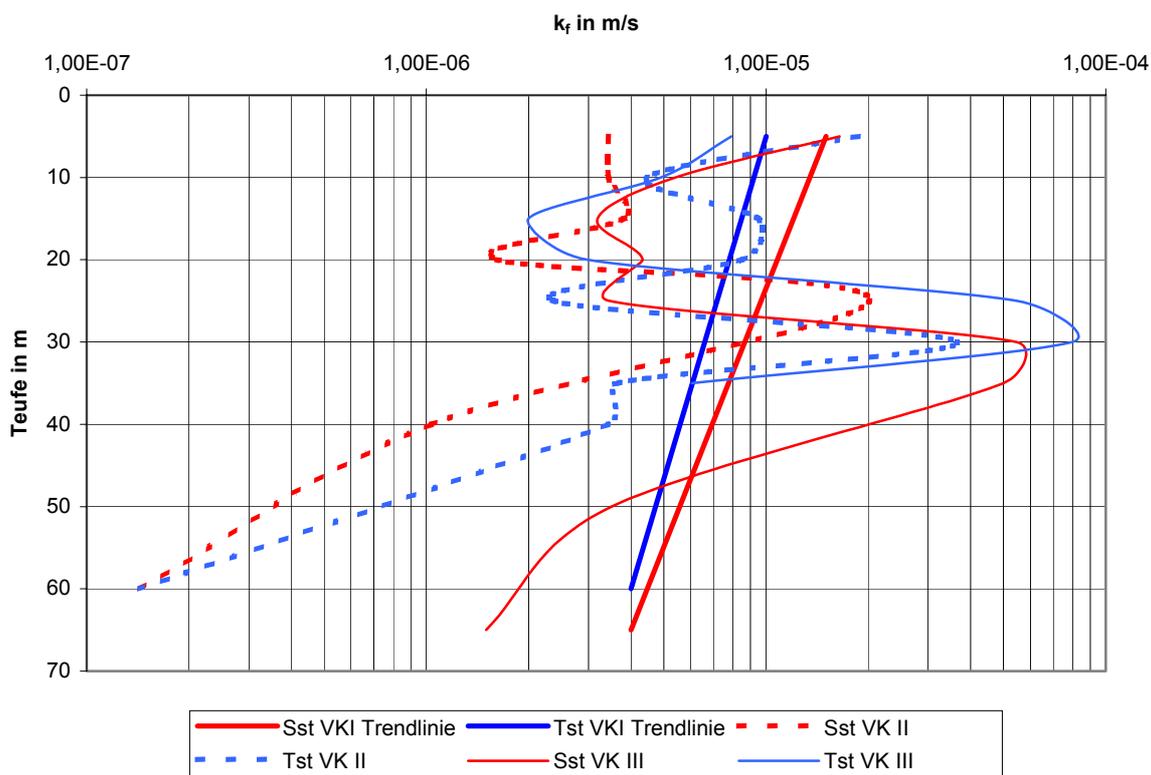


Abbildung 2-8: Gegenüberstellung der Mittelwerte aus den Durchlässigkeitsversuchen (Auffüll- und Absenkversuche) für unverwitterten (VK I), schwach verwitterten (VK II) und stark verwitterten (VK III) Sand- und Tonstein (Für Sandstein VKI und Tonstein VKI sind die Trendlinien gemäß Formeln 2.1 und 2.2 übernommen)

Tabelle 2-1: Mittelwerte aus den Durchlässigkeitsversuchen (Auffüll- und Absenkversuche) für unverwitterten (VK I), schwach verwitterten (VK II) und stark verwitterten (VK III) Sand- und Tonstein

| Tiefe
m u. GOK | VK I | | VK II | | VK III | |
|-------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | Sst | Tst | Sst | Tst | Sst | Tst |
| 5 | 2 E-05 | 6 E-06 | 3 E-06 | 2 E-05 | 2 E-05 | 8 E-06 |
| 10 | 1 E-05 | 1 E-05 | 3 E-06 | 4 E-06 | 5 E-06 | 5 E-06 |
| 15 | 2 E-05 | 1 E-05 | 4 E-06 | 9 E-06 | 3 E-06 | 2 E-06 |
| 20 | 2 E-05 | 2 E-05 | 2 E-06 | 9 E-06 | 4 E-06 | 3 E-06 |
| 25 | 1 E-05 | 1 E-05 | 2 E-05 | 2 E-06 | 3 E-06 | 5 E-05 |
| 30 | 1 E-05 | 5 E-06 | 1 E-05 | 4 E-05 | 5 E-05 | 8 E-05 |
| 35 | 8 E-06 | 8 E-06 | 7 E-06 | 4 E-06 | 5 E-05 | 6 E-06 |
| 40 | 5 E-06 | 5 E-06 | 1 E-06 | 3 E-06 | 3 E-05 | |
| 45 | 7 E-06 | 9 E-06 | 8 E-07 | 3 E-06 | 2 E-05 | |
| 50 | 6 E-06 | 7 E-06 | 5 E-07 | 1 E-06 | 4 E-06 | |
| 55 | 5 E-06 | 9 E-06 | 4 E-07 | 1 E-06 | 3 E-06 | |
| 60 | 3 E-06 | 3 E-06 | 1 E-07 | 1 E-07 | 2 E-06 | |
| 65 | 6 E-06 | | | | 2 E-06 | |

Abbildung 2-8 und Tabelle 2-1 zeigen, dass die ermittelten Durchlässigkeiten für Sand- und Tonsteine in den jeweiligen Verwitterungsklassen nur unwesentlich differieren. Im unverwitterten Gebirge weist der Sandstein VKI eine leicht höhere Durchlässigkeit gegenüber dem Tonstein VK I auf. In den schwach und stark verwitterten Gesteinen weist der Tonstein eine um Faktor 2 bis 3 größere mittlere Durchlässigkeit auf (VK II: Tst:Sst = 2,57; VK III: Tst:Sst = 2,88).

Die Auswertung von über 500 hydraulischen Versuchen (Auffüll- und Absenkversuche, WD-Versuche sowie Pumpversuche (letztere hier nicht dargestellt)) in den devonischen Ton- und Sandsteinen lässt die folgenden Aussagen zu:

- Die Durchlässigkeiten der Sand- und Tonsteine nehmen von oben nach unten kontinuierlich ab. Eine Ausnahme bildet dabei in schwach und stärker verwitterten Gesteinen der Bereich von 25 bis 35 m unter GOK.
- Die schwach und stark verwitterten Sand- und Tonsteine (VK II / VK III) haben in einem Bereich zwischen 25 und 35 m u. GOK eine Durchlässigkeit, die um den Faktor 5 bis 12 höher liegt als in den überlagernden oder unterlagernden Bereichen.
- In tieferen Bereichen (> 35 / 40 m u. GOK) gehen die Durchlässigkeiten von schwach und stark verwitterten Gesteinen signifikant zurück.
- Die Durchlässigkeit von Sand- und Tonsteinen differiert im unverwitterten Zustand (VK I) nicht messbar. Im schwach bzw. stark verwitterten Gesteinen (VK II / VK III) ist die Gebirgsdurchlässigkeit der Tonsteine um den Faktor 2 bis 3 höher als in den Sandsteinen.

Eine Erklärung für die beschriebenen Phänomene kann wie folgt gegeben werden:

- Grundsätzlich wird die Gebirgsdurchlässigkeit in den Sand- und Tonsteinen von der Möglichkeit bestimmt, Grundwasser in den Trennflächen zu transportieren.
- In den unverwitterten Sand- und Tonsteinen sind die Trennflächen oberflächennah durch Entspannungsvorgänge leicht geöffnet. Mit zunehmender Überlagerung und folglich zunehmendem Gebirgsdruck schließen sich die Trennflächen und die Gebirgsdurchlässigkeit nimmt kontinuierlich ab. In 60 m Tiefe ist mit $> 10^{-6}$ m/s immer noch eine beachtliche Durchlässigkeit im Gebirge vorhanden.
- Im schwach bzw. stark verwitterten Gebirge können die zirkulierenden Grundwässer die Verwitterungsprodukte von den Trennflächenoberflächen lösen und in tiefere Grundwasserstockwerke abtransportieren. Die Trennflächen haben sich so in der postvariszischen Zeit in einem Bereich bis ca. 35 m unter GOK erosiv erweitert. In größeren Tiefen haben sich die Lösungen in Form von Brauneisenstein / Limonit auf den Trennflächen wieder auskristallisiert.
- Oberflächennah (bis ca. 15 m unter Gelände) sind die Trennflächen bereichsweise wieder mit tertiärem bzw. quartären Material gefüllt worden.
- In den weichen Tonsteinen ist der Lösungsprozess an den Trennflächenoberflächen leichter durchzuführen, wodurch die Durchlässigkeit in den schwach bis stark verwitterten Tonsteinen höher ist als in den härteren Sandsteinen.

A.2.3 Untersuchungen zur Abhängigkeit der Gebirgsdurchlässigkeit vom Streichen der Schichten

Das Gefügeinventar der devonischen Festgesteine wird dominiert durch die Schichtflächen (Kapitel 4.2.4 im Hauptteil der vorliegenden Arbeit). Darüber hinaus sind jedoch weitere Trennflächensysteme vorhanden, wie \pm schichtparallele Schieferungsflächen und ein ausgeprägtes Kluftsystem mit Längsklüften, Querklüften sowie Diagonalklüften. Bereichsweise sind Störungen vorhanden, die entweder als Aufschiebungen parallel zum Schichtstreichen oder aber senkrecht hierzu als Blattverschiebungen zu finden sind.

Um herauszufinden, ob eines dieser Gefügeelemente für die Gebirgsdurchlässigkeit dominierend ist, wurden die fünf Leistungspumpversuche mit jeweils bis zu sechs Beobachtungsbrunnen im Umfeld des Pumpbrunnens sowie die sechs Markierungsversuche mit jeweils bis zu sechzehn Beobachtungsstellen um die Eingabestelle vertieft ausgewertet.

Die Abbildung 2-9 zeigt die Ergebnisse der errechneten Gebirgsdurchlässigkeiten an den radial um die Pumpbrunnen gelegenen Beobachtungsbrunnen.

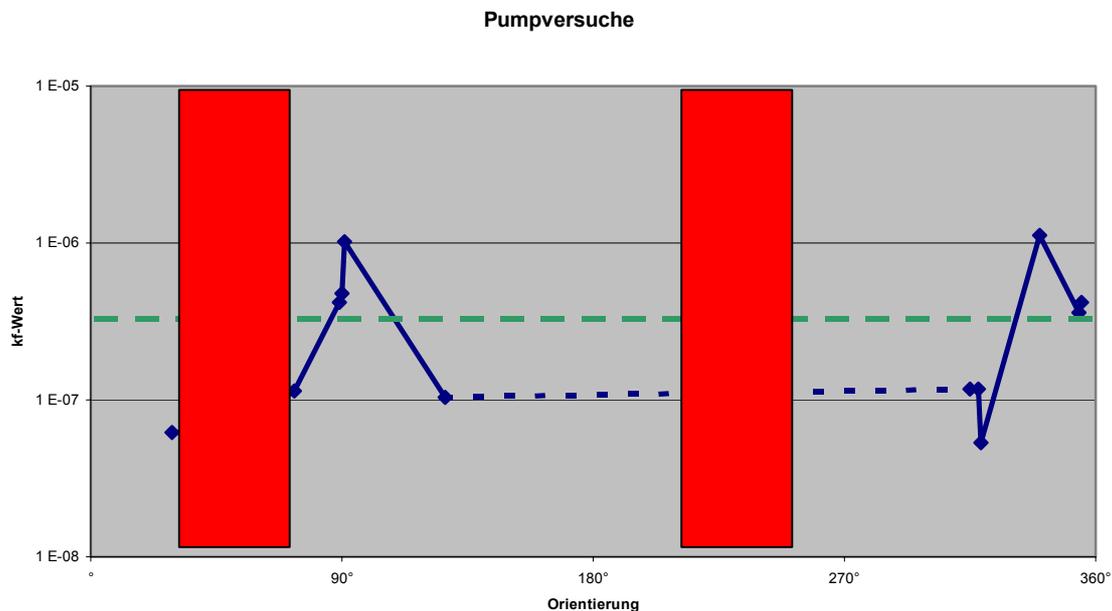


Abbildung 2-9: Darstellung der Durchlässigkeitsbeiwerte aus Pumpversuchsergebnissen, ermittelt in Beobachtungsbrunnen in Relation zur Orientierung von den Pumpbrunnen

(roter Balken: mittleres Schichtstreichen; grüne gestrichelte Linie: mittlerer k_f -Wert aus den Beobachtungsbrunnen)

Die Markierungsversuche wurden im Rahmen der Voruntersuchungen durchgeführt, um Abstandsgeschwindigkeiten und Fließrichtungen aus trassennahen Bereichen in Richtung von Quellen und Trinkwassergewinnungsanlagen zu ermitteln.

Die Abbildung 2-10 zeigt die Ergebnisse der ermittelten Abstandsgeschwindigkeiten an den radial um die Eingabestellen (Grundwassermessstellen) gelegenen Entnahmestellen (Grundwassermessstellen, Quellen, Trinkwassergewinnungsanlagen).

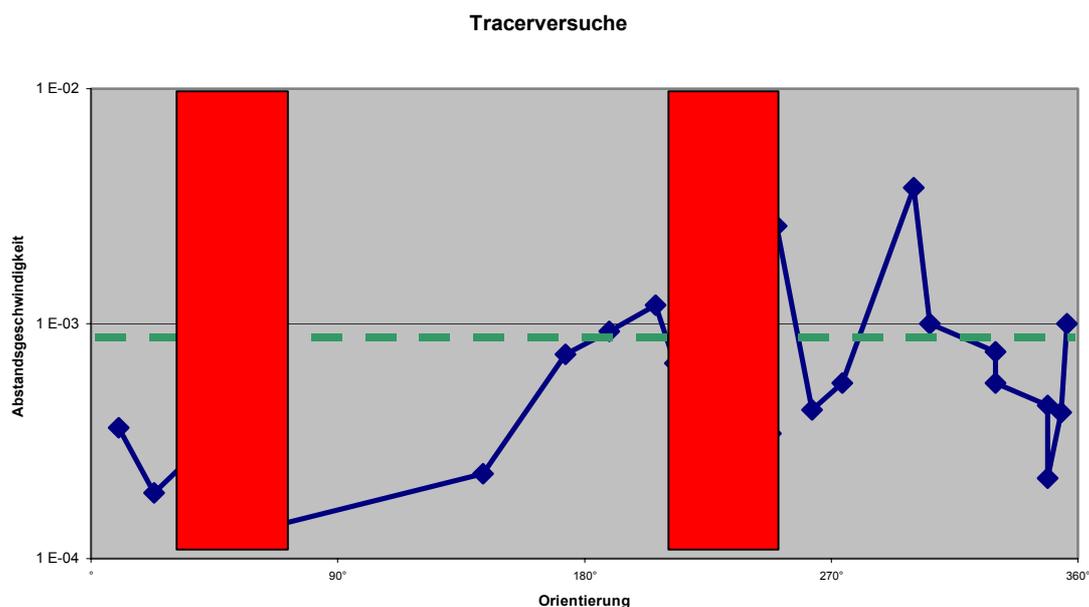


Abbildung 2-10: Darstellung der Abstandsgeschwindigkeiten aus Tracerversuchen in Relation zur Orientierung von den Eingabestellen
(roter Balken: mittleres Schichtstreichen; grüne gestrichelte Linie: mittlere Abstandsgeschwindigkeit aus allen Tracerversuchen)

Folgende Maxima werden in den Durchlässigkeiten bzw. den Abstandsgeschwindigkeiten erreicht:

- zwei Maxima bei ca. 90° bzw. ca. 340° bei den über Langzeitpumpversuche ermittelten Durchlässigkeiten
- mehrere Maxima bei ca. 55°, ca. 205° und ca. 225°, ca. 250°, ca. 300° und ca. 355° bei den über Markierungsversuche ermittelten Abstandsgeschwindigkeiten

Die Abbildungen 2-9 und 2-10 zeigen keine signifikante Abhängigkeit der Durchlässigkeit oder der Abstandsgeschwindigkeiten zum Schichtstreichen oder zum Kluffgefüge.

Die ermittelten Werte schwanken zwischen dem Faktor 0,3 bis 5 um die mittlere Durchlässigkeit aus allen Pumpversuchen (grüne gestrichelte Linie in Abbildung 2-9) sowie dem Faktor 0,25 und 6 um die mittlere Abstandsgeschwindigkeit aus allen Markierungsversuchen (grüne gestrichelte Linie in Abbildung 2-10). Der Anisotropiefaktor zwischen der jeweiligen Durchlässigkeit zur mittleren Durchlässigkeit bzw. der jeweiligen Abstandsgeschwindigkeit zur mittleren Abstandsgeschwindigkeit beträgt:

- für die Durchlässigkeiten i.M. 2,6
- für die Abstandsgeschwindigkeiten i.M. 1,8

Ein Anisotropiefaktor zwischen 1 und 3 deutet auf ein isotrop durchlässiges Gebirge hin (HÖLTING 1989). Es gilt daher zu vermuten, dass die Durchlässigkeit in den untersuchten devonischen Sand- und Tonsteinen durch die Gesamtheit des Trennflächengefüges (Schichtflächen, Längs-, Quer- und Diagonalklüfte sowie Störungen) annähernd isotrop bestimmt wird.

A.2.4 Untersuchungen zum Wasserandrang und zur Absenkungsreichweite im Drainagestollen des Tunnel Fernthal

Das Konzept der Erstellung des Tunnel Fernthal sah vor, dass im Bereich der Unterquerung der Deponie Fernthal vorausseilend zum NBS-Tunnel ein ca. 400 m langer Drainagestollen zu erstellen sei (nähere Beschreibung im Kapitel 4.1 im Hauptteil der vorliegenden Arbeit). Der Drainagestollen liegt mit der Sohle zwischen 55 und 65 m unter GOK (ca. 5 m unter der NBS-Sohle) und hatte die Funktion, das Grundwasser im devonischen Klufftgrundwasserleiter bis auf das Niveau unter den NBS-Tunnel abzusenken. Der Ausgangswasserstand des devonischen Grundwasser liegt zwischen 38 und 50 m über der Sohle des Drainagestollens.

A.2.4.1 Prognosen zum Wasserandrang und zur Absenkungsreichweite

Beim Tunnel Fernthal war es von großer Wichtigkeit, die im Drainagestollen unter der Deponie Fernthal anfallenden Wasserandrangsmengen realitätsnah zu prognostizieren, da das Gebirgswasser durch deponiespezifische Stoffe verunreinigt sein konnte und somit vor dem möglichen Einleiten in einen Vorfluter oder in das Kanalnetz gespeichert, analysiert und klassifiziert werden musste. Die Logistik der Wasserableitung und Zwischenspeicherung musste daher auf die maximal zutretende Wassermenge ausgelegt werden.

Seitens WBI/HART 1999 wurden numerische Berechnungen durchgeführt, die für den devonischen Klufftgrundwasserleiter einen (nach WBI & HART (1999b) "auf der sicheren Seite liegenden") Durchlässigkeitsbeiwert k_f von $1 \cdot 10^{-6}$ m/s zum Ansatz hatten. Ferner wurde ein Speicherkoeffizient S_0 von $5 \cdot 10^{-6}$ 1/m und eine Grundwasserneubildungsrate von $2,0$ l/s \cdot km² angesetzt. Als Ergebnisse wurden angegeben (Abbildung 2-11):

- $Q_{\max} = 3$ l/s bezogen auf die gesamte Länge des Drainagestollen von 400 m
- $Q_{\text{mittel}} = 1,7$ l/s bezogen auf die gesamte Länge des Drainagestollen von 400 m
- Maximale Reichweite $R_{\max} = 300$ m östlich und 400 m westlich der Trasse

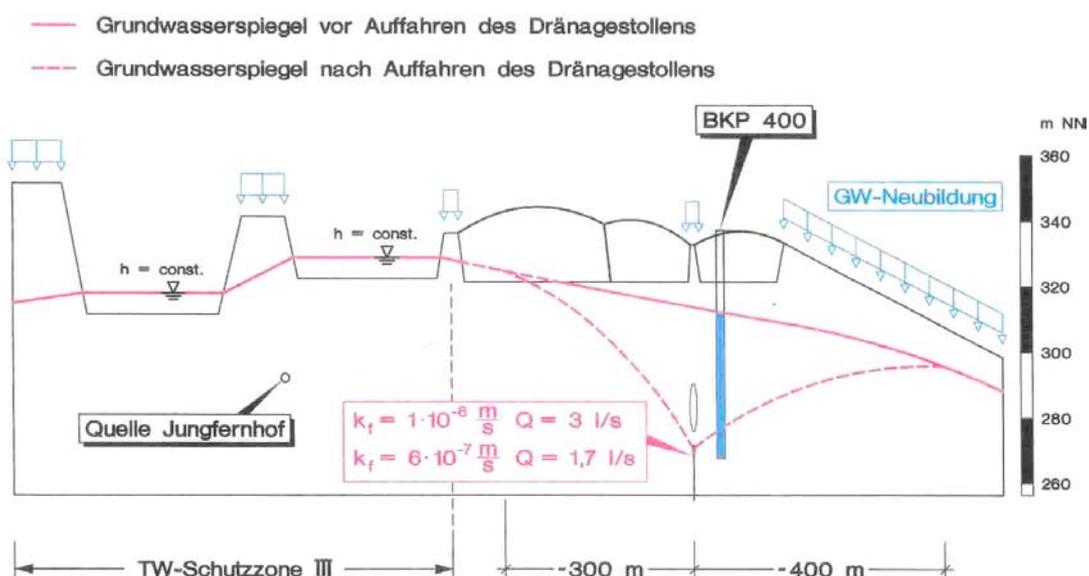


Abbildung 2-11: Prognose der Wasserandrangsmengen und der Reichweiten bei der Auffahrung des Drainagestollen (aus WBI & Hart 1999b)

A.2.4.2 Beschreibung der gemessenen Wasserandrangsmengen und der Absenkungsreichweite

Die Erstellung des Drainagestollens wurde vom Verfasser und seinen Mitarbeitern intensiv geologisch und hydrogeologische dokumentiert (DMT 2000). Da bei mindestens jedem zweiten Abschlag umfangreiche geotechnische Kennwerte an der frisch ausgebrochenen Ortsbrust aufgenommen wurden, liegen kontinuierliche Aufzeichnungen u.a. zur Geologie und zum Wasserandrang an der Ortsbrust vor. Zusätzlich wurde der gesamte Wasseranfall im Tunnel sowie die umliegenden Grundwassermessstellen und Quellen kontinuierlich gemessen.

Wasserandrangsmenge

An jedem der annähernd 400 Ortsbrustaufnahmen wurde der Wasserandrang an der Ortsbrust geschätzt oder – sofern möglich – gemessen. Zusätzlich wurde der Wasserandrang qualitativ in Anlehnung an MAIDL (1995) bewertet in

- W0: Ortsbrust trocken ⇒ kein Wasserzutritt
- W1: Schwitzwasserzutritt an der Ortsbrust ⇒ diffuser Wasserzutritt
- W2: Sickerwasserzutritt an der Ortsbrust ⇒ diskontinuierliche Wasserführung über einzelne Trennflächen
- W3: Seihwasserzutritt an der Ortsbrust ⇒ geschlossener Wasserstrahl über einzelne Trennflächen
- W4: Wassereinbruch an der Ortsbrust ⇒ starke Wasserführung mit Schwebstoffführung (Anmerkung: W4 wurde im Tunnel Fernthal nicht gemessen)

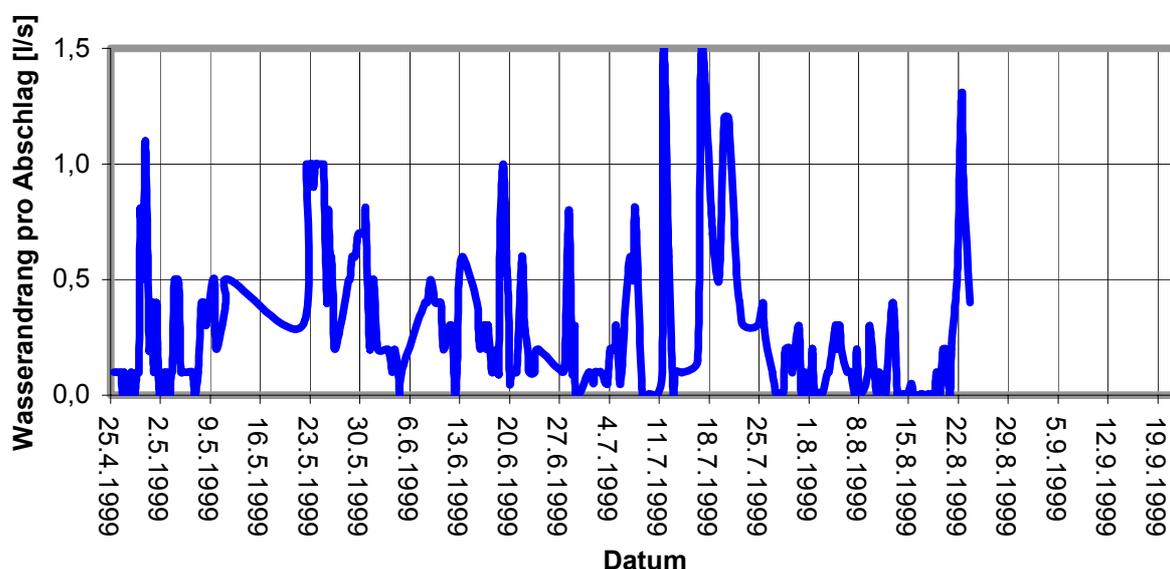


Abbildung 2-12: Darstellung des Wasserandrangs an der Ortsbrust, geschätzt bzw. gemessen beim Vortrieb des Drainagestollens (Vortrieb zwischen dem 25.04. und dem 23.08.1999)

Die Aufnahmen zeigen, dass der Wasserandrang recht heterogen verteilt ist (Abbildung 2-12). Die maximale Wasserführung pro Abschlag beträgt 1,5 l/s. Dies bedeutet jedoch nicht, dass nicht auch größere Erstwassermengen Q_{erst} unmittelbar beim Abschlag aufgetreten sein können, da der zeitliche Abstand zwischen Ausbruch und Ortsbrustkartierung baubetriebsbedingt mehrere Minuten beträgt. Über weite Strecken sind jedoch auch nur

geringe Wasserzutritte $< 0,25$ l/s beobachtet worden. Auffällig ist, dass unmittelbar auf einen Abschlag mit hohem Wasserzutritt ein Abschlag mit trockenem Gebirge folgen kann – und umgekehrt (z.B. 11. bis 18.07.1999 in Abbildung 2-12).

Der ca. 400 m lange Drainagestollen hat bereits während der Bauzeit auf der gesamten Länge als Grundwassersenke gewirkt. Neben der Möglichkeit des Wasserzutrittes an der Ortsbrust konnte auch im bereits mit Spritzbeton verkleideten fertig gestellten Drainagestollen das Grundwasser über eine bauzeitliche Sohl drainage dem Drainagestollen ungehindert zutreten. Das an der Ortsbrust und über die Sohl drainage zutretende Grundwasser wurde in der Sohl drainage gefasst und zum Beginn des Drainagestollens in ein Sammelbecken gefördert. In den Pumpensümpfen wurde das zu fördernde Wasser alle 6 Stunden gemessen.

Die Abbildung 2-13 zeigt die zu Beginn kontinuierlich steigende Gesamtwassermenge, die ab einem Vortriebsstand von ca. 150 m (05.06.1999 in Abbildung 2-13) kontinuierlich bei ca. 10 bis 13,5 l/s verläuft. Die Verpressung eines kurzen Stückes der Sohl drainage sowie der nachlassende Wasserdruck über dem aufsteigenden Drainagestollen hat die Gesamtwassermenge auf 7 bis 9,5 l/s reduziert (ca. ab dem 12.07. bis 17.07.1999 in Abbildung 2-13). Nach dem Ende des Vortriebes am 23.08.1999 reduziert sich der Gesamtwasserandrang und nähert sich asymptotisch einem Wert von ca. 5 l/s an.

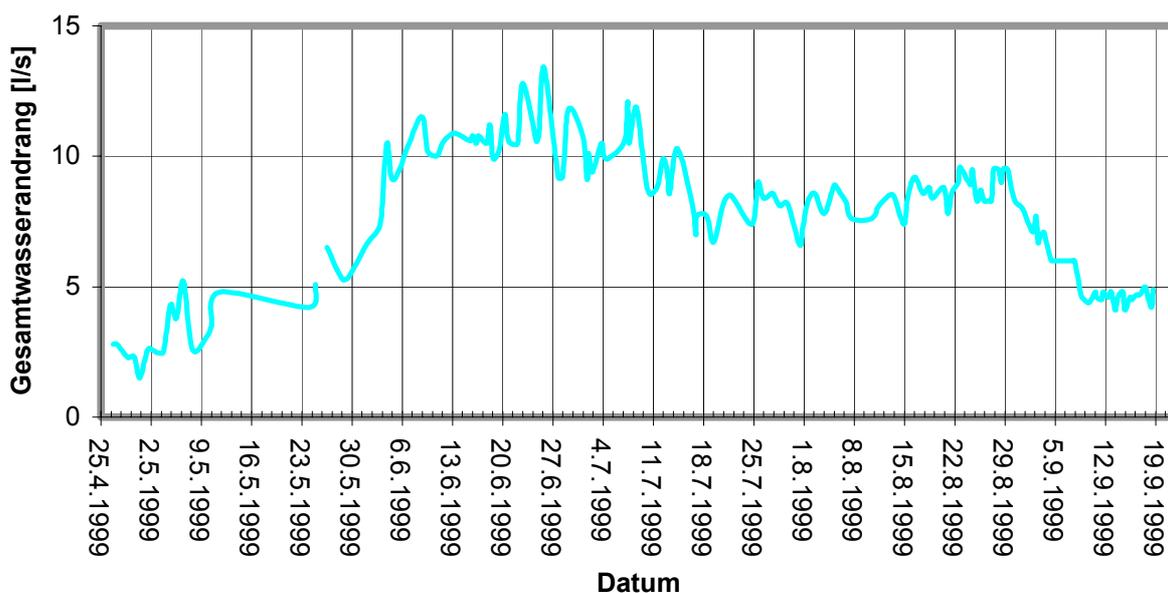


Abbildung 2-13: Darstellung des Gesamtwasserandranges aus dem Drainagestollen

Absenkungsreichweite

Die Drainagewirkung des Drainagestollens wurde über eine 57 Grundwassermessstellen im Umfeld der Baumaßnahme überwacht. In Abbildung 2-14 ist ein Grundwassergleichenplan zum Ende des Vortriebes des Drainagestollens dargestellt. Es zeigt sich die vollständige Absenkung des vormals bis zu 50 m mächtigen Grundwassers auf das Niveau des Drainagestollens.

Darüber hinaus zeigt sich, dass die Absenkungsreichweite bis zu 600 m im Nordosten sowie 300 m im Südwesten beträgt.

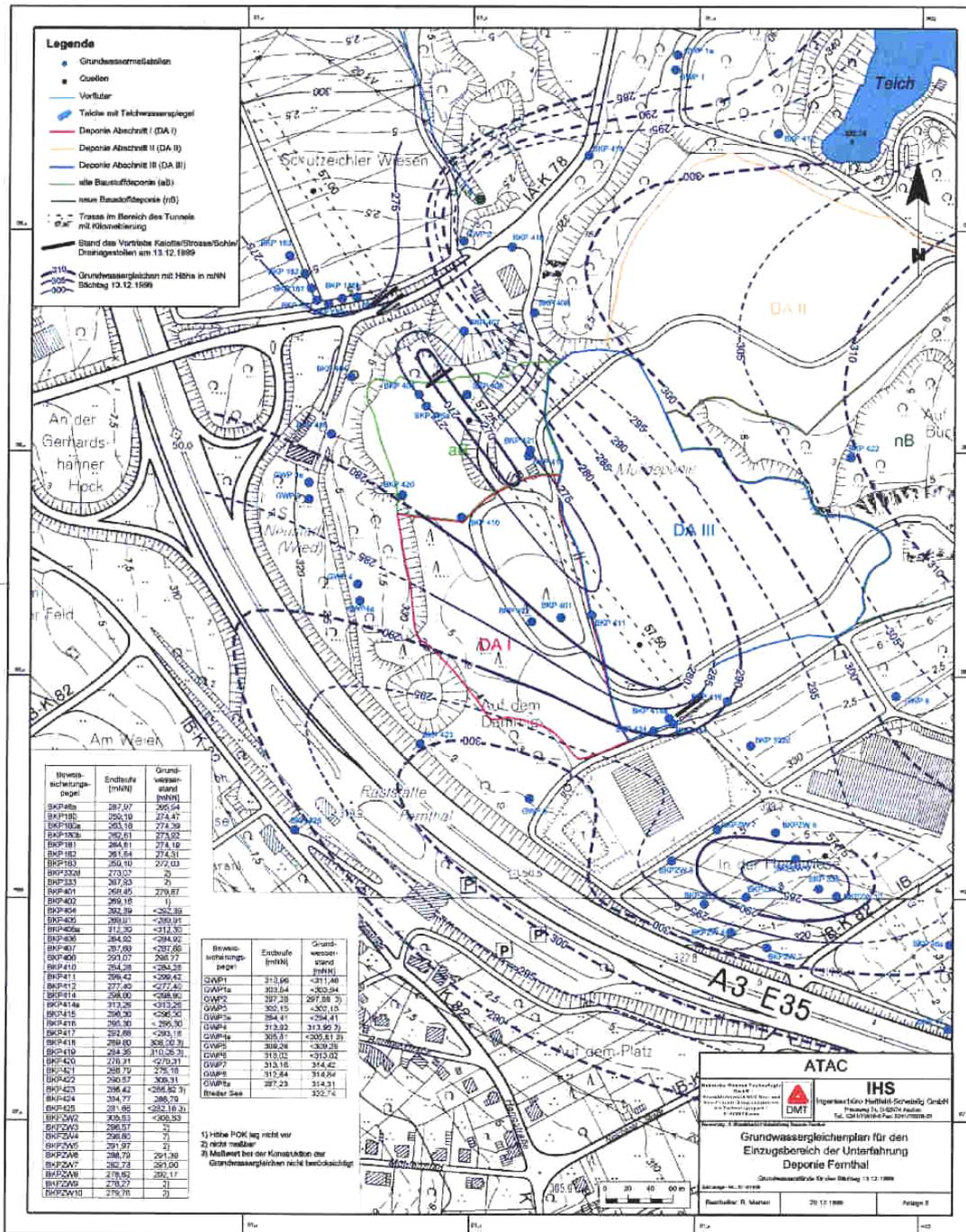


Abbildung 2-14: Grundwassergleichplan nach Fertigstellung des Drainagegestollens (Stichtag: September 1999) (aus DMT/IHS 1999b)

Die tatsächlich gemessene Absenkungsreichweite liegt damit deutlich über den nach den Formeln 1.7 bis 1.9 bei einem k_f -Wert von $1 \cdot 10^{-6}$ m/s bzw. $5 \cdot 10^{-6}$ m/s prognostizierbaren Absenkungsreichweiten.

Tabelle 2.2 und Abbildung 2-15 verdeutlichen, dass die beim Bau des NBS-Tunnels und des Drainagegestollens tatsächlich gemessenen Absenkungsreichweiten bis zu 100 % gegenüber der Formel nach SICHARDT (1928) bzw. bis zu 50 % gegenüber den Prognosen mittels Grundwassermodell nach WBI & HART (1999b) abweichen.

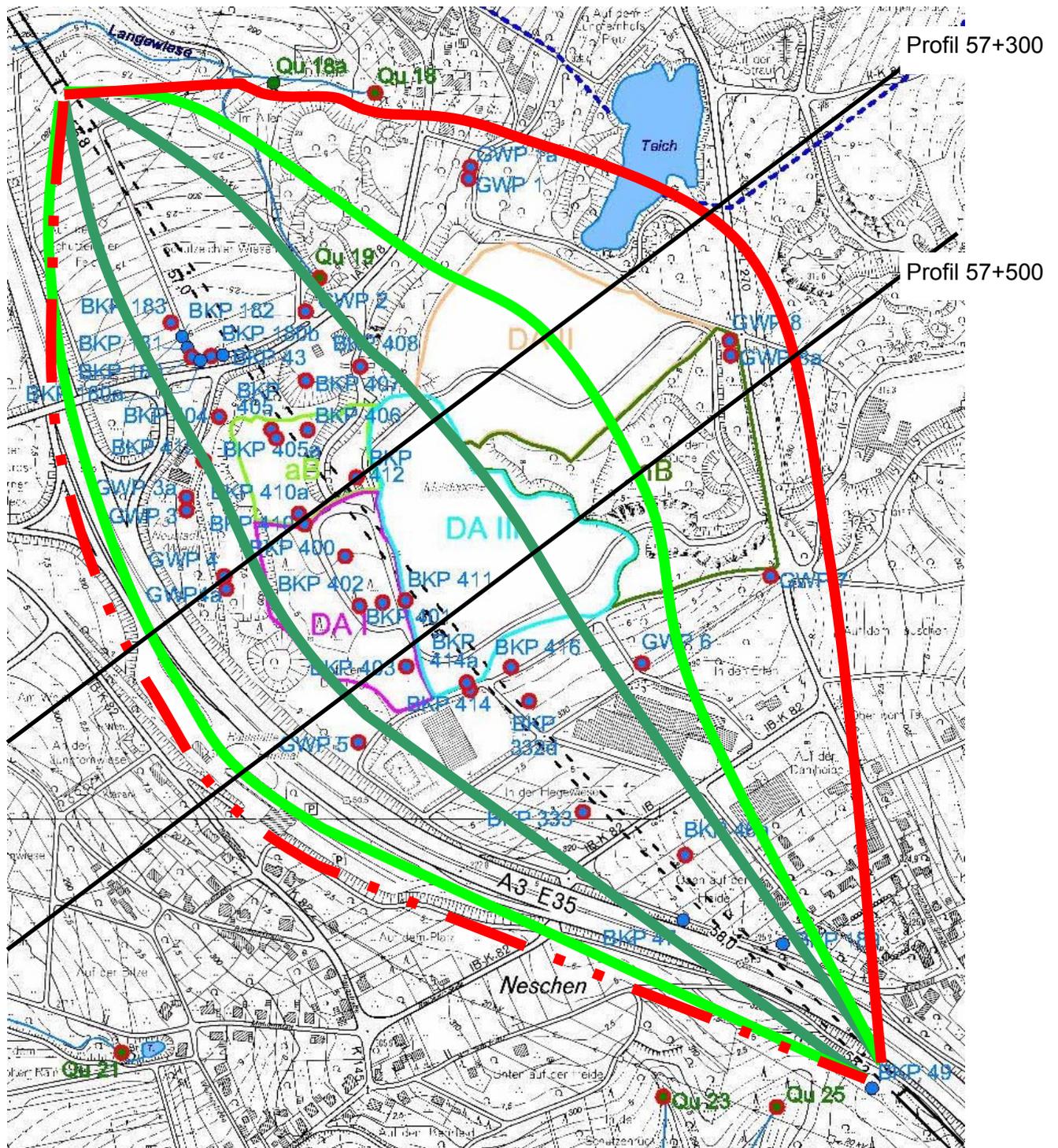


Abbildung 2-15: Darstellung der nach SICHARDT (1928) (Formel 5.7) rechnerisch ermittelten minimalen (petrolfarbigen Linie: $k_f = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s) und maximalen (grüne Linien: $k_f = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s) Absenkungreichweiten sowie der tatsächlich gemessenen minimalen Absenkungreichweiten (rote Linie) links und rechts der Trasse des Tunnel Fernthal

Die Entwicklung der tatsächlich gemessenen Absenkungreichweiten ist in zwei Querprofilen (57+300 und 57+500, Lage in Abbildung 2-15) und einem längs zum Drainagestollen orientierten Profil in den Abbildungen 2-16 bis 2-18 dargestellt.

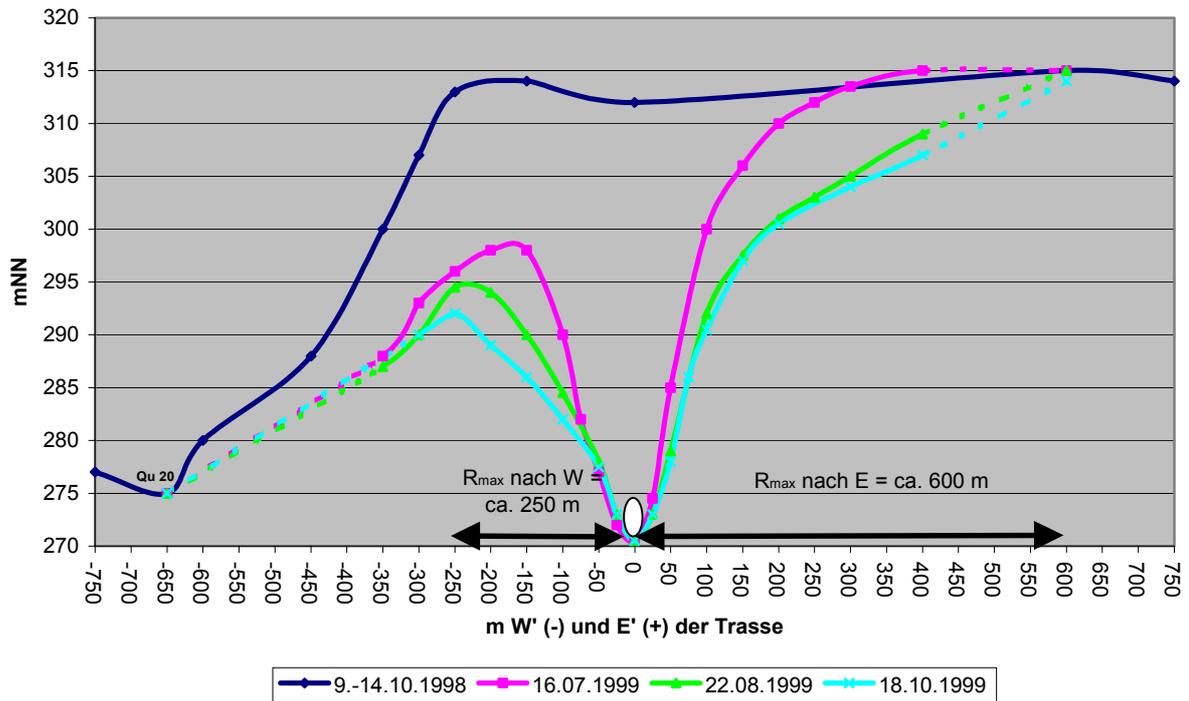


Abbildung 2-16: Profil 57+300: Entwicklung der tatsächlich gemessenen Absenkungsradien westlich (links) und östlich (rechts) der Trasse des Drainagegestollens zu verschiedenen Phasen im Vergleich zum Ausgangswasserspiegel

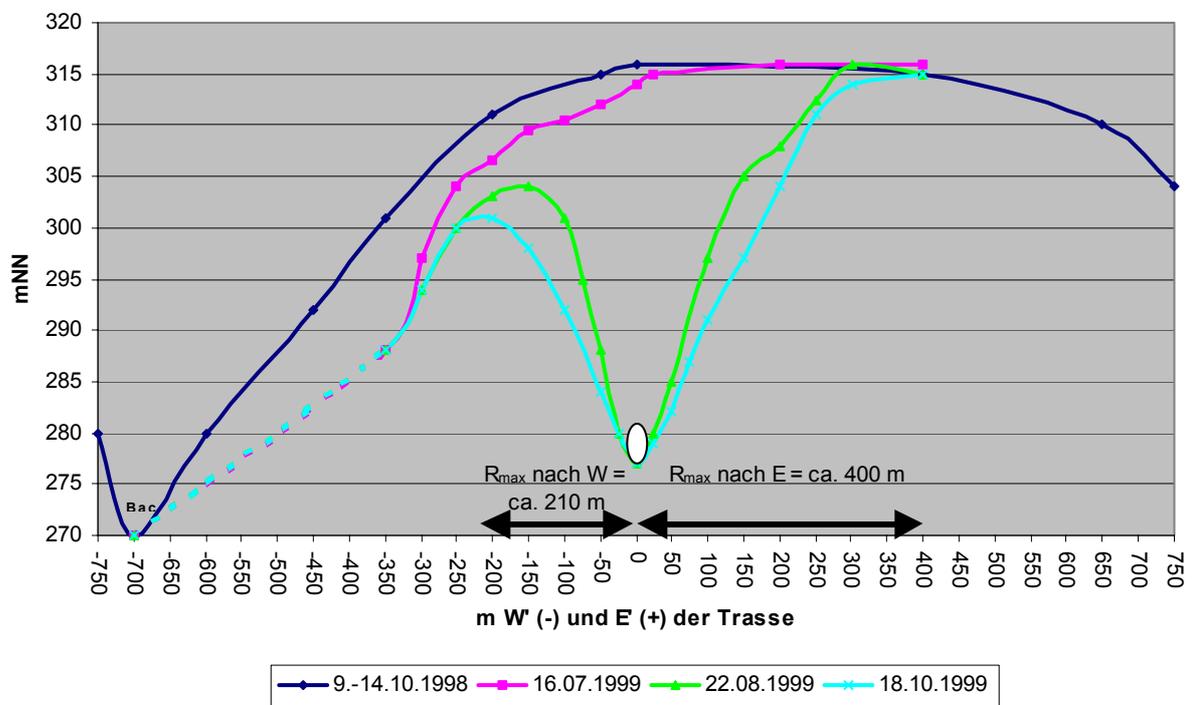


Abbildung 2-17: Profil 57+500: Entwicklung der tatsächlich gemessenen Absenkungsradien westlich (links) und östlich (rechts) der Trasse des Drainagegestollens zu verschiedenen Phasen im Vergleich zum Ausgangswasserspiegel

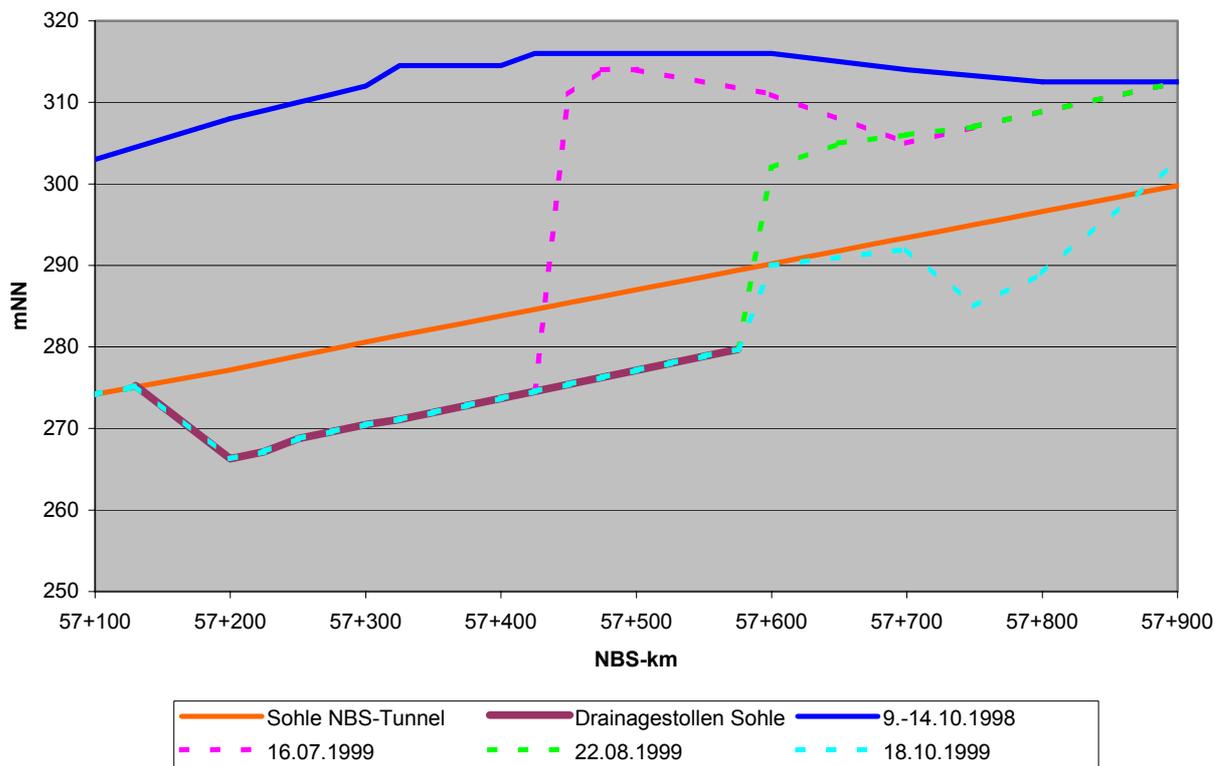


Abbildung 2-18: Entwicklung der tatsächlich gemessenen Absenkungsreichweiten entlang der Trasse des Drainagestollens zu verschiedenen Phasen im Vergleich zum Ausgangswasserspiegel

Die Abbildung 2-18 verdeutlicht, wie steil sich die hydraulischen Gradienten zum Tunnelvortrieb ausbilden können. Maximal werden Gradienten $I = \Delta h / \Delta l = 2$ gemessen. Dies kann für die Betrachtung des auf die Ortsbrust wirkenden Strömungsdruckes als treibende Kraft für ein Versagen der Ortsbrust von wichtiger Bedeutung sein (Kapitel 3.3.2 und Formel 3.5 im Hauptteil der vorliegenden Arbeit).

Tabelle 2-2: Abweichung zwischen den nach WBI & HART (1999b) prognostizierten und den tatsächlich gemessenen Wasserandrangsmengen und Absenkungsreichweiten

| | Prognose nach WBI & HART 1999b | tatsächlich gemessen | Abweichung |
|--|--------------------------------|------------------------|---------------------|
| Maximaler Wasserandrang Q_{max} | 3 l/s | 13,5 l/s | + 350 % |
| Mittlerer Wasserandrang Q_{mittel} | 1,7 l/s | 8 l/s | + 370 % |
| Maximale Reichweite R_{max} | E: 300 m; W: 400 m | E: > 300 m; W: > 600 m | E: + 0 %; W: + 50 % |

Der Vergleich zwischen den prognostizierten und den tatsächlich gemessenen Wasserandrangsmengen und Absenkungsreichweiten in Tabelle 2-2 zeigt, dass es noch einen erheblichen Bedarf gibt, die hydraulischen Kennwerte und Prognosemöglichkeiten für das devonische Schiefergebirge zu verbessern. Die Fülle der bei der Erstellung des Drainagestollens aufgenommenen Daten bietet die ideale Möglichkeit, aus reell gemessenen Daten mögliche Abhängigkeiten von Lithologie oder Verwitterung zu Wasserandrangsmengen zu betrachten (Kapitel 2.4.2) sowie die hydraulischen Kennwerte des devonischen Kluff-

grundwasserleiters rückzurechnen und die Modellannahmen zur Berechnung des Wasserandranges (Kapitel 1.2) zu überprüfen (Kapitel 2.4.3).

A.2.4.3 Abhängigkeiten von Lithologie oder Verwitterung zu Wasserandrangsmengen

An über 200 Ortbrustaufnahmen konnten Abhängigkeiten von Lithologie oder Verwitterung zu den dort gemessenen Wasserandrangsmengen betrachtet werden.

Abhängigkeit zwischen Lithologie und Wasserandrang

Die Lithologie wurde dabei unterteilt in

- Ortsbrust mit überwiegend Tonstein (Wasseraustritte – sofern kartiert – ebenfalls aus dem Tonstein)
- Ortsbrust überwiegend aus Sandsteinlagen (Wasseraustritte – sofern kartiert – ebenfalls aus dem Sandstein)
- Ortsbrust mit Sandsteinbänken (Mächtigkeit > 50 cm) (Wasseraustritte – sofern kartiert – ebenfalls aus den Sandsteinbänken)

In der Tabelle 2-3 ist die Auswertung der Ortsbrustkartierungen mit Wasserandrang zusammengestellt.

Tabelle 2-3: Auswertung der kartierten Vortriebe im Drainagestollen des Tunnel Fernthal mit Wasserandrang in Relation zur Lithologie

| Wasserandrang | Kartierte Stellen mit Wasserandrang | | davon Sst | | | | davon Sst-bänke | | | | davon Tst | | | |
|---------------|-------------------------------------|-----|-----------|---|--------------------------|------------------|-----------------|---|---------------------------------|------------------|------------|---|--------------------------|------------------|
| | n | W | n | Anteil an den kartierten Stellen in W0...W3 | Anteil an Stellen im Sst | Abweichung von W | n | Anteil an den kartierten Stellen in W0...W3 | Anteil an Stellen im Sst-bänken | Abweichung von W | n | Anteil an den kartierten Stellen in W0...W3 | Anteil an Stellen im Tst | Abweichung von W |
| W0 | 29 | 11% | 3 | 10% | 8% | -3% | 0 | 0% | 0% | -11% | 26 | 90% | 14% | 2% |
| W1 | 70 | 28% | 5 | 7% | 14% | -14% | 4 | 6% | 13% | -14% | 61 | 87% | 32% | 5% |
| W2 | 81 | 32% | 19 | 23% | 53% | 21% | 10 | 12% | 33% | 1% | 52 | 64% | 28% | -4% |
| W3 | 74 | 29% | 9 | 12% | 25% | -4% | 16 | 22% | 53% | 24% | 49 | 66% | 26% | -3% |
| Gesamt | 254 | | 36 | 14% | 100% | | 30 | 12% | 100% | | 188 | 74% | 100% | |

W0...W3 = Wasserandrang nach MAIDL 1995

n = Anzahl

W = mittlere Eintrittswahrscheinlichkeit

Die Auswertung in der Tabelle 2-3 sowie die Darstellungen in den Abbildungen 2-19 und 2-20 deuten folgende Abhängigkeiten zwischen der Lithologie und dem Wasserandrang an:

- In den Sandsteinlagen und den Sandsteinbänken tritt bevorzugt ein Sickerwasserzutritt (W2) sowie ein Seihwasserzutritt (W3) auf. Die gemessenen bzw. abgeschätzten Zutrittsmengen pro Abschlag liegen in sandsteindominierten Bereichen bei $Q_{\text{erst}} = 0,5 \text{ l/s}$ bis $1,5 \text{ l/s}$.
- In den Tonsteinen ist keine eindeutige Bevorzugung in der Art des Wasserzutrittes zu erkennen. Es treten mehr trockene (W0) und feuchte (W1) Stellen auf als Bereiche mit Sickerwasserzutritt (W2) oder Seihwasser (W3).

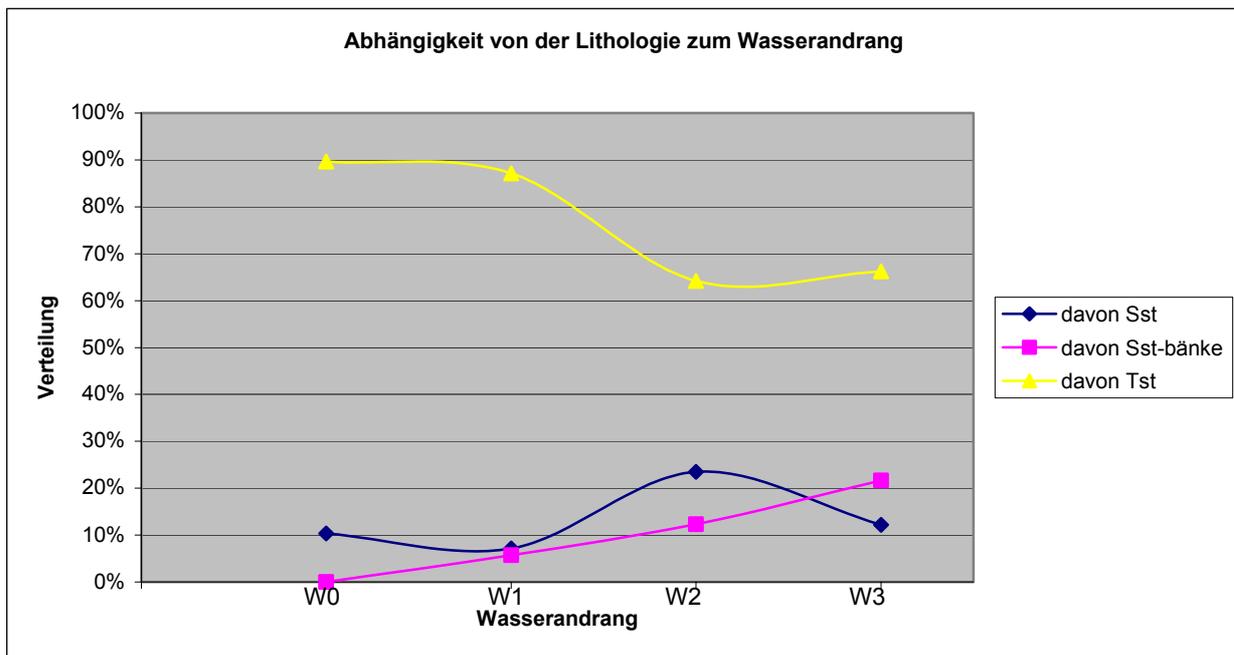


Abbildung 2-19: Darstellung der Abhängigkeit der Lithologie (überwiegend Tonstein / überwiegend Sandsteinlagen / Sandsteinbänke) vom Wasserandrang (W0...W3 nach MAIDL 1995) in Form des Anteiles der kartierten Stellen in den jeweiligen Wasserandrangsklassen (siehe auch Tabelle 2-3)

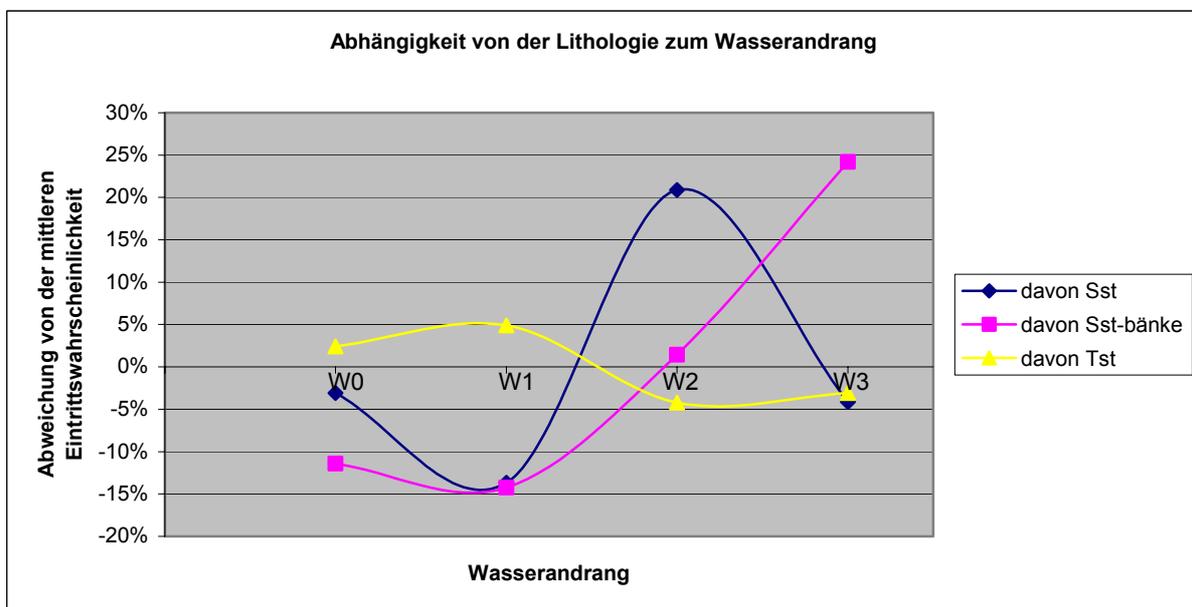


Abbildung 2-20: Darstellung der Abhängigkeit der Lithologie (überwiegend Tonstein / überwiegend Sandsteinlagen / Sandsteinbänke) vom Wasserandrang (W0...W3 nach MAIDL 1995) in Form der Abweichung von der mittleren Eintrittswahrscheinlichkeit (siehe auch Tabelle 2-3)

Die voran gemachten Auswertungen stützen die vor Ort gemachten Beobachtungen sowie die in Kapitel 2.2 durchgeführten Auswertungen, dass auch in Tiefen von 60 m unter GOK noch eine beträchtliche Durchlässigkeit der devonischen Gesteine vorliegt, wobei dass das Grundwasser in den devonischen Tonsteinen eher diffus über ein Netzwerk von Trennflächen fließt, das Grundwasser in den sandsteindominierten Lagen hingegen bevorzugt konzentriert auf wenigen wasserwegsamem Klüften anzutreffen ist.

Abhängigkeit zwischen Verwitterung und Wasserandrang

Die tiefgründige Verwitterung der devonischen Gesteine bewirkt nach Kapitel 2.2 eine heterogene Durchlässigkeit der Gesteine. Bei der Kartierung des Vortriebes des Drainagestollens konnte bei über 200 Ortsbrustaufnahmen eine eindeutige Zuordnung von Wasserandrang aus definiert verwitterten Gesteinspaketen erstellt werden. In der Tabelle 2-4 ist der Wasserandrang in den unterschiedlich verwitterten Gesteinen zusammengestellt.

Tabelle 2-4: Auswertung der kartierten Vortriebe im Drainagestollen des Tunnel Fernthal mit Wasserandrang in Relation zum Verwitterungsgrad

| Wasserandrang nach MAIDL 1995 | Anzahl | Anteil an den kartierten Stellen in W0...W3 | Anteil an Stellen im VKI...VKIV | Abweichung von der mittleren Erwartungswahrscheinlichkeit |
|-------------------------------|------------|---|---------------------------------|---|
| Gesamt | | | | |
| W0 | 22 | 10 % | | |
| W1 | 57 | 25 % | | |
| W2 | 76 | 34 % | | |
| W3 | 69 | 31 % | | |
| | 224 | 100 % | | |
| VKI | | | | |
| W0 | 3 | 14 % | 14 % | -4 % |
| W1 | 6 | 11 % | 27 % | -2 % |
| W2 | 6 | 8 % | 27 % | 7 % |
| W3 | 7 | 10 % | 32 % | -1 % |
| | 22 | 10 % | 100 % | |
| VKI / VKII | | | | |
| W0 | 4 | 18 % | 20 % | -10 % |
| W1 | 4 | 7 % | 20 % | 5 % |
| W2 | 5 | 7 % | 25 % | 9 % |
| W3 | 7 | 10 % | 35 % | -4 % |
| | 20 | 9 % | 100 % | |
| VKII | | | | |
| W0 | 6 | 27 % | 7 % | 3 % |
| W1 | 28 | 49 % | 33 % | -7 % |
| W2 | 31 | 41 % | 36 % | -2 % |
| W3 | 21 | 30 % | 24 % | 6 % |
| | 86 | 38 % | 100 % | |
| VKII / VKIII | | | | |
| W0 | 7 | 32 % | 13 % | -4 % |
| W1 | 12 | 21 % | 23 % | 2 % |
| W2 | 20 | 26 % | 38 % | -5 % |
| W3 | 13 | 19 % | 25 % | 6 % |
| | 52 | 23 % | 100 % | |
| VKIII | | | | |
| W0 | 2 | 9 % | 6 % | 4 % |
| W1 | 6 | 11 % | 17 % | 9 % |
| W2 | 11 | 14 % | 31 % | 3 % |
| W3 | 17 | 25 % | 47 % | -16 % |
| | 36 | 16 % | 100 % | |

Tabelle 2-5: Auswertung der kartierten Vortriebe im Drainagestollen des Tunnel Fernthal mit Wasserandrang in Relation zum Verwitterungsgrad (Fortsetzung)

| Wasserandrang nach MAIDL 1995 | Anzahl | Anteil an den kartierten Stellen in W0...W3 | Anteil an Stellen im VKI...VKIV | Abweichung von der mittleren Erwartungswahrscheinlichkeit |
|-------------------------------|----------|---|---------------------------------|---|
| VKIII / VKIV | | | | |
| W0 | 0 | 0 % | 0 % | 10 % |
| W1 | 1 | 2 % | 13 % | 13 % |
| W2 | 3 | 4 % | 38 % | -4 % |
| W3 | 4 | 6 % | 50 % | -19 % |
| | 8 | 4 % | 100 % | |

Die Darstellung der Verteilung der kartierten Wasserandrangsmengen in den einzelnen Verwitterungsklassen (Abbildung 2-17) sowie die Abweichungen von der mittleren Wahrscheinlichkeit in Tabelle 2-4 (im allgemeinen $\leq 10\%$) zeigen **keine signifikanten Trends**, die eine Regel in der Verteilung der Wasserandrangsmengen bezogen auf die unterschiedliche Verwitterung ableiten lassen. Andeutungsweise sind folgende Trends zu vermuten:

- In den **stark verwitterten** Ton- und Sandsteinen tritt das Grundwasser **eher konzentriert in Form von Sickerwasser- (W2) und Seihwasserzutritten (W3)** auf. Ob dies mit der tertiären Verwitterung, die eine erosive Erweiterung der Trennflächen bewirkt, zusammenhängt, kann hier jedoch nur vermutet werden.
- In **unverwitterten bis schwach verwitterten Gesteinen fließt das Grundwasser eher diffus (W1)** über das vernetzte Kluftsystem dem Tunnel zu.

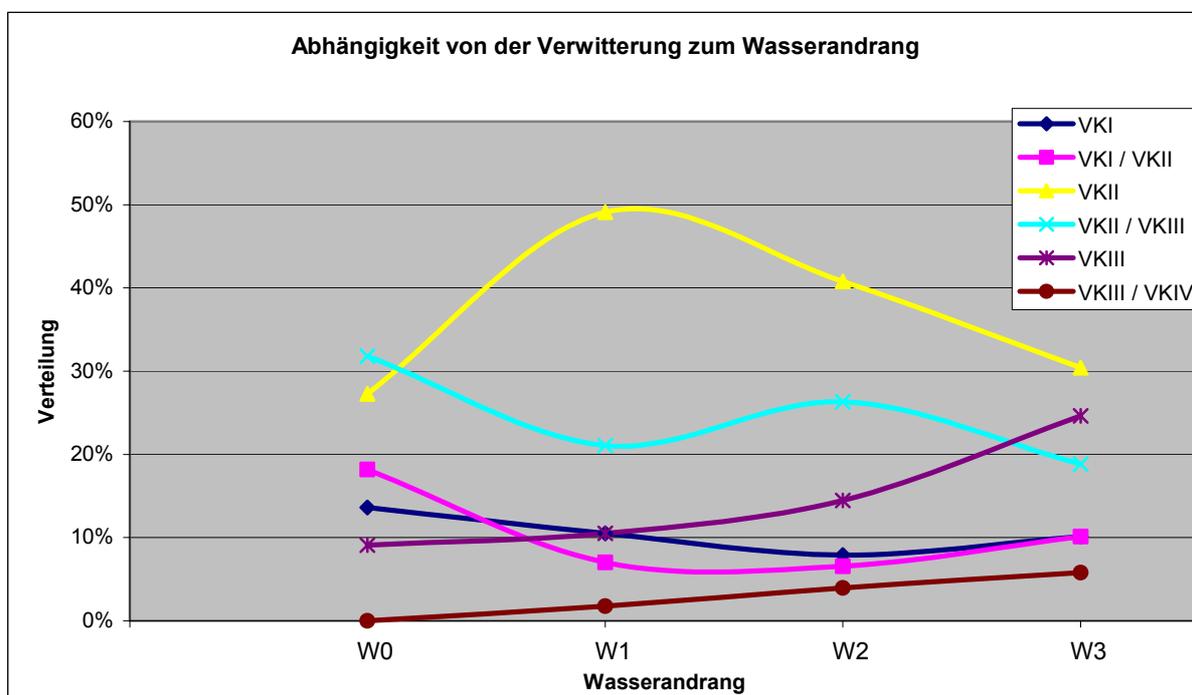


Abbildung 2-21: Darstellung der Abhängigkeit der Verwitterung (VKI ... VKIV) vom Wasserandrang (W0...W3 nach MAIDL 1995) in Form des Anteiles der kartierten Stellen in den jeweiligen Wasserandrangsklassen (siehe auch Tabelle 2-4)

A.2.4.4 Rückrechnung der hydraulischen Kennwerte aus dem im Vortrieb gemessenen Wasserandrang

Über die Formel 1.2 in Kapitel 1.2 lässt sich nach GOODMAN et al. (1965) der Wasserandrang zu einem Tunnel berechnen. Es ergibt sich für den freien Grundwasserspiegel ein Wasserandrang zum Tunnel, der sich durch einen hohen Erstwasserandrang Q_{erst} , einem schnell und asymptotisch abklingenden Verlauf sowie einem annähernd konstanten Dauerwasserzufluss Q_{dauer} auszeichnet (Abbildung 2-18).

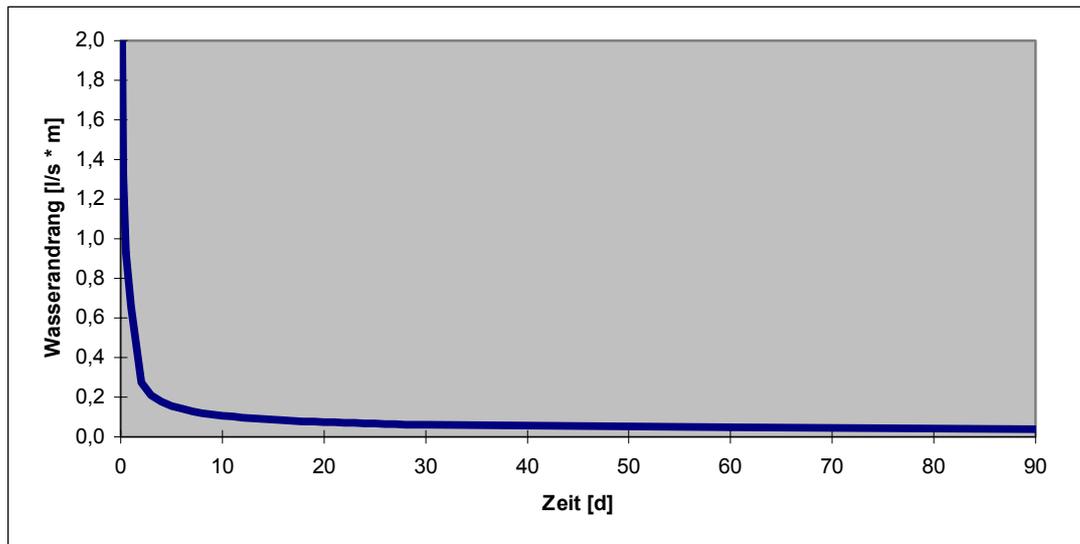


Abbildung 2-22: Instationärer Wasserandrang zum Tunnel in l/s pro m Tunnel nach GOODMAN et al. (1965) (bei $k_f = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, $S_y = 0,03$, $H_0 = 50$ m und $C = 0,75$)

Die für die Formel 5.2 notwendigen Randbedingung eines parabolisch zum Tunnel geneigten Grundwasserspiegels ist erfüllt, wie der Grundwasserspiegel in Abbildung 2-14 verdeutlicht.

Eine vom Bearbeiter durchgeführte Parameterstudie hatte zum Ziel, den in Abbildung 2-13 dargestellten Verlauf des Gesamtwasserandranges durch die Anwendung von realistischen hydraulischen Kennwerten möglichst genau analytisch nachzubilden. Der Wechsel von durchlässigen und weniger durchlässigen Gesteinsbereichen (Abbildung 2-12) wurde durch die Anwendung von zwei unterschiedlichen Kontinua berücksichtigt:

- Schicht 1: $k_f = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, $S_y = 0,02$
- Schicht 2: $k_f = 3 \cdot 10^{-7}$ m/s, $S_y = 0,03$

Die nachfolgende Formel nach GOODMAN et al. (1965) wurde dann jeweils für den Vortrieb von 5 m (entspricht ca. einem Arbeitstag) auf das in dem Bereich aufgefahrene Gestein angewendet.

$$Q(t) = \left(8 \cdot \frac{C}{3} \cdot k_f \cdot H_0^3 \cdot S_y \cdot t\right)^{1/2} \quad (2.3)$$

- $Q(t)$ = kumulativer Wasserandrang [m^3]
- C = Konstante = 0,5
- k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- H_0 = Druckhöhe oberhalb der Tunnelsohle vor Auffahrung des Drainagestollens [m]
- S_y = Spezifischer Speicherkoeffizient [1/m]

Die Ausgangsdruckhöhen H_0 wurden entsprechend der vor dem Auffahren des Drainagestollens gemessenen Differenz zwischen dem Grundwasserspiegel und der Stollensohle angesetzt ($H_0 = 37$ m bis 50 m).

Der Wechsel zwischen der gut durchlässigen Schicht 1 mit einem hohen k_f -Wert und einem entwässerbaren Speichervolumen (S_y) von 2% und der Schicht 2 mit einem niedrigen k_f -Wert und einem höheren entwässerbaren Speichervolumen (S_y) von 3% führt zu einem sägezahnartigen Verlauf der berechneten Kurve (Abbildung 2-19).

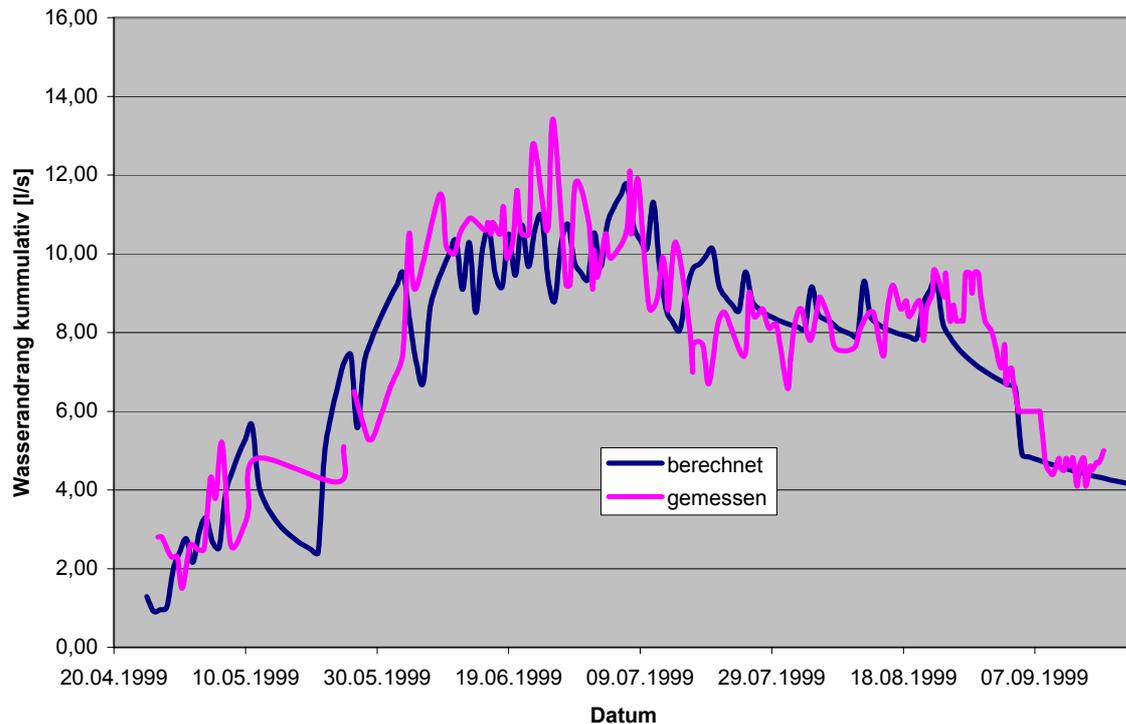


Abbildung 2-23: Vergleich zwischen der im Drainagestollen gemessenen Wasserandrangsmengen und der über Formel 2.3 berechneten Wasserandrangsmengen

Die Übereinstimmung zwischen der in Abbildung 2-19 dargestellten gemessenen Verlaufskurve sowie der berechneten Verlaufskurve der Wasserandrangsmengen ist sehr gut hinsichtlich der Maximal- und Minimalwerte sowie der steilen Steigungen beim Anstieg und beim Abfall der Wasserandrangsmengen.

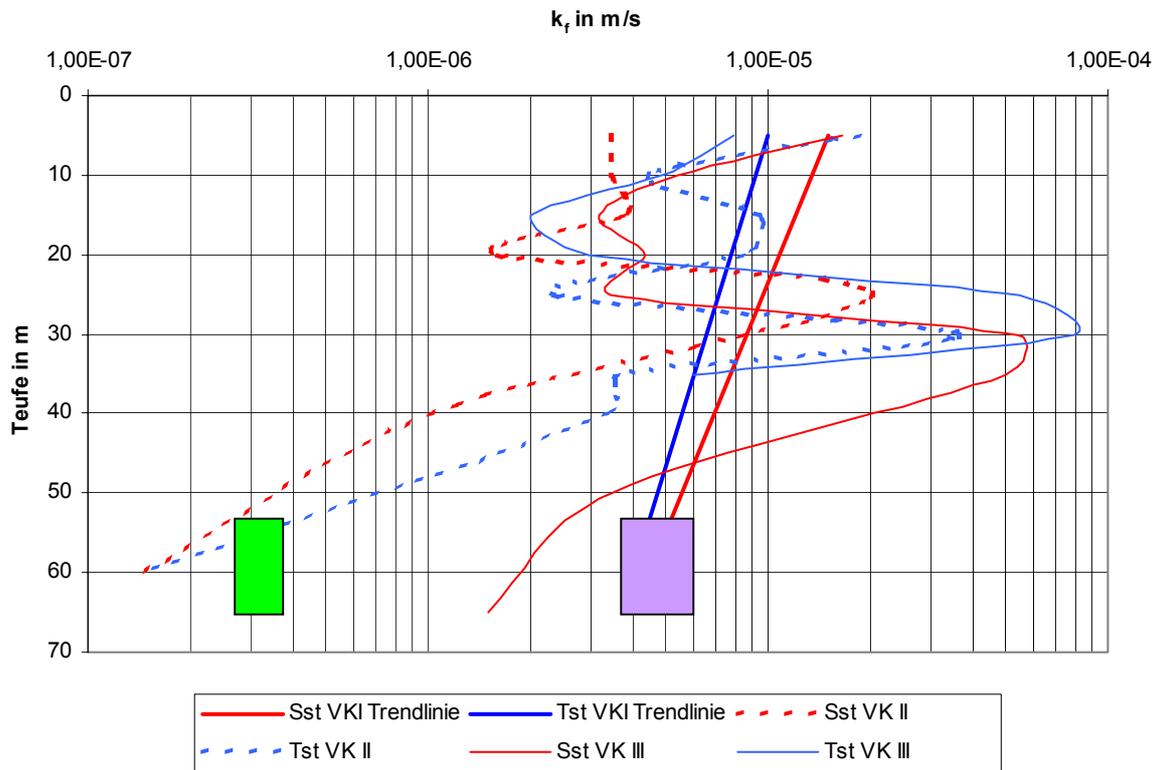


Abbildung 2-24: Darstellung der rückgerechneten Durchlässigkeiten der Schicht 1 ($k_f = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s = lila Feld) und der Schicht 2 ($k_f = 3 \cdot 10^{-7}$ m/s = grünes Feld) in den Mittelwerten der Auffüll- und Absenkversuche (Kapitel 2.2)

Die für die Schichten 1 und 2 über die Parameterstudie errechneten hydraulischen Kennwerte passen sehr gut mit den über die hydraulischen Bohrlochversuche in Kapitel 2.2 errechneten Mittelwerte in den vergleichbaren Tiefen (Tabelle 2-1 und Abbildung 2-20).

Abermals muss festgestellt werden, dass in einer Tiefe von 55 bis 65 m u. GOK eine für das devonische Schiefergebirge erstaunlich hohe Durchlässigkeit vorhanden ist. Diese Durchlässigkeit führt auf längeren Tunnelbauwerken zu einem nicht zu vernachlässigbaren Dauerwasserandrang.

A.2.4.5 Rückrechnung der hydraulischen Kennwerte aus den gemessenen Absenkungsreichweiten

Die Formel 1.7 nach SICHARDT (1928) ermöglicht die Rückrechnung der Durchlässigkeitsbeiwerte aus den gemessenen Absenkungsreichweiten wie folgt:

$$k_f = \left(\frac{R}{3000 \cdot s} \right)^2 \quad (2.4)$$

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

R = Absenkungsreichweite [m]

s = Absenkung oberhalb des Tunnels [m]

In der Tabelle 2-5 werden die in der Abbildung 2-15 dargestellten tatsächlich nach W und E gemessenen Absenkungsradien verwendet, um gemäß Formel 2.4 die Durchlässigkeitsbeiwerte rückzurechnen.

Tabelle 2-6: Auswertung der kartierten Vortriebe im Drainagestollen des Tunnel Fernthal mit Wasserandrang in Relation zum Verwitterungsgrad

| Bau-km | s | R tatsächlich | | k _f rückgerechnet | |
|--------|------|---------------|-----|------------------------------|---------|
| | | E | W | E | W |
| 56+800 | 15,4 | 125 | 100 | 7,3E-06 | 4,7E-06 |
| 56+900 | 24,1 | 250 | 200 | 1,2E-05 | 7,7E-06 |
| 57+000 | 27,0 | 360 | 225 | 2,0E-05 | 7,7E-06 |
| 57+100 | 28,8 | 450 | 260 | 2,7E-05 | 9,1E-06 |
| 57+200 | 41,7 | 500 | 270 | 1,6E-05 | 4,7E-06 |
| 57+300 | 41,5 | 500 | 270 | 1,6E-05 | 4,7E-06 |
| 57+400 | 40,8 | 500 | 250 | 1,7E-05 | 4,2E-06 |
| 57+500 | 38,9 | 450 | 230 | 1,5E-05 | 3,9E-06 |
| 57+600 | 25,8 | 400 | 180 | 2,7E-05 | 5,4E-06 |
| 57+700 | 20,6 | 350 | 170 | 3,2E-05 | 7,6E-06 |
| 57+800 | 15,9 | 300 | 140 | 4,0E-05 | 8,6E-06 |
| 57+900 | 12,7 | 250 | 105 | 4,3E-05 | 7,6E-06 |
| 58+000 | 9,5 | 175 | 85 | 3,8E-05 | 8,9E-06 |
| 58+100 | 5,8 | 100 | 50 | 3,3E-05 | 8,3E-06 |

Es ergibt sich

- nach Osten (E) ein mittlerer k_f-Wert von $2 \cdot 10^{-5}$ m/s und
- nach Westen (W) ein mittlerer k_f-Wert von $6 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Der Unterschied in den beiden mittleren k_f-Werten ist in den unterschiedlichen Ausgangswasserspiegeln mit einem annähernd horizontalen Ausgangswasserspiegel im Osten und einem abfallenden Ausgangswasserspiegel im Westen zu begründen (Abbildungen 2-16 und 2-17).

Unbeachtet der Anwendbarkeit der Formel nach SICHARDT (1928) belegen die in Tabelle 2-4 rückgerechneten hohen Durchlässigkeitsbeiwerte, dass der devonische Kluffgrundwasserleiter durchaus in kleinen und mittleren Tiefen (bis ca. 35 m) Durchlässigkeiten über 10^{-5} m/s aufweisen kann (Kapitel 2.2).

A.2.5 Zusammenfassung der vertieften hydrogeologischen Untersuchungen

Der im Zuge dieses Projektes untersuchte devonische Kluftgrundwasserleiter ist sehr heterogen und lässt sich nur schwer in einem einfachen (Gedanken-)Modell beschreiben.

A.2.5.1 Durchlässigkeiten

Qualitativ lässt sich die Verteilung der Durchlässigkeiten wie folgt beschreiben (Kapitel 2.2.3):

- Die Durchlässigkeiten der Sand- und Tonsteine nehmen von oben nach unten kontinuierlich ab. Eine Ausnahme bildet dabei in schwach und stärker verwitterten Gesteinen der Bereich von 25 bis 35 m unter GOK.
- Die schwach und stark verwitterten Sand- und Tonsteine (VK II / VK III) haben in einem Bereich zwischen 25 und 35 m u. GOK eine Durchlässigkeit, die um den Faktor 5 bis 12 höher liegt als in den überlagernden oder unterlagernden Bereichen.
- In tieferen Bereichen (> 35 / 40 m u. GOK) gehen die Durchlässigkeiten von schwach und stark verwitterten Gesteinen signifikant zurück.
- Die Durchlässigkeit von Sand- und Tonsteinen differiert im unverwitterten Zustand (VK I) nicht messbar. Im schwach bzw. stark verwitterten Gesteinen (VK II / VK III) ist die Gebirgsdurchlässigkeit der Tonsteine um den Faktor 2 bis 3 höher als in den Sandsteinen.

Quantitativ kann für den unverwitterten Sand- und Tonstein eine tiefenabhängige Durchlässigkeit über die Formeln 2.1 (Sandstein VKI) und 2.2 (Tonstein VKI) errechnet werden (Kapitel 2.2.1 und 2.2.2):

$$k_{fSstVK1} = e^{-\left(\frac{d}{45}+11\right)} \quad (2.1)$$

$k_{fSstVK1}$ = Durchlässigkeit des unverwitterten Sandsteines [m/s]
 d = Teufe [m]

$$k_{fTstVK1} = e^{-\left(\frac{d}{60}+11,5\right)} \quad (2.2)$$

$k_{fTstVK1}$ = Durchlässigkeit des unverwitterten Tonsteines [m/s]
 d = Teufe [m]

Beobachtungen und Erfahrungen in vergleichbaren Gebirgen besagen, dass es nicht einen einheitlichen Durchlässigkeitsbeiwert für das gesamte Gebirge gibt, sondern dass sich das wasserführende Kluftsystem vielmehr in ein gut durchlässiges Grobkluftsystem und ein geringdurchlässiges jedoch höher speicherfähiges Feinkluftsystem unterteilt. Die Rückrechnung aus den Wasserandrangsmengen im Drainagestollen (Kapitel 2.4.4) ergibt für den tieferen devonischen Grundwasserleiter folgende hydraulische Kennwerte für das Grobkluft- (Schicht 1) und das Feinkluftsystem (Schicht 2):

- Schicht 1: $k_f = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s, $S_y = 0,02$
- Schicht 2: $k_f = 3 \cdot 10^{-7}$ m/s, $S_y = 0,03$

Die Rückrechnung aus der Betrachtung der Absenkungreichweiten (Kapitel 2.4.5) ergibt mittlere Durchlässigkeitsbeiwerte vom $2 \cdot 10^{-5}$ m/s bis $6 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Die Untersuchungen zur Abhängigkeit der Gebirgsdurchlässigkeit vom Streichen der Schichten (Kapitel 2.3) ergibt anhand der Auswertung von Pumpversuchen und Markierungsversuchen, dass die Durchlässigkeit in den untersuchten devonischen Sand- und Tonsteinen aufgrund der Gesamtheit des Trennflächengefüges (Schichtflächen, Längs-, Quer- und Diagonalklüfte sowie Störungen) annähernd **isotrop** ist.

A.2.5.2 Wasserandrang

Die Kartierungen und Auswertungen zu den im Drainagestollen gemessenen Wasserandrangsmengen lassen folgende Aussagen zu:

- Die Verteilung der Wasserandrangsmengen ist sehr heterogen.
- Pro Abschlag können Wassermengen Q_{erst} von $> 1,5$ l/s auftreten.
- In den Sandsteinlagen und den Sandsteinbänken tritt bevorzugt ein Sickerwasserzutritt (W2) sowie ein Seihwasserzutritt (W3) auf. Die gemessenen bzw. abgeschätzten Zutrittsmengen pro Abschlag liegen in sandsteindominierten Bereichen bei $Q_{\text{erst}} = 0,5$ l/s bis $1,5$ l/s.
- In den Tonsteinen ist keine eindeutige Bevorzugung in der Art des Wasserzutrittes zu erkennen. Es treten mehr trockene (W0) und feuchte (W1) Stellen auf als Bereiche mit Sickerwasserzutritt (W2) oder Seihwasser (W3).
- Die Beherrschung des Grundwassers im devonischen Schiefergebirge stellt von der Quantität her keine Probleme dar und ist mit einer entsprechenden Bauleistung (Pumpen, Leitungen) zu bewältigen.
- Das Grundwasser stellt jedoch immer wieder ein Problem für die Standsicherheit der Ortsbrust dar, da auf wasserführenden Trennflächen die rückhaltenden Kräfte reduziert werden und Versagensmechanismen (Gleiten auf der Trennfläche) so früher ausgelöst werden können.

Die Abschätzung des Wasserandranges kann über die Formel nach GOODMAN et al. (1965) in einer guten Näherung erfolgen.

$$Q(t) = \left(8 \cdot \frac{C}{3} \cdot k_f \cdot H_0^3 \cdot S_y \cdot t\right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.3)$$

$Q(t)$ = kumulativer Wasserandrang [m^3]

C = Konstante = 0,5

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

H_0 = Druckhöhe oberhalb der Tunnelsohle vor Auffahrung des Drainagestollens [m]

S_y = Spezifischer Speicherkoeffizient [$1/\text{m}$]

Literaturverzeichnis

Anmerkung: Die Zahlen in den Klammern am Ende der Literaturangabe weist auf das Kapitel im Anhang 1 hin, in dem die Literatur verwendet wurde.

- BREITENRÖDER, M. (1958): Der Wasserandrang bei unvollkommenen Brunnen mit freier Grundwasseroberfläche. – Österr. Wasserwirtschaft, 10, Heft 3. (aus HERTH & ARNDTS 1994) (A.1.2)
- BUSCH, K.-F.; LUCKNER, L. & TIEMER, K. (1993): Lehrbuch der Hydrogeologie Band 3: Geohydraulik. – 3. neubearb. Auflage: 497 S.; Verlag Gebrüder Bornträger, Berlin, Stuttgart. (A.1.1)
- CHAPMAN, T.G. (1956): Groundwater flow to trenches and wellpoints. – I. Inst. Engrs. Australia, H. 10/11. (A.1.2)
- DAVIDENKOFF, R. (1956): Angenäherte Ermittlung des Grundwasserzuflusses zu einer in einem durchlässigen Boden ausgehobenen Grube. – Mitt.-B. Bundesanst. Wasserb., Heft 7. (A.1.2)
- DMT (2000): Deutsche Montan Technologie GmbH: NBS Köln - Rhein/Main, Baulos A, Fernthal-Tunnel: Geologische Dokumentation über den Tunnelvortrieb - Abschlussbericht – 30.10.2000, unveröff. Bericht. (A.2.2)
- DMT/IHS (1999a): Deutsche Montan Technologie GmbH & Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH: NBS Köln - Rhein/Main: Fernhaltunnel Hydrogeologisches Beweissicherungsprogramm Deponie Fernthal: Erstellung von zusätzlichen Grundwassermessstellen – Dokumentation und Bewertung – 23.02.1999, unveröff. Bericht. (A.2.1)
- GEOPLAN (1996a): Ingenieurgesellschaft NBS Köln – Rhein/Main PA 4 Geoplan und Jessberger + Partner: DB-Neubaustrecke Köln – Rhein/Main: Planungsabschnitt 4, km 49,100 bis 61,050: Hydrogeologischer Bericht zur Entwurfsplanung (unter Berücksichtigung der 3. und 4. Erkundungsphase). – 31.07.1996 (unveröffentlicht) (A.2.1)
- GEOPLAN (1996b): Ingenieurgesellschaft NBS Köln – Rhein/Main PA 4 Geoplan und Jessberger + Partner: NBS Köln – Rhein/Main: Planungsabschnitt 4, Deponie Fernthal: Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse aus der hydrogeologischen Erkundung. – 16.08.1996 (unveröffentlicht) (A.2.1)
- GOODMAN, R.E.; MOYE, D.C.; VON SCHALKWYK, A. & JAVANDEL, I. (1965): Ground water inflows during tunnel driving. – Engineering Geology, Bull. Of the Assoc. of Eng. Geol., Vol. 2, No. 1: 39-56. (A.1.1, A.2.4.4)
- HERTH, W. & ARNDTS, E. (1994): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. – 357 S., 3. Auflage, Ernst Verlag, Berlin. (A.1.2)
- HÖLTING, B. (1989): Hydrogeologie. – 3., neu bearb. Aufl., 396 S.; Enke Verlag Stuttgart. (A.2.3)
- KUSAKIN (IN STRZODKA, A. 1977): Hydrotechnik im Bergbau und Bauwesen. – Autorenkollektiv; 392 S.; VEB Deutscher Verlag, Berlin. (A.1.3)

- MAIDL, B. (1995): Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus. – Bd. 1 u. 2; Verlag Glückauf, Essen (A.2.4.2, A.2.4.3)
- SICHARDT, W. (1928): Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen. – 89 S.; Springer Verlag, Berlin. (A.1.3)
- U.S. CORPS OF ENGINEERS (1997): Engineering and Design: Tunnels and Shafts in Rock. – Engineering Manual. (A.1.3)
- WBI & HART (1999b): Ingenieurgemeinschaft Wittke-Hart: NBS Köln – Rhein/Main - Unterfahung der Deponie Fernthal: Gutachterliche Stellungnahme zur Grundwasserabsenkung beim Bau des Fernthal-Tunnels. – 29.03.1999 (unveröffentlicht) (A.2.4.1)

ANHANG 3

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit versichere ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig angefertigt und alle benutzten Hilfsmittel angegeben habe.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'M. Kühne', with a long, sweeping stroke extending downwards and to the left.

Mainz, 10.11.2003

(Manfred Kühne)