

**Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr,
Energie und Kommunikation (UVEK)
Bundesamt für Strassen (ASTRA)**

**Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie
et de la communication (DETEC)
Office fédéral des Routes (OFROU)**

Untertagbau in quellfähigem Fels

Travaux souterrains dans des roches gonflantes

Institut für Geotechnik
Professur für Untertagbau
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Christian Amstad und Kalman Kovári

Forschungsauftrag 52/94, 5408.01

Zürich, März 2001

Christian Amstad, dipl. Ing. ETH
Prof. Dr. Kalman Kovári
Institut für Geotechnik
ETH Hönggerberg
CH-8093 Zürich

VORWORT

Die ersten Berichte über das Auftreten von Sohlhebung und Druck auf das Sohlgewölbe in Tunneln in ton- und anhydritführendem Fels stammen aus den 50er Jahren des 19. Jahrhunderts. Dieses Phänomen hat man bereits damals richtig beschrieben und seine tiefsten Ursachen in den Grundzügen zutreffend gedeutet. Es ist dies die Fähigkeit dieser Gesteinsarten durch Aufnahme von Wasser ihr Volumen zu vergrössern, bzw. bei Behinderung der Volumenvermehrung einen Druck zu entwickeln, den Quelldruck. Dass es neben den petrographischen Voraussetzungen und dem Zutritt von Wasser ein dritter Faktor im Spiel ist - die Änderung des Spannungszustandes im Gestein bzw. Gebirge - wurde erst später erkannt.

In der Schweiz erhielt die Problematik des Tunnelbaus im quellfähigen Gebirge in den 60er Jahren des vergangenen Jahrhunderts eine besondere Aktualität. Zum einen wurde es damals notwendig, in einer Reihe von älteren Eisenbahntunneln grössere Sanierungsarbeiten infolge quellbedingter Schäden durchzuführen. Zum andern traten zu dieser Zeit beim Bau eines der ersten bedeutenden Tunneln der Nationalstrasse - im Belchentunnel der N2 - noch während der Bauausführung auf längeren Strecken Schäden auf, die eine Rekonstruktion des Sohlgewölbes erforderten. In Deutschland waren es die Erfahrungen mit dem Bau des Wagenburgtunnels (in der Nähe von Stuttgart), die die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf die Quellproblematik lenkte.

Nach diesen Ereignissen setzte sich angesichts der damals bevorstehenden Realisierung weiterer bedeutender Projekte im Verkehrstunnelbau eine breitangelegte Tätigkeit in der Forschung über die Quellproblematik ein. Sie wurde von mehreren Seiten ins Visier genommen. Man führte Versuche und systematische Messungen im Feld durch. Im Labor ging man mit naturwissenschaftlichen Methoden den mineralogischen Grundlagen nach und schliesslich haben computergestützte numerische Methoden das Kräftespiel im Tragwerk zu klären versucht.

Die Projektierung und Ausführung einer grossen Zahl von Tunnelbauwerken, insbesondere in Deutschland und in der Schweiz, konnten sich mittlerweile auf ausgewertete Erfahrungen aus früheren Zeiten und auf ein solideres Grundwissen über die Rolle der Einzelfaktoren und ihr Zusammenwirken beim Quellvorgang abstützen. Jedes dieser Projekte lieferte seinerseits neues Material zur Weiterentwicklung des Kenntnisstandes bzw. zur Erhärtung der bis anhin erworbenen Erkenntnissen. Die Entwicklung des Wissens über das Quellen im Tunnelbau und seine praktische Umsetzung bei der Planung und Ausführung von Untertagbauprojekten hat bis zum heutigen Tage einen hohen Stand erreicht. Dieses Wissen und die Schilderungen wertvoller Erfahrungen liegen allerdings breit zerstreut in der Fachliteratur vor.

Das Ziel dieses Buches ist es, eine kohärente Darstellung des Wissensstandes auf diesem Spezialgebiet des Tunnelbaus zu versuchen. Bei ihrer Arbeit haben die Autoren stets die Fragestellungen, die sich in der Praxis stellen, sowohl in der Phase der Projektierung als auch während der Bauausführung vor Augen gehabt. Sie haben allerdings diese Fragestellungen in der Regel grundlegender gefasst, als dies die Probleme des Alltags erfordern würden. Damit wollten sie einem wissenschaftlichen Anspruch genügen, der weiteren Entwicklungen den Weg ebnet.

Das Buch gliedert sich in die zwei Hauptteile: Grundlagen und Ingenieuraufgaben der Praxis. Zu den Grundlagen zählen wir einen kurzen geschichtlichen Rückblick über Beobachtungen und Hypothesen, über die man bis etwa in die 20er Jahre des letzten Jahrhunderts berichtet hat. Dann folgt ein kurzer Überblick über spezifische geologische Aspekte, die bei den weiteren Erörterun-

gen immer wieder in Erscheinung treten. Das Kernstück des Abschnittes „Grundlagen“ – ein solcher Titel tritt im Inhaltsverzeichnis nicht explizit zum Ausdruck – umfasst gesonderte Abhandlungen über den Quellvorgang in ton- und anhydrithaltigem Fels sowie die Rolle des Wassers. Der Massstab der Betrachtungen wechselt von den Verhältnissen im Labor zum Feld. Der zweite Teil der Arbeit ist den Besonderheiten der Projektierung und der Bauausführung in quellfähigem Fels gewidmet. Dem Leser wird namentlich in diesen Abschnitten klar, wie viele Lücken heute noch in unserem Wissensstand vorhanden sind, welche den statischen Berechnungen eine zwingende Gültigkeit absprechen. Er wird aber merken, dass den Wissenslücken in den geotechnischen Grundlagen und den Unzulänglichkeiten der Bemessung durch ein geeignetes Entwurfskonzept Rechnung getragen werden kann. Während der Bauausführung bietet sich oft die Möglichkeit, den Entwurf auf seine Richtigkeit zu überprüfen, bzw. zu überarbeiten. Dazu muss allerdings die Ausschreibung bzw. der Werkvertrag, den angemessenen Spielraum gewähren. Neben der beschreibenden Darstellung der oft komplexen Zusammenhänge wurden wo möglich auch quantitative Angaben gemacht. Es betrifft dies die Wiedergabe von Ergebnissen von Laborversuchen, Feldmessungen und Diagrammen zur Verdeutlichung des Kräftespiels zwischen Ausbau und Gebirge.

Das Buch ist versehen mit einem einschlägigen Glossar und einem umfangreichen Literaturverzeichnis. Die Autoren geben der Hoffnung Ausdruck, dass durch das Anheben des Wissensstandes Rückschläge im Tunnelbau in quellfähigem Fels künftig, wenn nicht eliminiert, doch wenigstens verringert werden können.

Zürich, März 2001

Ch. Amstad und K. Kovári

Dieser Forschungsbericht wurde mit der finanziellen Unterstützung des Bundesamtes für Strassen (ASTRA), des Tiefbauamtes des Kantons Nidwalden und der NAGRA erstellt.

Introduction

Les premiers rapports concernant l'apparition du soulèvement du radier et la pression sous le radier inverse dans les tunnels dans une roche argileuse ou à prédominance d'anhydrite ont paru dans les années 50 du 19^{ème} siècle. Déjà à ce moment l'on avait décrit correctement ce phénomène et l'on avait indiqué de façon appropriée les causes de ces caractéristiques. La pression de gonflement correspond à la capacité de ce type de roche d'augmenter le volume par l'absorption d'eau, respectivement par le développement d'une pression dans le cas d'une augmentation empêchée du volume. A côté des présupposés pétrographiques et de l'infiltration d'eau, le fait qu'il existe un troisième facteur qui rentre en jeu - la modification de l'état de contrainte dans la roche respectivement dans le massif rocheux - ne fût reconnu que plus tard.

Le problème de la construction de tunnels dans les roches gonflantes est devenu d'actualité en Suisse dans les années 60 du siècle passé. D'un côté il a été nécessaire d'entreprendre toute une série de gros travaux d'entretien de vieux tunnels ferroviaires à la suite de dégâts dus au gonflement. D'un autre côté dans cette période, des dégâts ont été constatés déjà dans la phase de construction sur de longs tronçons de l'un des premiers tunnels importants des routes nationales - le tunnel de Belchen sur la N2. Ces dégâts ont conduit à la reconstruction du radier. En Allemagne, ce sont les expériences des travaux de construction du tunnel de Wagenburg (près de Stuttgart) qui ont attiré l'attention du monde technique vers les problèmes du gonflement.

Après ces événements, une activité sur plusieurs fronts a vu le jour dans la recherche sur les problèmes liés au gonflement par rapport aux réalisations, imminentes à ce temps, d'importants projets dans la construction de tunnels routiers. Elle a été abordée sous différents points de vue. On a exécuté des essais et des mesures systématiques in situ. En laboratoire on a essayé d'expliquer d'abord les connaissances de base minéralogiques par des méthodes de sciences naturelles et par la suite le jeu des forces dans les soutènements à l'aide de méthodes numériques sur ordinateur.

Le projet et l'exécution d'un grand nombre de tunnels, en particulier en Allemagne et en Suisse, ont dû entretemps s'appuyer sur de profitables expériences des temps passés et sur une connaissance solide du rôle des facteurs isolés et de leur interaction dans le processus de gonflement. Chacun de ces projets a fourni de son côté matière nouvelle pour le développement des connaissances respectivement sur la consolidation des connaissances acquises jusqu'à ce moment. Le développement des connaissances sur le gonflement dans la construction de tunnel et la transposition pratique dans la planification et l'exécution de projet de travaux souterrains ont atteint aujourd'hui un niveau élevé. Ces connaissances et la description de ces précieuses expériences se trouvent très éparpillées dans la littérature technique.

Le but de ce livre est celui de fournir une représentation cohérente de l'état des connaissances dans le domaine spécifique de la construction de tunnels. Dans leur travail, les auteurs ont toujours gardé à l'esprit les questions qu'on se pose dans la pratique, aussi bien dans la phase de projet que dans celle de l'exécution. En règle générale, ils ont en effet approché cette formulation fondamentale comme le demandent les problèmes de tous les jours. De cette façon ils voulaient satisfaire une exigence scientifique qui ouvre le chemin à d'autres développements.

Le livre est partagé en deux parties principales: Connaissances de base et Activités de l'ingénieur dans la pratique. Dans les connaissances de base on trouve une brève rétrospective historique sur les observations et les hypothèses, sur lesquelles on s'est basé jusque dans les années 20 du siècle

passé. Ensuite une brève revue des aspects géologiques spécifiques qui reviennent toujours dans les discussions ultérieures. Le noyau du chapitre "Connaissances de base" - ce titre n'apparaît pas explicitement dans la table des matières - rassemble plusieurs traités séparés sur le processus de gonflement dans les roches argileuses et les roches contenant de l'anhydrite, de même que le rôle joué par l'eau. La proportion de considérations varie selon les conditions du laboratoire et du terrain. La deuxième partie du travail est consacrée aux particularités du projet et de l'exécution des travaux dans les roches gonflantes. Dans cette section, le lecteur est rendu attentif aux nombreuses lacunes encore existantes aujourd'hui dans nos connaissances, lacunes qui vont à l'encontre de la validité des calculs statiques. Il pourra par ailleurs remarquer que les lacunes de connaissances de données géotechniques et de l'insuffisance de mesures peuvent quand même conduire à des calculs grâce à un modèle adapté. Pendant l'exécution l'on a souvent la possibilité de vérifier la validité du modèle, respectivement de le modifier. Pour agir de telle façon il faut pouvoir garantir une certaine marge de manoeuvre dans les soumissions et les contrats. A côté de la description des relations souvent complexes il a été fourni, où c'était possible, des indications quantitatives. Il s'agit de la reproduction de résultats de laboratoire, de mesures in situ et de diagrammes pour expliquer l'allure des forces entre l'excavation et le massif rocheux.

Le livre est pourvu d'un glossaire pertinent et d'une riche bibliographie. Les auteurs expriment leur souhait que grâce à l'amélioration des connaissances, puissent être éliminés ou du moins réduits dans le futur les répercussions dans la construction de tunnel dans des roches gonflantes.

Zurich, Mars 2001

Ch. Amstad et K. Kovári

Ce rapport de recherche a été possible grâce au soutien financier de l'Office fédéral des Routes (OFROU), de l'office des travaux du canton Nidwald et de la NAGRA.

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 EINLEITUNG	1
1.1 Geschichtlicher Rückblick (1850-1920)	4
1.1.1 Oberer Hauensteintunnel	4
1.1.2 Ideengeschichte	5
1.2 Geologischer Überblick	9
1.2.1 Schichtfolge der Molasse	10
1.2.2 Schichtfolge des Jura gebirges	11
1.2.3 Schichtfolge der helvetischen Decken	11
2 DER QUELLVORGANG IN TONHALTIGEM FELS	13
2.1 Erfahrungen mit dem Bau und Betrieb von Untertagbauten	13
2.1.1 Falldarstellungen	13
Bözbergtunnel (1871 – 1875)	13
Rickentunnel (1903 – 1908)	14
Grenchenbergtunnel (1911 –1916)	14
Heitersbergtunnel (1970-1972)	14
Zürichbergtunnel (1985 – 1990)	15
Belchentunnel (1963 – 1970)	16
Pfändertunnel (1974 - 1980)	17
Seelisbergtunnel (1971 – 1980)	20
Strassentunnel T8 (1976 – 1981)	23
Luftschutzanlage Leonhardsplatz (1942 – 1943)	25
2.1.2 Auswertung der Erkenntnisse aus der Bau erfahrung	26
2.2 Geologische und mineralogische Grundlagen	29
2.2.1 Einleitung	29
2.2.2 Entstehung von "Tongesteinen"	29
2.2.3 Mineralogischer Aufbau tonhaltiger Gesteine	30
2.3 Zum Quellvorgang in tonhaltigem Fels	33
2.3.1 Innerkristalline Wasseranlagerung	33
2.3.2 Osmosebedingte Wasseranlagerung	35
2.3.3 Quellpotential von Tongesteinen	36
2.3.4 Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quelldehnung unter Laborbedingungen	40
2.3.5 Quellfähigkeit von tonhaltigen Gesteinen im Gebirgsverband	42
2.3.6 Zeitlicher Verlauf des Quellens im Labor und in situ	42

	Seite
3 DER QUELLVORGANG IN ANHYDRIT- / TONHALTIGEM FELS	43
3.1 Erfahrungen mit dem Bau und Betrieb von Untertagbauten	43
3.1.1 Falldarstellungen	43
Weinsbergtunnel (1859 – 1862)	44
Kappelisbergtunnel (1878 – 1880)	45
Hauenstein-Basistunnels (1912 - 1916)	47
Wagenburgtunnel (1942 - 1957)	50
Belchentunnel (1963 – 1970)	54
Freudensteintunnel (1985 - 1991)	59
Engelberg-Basistunnel (1995 – 1999)	62
3.1.2 Auswertung der Erkenntnisse aus der Bauerfahrung	65
3.2 Geologische und mineralogische Grundlagen	66
3.2.1 Arten und Vorkommen von sulfatführenden Gesteinen	66
3.2.2 Entstehung von sulfatführenden Gesteinen	67
3.2.3 Aufbau der anhydritführenden Gipskeuperformation in Baden-Württemberg	68
3.2.4 Aufbau der Evaporitabfolgen des schweizerischen Juragebirges	71
3.2.5 Geologische Aufschlüsse der "Evaporitabfolgen" des schweiz. Juragebirges	72
3.2.6 Mineralogische Zusammensetzung von anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen	75
3.3 Zum Quellvorgang in anhydrit- / tonhaltigem Fels	76
3.3.1 Einleitung	76
3.3.2 Anhydritauflösung und Gipsausfällung	76
3.3.3 Wechselwirkungen im System Ton, Anhydrit und Wasser	78
3.3.4 Hypothetische Grundfälle für den Quellvorgang in anhydrit- / tonhaltigem Fels	79
3.3.5 Gipsausfällung bei Tunnelbauten	81
3.3.6 Gipsausfällung bei Laborversuchen	83
3.3.7 Anhydritgehalt und Verteilungsmuster des Anhydrits	84
3.3.8 Quellpotential bei massigen Anhydritvorkommen	85
3.3.9 Quellpotential bei feiner Anhydritverteilung	86
3.3.10 Maximaler Quelldruck	87
3.3.11 Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quelldehnung unter Laborbedingungen	91
3.3.12 Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quelldehnung unter Feldbedingungen	91
4 DIE ROLLE DES WASSERS IN QUELLFÄHIGEM FELS	93
4.1 Herkunft des Wassers	93
4.2 Bergwasser	94
4.2.1 Bergwasserzufluss aus dem anstehenden Fels	94
4.2.2 Umverteilung von Bergwasser in Hohlräumnähe	95
4.2.3 Wasserlängsläufigkeit	97
4.2.4 Wasserzufluss aus Entwässerungsleitungen und Erkundungsbohrungen	98

	Seite
4.3 Brauchwasser	98
4.4 Meteorwasser	99
4.5 Fließ- und Sickerwege in ton- bzw. anhydrit-/tonhaltigem Fels	100
4.5.1 Wassertransport in tonhaltigen Gesteinen	101
4.5.2 Wassertransport in anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen	102
4.6 Einfluss der chemischen Zusammensetzung des Wassers	103
4.6.1 Einfluss der Wasserzusammensetzung bei tonhaltigen Gesteinen	103
4.6.2 Einfluss der Wasserzusammensetzung bei anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen	103
4.7 Einfluss des Wassers auf die Gesteinsfestigkeit	104
4.7.1 Wassergehalt und Spannungszustand bei tonhaltigen Gesteinen	104
4.7.2 Entfestigung tonhaltiger Gesteine	105
4.7.3 Entfestigung anhydrit-/tonhaltiger Gesteine	106
4.8 Auslaugungserscheinungen im sulfatführenden Gebirge	107
4.8.1 Verwitterung sulfatführender Gesteine	107
4.8.2 Klassifikation der Verwitterung von sulfatführenden Gesteinen	107
4.8.3 Quellfähigkeit von ausgelaugten Gesteinen	108
4.8.4 Erfahrungen mit dem Bau und Betrieb von Untertagbauten im ausgelaugten Gebirge	108
5 ENTWURF UND KONSTRUKTION	109
5.1 Beeinträchtigung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit	109
5.2 Linienführung	111
5.2.1 Horizontale Linienführung	111
5.2.2 Vertikale Linienführung	111
5.3 Erfassung des Quellpotentials von Gesteinen	113
5.3.1 Sondierbohrungen mit Bohrkernentnahme	113
5.3.2 Laborversuche zur Ermittlung des Quellpotentials	114
5.3.3 Dauer von Quellversuchen im Labor	115
5.3.4 Probestrecken und Grossversuche	115
5.4 Ausbaukonzepte	116
5.4.1 Freies Quellen	117
5.4.2 Widerstandsprinzip	118
5.4.3 Ausweichprinzip	121
5.4.4 Projektidee zur Vermeidung von Quellerscheinungen	125
5.4.5 Grobbewertung der Ausbaukonzepte	126
5.4.6 Konstruktive Massnahmen in Tunnellängsrichtung	128

5.5	Wasserhaltung in der Nutzungsphase	131
5.5.1	Abdichtungssysteme	131
5.5.2	Anordnung der Entwässerungsleitungen im Normalprofil	132
5.5.3	Vollabdichtung mit Druckbegrenzung	132
5.5.4	Massnahmen gegen stark aggressives Bergwasser	133
5.6	Statische Berechnung	136
5.6.1	Anwendung des Kennlinienverfahrens in tonhaltigem Fels	137
5.6.2	Zur Tunnelstatik in anhydrit-/tonhaltigem Fels	141
5.6.3	Quellproblematik bei oberflächennahen Untertagbauten	142
5.6.4	Vordimensionierung des Sohlgewölbes	145
5.6.5	Einfluss der Wasserhaltung auf die Beanspruchung der Verkleidung	147
6	BESONDERHEITEN DER BAUAUSFÜHRUNG	149
6.1	Einleitung	149
6.2	Wasserzufluss während der Bauausführung	149
6.3	Quellbedingte Gefährdungsbilder	150
6.3.1	Aufgabe der Ausbruchsicherung im quellfähigen Fels	150
6.3.2	Quellbedingte Gefährdungen beim Vortrieb im Teilausbruch	151
6.3.3	Quellbedingte Gefährdungen beim maschinellen Vortrieb	151
6.4	Besondere Aspekte verschiedener Bauverfahren	153
6.4.1	Lösen des Festgesteins	153
6.4.2	Sprengvortrieb	154
6.4.3	Vortrieb mit einer Teilschnittmaschine	155
6.4.4	Vortrieb mit einem offenen Schild	155
6.4.5	Maschineller Vortrieb mit einer Tunnelbohrmaschine ohne Schild	155
6.4.6	Maschineller Vortrieb mit einer Schild-Tunnelbohrmaschine	156
6.5	Einbau der Aussenschale	158
6.5.1	Ringschlusszeit beim Teilausbruch	158
6.5.2	Ringschlusszeit beim Vollaussbruch	159
6.5.3	Sonderlösungen	159
6.6	Einbau der Innenschale	160
6.7	Wasserhaltungsmassnahmen	162
6.7.1	Wasserbedarf beim Quellvorgang	162
6.7.2	Zeitlicher Verlauf der Quellung	163
6.7.3	Überblick über mögliche Wasserhaltungsmassnahmen	163
6.7.4	Präventive Wasserhaltungsmassnahmen	164
6.7.5	Reaktive Wasserhaltungsmassnahmen	167

	Seite
6.8 Fehlbeurteilungen und Fehlentscheidungen	169
7 BAUWERKSERHALTUNG	171
7.1 Einleitung	171
7.2 Überwachung von Untertagbauten in der Nutzungsphase	171
7.3 Kontrollmessungen zur Überwachung von Untertagbauten	172
7.3.1 Wahl der Messgrösse, Festlegung des Messprinzipes und Wahl des Messinstrumentes	172
7.3.2 Kontaktspannung zwischen Gebirge und Ausbau	173
7.3.3 Spannungen im Ausbau	173
7.3.4 Deformationen des Ausbaus und des Gebirge	174
7.3.5 Messanordnung zur Langzeitüberwachung	175
7.4 Instandsetzung und Erneuerung von Untertagbauten	176
7.4.1 Risikobetrachtungen in der Projektierungsphase	176
7.4.2 Schadensbilder und Rückschlüsse auf mögliche Schadensursachen	176
7.4.3 Beurteilung des Zustandes des Bauwerkes	177
7.4.4 Massnahmenplanung	178
7.4.5 Instandsetzung oder Erneuerung von Verkehrstunnelbauten unter Betrieb	178
ANHANG A: GLOSSAR	181
ANHANG B: BEMESSUNGSDIAGRAMME	185
B 1 Einleitung	185
B 2 Statisches System sowie Material- und Belastungsmodell	185
B 2.1 Statisches System	185
B 2.2 Materialmodell	186
B 2.3 Belastungsmodell	186
B 3 Berechnungsergebnisse	186
B 3.1 Profilformen	186
B 3.2 Interaktionsdiagramme	186
B 3.3 Bemessungsdiagramme	187
B 3.4 Verformungen der Verkleidung	187
Profiltypen und Berechnungsannahmen	189
Bemessungsdiagramme	190

ANHANG C: ERMITTLUNG DES QUELLPOTENTIALS IM LABOR	207
C 1 Normen und Empfehlungen	207
C 1.1 Empfehlung zur Identifikation quellfähiger Gesteine in situ	207
C 1.2 Normen und Empfehlungen zur Ermittlung des Quellpotentials im Labor	207
C 2 Quellversuche an Gesteinsproben im Labor	207
C 2.1 Ermittlung des "freien Quellmasses"	208
C 2.2 Ermittlung des "maximalen Quelldruckes"	209
C 2.3 Quellhebungsversuch	209
C 3 Mineralogische Untersuchungen	211
C 4 Planung und Durchführung von Laborversuchen	211
C 4.1 Festlegung der Art und der Anzahl von Laborversuchen	211
C 4.2 Erhaltung des natürlichen Wassergehaltes	212
C 4.3 Bohrkernentnahme	212
C 4.4 Bohrkernaufnahme und Bohrkerntransport	213
C 4.5 Vorbereitung der Gesteinsproben und Einbau in die Versuchsapparaturen	215
C 4.6 Bewässerung der Gesteinsproben und Versuchsdurchführung	215
C 4.7 Dauer von Quellversuchen und Kriterien für den Versuchsabbruch	216
LITERATURVERZEICHNIS	219

1 EINLEITUNG

Ton- und anhydrit-/tonhaltige Gesteine haben die Eigenschaft, ihr Volumen durch Aufnahme von Wasser zu vermehren. Man spricht vom "Quellen" dieser Gesteine. Bei der Erstellung und Nutzung von Untertagbauten macht sich das Quellen bekanntlich durch Sohlhebungen oder, bei deren Behinderung, durch Sohlbruck auf das Sohlgewölbe bemerkbar. Den letzteren bezeichnet man als "Quelldruck".

Die zeitliche Entwicklung der infolge des Quellens im Gebirge auftretenden Verformungen und Verschiebungen sowie jene des Sohlbruckes nennt man "Quellvorgang". Dieser manifestiert sich am unmittelbarsten durch die Hebung der Sohle (Bild 1-1a) und durch die Belastung des Sohlgewölbes (Bild 1-1b). Unter Umständen vermag das eingezogene Sohlgewölbe dem Quelldruck nicht standzuhalten, sodass es beschädigt oder gar zerstört wird. Der Quellvorgang kann somit eine gänzliche Einbusse des Tragwiderstandes des Ausbaus bewirken. Bei intaktem Gewölbe kann das Bauwerk auch blockweise als Ganzes angehoben werden, sodass Hebungen der Sohle auch von solchen der Firste begleitet werden (Bild 1-1c). Dies zeigt, dass der Quellvorgang nicht nur die Tragsicherheit, sondern auch die Gebrauchstauglichkeit von Untertagbauten beeinträchtigen kann. Letzteres kann insbesondere bei Eisenbahntunneln für Hochgeschwindigkeitszüge der Fall sein, wo den differentiellen Hebungen der Geleise in Quer- und Längsrichtung enge Grenzen gesetzt sind. Die Kriterien der Gebrauchstauglichkeit sind in diesem Falle schwieriger zu erfüllen als diejenigen der Tragfähigkeit (Kovári et al., 1987).

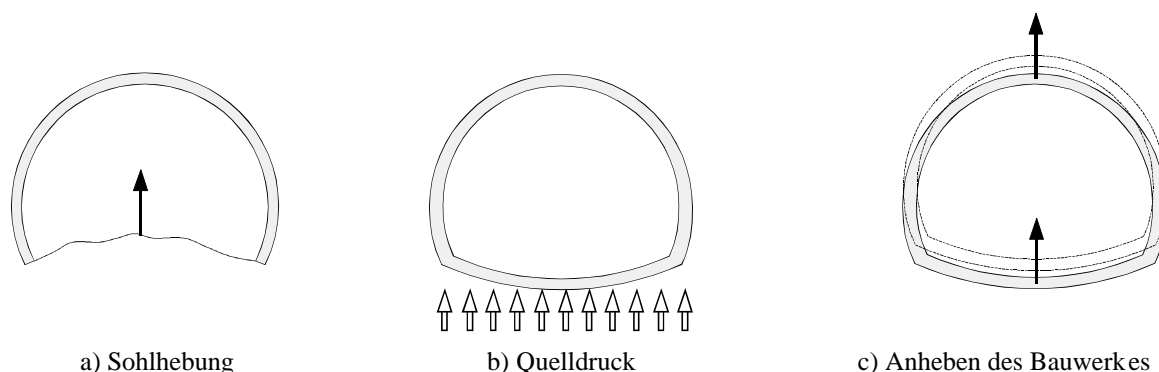


Bild 1-1 Äusserungen des Quellens bei der Erstellung und Nutzung von Untertagbauten
(Kovári, Amstad, Anagnostou, 1987)

Die Erkenntnis, dass Quellvorgänge an ton- und anhydrit-haltige Gesteinsarten gebunden sind und der Zutritt des Wassers eine Grundbedingung dazu darstellt, geht auf die Anfänge des Eisenbahnbaus in der Mitte des letzten Jahrhunderts zurück. Man erkannte auch schon sehr früh den Unterschied zwischen dem Quellen im Ton und jenem im Anhydrit. Die Rolle der Spannungsumlagerung im Zusammenhang mit Quellvorgängen in der Umgebung des Hohlraums wurde hingegen erst viel später von Terzaghi (1946) erkannt. Er verglich den Spannungszustand in der Probe im Oedometer mit den Spannungszuständen im den Hohlraum umgebenden Gebirge. Huder und Amberg (1970) haben später diesen Gedanken aufgenommen und Laborversuche für die Beurteilung des Quellpotentials der den Bohrungen entnommenen tonhaltigen Gesteinsproben (Mergel, Opalinuston) durchgeführt. Diese Versuche haben ergeben, dass die Quellhebung (bei seitlich verhinderter Quelldehnung) in Funktion des Logarithmus des Quelldruckes einen quasi linearen Verlauf aufweist. Dies ist eine indirekte Bestätigung des schon früher bekannten Gesetzes für die Konsolidation von Tonen. Über den Einfluss des Spannungszustandes beim Quellen anhydrit-haltiger

tiger Gesteine bestehen heutzutage in der Fachwelt noch gewisse Unklarheiten. Dies ist auf die mögliche Kopplung chemischer Vorgänge (Anhydritauflösung, Gipsausfällung) mit der mechanischen Beanspruchung zurückzuführen.

In der Praxis erkannte man den Zusammenhang zwischen Sohlhebung und Quelldruck schon sehr früh, und zwar aufgrund von Rückschlägen. Man konnte beobachten, dass im tonhaltigen Fels der Sohldruck mit zunehmender Hebung der Sohle abnimmt. Deshalb suchte man nach praktisch gangbaren Lösungen für eine kontrollierbare Zulassung von Sohlhebungen, insbesondere durch das Einschalten einer - wie wir es heute nennen - Knautschzone zwischen Gebirge und Sohlgewölbe.

Eines der grössten Probleme bestand früher und besteht auch heute noch darin, den Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quellhebung sowie den zeitlichen Verlauf des Quellvorganges in situ während der Bauausführung und der Betriebszeit von etwa 100 Jahren zu prognostizieren. Der moderne Tunnelbau verfügt jedoch über zahlreiche Mittel, welche diese Unsicherheiten wesentlich eingrenzen können. Es sind dies einerseits die Methoden ingenieurgeologischer Erkundung unter Einbezug hydrologischer Abklärungen sowie die Verfahren zur Ermittlung der mineralogischen Zusammensetzung und des Quellpotentials im Labor. Andererseits können Feldmessungen unser Verständnis des Quellvorganges wesentlich vertiefen. Es hat sich gezeigt, dass Verformungsmessungen (Nivellemente, Konvergenz, Extensometer- und Gleitmikrometernmessungen) zuverlässiger und aussagefähiger sind als Druckmessungen. Zum einen lassen sich Spannungsänderungen im tonhaltigen Gebirge messtechnisch gar nicht erfassen. Es bleibt daher nur die Möglichkeit offen, die Kontaktspannung zwischen Ausbau und Gebirge mittels Druckdosen zu messen. Aber selbst diese Messmethode ist fehleranfällig und deshalb unzuverlässig. Sie eignet sich nicht zur Langzeitbeobachtung des Quellvorganges. Im Gegensatz zu Spannungs- und Druckmessungen lassen sich einfache Dehnungs- und Verschiebungsmessungen über mehrere Jahrzehnte hinaus zuverlässig erfassen. Schliesslich helfen numerische Berechnungen um das Zusammenwirken verschiedener Parameter bzw. ihre Auswirkung auf das Tragwerkverhalten quantitativ abzuklären. Solche Berechnungen schärfen den Blick für die wichtigsten Zusammenhänge und sind deshalb bei der konstruktiven Gestaltung hilfreich.

Die Quellfähigkeit des Gesteins als besondere Eigenschaft des Gebirges kann mitunter beträchtliche wirtschaftliche Folgen haben. Die folgenden Aspekte machen dies deutlich:

- a) Der Einbau eines Sohlgewölbes bedingt einen Mehrausbruch, dessen Grösse vom Radius und von der Dicke des Betongewölbes abhängt. Der Mehrausbruch, aber auch der Betonmehrverbrauch, wirkt sich auf die Baukosten und u.U. auf die Bauzeit aus. Als Referenzfall betrachte man einen Strassentunnel im standfesten, nicht quellfähigen Gebirge mit dem typischen Hufeisenprofil (Bild 1-2a). Die infolge Quelldruck notwendig werdende Sohlausbildung mit Sohlgewölbe oder gar Kreisprofil macht selbst bei einer Innenschale von 30 cm Stärke die Unterschiede im Ausbruchprofil deutlich. Je nach dem gewählten Lösungskonzept zur Beherrschung des Quellens kann der Mehrausbruch über 40% und die erforderliche zusätzliche Betonmenge über 80% betragen. Im Bild 1-2b sind einige Beispiele von ausgeführten Tunnelprojekten im quellfähigen Gebirge dargestellt. Wie der Engelberg-Basistunnel zeigt, kann bei einem dreispurigen Autobahntunnel im Gipskeuper der Betonquerschnitt rund 40% des Ausbruchprofils beanspruchen.
- b) In der Phase der Bauausführung können sich eine Reihe von Problemen ergeben, die einen Einfluss auf Bauzeit und Kosten haben. Es sind dies insbesondere die Wasserhaltung und die Kontrolle des Quellvorganges vor dem Wirksamwerden des endgültigen Ausbaus.

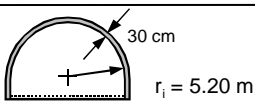
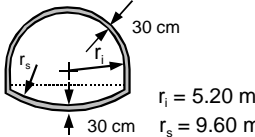
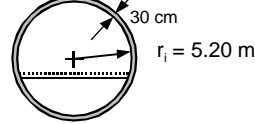
a) Profilform	Ausbruchquerschnitt F_A		Betonquerschnitt F_B		F_B / F_A [%]
	F_A [m ²]	ΔF_A [%]	F_B [m ²] *	ΔF_B [%]	
	66 m ²	100%	6 m ²	100%	9 % *
	93 m ²	141%	11 m ²	183 %	12 % *
	95 m ²	144%	10 m ²	167%	11 % *
b) Beispiele					
Zürichbergtunnel	104 m ²		18 m ²		17 %
Freudensteintunnel (Ausbau mit Knautschzone)	172 m ²		38 m ²		22 %
Tunnel Mont Terri	121 m ²		30 m ²		25 %
Adlertunnel	124 m ²		32 m ²		26 %
Engelberg-Basistunnel (dreispuriger Ausbau mit Knautschzone)	332 m ²		128 m ²		39 %

Bild 1-2 Vergleich der Ausbruchfläche F_A mit der statisch bzw. konstruktiv erforderlichen Betonfläche F_B (ohne provisorische Sicherung, Füllbeton und Hinterfüllungen):

- a) Grobvergleich für drei verschiedene Profilformen bei konstanter Betonstärke
 b) Vergleich anhand von ausgeführten Tunnelbauwerken

- c) Da Quelldruck und Quellhebung während der Betriebszeit oft grössere Ausmasse erreichen als in der Planungsphase angenommen wurde, ergibt sich die Notwendigkeit der Instandsetzung oder gar der Erneuerung ganzer Tunnelstrecken. Die damit verbundene Einschränkung oder Einstellung des Betriebes wird oft als besonders gravierend empfunden.

Dieses Buch verfolgt das Ziel, die besonderen Aspekte des Tunnelbaus im quellfähigen Gebirge umfassend darzustellen. Bei der Erörterung der Zusammenhänge zwischen dem wissenschaftlichen Hintergrund der Phänomene, den planerischen Aufgaben bis zu den Problemen der Bauausführung lassen wir uns stets durch Aufgabenstellungen leiten, wie sie sich in der Praxis ergeben. In methodischer Hinsicht wird grossen Wert auf die Trennung zwischen Fakten und Interpretation gelegt, d.h. zwischen erfahrbaren Tatbeständen und Ersonnenem.

Das Buch gliedert sich in zwei Hauptteile. Der erste Teil umfasst die Auswertung der Bauerfahrung im quellfähigen Gebirge und die Erörterung der wissenschaftlichen Grundlagen, die uns die Geologie, Hydrogeologie, Mineralogie sowie die Boden- und Felsmechanik bieten können. Der zweite Teil befasst sich mit den Problemen der Praxis des Untertagbaus, angefangen von der Planung über die Bemessung und Bauausführung bis hin zur Bauwerkserhaltung. Der Stoff ist so geordnet, dass der Leser rasch zu den spezifischen Informationen gelangen kann, die er zur Lösung eines praktischen Problems benötigt. Wenn immer möglich haben wir qualitative Aussagen durch quantitative in Form von Diagrammen und Zahlenbeispielen ergänzt. Ein Glossar dient der einheitlichen Handhabung der Begriffe und die Bibliographie dem weiterführenden Studium ausgewählter Themen.

1.1 Geschichtlicher Rückblick (1850-1920)

Zwischen 1850 und 1920 wurden in der Schweiz mehrere Eisenbahntunnel im quellfähigen Fels erstellt, wie der Obere Hauensteintunnel, der Bözberg-Bahntunnel, der Rickentunnel, der Grenchenbergtunnel und der Hauenstein-Basistunnel. In Deutschland ist der Kappelisberg-, der Weinsberger- und der Schanzentunnel zu erwähnen. Erfahrungen, welche sich aus der Erstellung und der Nutzung dieser Tunnelbauwerke ergaben, sind nachfolgend zusammengefasst. Welche grundlegende Einsichten man bereits Mitte des 19. Jahrhunderts aus Beobachtungen während des Baus von Eisenbahntunneln gewonnen hat, geht aus dem Beispiel des Oberen Hauensteintunnels hervor.

1.1.1 Oberer Hauensteintunnel

Im Jahre 1853 wurde mit dem Bau des 2.5 km langen Oberen Hauensteintunnels, des ersten bedeutenden Tunnels in der Schweiz, begonnen. Die maximale Überlagerung betrug rund 230 m. Der südliche Abschnitt des Tunnels führte durch wenig wasserführende Tone und Mergel, im höher gelegenen nördlichen Abschnitt wurden wasserreiche Gebirgsformationen angefahren. Zur Begrenzung der bereits während des Baus beobachteten Sohlhebungen und Konvergenzen mussten im Tunnel Massnahmen ergriffen werden. *"Welche Art von Einbau man zu wählen hat, erkennt der Praktiker sogleich am Gebirge. Hierbei muss man wohl berücksichtigen, dass thonige und besonders thonig-sandige Gebirgsarten, wie z.B. Liasschiefer, durch den bei dem Stollen gewöhnlich längere Zeit einwirkenden Einfluss der Atmosphäre bedeutend aufschwellen. Man hat deshalb zum Voraus den Einbau stark genug und den Stollen höher als gewöhnlich anzulegen, um nicht in den Fall zu kommen, denselben umbauen zu müssen"* (Pressel und Kauffmann, 1860). Auch dem Abhalten des aus dem Gebirge zufließenden Wassers und des Brauchwassers wurde grösste Aufmerksamkeit geschenkt, um ein Aufweichen des Gebirges im Fundament- und Sohlbereich zu verhindern.

Interessant sind die Erfahrungen von Pressel und Kauffmann (1860) beim Vortrieb im Opalinuston: *"In dem Opalinuston ... trat auch eine Bewegung des Mauerwerks 6 Monate nach der Ausführung ein, indem die Widerlager sich einander näherten Die Ursache liegt darin, dass durch den Einfluss der Atmosphäre der glimmerhaltige Opalinuston sich aufbläht, wodurch das in den Widerlagern satt anschliessende Mauerwerk unter diesem starken Druck vorwärts getrieben wurde"*. Neben der Verengung der Mauerung wurden auch bedeutende Sohlhebungen festgestellt (Kauffmann, 1889).

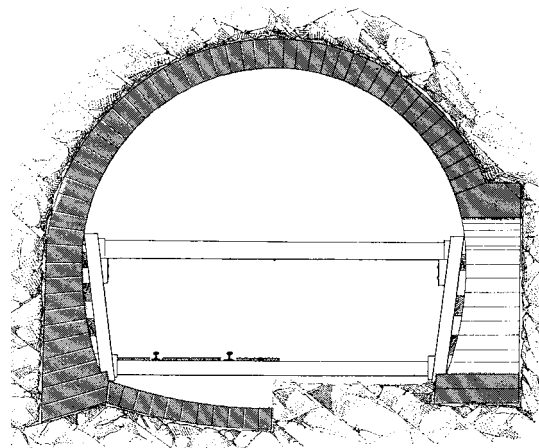


Bild 1-3 Oberer Hauensteintunnel. Nachträglicher Einbau eines Sohlgewölbes im Opalinuston (nach Pressel und Kauffmann, 1860)

Bereits beim Bau dieses Tunnels wurde das Verhalten des Gebirges beim Vortrieb des Sohlstollens systematisch beobachtet. Pressel und Kauffmann (1860) erwähnen hierzu folgendes: *"Die Beobachtungen über das Verhalten des Materials im unteren Stollen sind für den späteren Einbau beim Ausbruch und die anzuwendende Mauerstärke bei der Mauerung von grosser Bedeutung; denn wenn auch ein Material, z.B. Opalinuston, ausschliesslich mit Pulver bewältigt werden muss, so bedarf er doch einer stärkeren Ausmauerung als der Salzthon, der leicht mit dem*

Pickel gewonnen werden kann". Sie berichten ferner über die messtechnische Erfassung des Gebirgsverhaltens als Entscheidungsgrundlage zur Wahl der Ausbaumassnahmen. "Sobald die Bewegung des Mauerwerks (Verengung des Profils) ... im Scheitel sichtbar wurde, überzeugte man sich auch davon durch Messungen der Gewölbeweite am Kämpfer, und fasste sogleich den Entschluss, diese Bewegung durch ein Sohlgewölbe zu verhindern. ... Man brachte das ganz in Cement versetzte Sohlgewölbe in Längen von je 300 Fuss in 2 Hälften ein, indem man eine Seite zuerst aushub und das Sohlgewölbe einbrachte, während die andere Seite zur Dienstbahn gebraucht wurde (Bild 1-3). Das vorbeifliessende Wasser wurde sorgfältig gefasst und in Kändeln abgeleitet, um den Baugrund unter dem Sohlgewölbe nicht aufzuweichen" (Pressel und Kauffmann, 1860).

Die Verformungsmessungen am Bauwerk wurden solange fortgesetzt, bis sich ein Stillstand einstellte. *"In drei Monaten war das ganze Sohlgewölbe fertig, und es zeigte sich, dass es seinen Zweck vollkommen erreichte, indem nach einigen Monaten die Bewegung ganz aufhörte Damit war zugleich nachgewiesen, dass das Mauerwerk ... solid genug ausgeführt war, um dem darauf einwirkenden Druck zu widerstehen. ... Die Kosten wären bedeutend vermindert worden, wenn das Sohlgewölbe mit der Mauerung ausgeführt worden wäre; in schwellendem Material sollte dies stets geschehen und die Auswölbung stark genug hergestellt werden" (Pressel und Kauffmann (1860). Kauffmann konnte rund 30 Jahre später bestätigen, dass das Sohlgewölbe den gewünschten Zweck vollständig erfüllt habe und noch unversehrt sei (Kauffmann, 1889).*

Die Autoren waren der Ansicht, dass sich der glimmerhaltige Opalinuston durch den *"Einfluss der Atmosphäre"* aufblähen würde, ebenso wie tonige und tonig-sandige Gebirgsarten (Pressel und Kauffmann, 1860). Die beobachteten Sohlhebungen brachten sie jedoch auch in den Zusammenhang mit einer Wasseraufnahme des Gesteins bzw. mit dem Wasserzufluss zur Sohle. Mit äusserster Sorgfalt war man daher bemüht, das zufließende Bergwasser zu fassen und abzuleiten. Neben dem Verhindern von Quellhebungen stand der Kampf gegen das Verschlammen der Planie im Vordergrund. Die Unsicherheit betreffend den Ursachen von Quellungen geht auch aus der von Kauffmann (1889) verfassten Beschreibung der Massnahmen im Lettenkohle-Ton hervor: *"Die Betriebsleitung glaubte zuerst, dadurch helfen zu können, dass sie alles Wasser sorgfältig in einer eisernen Leitung abzuführen suchte. Aber selbst die Feuchtigkeit der Luft trieb die Planie allmählich in die Höhe ..."*.

1.1.2 Ideengeschichte

Die Veröffentlichung von Pressel und Kauffmann (1860) war die erste einer Reihe später folgender Berichte über Beobachtungen und Hypothesen bezüglich des Quellvorganges im Tunnelbau. Im folgenden versuchen wir, nach thematischen Schwerpunkten geordnet, eine Art von Ideengeschichte nachzuzeichnen. Folgende Fragenstellungen stehen dabei im Vordergrund:

- Hypothesen über die Ursachen von Quellerscheinungen
- Ausbaukonzepte mit oder ohne Sohlgewölbe bzw. Knautschzone
- Statische Überlegungen und Kräftespiel
- Laborversuche.

Hypothesen über die Ursachen von Quellerscheinungen

Wiesmann (1914), der Erbauer des Hauenstein-Basistunnels, äusserte sich wie folgt zu den Ursachen von Quellerscheinungen: *"Früher dachte man ganz einfach, Fels ist Fels; aber seitdem man im Tunnelbau die Sohle und auch andere Profilteile periodisch einmisst und nivelliert, konstatiert man selbst im anscheinend festen Gebirge häufiger als man gemeinhin annimmt, ein Auftreiben*

der Sohle und sonstige Veränderungen. Es ist dabei wohl zu unterscheiden zwischen Äusserungen des Gebirgsdruckes rund um das Profil herum, die sich auch in der Sohle geltend machen, und einer Schwellung, d.h. Volumenvergrößerung des Gesteins. Im letzteren Falle spricht man von blähendem Gebirge. Meistens ist es die Folge von Wasseraufnahme in dieser oder jener Form".

Er unterschied ferner zwischen vier möglichen Ursachen von Volumenvergrößerung in quellfähigen Gesteinen:

- die kapillare Quellung infolge der Wasseraufnahme auf physikalischem Wege. *"Sie wird hauptsächlich in mergeligem Gestein beobachtet".*
- die chemische Quellung (Hydratation), bei der gewisse Gesteinsarten (Anhydrite) das Wasser chemisch binden. Wird das Gestein bei der vollständigen Umwandlung von Anhydrit in Gips an der Ausdehnung gehindert, so werden Druckkräfte frei, welche Wiesmann *"als unüberwindlich"* bezeichnete.
- die hygroscopische Quellung, *"wenn das Gestein die Eigenschaft besitzt, Wasser aus der Luft anzuziehen und dabei blähend zu werden, wie z.B. gewisse salzhaltige Mergel"* (Salzsprengung).
- das Quellen des Gesteins *"beim blossen Kontakt mit der Luft"* infolge der oxydierenden Wirkung des Sauerstoffs (z.B. Pyrit).

Wiesmann (1917) vertrat insbesondere folgende Ansicht: *"In den meisten Fällen ist die Ursache (des Quellens) in der Wasseraufnahme zu suchen und eben weil das Wasser im Tunnel dem tiefsten Punkte, der Sohle, folgt, so tritt häufiger als man früher annahm, ein Auftreiben der Sohle ein. Besonders mergelige Gesteinsarten, wie Opalinuston, Sowerbyischichten, die Mergel des Tertiärs u.a.m. werden davon betroffen. ... Diese Art Wasseraufnahme ist vorzugsweise ein physikalischer Vorgang, der mit dem Eintritt der Sättigung aufhört. Es kommt aber dabei wahrscheinlich noch etwas anderes in Betracht, ... nämlich die in manchen Tongesteinen enthaltenen Kolloide, die bei Wasseraufnahme eine lang andauernde Schwellung .. hervorbringen".* Hierbei griff Wiesmann auf eine Publikation aus der Tiefbohrtechnik (Petraschek, 1914) zurück, in welcher die Quellfähigkeit von Tongesteinen eindeutig auf die im Gestein enthaltenen Kolloide zurückzuführen sei.

Die zweite Art der Quellung des Gesteins, welche Wiesmann beim Bau des Hauenstein-Basistunnels am meisten zu schaffen machte, beruhte auf der Hydratation des Anhydrits. Seine diesbezüglichen Beobachtungen sind heute noch wegweisend. *"Anhydrit in feiner Verteilung im Mergel zeigt eine starke Neigung zur Schwellung; denn er bietet dem Wasser eine grosse Oberfläche dar, und die Kapillarität des Mergels führt sogleich wieder Wasser heran, sowie ein Teil desselben chemisch gebunden wird; überhaupt begünstigt er die Ausbreitung des Wassers"* (Wiesmann, 1917).

Ausbaukonzept mit oder ohne Sohlgewölbe bzw. Knautschzone

Um den Quelldruck zu reduzieren wurden bereits im 19. Jahrhundert Polster und Hohlräume in die Tunnelverkleidung eingebaut. In England machte man in der Mitte des 19. Jahrhunderts in tonhaltigem Gebirge oft gute Erfahrungen mit der Anordnung von Hohlräumen hinter der Tunnelverkleidung (Terzaghi, 1946). Dabei wurde angenommen, dass die Expansion der quellfähigen Tone mit einer dauernden Reduktion des Quelldruckes verbunden ist. In diesem Sinne wurde in England beim Bau der ersten Eisenbahntunnel im quellfähigen Gebirge zwischen Fels und Aussenrand der Mauerung ein Hohlraum von rund 15 cm (6 inches) angeordnet.

Ende des 19. Jahrhunderts wurden Bedenken laut, ob im quellfähigen Gebirge ein Sohlgewölbe überhaupt die geeignete Massnahme sei. Nach Kauffmann (1889) *"könnte die Einziehung eines*

genügend starken Sohlgewölbes als das wirksamste radikale Mittel erscheinen. ... Nach den Erfahrungen im Weinsbergtunnel nahm die Bauleitung in den Tunnels bei Gailsdorf und Fornsbach von der Herstellung eines Sohlgewölbes Abstand, indem die Meinung geltend gemacht wurde, durch das Sohlgewölbe werde die Gewalt des Auftriebes in das Widerlager- und Gewölbemauerwerk übergeführt und dadurch die Ursache zu Beschädigungen nur noch gesteigert". Man richtete daher das Augenmerk auf "die Abhaltung des Wassers von der Tunnelsohle und schaffte dem Auftrieb des Gebirges unter den Widerlager-Fundamenten dadurch Raum, dass dort 0.50 m tiefer ausgebrochen und der Raum mit Steinen trocken ausgepackt wurde, desgleichen über dem Scheitel etwa 1.0 m hoch".

Auch beim Kappelisbergtunnel wurde eine 1 m starke Steinpackung in der Tunnelfirste eingebaut. Schächterle (1926) beschrieb die Funktion dieser Knautschzone wie folgt: "Der Arbeitsraum über dem Gewölbe wurde, mit Bruchsteinen ausgepackt, auf mindesten 1 m in der Blähstrecke ausgeweitet. Die dicke Steinpackung sollte bei übermässigen Drücken der blähenden Sohle von unten durch die Widerlager auf das Gewölbe dessen Ausweichen nach oben ermöglichen".

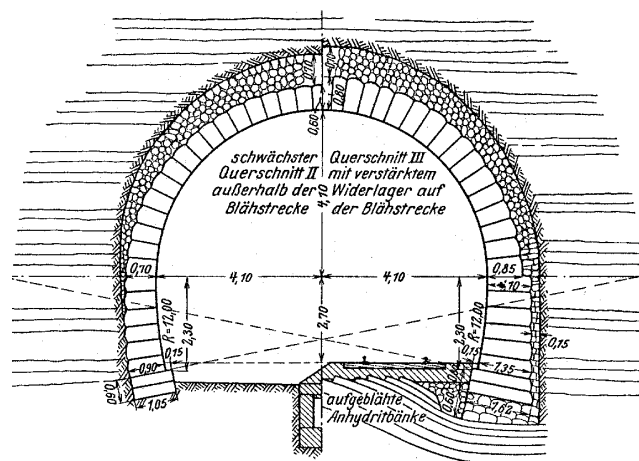


Bild 1-4 Schanztunnel im Keupermergel mit Anhydrit und Gips: Knautschzonen in Form einer 70 cm starken Steinpackung in der Tunnelfirste und nachgiebiger Polster unter den Fundamenten (Schächterle, 1929).

Die gepolsterte Tunnelfirste bewährte sich jedoch nicht, die Widerlager und das Gewölbe wurden beschädigt. Der Tunnel-scheitel hob sich um 37 cm. Nach Schächterle (1929) reichte beim Schanztunnel das Verformungsvermögen der Steinpackung in der Firste im Keupermergel nicht aus,

um die Quelldrücke ausreichend zu reduzieren (Bild 1-4). "Schon kurze Zeit nach der Ausmauerung der ersten Zonen in der Blähstrecke hat man beobachtet, dass, sobald die Hebung des Gewölbescheitels infolge der Zusammenpressung der Steinpackung in dem Raum zwischen Mauerwerk und Gebirge nicht mehr möglich war, die Kanten an den Lagerfugen der Widerlagerquader absprangen. ... Man ging deshalb dazu über, die Fundamente auf ein nachgiebiges Polster (Tro-ckenmauerwerk aus Buntsandstein) zu setzen".

Wegen den Hebungen in der Tunnelfirste distanzierte sich schliesslich auch Kauffmann (1889) von der Polsterlösung oberhalb der Firste. Er empfahl aber weiterhin den Einbau einer Knautschzone im Widerlagerbereich: "Das Mauerwerk soll nicht unmittelbar auf dem Gebirge aufsitzen, sondern auf einer etwa 80 cm starken Auspackung von Steinbrocken (am besten weichen Steinen), um eine unmittelbare Einwirkung des Auftriebes auf das Mauerwerk zu verhindern, sowie um der Hebung des zersetzten Gebirges einen Ausweg zu verschaffen".

Probeweise wurden derartige Polster auch im Hauenstein-Basistunnel eingebaut. Nach Wiesmann (1917) "hatte das Experiment natürlich keinen Erfolg, denn die Sohlengewölbe mussten nachträglich doch eingezogen werden, und das Polster wurde durch Zementeinspritzungen verdichtet und verfestigt, also in seiner Grundeigenschaft verändert". Wie Wiesmann wandte sich auch Rothpletz (1918) klar gegen Hohlräume hinter dem Mauerwerk: "Es ist doch bei allerjüngsten Tunnelbauten noch vorgekommen, dass Hohlräume (sog. Polster) hinter dem Mauerwerk sogar angeordnet wurden, um das Mauerwerk vor Druck zu schützen! Eine Anordnung, die jeder Un-

ternehmer, der nur auf seinen Verdienst ausgeht, mit Freuden begrüsst wird. Im allgemeinen wird bei diesem Vorgehen der Druck auf das Mauerwerk sich erst recht geltend machen, wenn die Garantiefrieten abgelaufen sind. Der ehrenhafte Unternehmer, der wirklich Fachmann ist, wird sich gegen solche Anordnungen wehren. ... Das satte Anmauern an das Gebirge aber ist unerlässliche Bedingung für die gute Zukunft eines Tunnels".

Statische Überlegungen und Kräftespiel

Neben den oben genannten Autoren hat sich insbesondere Ritter (1879) mit der damals umstrittenen Frage befasst, ob das Mauerwerk ein Sohlgewölbe bekommen soll oder nicht. Nach Ritter *"erkennt der praktische Tunnelbauer die Nothwendigkeit eines Sohlengewölbes daran, dass die Sohle sich nach vollendeter Mauerung (zuweilen auch schon vorher) hebt und die Widerlager sich gegenseitig nähern. Es wäre nun sehr erwünscht, wenn man die Frage nach einem Sohlengewölbe schon von vorn herein, wo möglich schon vor Beginn der bergmännischen Arbeit beantworten könnte. Leider ist die Theorie hierzu bis jetzt noch nicht im Stande"* (Ritter, 1879).

Es"gehört zu einer richtigen Projektierung des Tunnelmauerwerks ausser der statischen Untersuchung eine genaue Prüfung des Gebirges hinsichtlich seiner durch Witterungseinflüsse etc. bewirkten Veränderungen und namentlich hinsichtlich seiner Befähigung, ein grösseres Volumen einzunehmen. ... Von chemischen Einflüssen, die ebenfalls ein Steigen der Sohle bewirken können, müssen wir hierbei freilich absehen, da dieselben in unsern rein mechanischen Untersuchungen gar nicht berücksichtigt werden können". Und er fährt fort: "Nur durch gleichzeitiges aufmerksames Beobachten aller influirenden Umstände und Vorgänge kann der Tunnelbauer zu richtigen Schlüssen gelangen. Die Ignorirung aller statischen Theorien und Gesetze wäre aber andererseits ebenso thöricht wie das blinde Vertrauen auf die aus statischen Untersuchungen gewonnenen Resultate" (W. Ritter, 1879).

Im Zusammenhang mit den in den Gipskeuperabschnitten des Hauenstein-Basistunnels zur Anwendung gelangenden Sonderprofilen führte Wiesmann (1914) statische Berechnungen mit und ohne Sohlgewölbe durch: *"Die Schwellung des Untergrundes übt einen aufwärts gerichteten aktiven Druck auf die Fundamentsohle der Widerlager bzw. das Sohlengewölbe aus. Der Horizontal-schub des Sohlengewölbes wird vom Gebirge als Reaktion (passiver Druck) aufgenommen. Abgesehen davon kann man sagen, dass das Tunnelmauerwerk wie eine steife Röhre gegen das Gebirge gepresst wird. Dem Auftrieb wirkt in erster Linie das Gewicht des Mauerwerks und die Reibung an den Felswänden entgegen, in zweiter Linie muss der Überschuss als Reaktion vom Gebirge aufgenommen werden".* Wiesmann legte damit den Grundstein für die rechnerische Modellbildung. Er bekräftigte die obenstehende Äusserung Ritters hinsichtlich des Wertes statischer Berechnungen wie folgt: *"Die grosse Unsicherheit in Bezug auf die Beurteilung des Gebirgsdruckes nach Grösse und Richtung zugegeben, ist doch die Nützlichkeit statischer Untersuchungen der Tunnelmauerung nicht zu verkennen. Sie zeigen, ob das Tunnelmauerwerk in Bezug auf Stabilität überhaupt tragfähig ist oder nicht und wie weit die Beanspruchung in dieser oder jener Hinsicht gehen kann; sie verlangt vor allem exaktes Denken, das allein imstande ist, Wahrnehmungen am Bauwerk richtig zu deuten und damit in diese Angelegenheit Klarheit zu bringen"* (Wiesmann, 1914).

Laborversuche

Gröger (1881) schlug vor, für Gebirgsarten von toniger Zusammensetzung vor Baubeginn Untersuchungen an Bohrkernen durchzuführen und die Teilausbrüche, im Sinne eines Erkundungsstollens, zur Beobachtung des Gebirgsverhaltens zu nutzen. *"Von den Eigenschaften solcher Gebirgsarten ist sowohl die Wahl des Systemes für den Einbau als auch bei gegebenem Baumaterialie die Bestimmung der zweckmässigsten Form des definitiven Ausbaues und dessen Dimensionen abhängig. Zu diesem Zwecke scheint es in derlei Fällen geboten, schon vor dem Baubeginne das aus den Sonden gewonnene Materiale zu untersuchen, wie es sich gegen Luft und Wasser verhält, und später beim Auffahren des Stollens das Verhalten des Stolleneinbaues zu beobachten, um darnach auf die Art und Grösse des Gebirgsdruckes im Vollaussbruche schliessen zu können"* (Gröger, 1881).

Diese geschichtlichen Betrachtungen zeigen, welche wertvolle Einsichten über das Wesen des Quellens und über die daraus folgenden praktischen Massnahmen bereits Ende des 19. bzw. in den ersten zwei Jahrzehnten des 20. Jahrhunderts vorhanden waren. Auch die vorgeschlagene Methodik der Beobachtung und der in situ Messung sowie die Betonung des exakten Denkens ist bemerkenswert. Die Rolle der Sohlhebung bei der Entwicklung des Quelldruckes und die Wirkungsweise eines Sohlgewölbes bzw. einer allfälligen Knautschzone waren ebenfalls bekannt.

1.2 Geologischer Überblick

Geologische Formationen mit ton- und anhydrithaltigem Fels sind im zentraleuropäischen Raum weit verbreitet. Im voralpinen Mittelland, im französischen und schweizerischen Jura sowie im süddeutschen Raum handelt es sich primär um die Gebirgsformationen der mittelländischen Molasse sowie um die Schichtfolgen des Juragebirges und des Helvetikums. Aus diesem geographischen Gebiet stammen denn auch die meisten der im folgenden betrachteten Schadenfälle an Untertagebauten.

Seit dem zweiten Weltkrieg wurde eine Reihe von Tunnel für Strasse und Bahn erstellt, über deren Planung und Ausführung wertvolle Berichte vorliegen. Um einen Überblick über die geologischen Verhältnisse zu verschaffen sollen im Folgenden die Stratigraphie der Molasse, des Juragebirges und der helvetischen Decken knapp wiedergegeben werden. Wir stützen uns dabei auf das geologische Standardwerk von Labhart (1987).

Schichtfolge der Molasse				Tunnel																														
Geologische Zeiteinheit																																		
System	Serien	Stufen	Schichtfolge	Wipkingertunnel	Albitunnel	Zimmerbergertunnel	Rickertunnel	Heitersbergertunnel	Pfändertunnel (A)	Gubristtunnel	Milchbuckertunnel	Rosenbergertunnel	Zürichbergertunnel	Hirschengrabentunnel	Grauholztunnel	Tunnel Wattwil	Langenstollen	Flügelertunnel	Tunnel Les Vignes	Tunnel de Pomy	Tunnel des Arrissoules	Tunnel Murgenthal	Glattstollen Zürich	Tunnel Zürich-Thalwil	Birchiltunnel	Grisbergertunnel	Baraggtunnel	Balmrain/Uznaberg	Eggraintunnel	Haiberbergertunnel	Aeschertunnel	Uetlibergertunnel		
Tertiär	Miozän	<Tortonien>	Obere Süsswassermolasse																															
		<Helvetien> Burdigalien	Obere Meeresmolasse																															
		Aquitaniien	Untere Süsswassermolasse																															
	Oligozän	Chattien																																
		Rupélien	Untere Meeresmolasse																															

<- Nur in der Schweiz gebräuchliche Schichtbezeichnungen (Labhart, 1987)

Bild 1-5 Tunnel in der Molasse des Schweizerischen Mittellandes

1.2.1 Schichtfolge der Molasse

Der Begriff "Molasse" wird für Ablagerungen im Vorland eines sich faltenden Gebirges verwendet. In Mitteleuropa sind derartige Ablagerungen beispielsweise im Molassebecken zwischen dem Jura und den Alpen zu finden, in dem sich während der Alpenfaltung im Tertiär der Abtragungsschutt des werdenden Gebirges gesammelt hat. Dieses Molassebecken reicht von Österreich (Wienerbecken) über das süddeutsche Alpenvorland bis nach Frankreich. In der Schweiz wird dieses geographische Gebiet als "Mittelland" bezeichnet.

Im schweizerischen Mittelland unterscheidet man zwischen der Meeresmolasse (sedimentäre Wechsellagerung zwischen mächtigen Schichten gutgebankter Sandsteine, Tone und Mergel) und der Süßwassermolasse (Überschwemmungsablagerungen mit sandgefüllten Strombettrinnen). In beiden Fällen wechseln sich nicht quellfähige Schichten (z.B. harte Sandsteinbänke) mit quellfähigen Schichten ab.

Schichtfolge des Jura Gebirges				Tunnel																		
Geologische Zeiteinheit				Oberer Hauenstein	Bözberg-Bahntunnel	Grenchenbergtunnel	Hauenstein-Basistunnel	Beichentunnel	Tunnel T8 Biel-Sonceboz	Tunnel Chamoise (F)	Tunnel Mont Russelin	Tunnel Mont Terri	Bözberg-Strassentunnel	Adlertunnel	Tunnel Arisdorf	Tunnel Mont Sagne	Tunnel Ovest, Neuenburg	Tunnel Préarreau, Neuenb.	Tunnel Vue des Alpes	Eggfluetunnel (Grellingen)	Chienbergtunnel (Sissach)	
Systeme	Serien	Stufen	Schichtfolge																			
Tertiär	Pliozän	Sarmatien	Obere Süßwassermolasse																			
		Tortonien																				
	Miozän	<Helvetien>	Obere Meeresmolasse																			
		Burdigalien																				
	Oligozän	Aquitaniens	Untere Süßwassermolasse																			
Eozän	Rupélien	Sannosien	Untere Meeresmolasse																			
	Paleozän	Thanetien	Montien																			
Kreide	Obere Kreide	Hauterivien	P. jaunes, Marnes bleues																			
		Valanginien																				
	Untere Kreide	Berriasien																				
Jura	Malm	Portlandien	Oberer Malm																			
		Kimmeridgien	Wettinger Schichten																			
		<Sequanien>	Mittlerer Malm																			
		<Argovien>	<Effinger Schichten>																			
		<Rauracien>	<Birmensdorfschichten>																			
	Dogger	<Oxfordien>	Unterer Malm																			
		Callovien	Oberer Dogger																			
		Bathonien	Mittlerer Dogger																			
		Bajocien	Unterer Dogger																			
	Lias	Aalénien	Murchisonae																			
<Opalinustone>																						
Trias	Keuper	Oberer Keuper (Rhät)	Obere bunte Mergel																			
			Gansingerdolomit																			
		Untere bunte Mergel																				
		Mittlerer Keuper	Schiffsandsteine																			
	Unterer Keuper	Gipskeuper																				
		Lettenkohle																				
	Muschelkalk	Oberer Muschelkalk	Trigonodusdolomit																			
			Hauptmuschelkalk																			
		Mittlerer Muschelkalk	Unterer Dolomit																			
			Salzton/<Anhydritgruppe>																			
Unterer Muschelkalk	Wellenkalk																					
Buntsandst.																						

<-> Nur in der Schweiz gebräuchliche Schichtbezeichnungen (Labhart, 1987)

Bild 1-6 Tunnel in den Schichtfolgen des Jura Gebirges (nach Golta, 1973, aktualisiert)

higen Schichten (z.B. weiche tonige, nahezu undurchlässige Mergel) abwechseln. Die Molasse des Mittellandes ist durch eine Vielzahl von Bohrungen und verschiedene Untertagebauwerke gut aufgeschlossen. In Bild 1-5 sind die wichtigsten Tunnel der Schweiz zusammengestellt, welche in der Schichtfolge der Molasse erstellt wurden.

1.2.2 Schichtfolge des Juragebirges

Die Schichtfolge des Juragebirges ist mit den geologischen Zeiteinheiten in Bild 1-6 dargestellt. Aus mehreren dieser geologischen Serien liegen Erfahrungen mit dem Bau und Betrieb von Untertagebauten vor. Mehrere Schichtfolgen verfügen über ein mittleres bis grosses Quellpotential, insbesondere die Schichten des Jura und der Trias. Als stark quellfähig gelten die anhydritführenden Formationen des mittleren Keupers (Gipskeuper) und des Mittleren Muschelkalkes (Salzton-Anhydritgruppe). In Bild 1-6 sind Tunnel zusammengestellt, welche die Schichtfolge des Juragebirges durchörtern.

1.2.3 Schichtfolge der helvetischen Decken

Die helvetischen Decken bauen ein grosses, geschlossenes Gebiet nordwestlich der Zentralmasse zwischen Rhonetal und Rheintal auf. Sie bestehen ausschliesslich aus Sedimenten mesozoischen, tertiären sowie (im Osten) permischen Alters. Das Schichtpaket, unverfaltet 1 bis 2 km

Schichtfolge des Helvetikums (Ausschnitt)			Tunnel	Seelisbergtunnel	Loppertunnel	Tunnel Leissigen	Tunnel Sachseln	Tunnel Umf. Flüelen
Geologische Zeiteinheit								
Systeme	Serien	Stufen						
Tertiär	Unt. Oligoc.	Parautochtoner Flysch (Aldorfer-Sandstein)						
		Schlieren-, Gurnigel-, Sardonaflysch (ultrahelv.)						
		Ultrahelvetischer Flysch						
	Eocäne	Alttertiär (Sandsteine, Kalke, Schiefer)						
		Habkern-Mélange, südhelv. Flysch)						
		<Wildflysch> (Habkern-Mélange, südhelv. Flysch)						
		Bürgenformation (Kalke, Sandstein, mittl. Alttertiär)						
		Stadschiefer (Flysch, Globigerinenschiefer)						
		Hohgantformation (Flysch)						
Pektinitenschiefer (Flysch)								
Kreide	Obere Kreide	<Wang-Formation>						
		<Amdener-Formation> (Amdenermergel)						
		<Seewerkalk / Seewerschiefer>						
		<Seewermergel>						
		<Gault>-Sandstein						
	Aptien	<Schrattenkalk>						
	Barremien	<Drusbergschichten>						
	Hauterivien	<Kieselkalk>						
	Valanginien	<Betiskalk (Valanginienkalk)> <Vitznaumergel> (Valanginienmergel)						
Berriasien	<Öhrlikalk> <Palfrismergel> <Öhrlimergel>							

<> Nur in der Schweiz gebräuchliche Schichtbezeichnungen (Labhart, 1987)

* Offene Illite, Mixed-Layer Illit/Montmorillonit festgestellt (Haldemann, 1984)

Bild 1-7 Tunnel in den Schichtfolgen des Helvetikums

mächtig, entstammt dem nördlichsten Bereich des alpinen Urozeans, im Schelf des Nordkontinents. Im südlichen Teil dieses Schelfs entstanden die tonreicheren, mergeligen ultrahelvetischen Sedimente. Die mesozoische Schichtreihe des Mittellandes und des Juras ist der helvetischen in vielem ähnlich, sind es doch die Ablagerungen der nördlichen Fortsetzung des helvetischen Schelfs. Zu einem relativ späten Zeitpunkt der Gebirgsbildung wurde der Grossteil der helvetischen Sedimente von seinem Untergrund abgeschert und bis zu 50 km weit nach Nordwesten verfrachtet.

Viele Schichten des Helvetikums treten nicht in allen Decken auf. Die fehlenden Schichten wurden entweder gar nicht abgelagert, später abgetragen oder nicht in den Faltenbau einbezogen. Jede Decke hat daher ihre eigene, charakteristische Schichtfolge. In Bild 1-7 sind einige Tunnel zusammengestellt, welche die Schichtfolge des Helvetikums durchfahren. Einzelne Stufen des Helvetikums können ein mittleres bis hohes Quellpotential aufweisen (z.B. die Amdenermergel des Seelisbergtunnels).

2 DER QUELLVORGANG IN TONHALTIGEM FELLS

Da das Quellen rein tonhaltiger Gesteine und jene, welche auch Anhydrit enthalten, unterschiedlichen chemisch - physikalischen Gesetzmässigkeiten folgen, empfiehlt es sich, den Quellvorgang je nach der mineralogischen Zusammensetzung der Gesteine gesondert zu betrachten. In beiden Fällen kann man jedoch nach dem gleichen Schema vorgehen: Aufarbeiten der Bau Erfahrung, Klärung des Quellvorganges unter Laborbedingungen und schliesslich die Diskussion der Faktoren, welche die Quellphänomene am Massstab des Bauwerkes beeinflussen können. Das Studium der empirischen Tatbestände schärft den Blick für mögliche Gefährdungsbilder in einem konkreten Fall und das Verständnis der naturwissenschaftlichen und geotechnischen Zusammenhänge erlaubt es, die notwendigen planerischen und konstruktiven Massnahmen zu bestimmen und zu begründen.

2.1 Erfahrungen mit dem Bau und Betrieb von Untertagbauten

2.1.1 Falldarstellungen

Berichte über beobachtete Quellphänomene liegen, wie bereits in Kapitel 1 ausgeführt, seit Beginn des Baus von Eisenbahntunnels im 19. Jahrhundert vor. Wir beschränken uns hier auf Falldarstellungen von Bauwerken im tonhaltigen, anhydritfreien Fels und legen das Schwergewicht auf die Erörterung von Schadenfällen aus der Schweiz und dem benachbarten Ausland.

Bözbergtunnel (1871 – 1875)

Knapp die Hälfte dieses 2.5 km langen zweigleisigen Tunnels mit einer max. Überlagerung von rund 300 m durchörtert tonhaltige Gesteine wie Opalinuston und Mergel. Ein Sohlgewölbe war nicht eingebaut, weshalb bereits 10 Jahre nach der Inbetriebnahme der Entwässerungskanal auf einer Länge von 330 m erneuert werden musste. In der Zeitperiode von 1903 bis 1905 wurde im Mergel in zwei 30 m langen Abschnitten ein 60 cm starkes Sohlgewölbe eingebaut (Beck und Golta, 1972). Die in den Jahren 1923 bis 1954 in Tunnelabschnitten ohne Sohlgewölbe in Sohlmitte gemessenen Hebungen sind im Bild 2-1 dargestellt. Bemerkenswert ist ihr nahezu linearer Verlauf in der rund 30 Jahre umfassenden Messperiode. Zwischen 1963 und 1967 wurden umfassende Erneuerungsarbeiten mit dem Einziehen von Sohlgewölben in den quellfähigen Tunnelabschnitten ausgeführt.

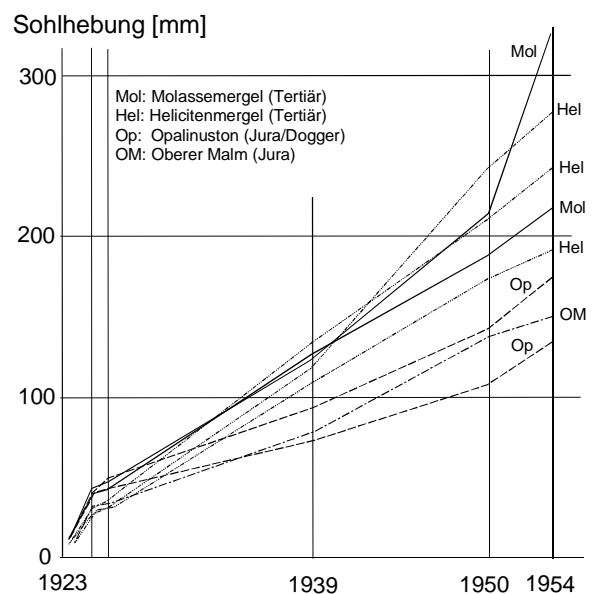


Bild 2-1 Bözberg-Bahntunnel mit flacher Sohle (ohne Sohlgewölbe): in Sohlmitte im tonhaltigen Fels gemessene Hebungen (Beck und Golta, 1972, sowie Berichte der SBB)

Rickentunnel (1903 – 1908)

Dieser 8.6 km lange eingleisige Bahntunnel mit einer max. Überlagerung von 580 m durchquert praktisch auf seiner gesamten Länge die untere Süsswassermolasse, welche aus einer Wechselagerung von massigen Sandsteinen und tonig-sandigen Mergeln besteht. Da der Tunnel gemäss Bild 2-2 statt ein Sohlgewölbe nur eine Sohlplatte erhielt, traten noch vor der Inbetriebnahme grössere Hebungen auf (Golta, 1975). Auf einer Strecke von 143 m wurde deshalb schon zu jener Zeit ein Sohlgewölbe aus Bruchsteinmauerwerk eingezogen (Acatoz et al., 1911). Spätere Messungen ergaben langandauernde Sohlhebungen von ca. 5 mm pro Jahr. Zwischen 1973 und 1977 wurde der Tunnel auf einer Länge von 1.6 km durch die Erneuerung der Widerlager und den Einbau eines Sohlgewölbes saniert.

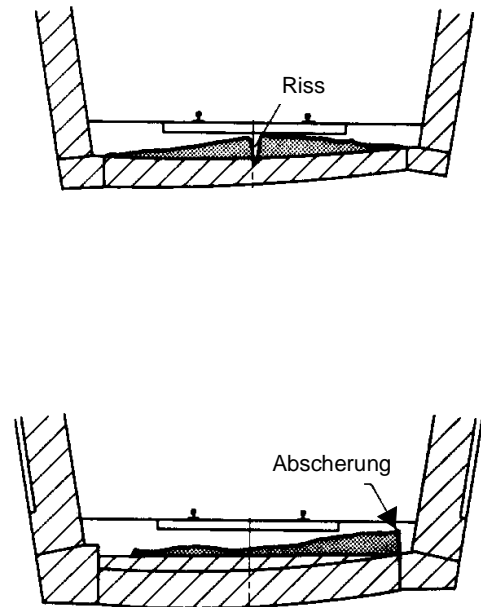


Bild 2-2 Rickentunnel: Während der Bau- und Nutzungsphase des Tunnel angehobene und zerstörte Sohlplatten bzw. Betonsohlenabdeckungen (nach Golta, 1976)

Grenchenbergtunnel (1911 –1916)

Dieser zwischen Grenchen und Moutier gelegene eingleisige Bahntunnel weist eine Länge von 8.5 km und eine max. Überlagerung von 880 m auf. Der anstehende Fels besteht zum Teil aus Mergeln und Opalinuston. Die im Bild 2-3 a) dargestellte Ausbildung der Sohle erwies sich im Laufe der Zeit als ungenügend, sodass in den Jahren 1922/24 und 1949 im Zuge von Erneuerungsarbeiten auf rund 50 % der Tunnellänge ein Sohlgewölbe aus Granit und Betonquadern nach Bild 2-3 b) eingebaut wurde (Steiner und Metzger, 1988).

Heitersbergtunnel (1970-1972)

Dieser 4.9 km lange zweigleisige Eisenbahntunnel der SBB mit einem Ausbruchdurchmesser von 10.65 m durchörtert auf seinem Felsabschnitt von 2.6 km Länge eine Wechsellagerung von Sandsteinen und Mergeln der Unteren Süsswassermolasse und der Oberen Meeresmolasse. Die Überlagerung beträgt 10 bis 265 m. Bei diesem Tunnel liegen Angaben auch über Laborversuche vor. Der Quelldruck betrug senkrecht zur Schichtung 0.4 bis 0.8 MPa, das Quellmass 4 bis 7 %. Der Anteil der Tonfraktion schwankte

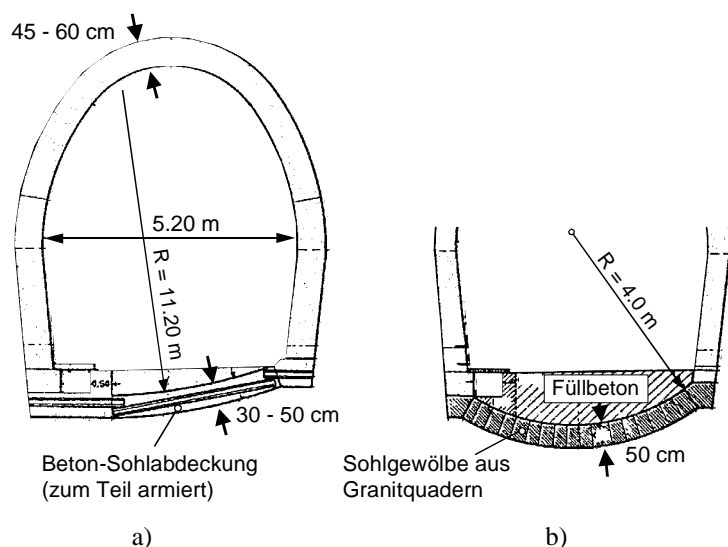


Bild 2-3 Rekonstruktion des Grenchenbergtunnels in einem Tunnelabschnitt im Opalinuston
 a) Ursprünglicher Zustand
 b) Rekonstruktion 1922/24 (nach Lienhard, 1947)

zwischen 23 und 53 %, wovon rund 1/3 aus quellfähigen Tonmineralien wie Montmorillonit und Chlorit-Montmorillonit bestand. Dieser Tunnelabschnitt wurde mit einer offenen Tunnelbohrmaschine des Typs Robbins aufgeföhren. Es handelte sich um den ersten Einsatz einer Hartgestein-Vollschnittmaschine mit einem Durchmesser von über 10 m in der Schweiz (Kovári et al., 1992). Die Ausbruchsischerung bestand aus Anker, Spritzbeton und Stahlbogen, die unmittelbar hinter dem Bohrkopf eingebracht wurden. Die Innenschale aus unbewehrtem Ortsbeton weist eine Stärke von 30 cm auf (Bild 2-4). Im Tunnel wurden die Geleise ohne Schotterbett, aber unter Verwendung von Gummizwischenlagen direkt auf die durchgehende Betonplatte verlegt, welche ihrerseits auf dem über den Sohlübbingen eingebauten Kieskoffer ruht. Die Ausbaugeschwindigkeit von 140 km/h stellt hohe Anforderungen an die Lagegenauigkeit der Schienen.

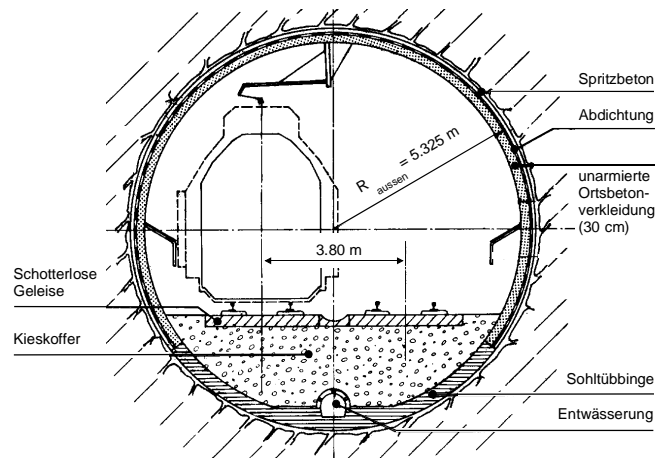


Bild 2-4 Heitersbergtunnel: Normalprofil in den mit einer Tunnelbohrmaschine aufgeföhrenen Molasseabschnitten (nach Prader, 1976)

Rund 25 Jahre nach Inbetriebnahme des Tunnels können keine Auswirkungen von Quellen auf die Höhenlage der Geleise festgestellt werden. Als mögliche Erklärung für das Ausbleiben von Quellhebungen kommen mehrere Faktoren einzeln und in Kombination in Frage: geringes durchschnittliches Quellpotential des Gebirges, fehlender Wasserzutritt und das statisch günstige Kreisprofil mit ausreichend steifer Innenschale.

Zürichbergtunnel (1985 – 1990)

Dieser 4.4 km lange doppelspurige Eisenbahntunnel mit einem Ausbruchdurchmesser von 11.52 m bildet einen Teil der Zürcher S-Bahn. Die max. Überlagerung beträgt 190 m. Im Gegensatz zum Heitersbergtunnel wurde dieser Tunnel - ebenfalls in der Molasse - mit einer Hartgestein-Schildmaschine (Typ Robbins) aufgeföhren, was eine wesentliche Leistungssteigerung mit sich brachte (Kovári et al., 1992). Beim Gebirge handelte es sich um eine Wechsellagerung von Sandsteinen und Mergeln. Der im Labor ermittelte Quelldruck betrug max. 4 MPa, das Quellmass 10 %. Das Normalprofil ist im Bild 2-5 dargestellt. Als zeitweiliger Ausbau diente eine Tübbingverkleidung mit 25 cm Stärke im Scheitel und in den Ulmen und 45 cm in der Sohle. Die unbewehrte Innenschale weist eine Stärke von 28 cm auf (Schneller et al., 1990). Seit Inbetriebnahme des Tunnels können keine praktisch relevanten Sohlhebungen beobachtet werden. Die Gründe dafür dürften ähnlich sein wie im Falle des Heitersbergtunnels.

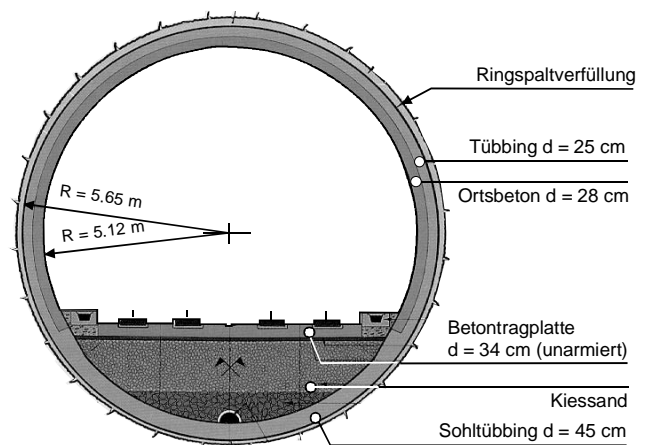


Bild 2-5 Zürichbergtunnel: Normalprofil (Schneller, Heierli und Schindler, 1990)

Belchentunnel (1963 – 1970)

Dieser zwischen Basel und Olten gelegene 3.18 km lange Tunnel mit je zwei Fahrspuren in zwei Tunnelröhren ist ein Bestandteil des schweizerischen Nationalstrassennetzes. Die maximale Überlagerung beträgt rund 320 m. Der Tunnel durchquert sowohl Opalinuston als auch anhydritführenden Gipskeuper. Schon während der Bauausführung wurden auch im Opalinuston, welcher durch den Tunnel auf einer Länge von fast 500 m aufgeschlossen wurde, starke Sohlhebungen festgestellt. Noch vor dem Einbau des Sohlgewölbes hoben sich die aussenliegenden Drainagerohre (Bild 2-6) um bis zu 60 cm an (Grob, 1972).

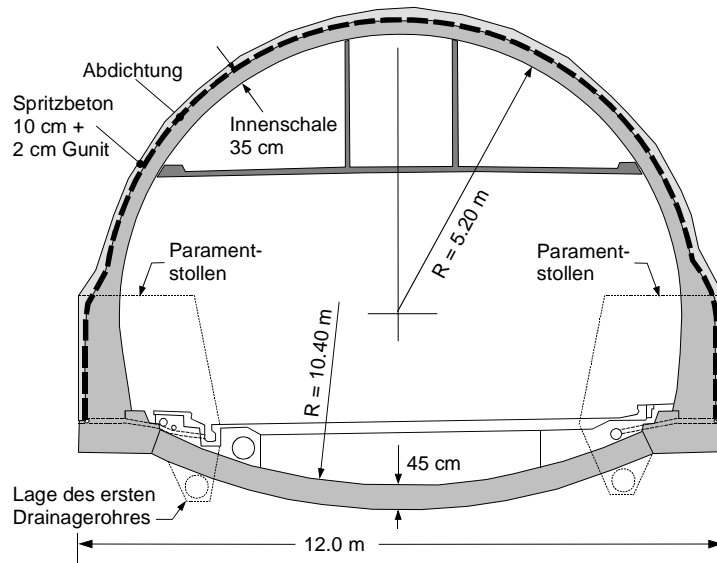


Bild 2-6 Belchentunnel: Normalprofil in der Oströhre im Opalinuston mit einer Sohlgewölbestärke von 45 cm (nach Grob, 1972)

Rund 2 Jahre nach dem Ausbruch der Sohlstollen wurde ein 45 cm starkes, unbewehrtes Sohlgewölbe eingebaut (Bild 2-6). Die Drainagerohre wurden durch über dem Sohlgewölbe liegende Entwässerungsleitungen ersetzt. Im Bereich des Opalinustones konnten dann in Sohlmitte nur noch kleine Hebungswerte von 20 bis 30 mm gemessen (Grob, 1972). Dies war der Grund dafür, dass man das bereits eingebaute Sohlgewölbe nicht schon damals ersetzte. Hingegen wurde in den noch nicht fertiggestellten Tunnelabschnitten der Weströhre das Sohlgewölbe auf 60 cm verstärkt.

Im Jahre 1990 wurde in der Oströhre in einem im Opalinuston gelegenen Tunnelabschnitt der Bruch des 45 cm starken, unbewehrten Sohlgewölbes festgestellt. Dieser kündigte sich durch das Anheben von Kabelschacht-Abdeckplatten in Randsteinnähe an. Die Bruchstelle erstreckte sich über eine Länge von knapp 20 m, Anzeichen von Sohlhebungen waren aber über weitere 80 m sichtbar. Zum Versagen des Sohlgewölbes dürfte auch die in diesem Tunnelabschnitt festgestellte schlechte Betonqualität beigetragen haben. Im Zuge der Instandsetzung wurde unter dem Sohlgewölbe Wasser vorgefunden. Abgesehen von diesem Ereignis sind im Bereich des Opalinustones am Sohlgewölbe keine Anzeichen von gravierenden Schäden erkennbar (1995). Dies ergab auch die Freilegung eines Sohlgewölbeelementes.

In der Weströhre hob sich das 60 cm starke, unbewehrte Sohlgewölbe in einem Zeitraum von 19 Jahren, relativ zu den Paramenten, um 2.2 bis 5.5 mm. Auch das Tunnelgewölbe befand sich im Jahre 1995 in einem verhältnismässig guten baulichen Zustand, abgesehen von Rissen und Hohlstellen, welche lokal auf eine mögliche Überbeanspruchung des Ausbaus hindeuten. Die Schadensbilder veränderten sich zwischen 1985 und 1995, trotz der geringen Hebung des Sohlgewölbes, nur unbedeutend.

Der Tunnel wurde während seiner nunmehr rund 30 jähriger Betriebszeit ständig visuell und messtechnisch beobachtet und musste, wegen Unterhalts- und Erneuerungsarbeiten, zeitweise gesperrt werden. Der Belchentunnel ist sehr gut dokumentiert; auf die Erfahrungen mit dem Bau und Betrieb in den anhydritführenden Abschnitten wird im Kapitel 3 näher eingegangen.

Pfändertunnel (1974 - 1980)

Dieser 6.72 km lange Strassentunnel dient der Umfahrung der Stadt Bregenz in Österreich. Über diesen Tunnel soll etwas ausführlicher berichtet werden, da die Autoren dieses Berichtes das Geschehen seit der Zeit der Erstellung mitverfolgen konnten.

Geologie: Der Tunnel durchörtert die obere Süsswassermolasse (4.38 km) sowie die obere Meeresmolasse (2.34 km). Die max. Überlagerung beträgt 315 m. Das Gebirge (Bild 2-7) besteht aus einer Wechsellagerung von Konglomerat (29 %), Sandstein (20 %), Mergelsandstein (37 %), Mergel und Tonmergel (5 %). Eine Abgrenzung der Gesteinstypen ist schwierig, weil diese in der Regel fließend ineinander übergehen. Die verschiedenen Schichten der Wechsellagerung liegen flach, sie fallen nach Norden ein und werden vom Tunnel schleifend bis parallel angefahren.

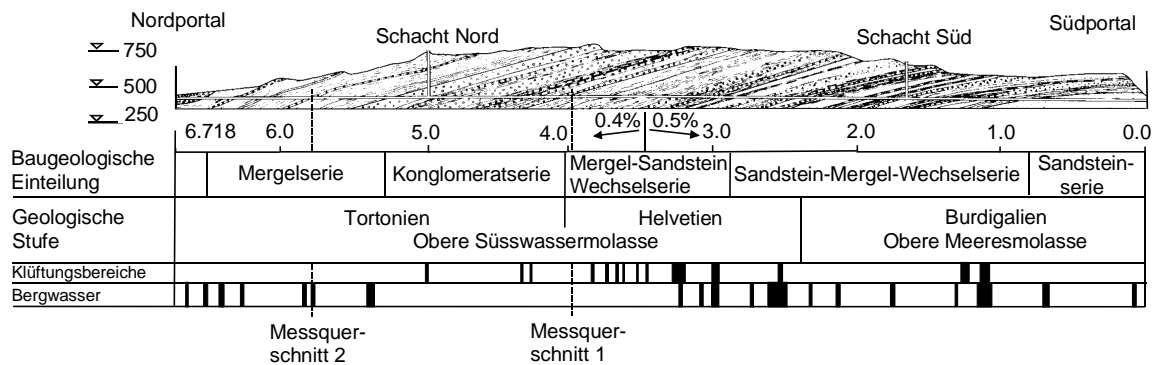


Bild 2-7 Pfändertunnel: Geologischer Längsschnitt (nach John und Wogrin, 1979)

Laboruntersuchungen: Das Probenmaterial stammte grösstenteils aus vertikalen Bohrungen, welche während des Vortriebs in der Sohle und der Firste des Tunnels erstellt wurden. Bei rund 70 % der Sohlbohrungen wurden noch beim Bohren Wasserzutritte aus dem Gebirge, zumeist direkt unterhalb des Sohlbetons, zum Bohrloch hin festgestellt. Das Wasser stieg im Bohrloch teilweise rasch auf. Bei einigen Bohrlöchern stellte man fest, dass sich diese erst nach der Beendigung der Bohrarbeiten mit Wasser füllten.

Laboruntersuchungen an den deutlich geschichteten Mergelsteinproben ergaben einen Anteil der Tonfraktion ($< 2\mu\text{m}$) von $33 \pm 8\%$ (Interne Berichte des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der ETH Zürich). Der Montmorillonitgehalt der Tonfraktion von drei Gesteinsproben betrug 11 bis 18 %. Die Tonmergel wurden als sehr wasserempfindlich beschrieben. Die tonreichen Mergel ergaben die grössten Quelldrücke von bis zu 3.5 MPa. Bei der Bestimmung des freien Quellmasses wurde eine radiale Quellung von 3.5 % beobachtet, welche zusammen mit der axialen Quellung eine Volumenzunahme von 12-16 % ergab. Der Quellvorgang lief unter Laborbedingungen anfänglich rasch ab. 70 bis 75 % des maximalen Quellwertes wurde bereits 24 Stunden nach der Wässerung erreicht. Die Endwerte der Quelldruck- und Quellmassversuche waren jedoch nach 1 Monate zumeist noch nicht erreicht.

Bauvorgang: Der Pfändertunnel wurde im Längsschnitt mit einem Dachprofil aufgeföhren, bei welchem sich der Kulminationspunkt in Tunnelmitte befand (Bild 2-7). In einer ersten Bauphase wurde die tiefer im Berg liegende Oströhre erstellt. Für den Sprengvortrieb wurde ein hufeisenförmiges Regelprofil ausgebildet und für Strecken mit wasserempfindlichen Gesteinsarten ein Sohlgewölbe vorgesehen (Bild 2-8).

Ein Pilotstollen mit $\phi = 3.60$ m bzw. 3.65 m (Bild 2-8) diente der genauen Abklärung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse sowie der Gasvorkommen. Das Auffahren des Pilotstollens ergab, dass das Gebirge zu mehr als einem Drittel der Tunnellänge aus Mergel und Mergelsandstein bestand. Bergwasser war mit einigen Tropfstellen nur sehr wenig vorhanden. Das Wasser floss frei durch den Stollen ab, da keine Rigole vorhanden war. Bereits in der Phase des Pilotstollenvortriebs erkannte man, dass die Mergel sehr wasserempfindlich und stark quellend waren. Nach John und Wogrin (1979) wurden die Mergel bei direkter Befeuchtung, z.B. durch die Ableitung des Brauchwassers auf der Felssohle, rasch aufgeweicht. Im Pilotstollen wurden Sohlhebungen von bis zu ca. 50 cm beobachtet. Sie wurden nicht messtechnisch, sondern rein visuell erfasst. Im Pilotstollen stellte man schuppenartige Ablösungen fest, welche sich später zu Abplatzungen und Brucherscheinungen ausdehnten. Standen Mergel in der Stollensohle an, so konnten Bruchvorgänge in der Spritzbetonschale auch im Sohlbereich beobachtet werden. Die Sohle wurde auf die Ulmen aufgeschoben. Diese Bruchvorgänge dauerten bis zum nachfolgenden Vollaussbruch an.

Die Aufweitung des Pilotstollens wurde mit einer vorausseilenden Kalotte von ca. 50 m^2 Querschnitt vorgenommen. Die Sicherungsarbeiten im Vortrieb erfolgten mit Felsankern, Baustahlgittern, Stahlbögen und Spritzbeton. Im Abstand von 100 bis 150 m folgte die Strosse mit Mittelrampe (35 m^2), ebenfalls im Sprengvortrieb. Die Sprenglöcher für den Sohlausbruch wurden nass gebohrt, was mit einer kurzfristigen Bewässerung des Gebirges verbunden war. Unverzüglich folgte der 110 mm starke Spritzbetonauftrag im Sohlbereich (John, 1981). Der Sohleinbau wurde halbseitig im Abstand von rund 100 m von der Strossenbrust vorgenommen, um ein Aufweichen der Fahrbahn und das Aufquellen des Mergels zu verhindern (Bild 2-8). Über rund 60 % der Tunnellänge wurde im quellfähigen Fels (vor allem in den mergeligen Abschnitten) ein Sohlgewölbe eingebaut. Anschliessend wurde die Spritzbetonschale in der Kalotte und in den Paramenten fertiggestellt, um damit einen Ringschluss zu erhalten (John, 1981). Der Einbau der restlichen Innenschale folgte dem Ausbruch in einem zeitlichen Abstand von 9 Monaten und mehr.

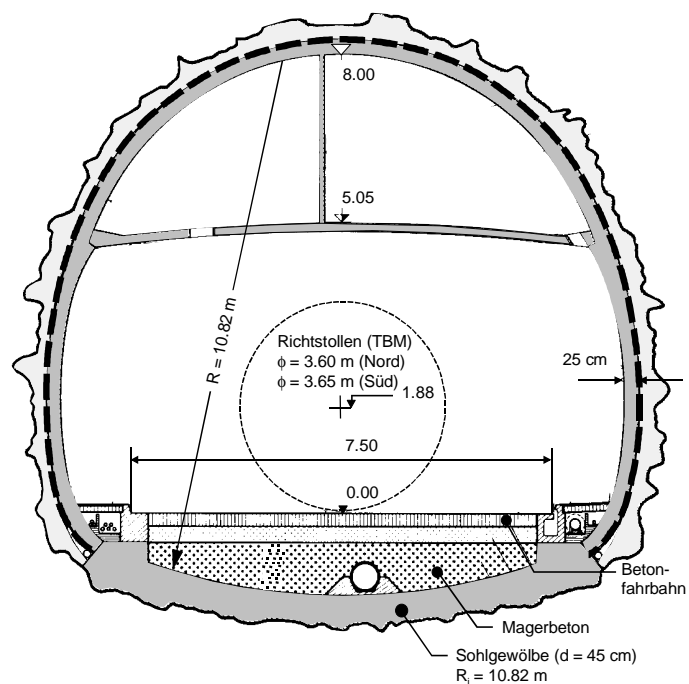


Bild 2-8 Pfändertunnel, Normalprofil für Sprengvortrieb mit Sohlgewölbe (aus Pfändertunnel, 1978)

Schadensbilder: Nach erfolgtem Ringschluss der Aussenschale stellte man Schäden an der Spritzbetonverkleidung im Ulmbereich fest. Extensometermessungen ergaben, dass sich das Sohlgewölbe relativ zur Spritzbetonschale anhub, was mit der Bildung von Scherfugen beidseits des fertiggestellten Sohlgewölbes verbunden war. Zum Teil wurden in der Sohle Hebungsraten von über 15 mm pro Monat gemessen; in einem Tunnelabschnitt von 200 m Länge wurden Sohlhebungen von bis zu 200 mm festgestellt. Die Schäden entstanden in jener Bauphase, in der das Innengewölbe im Kalottenbereich noch fehlte.

Massnahmen: Als Massnahme zur Beschränkung der Sohlhebungen wurde in mehreren Tunnelabschnitten eine systematische Verankerung des Sohlgewölbes angeordnet. Die Länge der korrosionsbeständigen 1'000 kN-Vorspannanker betrug 10 m, die Verankerungslänge 5.0 m. Die Ankerdichte wurden aufgrund der im ersten Monat nach der Betonierung des Sohlgewölbes gemessenen Hebungsdaten gewählt. In einer 1'500 m langen Mergelstrecke mit einem variablen, aber hohen Montmorillonitgehalt mussten rund 20 % der Tunnelsohle mit einer systematischen, radial angeordneten Sohlverankerung mit einer gesamten Ankerlänge von 75'000 m versehen werden.

Verhalten in der Nutzungsphase: Im Hinblick auf die messtechnische Erfassung der Sohlhebungen in der Nutzungsphase wurden beim Einbau der Sohlverankerung zwei Messquerschnitte mit Gleitmikrometern instrumentiert. Diese Messungen dienten der Erfassung des vertikalen Dehnungsprofils in Sohlmitte. Gemessen wurde die zeitliche Entwicklung der Dehnungen im Gebirge seit 1980. In Bild 2-9 sind die im Messquerschnitt 1 (GM 3'950) gemessenen Dehnungen dargestellt. Im Bereich des Messquerschnittes betrug der Ausbauwiderstand aus der beim Einbau der Anker aufgetragenen Vorspannung $p = 0.5 \text{ MPa}$.

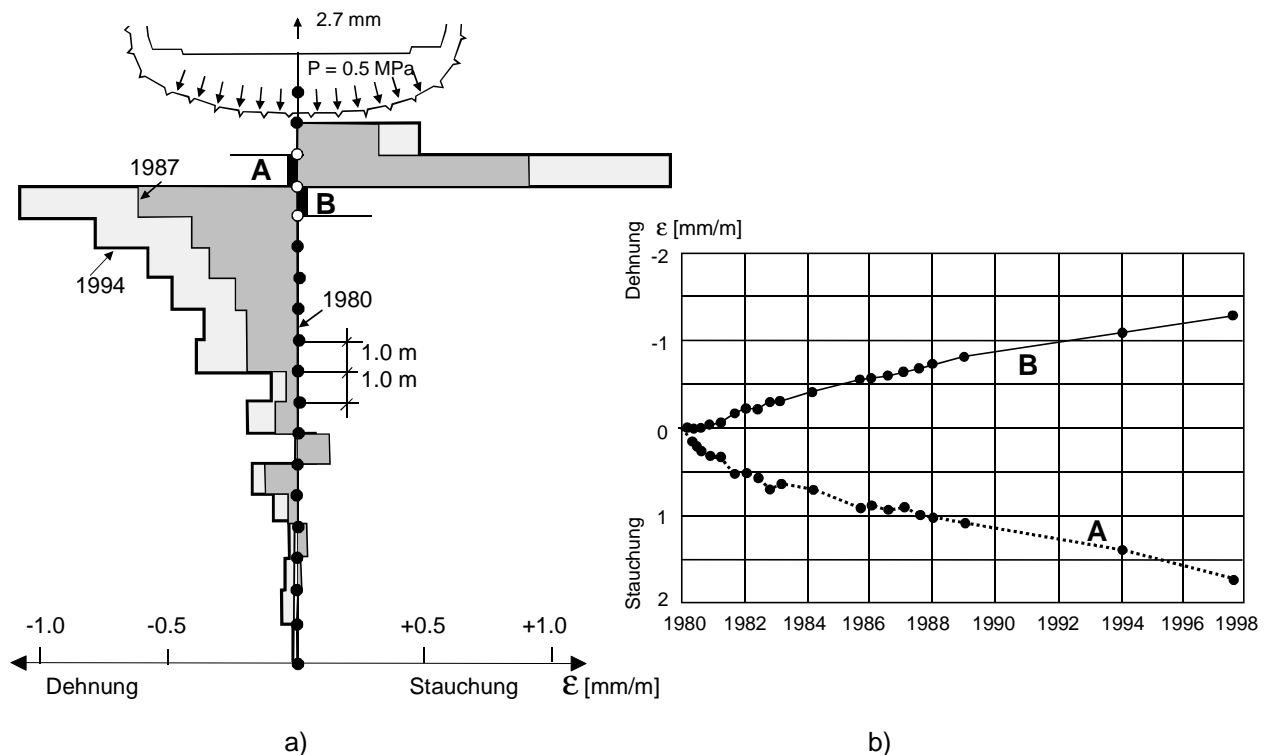


Bild 2-9 Pfändertunnel, Messquerschnitt 1:
a) mittels Gleitmikrometer gemessenes vertikales Dehnungsprofil entlang der Bohrung in Sohlmitte
b) Dehnungen und Stauchungen in den Gesteinsschichten A und B in Funktion der Zeit.
(Interner Bericht, Institut für Geotechnik, ETH Zürich)

Bild 2-9a zeigt eine deutliche Kompressionszone direkt unterhalb der Tunnelsohle. Zwei Meter tiefer können jedoch, trotz Ankervorspannung, Dehnungen beobachtet werden, welche mit zunehmender Tiefe deutlich abnehmen und in einem Abstand von rund 12 m unterhalb der Sohle gänzlich verschwinden (Kovari et al., 1987). In Bild 2-9b sind die Dehnungen und Stauchungen, welche sich in den 1 m starken Gebirgsschichten A bzw. B ergeben haben, in Funktion der Zeit dargestellt. 18 Jahre nach Messbeginn ergibt sich eine geringe Abschwächung der Dehnungszunahme. Im selben Zeitraum hob sich das Sohlgewölbe um 2.7 mm.

Seelisbergtunnel (1971 – 1980)

Dieser 9.28 km lange doppelröhrige Autobahntunnel des schweizerischen Nationalstrassennetzes durchstösst u.a. die sogenannten Amdenermergel (Bild 1-7). Bei diesen handelt es sich um eine monotone Serie von grauen, schiefrigen, kompakt aussehenden Mergeln (Schneider, 1984). Die Amdenermergel der Drusbergdecke stellen den enggepressten, teilweise überfahrenen Kern der Mulde von Seelisberg dar (Bild 2-10). Der Tiefgang der Mulde im Bereich des geplanten Seelisbergtunnels war vor Baubeginn unbekannt.

Der in den Amdenermergeln liegende Tunnelabschnitt wurde sprengtechnisch im Vollausbruch aufgeföhren. Das hufeisenförmige Normalprofil (Bild 2-11) wies seitliche Entwässerungsgräben von ca. 1.20 m Tiefe auf. Sie wurden unmittelbar hinter der Ortsbrust erstellt. Um eine Aufweichung oder sogar einen Zerfall der Mergel durch das Brauchwasser und den Fahrverkehr zu verhindern, wurde dem Vortrieb dicht folgend eine 20 bis 25 cm starke leicht armierte Betonplatte eingebaut. Die 45 cm starke Ortsbetoninnenschale folgte dem Vortrieb in einem Abstand von 800 bis 1200 m.

Die Amdenermergel erwiesen sich als wenig geklüftet und erschienen beim Aufföhren trocken. Ihre Standfestigkeit war daher viel besser als erwartet. Nach der Durchhörterung dieser Formation erreichte der mit 0.5% steigend ausgeführte Vortrieb die wasserführenden Seewer- und Schratkalke (Bild 2-10). Dort wurden mehrere Klüfte angefahren, welche zum Teil mehr als 10 l/sec Wasser führten. Während des Baus des Tunnels wurden an Gesteinsproben aus der Amdenermergelformation Laboruntersuchungen durchgeführt. Der Quellvorgang lief infolge der geringen Durchlässigkeit des Gesteins aussergewöhnlich langsam ab; die Versuche dauerten zum Teil bis zu 6 Monate an, also bedeutend länger als beispielsweise bei Opalinustonen und Molassemergeln (Schneider, 1984). Zudem wurden hohe Quelldrücke von bis zu 3.0 MPa gemessen (Bild 2-12), die Quellmasse waren mit 1 bis 4% doch eher klein. Die an Amdenermergelproben durchgeführten Versuche zeigten ferner, dass sich bei einer konstanten Belastung von 0.5 MPa immer noch eine Quelldehnung von 0.4 bis 1% einstellte. Neuere mineralogische Untersuchungen von Lang und Nüesch (1994) ergaben einen Tonmine-

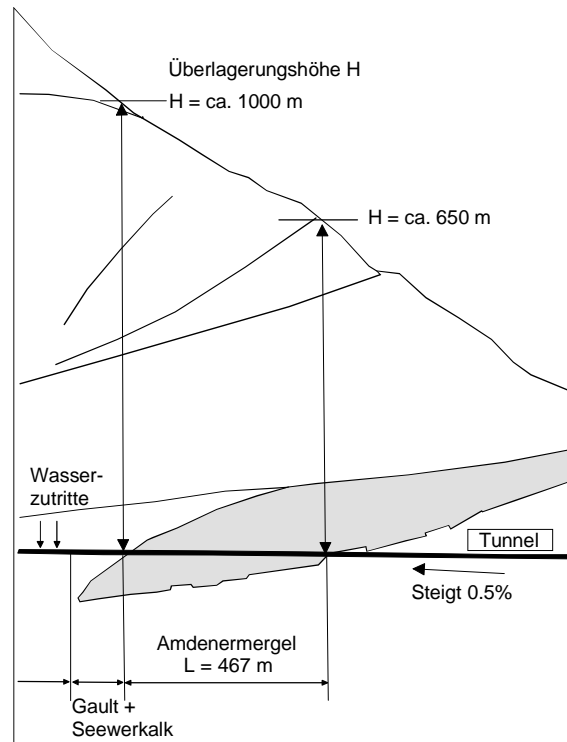


Bild 2-10 Seelisbergtunnel: Vereinfachtes geologisches Längenprofil der "Amdenermergelstrecke" (nach Schneider, 1984)

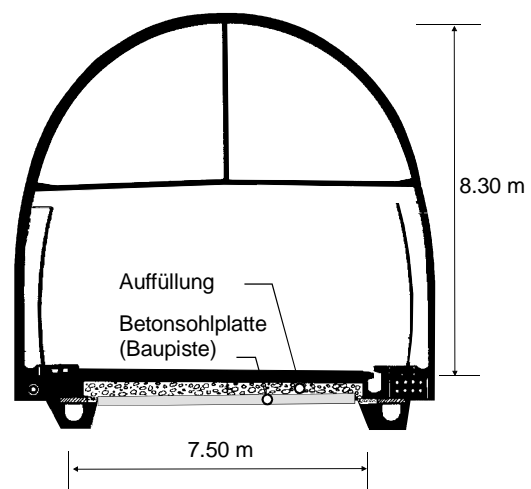


Bild 2-11 Seelisbergtunnel: Geplantes Normalprofil für die Amdenermergel (Meyer, 1980)

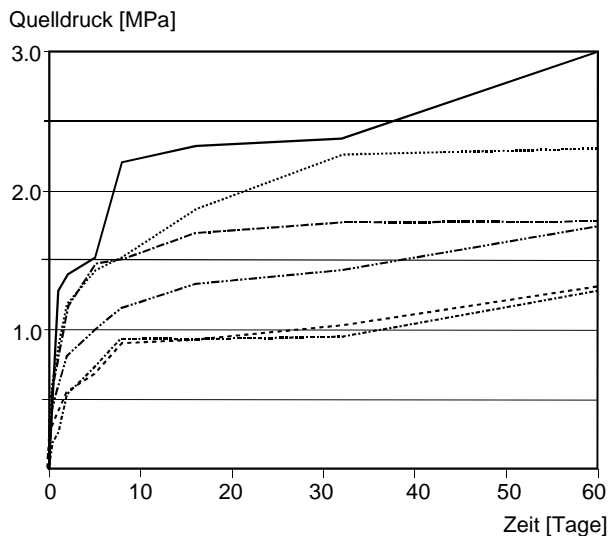


Bild 2-12 Seelisbergtunnel: Laborversuche an Amdenermergel-Gesteinsproben. Quelldruckentwicklung in Funktion der Zeit (Intern. Berichte IGT, ETHZ)

nahmen die Sohlhebungen innerhalb von weiteren drei Monaten um 0 bis 4 mm zu. Aufgrund des beobachteten Abklingens der Hebungswerte wurde am ursprünglich geplanten Ausbaukonzept gemäss Bild 2-11 festgehalten und auf eine Projektänderung mit dem Einbau eines Sohlengewölbes verzichtet (Schneider, 1984). Das hufeisenförmige Normalprofil wurde mit einer Betonstärke von 40 cm ausgeführt.

Schadensbilder: Rund 2 Jahre nach dem Auffahren der Amdenermergelzone stellte sich heraus, dass die seitlich angeordneten Rigolen Risse aufwiesen (Meyer et al., 1980). Diese Schadensbilder traten praktisch in der ganzen Amdenermergelstrecke auf. Die Rissbilder liessen auf quellbedingte Sohlhebungen schliessen, als Ursache kamen aber auch Spannungumlagerungen als Folge des Auffahrens der Tunnelröhren in Frage (Schneider, 1984). Aufgrund des im Labor festgestellten Verhaltens der Mergel standen jedoch langandauernde Quellvorgänge im Vordergrund.

Sanierung des Tunnels: Der nachträgliche Einbau eines Sohlengewölbes anstelle des Hufeisenprofils gemäss Bild 2-11 kam aus zeitlichen, technischen und finanziellen Gründen nicht in Frage. Die schliesslich gewählte Rekonstruktionslösung basierte auf der Idee, unter der Fahrbahnplatte einen Hohlraum zur Gewährleistung einer unbehinderten Quellhebung zu schaffen (Lombardi, 1984). Die konstruktive Ausbildung ist in Bild 2-13 dargestellt. Sie bestand aus zwei Stahlbeton-Längsträgern im Bereich der Rigolen, welche beidseitig mit 12 m langen, auf 600 kN vorgespannten Ankern (im Abstand von 3 m) in das Gebirge abgespannt wurden. Der Zweck dieser Anker bestand darin, auf beiden Seiten der Fahrbahnplatte je einen Fixpunkt aufzubauen. Die Zone zwischen den Längsbalken wurde mit vorfabrizierten Betonplatten überbrückt. Der entstandene Hohlraum wurde gemäss Bild 2-13 so

ralanteil am Gesamtgestein von 15 bis 35 %. Dieser setzte sich aus rund 70 Gew.% Illit, 10-20 Gew.% Mixed-layer Tonminerale und 2 bis 11 Gew.% Chlorit zusammen. Der Anteil der quellfähigen Schichten in den Mixed-layer Tonmineralen entspricht 2-4 Gew.% Smektit.

Das in situ Verhalten der Amdenermergel wurde mit Hilfe von Konvergenzmessungen erfasst. Diese ergaben im ersten Monat nach der Durchörterung horizontale Konvergenzen von maximal 25 mm. In den nächsten drei Monaten klangen die Bewegungen ab. Nach 6 Monaten stellte die Bauleitung praktisch keine Veränderungen in den Messdaten mehr fest. Im Sohlbereich ergaben Präzisionsnivelemente innerhalb von 5 Monaten Sohlhebungen von 5 bis 25 mm. Gemäss Schneider (1984)

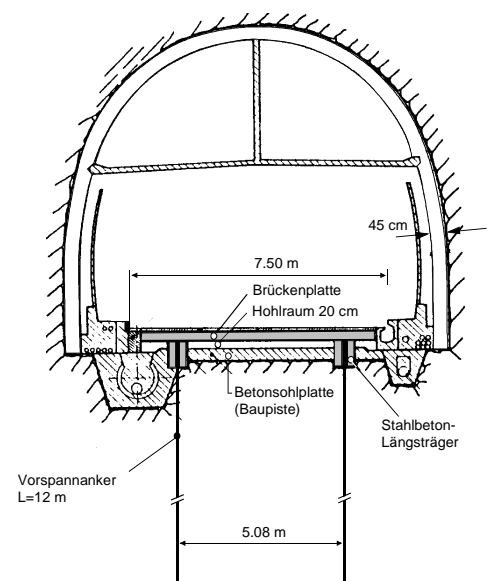


Bild 2-13 Seelisbergtunnel, Amdenermergelzone: Rekonstruktionslösung (nach Meyer et. al., 1980)

bemessen, dass unterhalb der Brückenplatte künftige Quellhebungen von insgesamt 15 cm möglich sind, bevor die als Baupiste benutzte Sohlbetonplatte an die Brückenplatte stossen würde (Schneider, 1984). Der seitliche Sohlbereich zwischen den Längsbalken und den Gewölbefüssen wurde gegen Hebungen nicht abgesichert.

Beobachtungen in der Nutzungsphase: Seit 1979 werden in der Amdenermergelstrecke Messungen zur Kontrolle des Verformungsverhaltens des Ausbaus und des Gebirges durchgeführt. Es handelt sich dabei um Verschiebungsmessungen (Extensometer und Konvergenzmessungen) sowie um Ankerkraftmessungen. Zudem wird seit 1994 das Gleitmikrometer in 44 Bohrungen eingesetzt.

In Bild 2-14 sind die Resultate der Messung der vertikalen Konvergenz zwischen der Tunnelfirste und der Betonsohlplatte (Baupiste) dargestellt. Die Messquerschnitte sind in einem Tunnelabschnitt von 330 m Länge gleichmässig auf beide Tunnelröhren verteilt. Aus Bild 2-14 geht hervor, dass die gemessenen Konvergenzen innerhalb von 16 Jahren nahezu linear zunahmten. Die Messwerte zeigen ferner, dass die unter dem Hohlraum gelegene Betonsohlplatte kontinuierlich angehoben wird. Zur Abklärung der Tiefenerstreckung der Sohlhebungen wurden Extensometer eingebaut. In Bild 2-15 ist die zeitliche Entwicklung der Sohlhebungen für einen Messquerschnitt dargestellt. Die Hebungswerte beziehen sich auf den Messpunkt F in 12 m Tiefe, welcher für die Auswertung der Messungen als unverschieblich angenommen wurde. Der Messpunkt 1 ist in der Betonsohlplatte unterhalb des Hohlraumes verankert. Diese Darstellung zeigt, dass die Hebungen, im Vergleich mit den vertikalen Konvergenzen, unterlinear zunehmen. Dies deutet darauf hin, dass der angenommene Fixpunkt in 12 m Tiefe ebenfalls angehoben wird. Ferner fällt auf, dass rund 50 % der Hebungen aus Tiefen von mehr als 6 m unterhalb der Fahrbahn stammen.

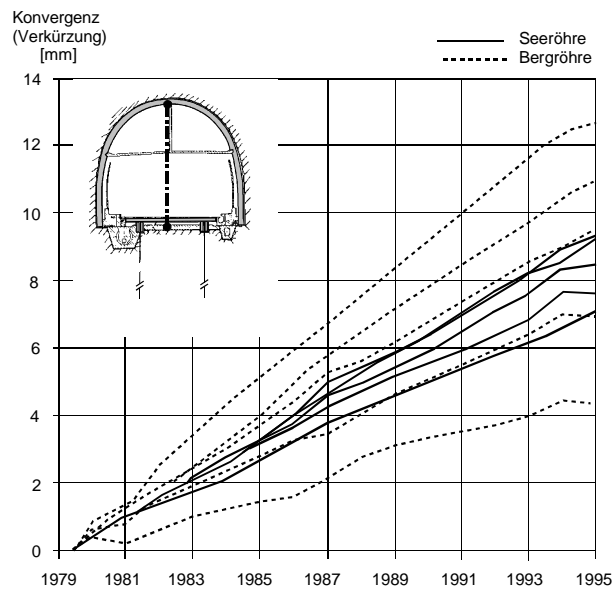


Bild 2-14 Seelisbergtunnel, Amdenermergelzone: Vertikale Konvergenz zwischen Betonsohlplatte (Baupiste) und Tunnelfirst in je 5 Messquerschnitten der Berg- und der Seeröhre (Berichte des Tiefbauamtes des Kantons Nidwalden, 1980 bis 1998)

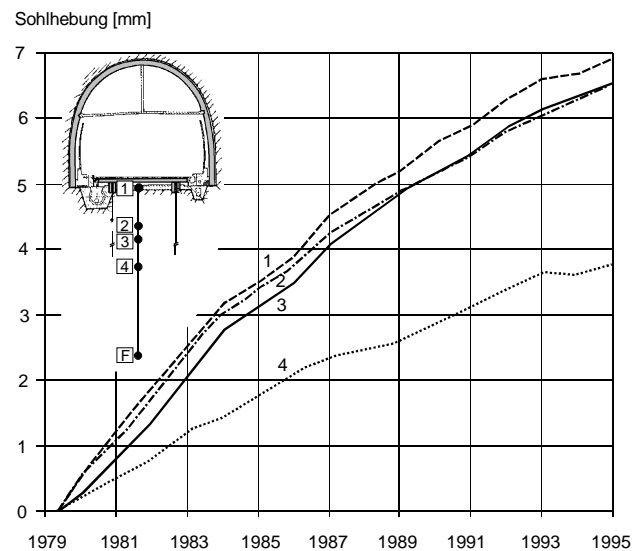


Bild 2-15 Seelisbergtunnel, Amdenermergelzone: Mehrfachextensometer zur Erfassung der Tiefenerstreckung der Sohlhebungen (Messquerschnitt 3, Seeröhre). Hebungswerte bezüglich des angenommenen Fixpunktes F in 12 m Tiefe (Berichte des Tiefbauamtes des Kantons Nidwalden, 1980 bis 1998)

Bei den in Bild 2-13 dargestellten Sohlankern werden die Vorspannkraften seit 1979 kontrolliert. Die Spannkraft zur Zeit $T = 0$ betrug $V_0 = 600$ kN, als Prüfkraft wurden $V_p = 840$ kN aufgebracht. Diese Kontrollmessungen ergaben, dass die Vorspannkraften von 32 Ankern im Verlaufe von 16 Jahren im Mittel um 8 % angestiegen sind. Die zeitliche Zunahme dieser Kräfte verlief nahezu linear.

Im Jahre 1994 wurden in der Amdenermergelzone 44 vertikale, rund 16 m lange Kernbohrungen im Sohlbereich des Tunnels erstellt. Sie dienten primär der Durchführung von Gleitmikrometermessungen, andererseits ergaben sie einen repräsentativen Aufschluss des anstehenden Gesteins rund 20 Jahre nach der Erstellung des Tunnels. Die Bohrungen wurden parallel zu den Vorspannankern angeordnet (Bild 2-16a). Nach einer Beobachtungszeit von 4 Jahren konnten mit Hilfe des Gleitmikrometers im Bereich der Vorspannanker bis in eine Tiefe von rund 10 m unterhalb der Betonsohlplatte Dehnungen von 0.3 bis 0.4 mm/m festgestellt werden (Bild 2-17a). Eine Nachankerung ist in Vorbereitung.

Strassentunnel T8 (1976 – 1981)

Dieser 950 m lange Tunnel der Transjurane N16 bei Biel durchfährt auf einer Länge von rund 320 m quellfähige Effingermergel (Bild 1-6) und über weitere 630 m eine Kalkformation. Die Überlagerung der Mergelstrecke beträgt maximal 280 m. Laboruntersuchungen an Gesteinsproben aus den Effingermergeln ergaben einen mittleren Quelldruck von 0.5 MPa (Streube-

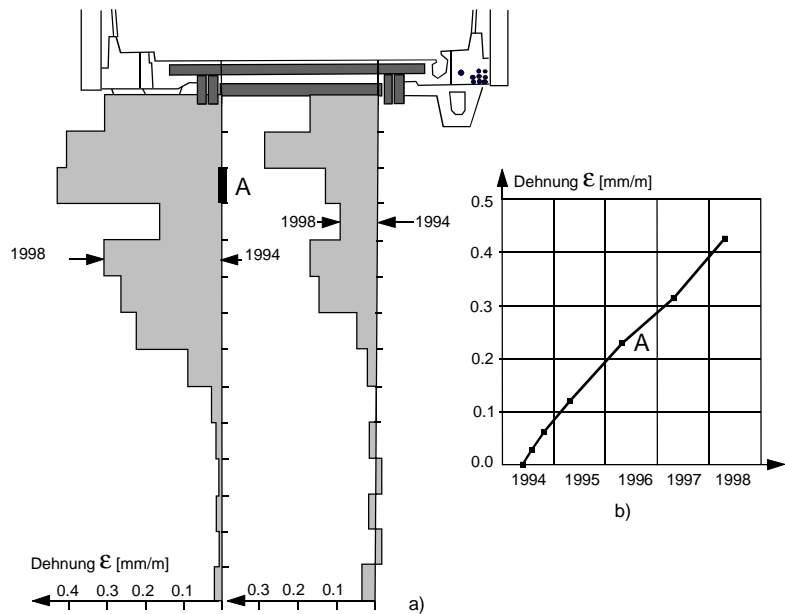


Bild 2-16 Seelisbergtunnel, Gleitmikrometermessungen:
 a) Dehnungsprofile in einem Messquerschnitt
 b) Dehnungsverlauf in der Schicht A in Funktion der Zeit (Berichte des Tiefbauamtes des Kantons Nidwalden, 1998)

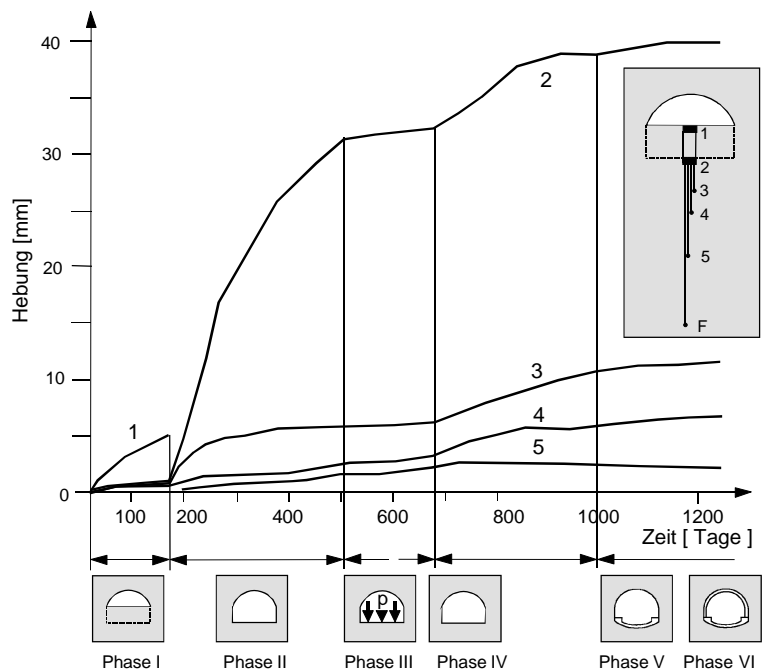


Bild 2-17 Tunnel T8: Extensometermessungen im Bauzustand in verschiedenen Bauphasen (nach Kovari et al., 1981)

reich 0.3 bis 0.8 MPa) sowie ein mittleres freies Quellmass von 2.4 % (Streubereich 0.7 bis 3.4 %). Der Wassergehalt der Prüfkörper vor der Bewässerung im Labor betrug rund 5 %. Während der Bauphase bestand aus baubetrieblichen Gründen die Möglichkeit, im Sohlbereich der Kalotte Hebungsmessungen mit Bohrlochextensometern durchzuführen. Über diese Instrumente wurde anderswo berichtet (Amstad und Köppel, 1977). In Bild 2-17 ist der zeitliche Verlauf der in Sohlmitte gemessenen Hebungen für verschiedene Bauphasen dargestellt. Nach 180 Tagen wurde die Strosse ausgebrochen und nach rund 520 Tagen eine Auflast von $p = 60 \text{ kN/m}^2$ in Form einer künstlichen Schüttung auf die Sohle aufgebracht. Diese führte dazu, dass die Sohlhebungen während 85 Tagen praktisch zum Stillstand kamen. Hebungen ergaben sich erst dann wieder, nachdem die Auflast entfernt worden war. Dies zeigt, dass hier eine geringe Auflast innerhalb der erwähnten Zeitspanne eine grosse Wirkung auf den Quellvorgang auszuüben vermochte (Kovari und Amstad, 1979).

Der Tunnel T8 stellt insofern einen Sonderfall dar, als dass sein Bauprogramm langandauernde Feldmessungen zuließ, welche mit gewissen Vorbehalten als Grundlage für die Gestaltung der Sohle verwendet werden konnte. Zur Ausführung kam eine Lösung mit einer Knautschzone, kombiniert mit bis zu 30 cm hohen Leichtbetonrippen (Kovari et al., 1987). Die Bemessung der Rippen beruhte auf einer Abschätzung der bei offener Sohle nach einer hundertjährigen Nutzungszeit zu erwartenden maximalen Sohlhebung.

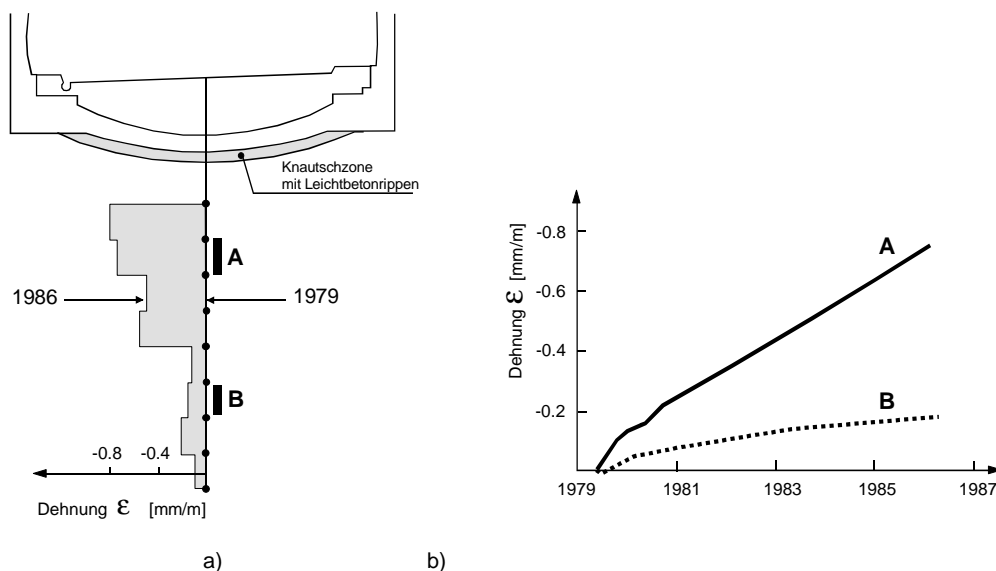


Bild 2-18 Tunnel T8: Gleitmikrometermessung in der Tunnelsohle in der Nutzungsphase
 a) Vertikales Dehnungsprofil
 b) Dehnungen ϵ in den Schichten A und B in Funktion der Zeit
 (Interner Bericht IGT, ETHZ, 1987)

Bild 2-18a zeigt das mittels Gleitmikrometer gemessene vertikale Dehnungsprofil unterhalb der Tunnelsohle. Die Dehnungswerte, welche sich innerhalb eines Zeitraumes von 7 Jahren als Folge von Quellvorgängen ergeben haben, sind gering, obwohl sich gemäss Bild 2-17 unmittelbar nach dem Ausbruch erhebliche Quellhebungen in der flachen Kalottensohle bemerkbar machten. Deutlich erkennbar ist die Abnahme der Quelldehnungen mit zunehmender Entfernung vom Ausbruchrand. Bemerkenswert ist ferner, dass der Dehnungsverlauf in der 1 m starken Gebirgsschicht A (Bild 2-18b) seit 1981 nahezu linear ist. Wegen einer Belagserneuerung mussten diese Messungen im Jahre 1987 eingestellt werden.

Luftschutzanlage Leonhardsplatz (1942 – 1943)

Bei dieser ehemaligen Luftschutzanlage in Zürich handelt es sich um einen 6 m breiten und 2 m hohen Zugangsstollen und eine 60 m lange Hauptkaverne, die heute als Parkgarage genutzt wird. Diese weist gemäss Bild 2-19a eine Breite von 14 m und eine Höhe von 5.10 m auf. Die Anlage liegt in der flachgelagerten Oberen Süsswassermolasse. Im oberen Teil des Kavernenprofils steht fester Sandstein an. Die Felsüberdeckung in der Kavernenfirste beträgt rund 30 m (von Moos, 1949).

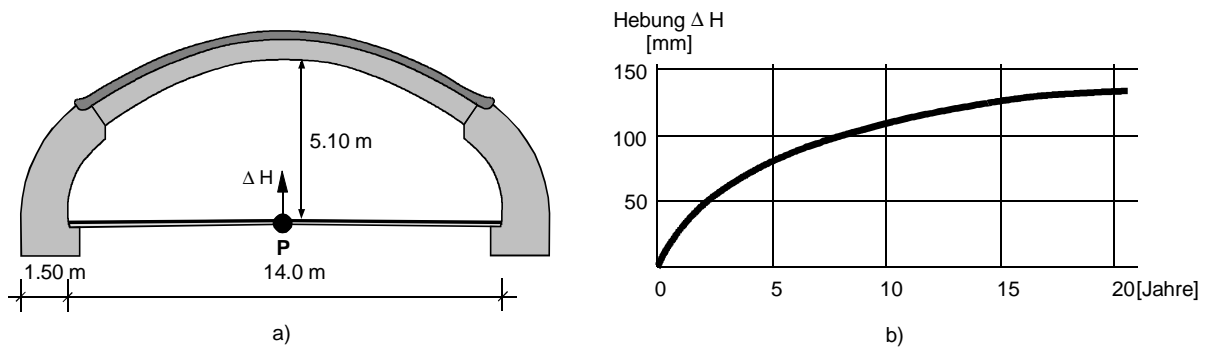


Bild 2-19 Luftschutzanlage Leonhardsplatz (Obere Süsswassermolasse):

- Normalprofil der Kaverne
- Gemessene Sohlhebung ΔH des Punktes P in Funktion der Zeit (nach von Moos, 1949)

Der Sohlbereich besteht aus einer Wechsellagerung von Mergel- und Sandsteinbänken. Bei den Mergeln handelt es sich vorwiegend um massige, teilweise über 1 m starke Schichten. Die stark tonigen oder bituminösen Mergelschichten weisen in der Regel eine Stärke von 5 bis 15 cm auf.

Die Kaverne wurde im Sprengvortrieb erstellt. Obwohl schon damals mit Quellvorgängen gerechnet wurde verzichtete man auf den Einbau eines Sohlgewölbes. Der Grund dafür war die geringe Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit der Luftschutzanlage durch allfällige Sohlhebungen. In der Sohle wurde lediglich ein 10 cm starker Schotterkoffer und ein bituminöser Belag eingebracht (Bild 2-19a). Zur Erfassung der Sohlhebungen wurde das ganze Bauwerk mit Messbolzen bestückt, welche man über mehrere Jahre beobachtete.

Die Nivellementmessungen ergaben, dass sich der Kalottenbereich und die seitlichen Widerlager des grösstenteils im Sandstein liegenden Kavernengewölbes

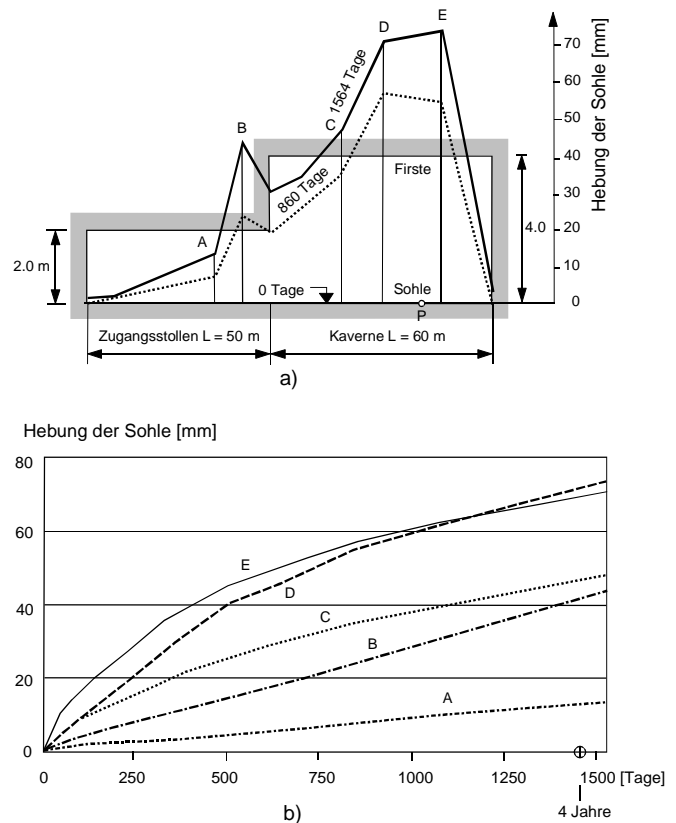


Bild 2-20 Luftschutzanlage Leonhardsplatz:

- Zugangsstollen und Kaverne (Aufriss) mit den Resultaten der Hebungsmessungen in Sohlmitte
- in den Querschnitten A bis E in Sohlmitte gemessene Hebungen in Funktion der Zeit (von Moos, 1949)

nicht bewegten. Dagegen wurden unmittelbar nach dem Ausbruch Sohlhebungen festgestellt. Bild 2-20a zeigt, dass nach rund 4 Jahren eine Hebung der Kavernensole von maximal 75 mm resultierte. Der Endwert der Sohlhebungen war aber nach dieser Beobachtungszeit noch nicht erreicht. Im Zugangsstollen mit einer Breite von nur 6 m waren die Hebungsbeträge bedeutend kleiner als im mittleren Teil der 14 m breiten Kaverne. Die Hebungswerte des Punktes P in der Axe der Kaverne wurden noch bis zum Jahre 1963 erfasst. Bild 2-19b zeigt, dass sich die Kavernensole in diesem Punkt innerhalb von 20 Jahren um rund 140 mm angehoben hat. Extrapoliert man die im Jahre 1963 gemessene Hebungsrates linear über die Zeit, so ergibt sich bis zum Jahre 2000 eine weitere Hebung von ca. 25 mm. In der Tat deuten Zwängungen an Holzverkleidungen in der Kaverne heutzutage darauf hin, dass der Quellvorgang noch nicht abgeschlossen ist. Auch eine Bewässerung des quellfähigen Gebirges ist weiterhin vorhanden, liegt doch der Bergwasserspiegel in der Kaverne nur wenige Dezimeter unterhalb der Kavernensole.

2.1.2 Auswertung der Erkenntnisse aus der Bauerfahrung

Aus den mit Untertagbauten in tonhaltigem, nicht anhydritführendem Fels gemachten Bauerfahrungen ergeben sich eine Reihe unumstößliche empirische Tatbestände, die auch frühere Erfahrungen bestätigen:

- Quellerscheinungen werden dann beobachtet, wenn Wasser quellfähige Gesteine erreichen kann. Auf diese Aussage kann aus Laborversuchen zwingend geschlossen werden, Beobachtungen in situ stützen diese Aussage.
- Beobachtungen und Feldmessungen zeigen, dass vorwiegend der *Sohlbereich* vom Quellen erfasst wird. Quelldehnungen können bis in eine Tiefe von 1.0 bis 1.5 Ausbruchdurchmesser gemessen werden (Bild 2-21). Bei Wechsellagerungen können im Sohlbereich schichtweise unterschiedliche Dehnungswerte beobachtet werden.
- Bei hufeisenförmigen Hohlräumen (flache Sohlausbildung) werden die grössten *Sohlhebungen* in Sohlmitte beobachtet. Diese nehmen mit zunehmender Sohlbreite zu.
- In jenen Bereichen des Ausbruchprofils, wo quellfähiges Gestein in Kontakt mit der Tunnelluft steht, sind in tonigen Gesteinen oft oberflächennahe *Verwitterungserscheinungen* zu beobachten. Ein direkter Wasserzufluss im First- und Ulmbereich, z.B. aus wasserführenden Zwischenschichten, beschleunigt die Verwitterung und kann zu einer Erosion von Gesteinspartikeln führen. Bei einer geschlossenen Wasserhaltung (Vollabdichtung oder WU-Beton) gelangt der Fels auch im First- und Ulmbereich in Kontakt mit dem Bergwasser, wodurch entlang des gesamten Ausbruchprofils ähnliche Voraussetzungen für Quellvorgänge gegeben sind wie in der Sohle. Messtechnische Beobachtungen von Quellvorgängen unter diesen Bedingungen liegen bisher aber keine vor.

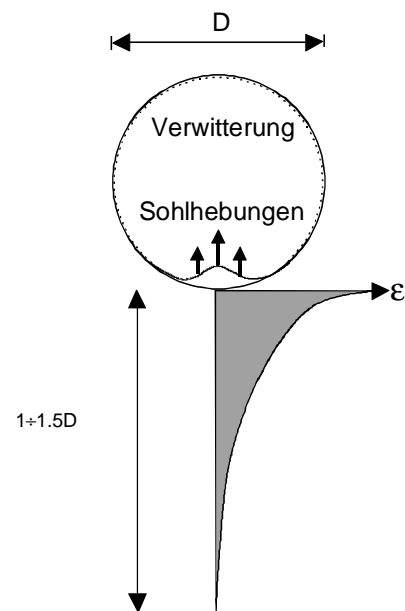


Bild 2-21 Erkenntnisse aus der Bauerfahrung (bei offener Wasserhaltung ohne Ausbau):

- Quellhebungen im Sohlbereich
- oberflächennahe Verwitterung toniger Gesteine
- Erstreckung der Quellerscheinungen bis in eine Tiefe von ca. 1.5 Durchmesser (mit schematischer Darstellung der Dehnungsverteilung ϵ)

- Laborversuche zeigen, dass die Wasseraufnahme von tonigen Gesteinen mit einer Zunahme des *Wassergehaltes* verbunden ist. Bei unbehinderter freier Quellung ist die Wasseraufnahme grösser als bei einem behinderten Quellvorgang. Die Bauerfahrung zeigt, dass die Wasseraufnahme in der Regel von einer *Gesteinsentfestigung* begleitet wird, die bis zu einem völligen Festigkeitsverlust führen kann. Davon besonders betroffen ist die Tunnelsohle, in welcher sich das Wasser aus Gründen der Schwerkraft ansammeln und ausbreiten kann. Ein vollständiger Festigkeitsverlust macht sich in Form einer Verschlammung der Sohle bemerkbar.
- Der *zeitliche Verlauf der Quellung* kann, je nach Gesteins- und Gebirgsaufbau, stark unterschiedlich ausfallen. Bereits während der Bauausführung können sich Sohlhebungen bedeutenden Ausmasses ergeben. Quellerscheinungen in Form eines "aufgehenden Hefeteiges" mit Sohlhebungen von mehreren Zentimetern pro Tag, wie sie im anhydrit-/tonhaltigen Fels beobachtet werden können, konnten aber bei anhydritfreien Gesteinen bisher nicht festgestellt werden. Der zeitliche Ablauf der Quellung hängt einerseits vom Wasservorkommen ab, andererseits von der Durchlässigkeit des Felsens (Schichtfugen, Klüfte) und des Gesteins. Dies führt dazu, dass der Quellvorgang auch im anhydritfreien Fels über Jahre oder gar Jahrzehnte mit nahezu konstanten Hebungsraten andauern kann. In einzelnen Fällen wurde nach einigen Jahren eine Abnahme der Hebungsgeschwindigkeit beobachtet. Die Sohlhebungsrate kann durch das Aufbringen einer Belastung (Aufschüttung, Ankerung) reduziert werden.
- Bei einigen Untertagbauten, welche in tonhaltigem Fels erstellt wurden, konnten *Schäden* festgestellt werden, welche eindeutig auf Quellvorgänge zurückzuführen waren. In Tabelle 2-1 sind einige Schadensbilder zusammengestellt. Diese Schäden beeinflussten die Tragfähigkeit oder die Gebrauchstauglichkeit dieser Bauwerke. Sie wurden vorwiegend im Sohl- und Kämpferbereich beobachtet und traten teilweise bereits in der Bauphase auf.

Profilform und Ausbau der Sohle	Beispiele	Zeitpunkt der Schadensfeststellung	Beobachtungen und Schadensbilder
Ebene Sohle, ohne Sohlausbau	Bözberg-Bahntunnel	Nutzungsphase	Profilverengung im Kämpferbereich des Mauerwerkes (horizontale Konvergenzen). Andauernde Gleishebungen.
	Bruggwaldtunnel	Bauphase	Anheben der Planie und der Entwässerungsleitungen
	Seelisbergtunnel	Bauphase	Deformationen und Risse in den seitlich angeordneten Rigolen
	Belchentunnel	Bauphase	Hebung der Drainagerohre um bis zu 60 cm. Quetschung der Rohre.
Leicht gewölbte Sohlplatte bzw. Betonsohlenabdeckung	Rickentunnel	Bauphase und Nutzungsphase	Zerstörung von Betonsohlenabdeckungen und Sohlplatten
	Grenchentunnel	Nutzungsphase	Vollständige Zerstörung der beim Bau erstellten Betonsohlenabdeckungen
Zerstörung der Ausbruchsicherung	Pfändertunnel	Bauphase	Zerstörung der Spritzbetonverkleidung im Übergangsbereich zum Sohlgewölbe. Anheben des Sohlgewölbes um bis zu 20 cm.
Maulprofil mit Sohlgewölbe aus Ortsbeton (d = 45 bis 60 cm)	Belchentunnel	Nutzungsphase	Hebung der Paramente um 2.2 bis 5.5 mm innert 19 Jahren im Opalinuston. Versagen des 45 cm starken Sohlgewölbes über eine Distanz von 20 bis 80 m wegen mangelnder Betonqualität.

Tabelle 2-1 In der Bau- und Nutzungsphase an ausgewählten Untertagbauten im quellfähigen, nicht anhydritführenden Fels festgestellte Schadensbilder

Bei mehreren Bauwerken, welche mit einer *ebenen Sohle* mit oder *ohne Sohlplatte* erstellt wurden, konnten starke, über Jahrzehnte andauernde Sohlhebungen beobachtet werden. Im Falle von Bahntunneln war dies oft mit einer Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit verbunden. Wiederholt mussten Gleisabsenkungen vorgenommen werden. Die in der ebenen Sohle eingelassenen Entwässerungssysteme wurden oft beschädigt.

Auch *schwach gewölbte Sohlbedeckungen* aus Beton, wie man sie früher im Eisenbahntunnelbau verwendete, wurden vielfach zerstört und angehoben. Diese waren ja nicht primär gegen Quelldruck ausgelegt, sondern dienten der Wasserableitung, zum Schutz des Gebirges vor Wasserzutritten, zur Vermeidung der Gesteinsentfestigung sowie als Massnahme gegen die Verschlammung des Schotterbettes. Diese Betonsohlenplatten mussten vielfach, im Rahmen aufwendiger Erneuerungarbeiten, durch stärker gekrümmte Sohlgewölbe aus Beton, Betonquadern oder Natursteinquadern ersetzt werden.

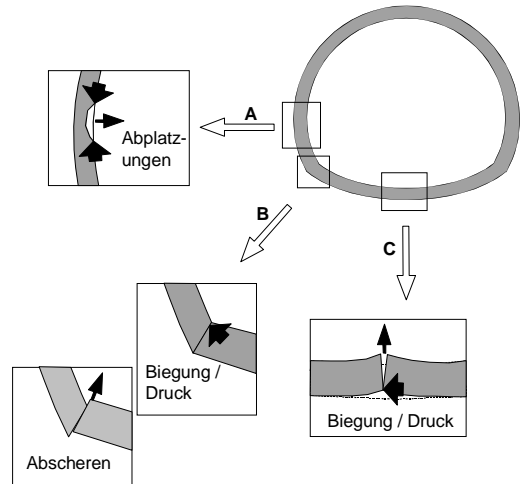


Bild 2-22 Gefährdete Stellen des Tunnelgewölbes (nach Anagnostou, 1992)

Kommt gemäss Bild 2-22 ein *Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe* zur Ausführung, so wird die quellbedingte Volumenzunahme des Gesteins stärker behindert. Je nach geologischen Verhältnissen und konstruktiver Ausbildung der Tunnelverkleidung zeigen die Schadensbilder vorwiegend Abplatzungen im Bereich A sowie Scherbewegungen zwischen Sohlgewölbe und Kämpfer (Bereich B). Als weitere gefährdete Stelle muss das Sohlgewölbe selbst (Bereich C) betrachtet werden (Anagnostou, 1992).

Aufgrund der bisher vorliegenden Bau erfahrung steht im tonhaltigen, anhydritfreien Fels die Ausführung eines maul- oder kreisförmigen Sohlgewölbes im Vordergrund. Bei Bahntunneln in Molassegesteinen hat sich der kreisförmige Ausbau mit schotterlosem Oberbau trotz der beschränkten Reguliermöglichkeit der Gleishöhenlage bisher bewährt.

2.2 Geologische und mineralogische Grundlagen

2.2.1 Einleitung

Als "*Tone*" werden feinkörnige, nicht oder nur wenig verfestigte Sedimente mit Korngrößen von weniger als 0.002 mm (2 µm) bezeichnet (SN 670 008a, 1997). Die Gesamtheit der Mineralpartikel in diesem Korngrößenbereich nennt man "Tonfraktion". Mengenmässig herrschen hier blättchenförmige silicatische "Tonminerale" vor, d.h. Teilchen mit einem Durchmesser von weniger als 2µm (0.002 mm) und einer Dicke zwischen 0.01 µm und 0.1 µm. Aber auch andere Mineralpartikel wie beispielsweise Mineraltrümmer (Quarz, Feldspat, Glimmer etc.) oder nach der Sedimentation neu entstandene Minerale (Pyrit, Dolomit etc.) können darin enthalten sein.

Die Klassifikation feinkörniger Lockergesteine wird, entsprechend dem Klassifikationssystem nach USCS, aufgrund der Korngrößenverteilung, dem Vorhandensein von organischen Substanzen und den Plastizitätseigenschaften vorgenommen (SN 670 008a, 1997). Daraus ergibt sich die Zuordnung eines "Tones" zu einem bestimmten Gruppensymbole (CL, CM, CH) bzw. die Bezeichnung mit einem bestimmten Gruppennamen (z.B. magerer Ton, siltiger Ton, fetter Ton). Sehr feinkörnige, quarzarme Tone mit einem hohen Anteil an Tonmineralen werden als "fette Tone" bezeichnet. "Magere Tone" sind stark mit Staubsand vermengte Tone. Quarzreiche Tone werden als "Lehme" bezeichnet, kalkreiche Tone als "Mergel". Entgegen der obigen Begriffsdefinition können nach SN 670 008a (1997) bei Tönen auch Korngrößen > 0.002 mm in geringen Mengen vertreten sein. So kann bei einem "fetten Ton" bis zu 15 % der Kornfraktion aus Körnern mit einem Durchmesser von >0.060 mm bestehen. Dies zeigt, dass die Korngrössengrenze von 0.002 mm willkürlich gezogen wurde. Nicht alle Tonminerale sind kleiner als 2µm und nicht alle Nichttonminerale grösser als 2µm (Mitchell, 1993).

Als "*Tongesteine*" bezeichnet man Gesteine, welche durch die Verfestigung von tonhaltigen Lockergesteinen entstanden sind.

2.2.2 Entstehung von "Tongesteinen"

Der grösste Teil der in der Natur vorhandenen tonhaltigen Sedimente liegt in einem verfestigten Zustand vor. Die Verfestigung ist primär durch Diagenese entstanden.

Unter "Diagenese" versteht man die Summe aller Veränderungen und Prozesse, welche sich bei der Verfestigung und Umbildung lockerer Sedimente zu festen Gesteinen ergeben. Bei der Diagenese wird das tonhaltige Lockergestein entwässert, kompaktiert und zementiert. Dieser Langzeitvorgang ergibt sich aus der Belastung der überlagerten jüngeren Sedimente. Die Tonminerale werden dabei mehr oder weniger parallel eingeregelt und liegen schliesslich mit der Plättchenfläche senkrecht zu der bei der Diagenese herrschenden Richtung der Hauptspannungen. Da die Poren bei Sedimenten in der Regel mit Wasser gefüllt sind, verlieren Tone mit zunehmender Kompaktion das angelagerte Wasser. Die Gesteinsporen werden teilweise geschlossen (Verringerung des Porenvolumens). Durch Zementation können die Tonaggregate miteinander verkittet werden, was zu einer Verkleinerung und Verfüllung des verbliebenen Porenraumes, zu einer Festigkeitserhöhung und zu einer Reduktion der Durchlässigkeit führt. Die Zementation erfolgt in den meisten Fällen durch den im Porenwasser gelösten Kalk (Labhart, 1988).

Dies zeigt, dass ein "Tongestein", je nach Intensität der diagenetischen Verfestigung, bei der Erstellung von Untertagbauten als verfestigter Ton, als Tonstein, als Schieferton oder Tonschiefer

anstehen kann (Tabelle 2-2). Als "Tonsteine" bezeichnet man diagenetisch verfestigte, ungeschieferte Tone. Die Grenze zwischen verfestigten (z.B. stark überkonsolidierten) Tonen und Tonsteinen ist fließend und nicht eindeutig definierbar (Pimentel, 1996). Die sogenannten "Schiefertone" weisen eine Primärschieferung infolge der diagenesebedingten Einregelung der Tonminerale auf; sie sind jedoch nicht metamorph. "Tonschiefer" sind diagenetisch stärker verfestigt als Schiefertone (schwache Metamorphose).

Name (Zustand)	Dichte	Porenvolumen	Überdeckung	Temperatur
	[kN/m ³]	[%]	[m]	[°C]
Weicher Ton	17.5	40 - 80		niedrig
Verfestigter Ton	22	25 - 40	0 - 500	niedrig
Tonstein, Schiefertone	22 - 25	4 - 25	500 - 10'000	bis 220
Tonschiefer (beginnende Metamorphose)	26 - 27	3	mehr als 5'000 bis 10'000	über 220

Tabelle 2-2 Diagenetische Veränderungen tonhaltiger Sedimente (aus Labhart, 1988)

Im Verlaufe der Diagenese (und ev. der tektonischen Beanspruchung) finden in Tongesteinen wichtige mineralogische Veränderungen statt. Mit zunehmender Kompaktion werden aus Tonmineralien nicht quellfähige Glimmerminerale (Serizit) und Chlorit gebildet. Äusserlich erkennt man dies an der Quellfähigkeit des Gesteins; ein kompakter Schiefertone quillt schlecht, ein Tonschiefer überhaupt nicht mehr (Labhart, 1988).

2.2.3 Mineralogischer Aufbau tonhaltiger Gesteine

Der mineralogische Aufbau von Tongesteinen ist sehr vielfältig und komplex. Im folgenden Abschnitt werden daher nur jene grundlegenden Sachverhalte der Tonmineralogie erwähnt, welche für ein vertieftes Verständnis von Quellvorgängen im Untertagebau erforderlich sind. Wir stützen uns bei der folgenden, stark vereinfachten Darstellung im wesentlichen auf die Arbeiten von Sonderegger (1985), Madsen und Müller-Vonmoos (1988), Madsen und Nüesch (1990), Nüesch (1991, 1993) und Mitchell (1993).

Aufbau von Tonmineralen

Tonminerale sind aus Elementarschichten aufgebaut. Die Schichtstruktur und Schichtladung bestimmen im Wesentlichen die Art des Tonminerals. Die Grundbausteine der Tonminerale sind SiO₄-Tetraederelemente (T) und Al(OH)₆-Oktaederelemente (O), welche sich gemäss Bild 2-23 in Form von Tetraeder- und Oktaederschichten zusammenfügen. In Tonmineralstrukturen beträgt die Schichtdicke einer Tetraederschicht nach Grim (1968) 4.63 Å (0.463 nm, 1 nm=10⁻⁶ mm), diejenige einer Oktaederschicht 5.05 Å (0.505 nm). Durch Kombination dieser Schichten entstehen gemäss Bild 2-23 zwei Kristallstrukturen:

- Struktur 1: Stapelung einer Tetraederschicht und einer Oktaederschicht. Es entsteht eine *Zweilagenelementarschicht* mit einer sogenannten **TO**-Struktur (1:1 semi-basic unit). Zu dieser Mineralgruppe gehört beispielsweise Kaolinit.
- Struktur 2: Einlagerung einer Oktaederschicht zwischen zwei Tetraederschichten. Es entsteht eine *Dreilagenelementarschicht* mit einer sogenannten **TOT**-Struktur (2:1 semi basic unit). Zur Mineralgruppe 2 gehören Tonminerale wie Montmorillonit, Vermiculit und Illit.

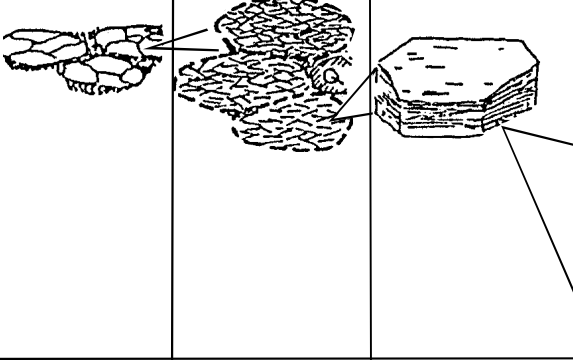
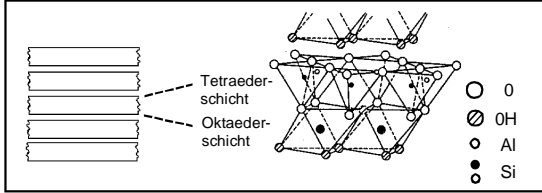
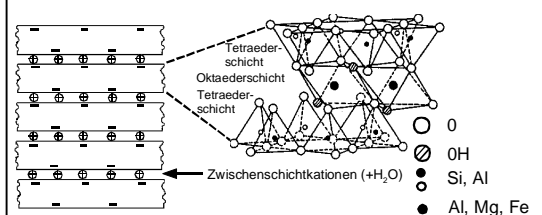
Tongestein	Aggregat + Quarz Calcit Feldspat	Schichtpaket	Tonmineral	<table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>O</td><td></td></tr> <tr><td>T</td><td>Ionen + Wasser</td></tr> <tr><td>T</td><td></td></tr> <tr><td>O</td><td>Grundbaustein</td></tr> <tr><td>T</td><td></td></tr> <tr><td>T</td><td>Ionen + Wasser</td></tr> <tr><td>T</td><td></td></tr> <tr><td>O</td><td>Grundbaustein</td></tr> <tr><td>T</td><td></td></tr> </table>	O		T	Ionen + Wasser	T		O	Grundbaustein	T		T	Ionen + Wasser	T		O	Grundbaustein	T	
O																						
T	Ionen + Wasser																					
T																						
O	Grundbaustein																					
T																						
T	Ionen + Wasser																					
T																						
O	Grundbaustein																					
T																						
Siebfraktion z.B. 125 µm	Aggregat 10 - 40µm	Schichtpaket ca. 0.1 µm	Tonmineral	Elementarschicht 0.96 - 1.5 nm																		
			<p>TO-Tonminerale (z.B. Kaolinit)</p>  <p>TOT-Tonminerale (z.B. Illit, Smectit)</p> 																			
Vergößerung 10 - 10 ²	10 ² - 10 ³	10 ² - 10 ³	10 ⁴ - 10 ⁵	10 ⁶ - 10 ⁷																		

Bild 2-23 Aufbau eines Tongesteins und verwendete Begriffe. Grundbausteine mit Angabe der Vergrößerung (nach Nüesch, 1991)

Diese Zwei- und Dreilagenelementarschichten sind stapelbar (Bild 2-23). Der Kristall eines Tonminerals besteht aus der Stapelung von 5 bis 80 derartiger Elementarschichten.

Die Schichtstärke einer Zweilagenelementarschicht (TO) beträgt 7 Å (0.7 nm), diejenige einer dreilagenelementarschicht (TOT) 9.6 bis 15 Å (0.96 bis 1.5 nm). Jedes Tonmineral besitzt somit eine charakteristische Dicke der Elementarschichten. Die Bindung zwischen der Tetraeder- und der Oktaederschicht einer Elementarschicht ist von primärer Valenz und damit sehr stark (Mitchell, 1993). Als *Basisabstand* bezeichnet man die Summe aus dem Abstand zwischen zwei Elementarschichten und der Dicke der Elementarschicht selbst (Bild 2-24). Dieser Abstand kann röntgenographisch gemessen werden.

Nach Mitchell (1993) erhalten die Tonteilchen aller Tonminerale, unter der möglichen Ausnahme von Kaolinit, infolge der sogenannten isomorphen Substitution, eine negative Ladung. Um elektrisch neutral zu verbleiben werden Kationen angezogen und zwischen den Elementarschichten (Bild 2-24) sowie an den Oberflächen und Ecken der Tonminerale gehalten. Viele dieser Kationen sind austauschbar; sie können durch Kationen eines anderen Typs ersetzt werden (Mitchell, 1993).

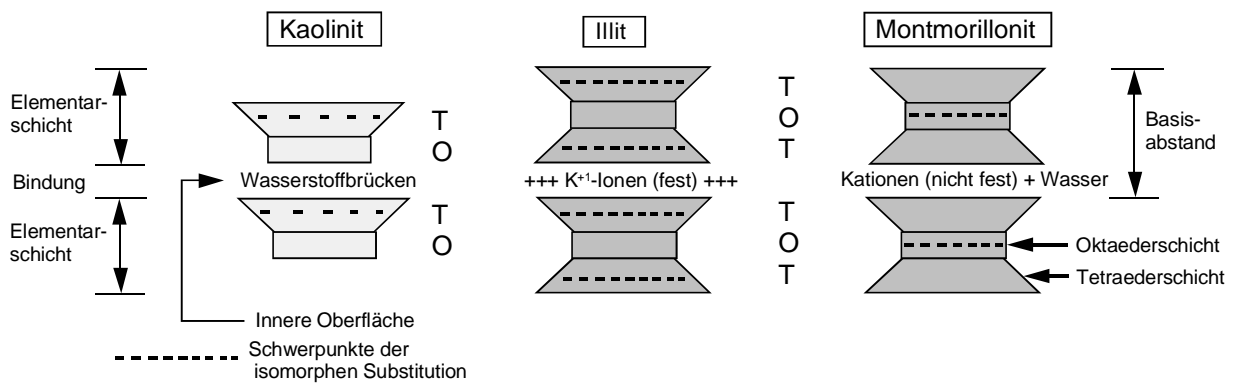


Bild 2-24 Schematische Darstellung der isomorphen Substitution und des Ladungsausgleichs am Beispiel des Kaolinit, Illites und Montmorillonites (basierend auf Mitchell, 1993)

Tonmineralgruppen, Schichtpakete und Aggregate

Terzaghi (1946) unterteilte die Tonminerale in drei Gruppen, nämlich in die Kaolinitgruppe, die Illitgruppe und die Montmorillonitgruppe. Nach dem "Nomenclatura Committee of the Clay Minerals Society" (1991) werden die Tonminerale heutzutage nach der Kristallstruktur und nach dem Schichtaufbau klassifiziert, da Tonminerale derselben Gruppe ähnliche geotechnische Eigenschaften aufweisen (Mitchell, 1993). Diese Klassifikation umfasst den zweilagigen- (TO) und den dreilagigen Elementarschichtentyp (TOT). Im folgenden werden drei weitverbreitete Tonminerale kurz charakterisiert.

Das Tonmineral *Kaolinit* ist aus Zweilagigen-Elementarschichten (1:1 TO-Struktur) aufgebaut (Bild 2-24). Ob eine isomorphe Substitution in der Struktur existiert oder nicht, ist unsicher (Mitchell, 1993). Die Bindung zwischen den beiden Elementarschichten ist derart stark, dass bei den Tonmineralen der Kaolinitgruppe keine Wassereinlagerung zwischen den Elementarschichten, d.h. kein innerkristallines Quellen möglich ist (Mitchell, 1993).

Das Tonmineral *Illit* ist aus Dreilagigen-Elementarschichten (TOT-Struktur) aufgebaut (Bild 2-24). Der grösste Teil der isomorphen Substitution findet beim Illit in den Tetraederschichten statt, was dort zu einem Schwerpunkt der negativen Ladung führt. Diese negative Ladung wird durch fest angelagerte Kalium K^{+1} Ionen zwischen den Elementarschichten und durch austauschbare Kationen an der Kristalloberfläche ausgeglichen (Sonderegger, 1985).

Das Tonmineral *Montmorillonit* aus der Smektitgruppe ist ebenfalls ein Dreischichttonmineral (TOT-Struktur nach Bild 2-24). Die isomorphe Substitution findet jedoch fast ausschliesslich in der mittig angeordneten Oktaederschicht statt. Durch die feste Verbindung mit den beidseitig anschliessenden Tetraederschichten kann ein Ladungsausgleich zwischen den Elementarschichten erst an den äusseren Flächen der Elementarschichten erfolgen. Die Kationen zwischen den Elementarschichten sind (im Gegensatz zum Illit) nicht fixiert; sie lassen sich hydratisieren und austauschen. Diese sogenannte "innerkristalline Quellung" (siehe Kapitel 2.3.1) ist eine charakteristische Eigenschaft von Montmorillonit (Sonderegger, 1985).

In Sedimentgesteinen sind in der Regel mehrere Arten von Tonmineralen vorzufinden. Die grosse Ähnlichkeit in der Kristallstruktur derselben führt dazu, dass sich verschiedene Mineraltypen zu sogenannten *Mixed-layer Tonmineralen* verbinden können. Diese Zwischenlagerung (Interstrati-

fication) kann regelmässig mit einer sequentiellen Wiederholung der Schichtlagen oder aber rein zufällig sein. Weit verbreitet sind die Mixed-layer Tonminerale Illit-Montmorillonit, Chlorit-Vermiculit und Chlorit-Montmorillonit (Mitchell, 1993).

Durch eine Stapelung von Tonmineralen entstehen *Schichtpakete*. Von *Aggregaten* spricht man, wenn viele Tonminerale gemeinsam mit Nebenkomponten wie Quarzkörner, Calcit und Feldspat auftreten (Bild 2-23). Diese Nebenkomponten haben oft einen zementierenden Einfluss und sind entscheidend für die Grösse und Form der Aggregate (Nüesch, 1991). Die grosse Bandbreite an Kombinationsmöglichkeiten zwischen den verschiedenen Tonmineralgruppen führt zu einer grossen Vielfalt in Bezug auf die Bildung von Schichtpaketen und Aggregaten. Diese Vielfalt äussert sich in einem stark unterschiedlichen Quellpotential dieser Gesteine.

2.3 Zum Quellvorgang in tonhaltigem Fels

Wird ein wasserfreies, quellfähiges Tongestein bewässert, so verläuft die Wasseranlagerung an die Tonminerale in zwei Phasen:

- in einer ersten Phase findet der Prozess der sogenannten "inner- oder intrakristallinen Quellung" statt, bei welchem Wasser an den Oberflächen der Elementarschichten der innerkristallinen quellfähigen Tonminerale angelagert wird (Bild 2-24).
- in einer zweiten Phase folgt die sogenannte "osmotische Quellung", welche wegen grossen Unterschieden in der Ionenkonzentration auf der Wasseranlagerung an den inneren und äusseren Oberflächen von Tonmineralen beruht.

2.3.1 Innerkristalline Wasseranlagerung

Die innerkristalline Quellung findet an den Oberflächen der zwei- bzw. dreilagigen Elementarschichten von bestimmten Tonmineralkristallen statt, falls dort, als Folge der isomorphen Substitution, ein negativer Ladungsüberschuss vorhanden ist. Sind die Kationen zwischen den Elementarschichten nicht fixiert, so lassen sie sich beim Kontakt mit Wasser hydratisieren und austauschen. Die Vergrösserung des Schichtabstandes erfolgt stufenweise durch die schichtweise Anlagerung von Wasser (Bild 2-25a). Als Folge der innerkristallinen Quellung können maximal vier Wasserschichten zwischen den Elementarschichten angelagert werden, da die vorhandene Hydratationsenergie nicht zu mehr ausreicht. Mit der Anlagerung der vierten Wasserschicht werden die Wassermoleküle zwischen den Elementarschichten beweglicher, der Übergang zum freien Porenwasser ist erreicht. Der Basisabstand von Montmorillonit vergrössert sich bei der innerkristallinen Einlagerung der ersten vier Wasserschichten von 10 \AA (1.0 nm) auf maximal 19 \AA (1.9 nm), was nahezu eine Volumenverdopplung ergibt. Ab diesem Zeitpunkt ist auch innerkristallin ein osmotisches Quellen möglich.

Für die innerkristalline Quellung ist die Polarität des Wassermoleküls von wesentlicher Bedeutung (Bild 2-25b). Das Wassermolekül ist als Ganzes elektrisch neutral, seine Ladungen sind aber ungleich verteilt (Madsen und Müller-Vonmoos (1988)). Es hat zwei positive und zwei negative Zentren. Bei der Hydratation der Kationen orientieren sich die Wassermoleküle mit ihren negativen Dipolen zum Kation und schwächen die elektrostatische Wechselwirkung der negativen Schichten mit den Zwischenschichtkationen. Das innerkristalline Wasser liegt mehr oder weniger geordnet vor und ist weniger beweglich als das Wasser im Porenraum.

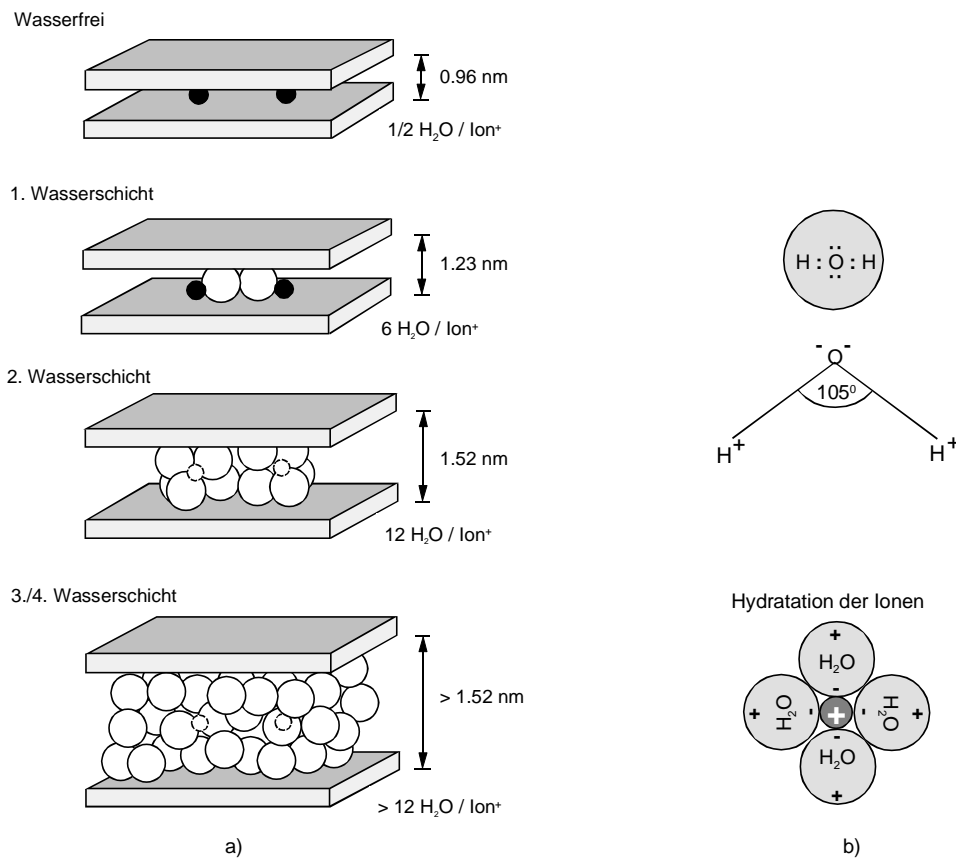


Bild 2-25 Innerkristalline Quellung:

- a) Innerkristalline Quellung von Natrium-Montmorillonit mit Angabe des Basisabstandes und der maximalen Zahl von Wassermolekülen pro Natrium-Ion (nach Kraehenbuel et al., 1987, Madsen und Müller-Vonmoos, 1988)
- b) Polares Wassermolekül mit zwei positiven (Wasserstoffe) und zwei negativen Zentren (einsame Elektronenpaare).

Da die Hydratationsenergie der Kationen wesentlich grösser ist als der Zusammenhalt der Schichten, können bei der innerkristallinen Quellung bei verhinderter Volumendehnung Quelldrücke von mehr als 100 MPa auftreten (Madsen und Müller-Vonmoos, 1988).

Die Intensität der innerkristallinen Wasseranlagerung ist abhängig von der Grösse der inneren spezifischen Oberfläche. Die innerkristalline Quellung ist daher eine charakteristische Eigenschaft von Montmorillonit mit einer inneren spezifischen Oberfläche von bis zu 840 m²/Gramm; sie wird aber auch bei Mixed-Layer-Tonmineralen wie Illit-Smektit, Corrensit (Chlorit-Smektit) und Kaolinit-Smektit beobachtet. Im Gegensatz dazu haften bei Kaolinit, Illit und Chlorit die Elementarschichten derart stark zusammen, dass kein Wasser zwischen sie eindringen kann. Eine innerkristalline Quellung ist bei ihnen nicht möglich.

Die Frage, ob innerkristallines Quellen auch im Untertagbau von Bedeutung ist, steht nicht abschliessend fest. Im allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass oberflächennah die innerkristalline Wasseranlagerung an die Elementarschichten der Tonminerale bereits abgeschlossen ist. Ein innerkristallines Quellpotential mit entsprechend hohen Quelldrücken kann jedoch im Untertagbau dann nicht ausgeschlossen werden, wenn der natürliche Wassergehalt des Tongesteins sehr niedrig ist. Dies ist beispielsweise bei den Amdenermergeln im Seelisbergtunnel der Fall, wo der natürliche Wassergehalt des diagenetisch stark verfestigten Gesteins (Tonmineralanteil am Gesamtgestein von 15 bis 35 %) nur rund 0.6 % beträgt. Dieser geringe Gehalt an effektiv

absorbiertem Wasser entspricht etwa zwei in den Tonmineralen innerkristallin angelagerten Wasserschichten (Nüesch, 1991). Eine innerkristalline Quellung von Tonen ist auch bei der Anwesenheit von Anhydrit möglich, welche die Smektite möglicherweise in einem ausgetrockneten Zustand hält. Zur wissenschaftlichen Klärung dieser Zusammenhänge sind weitere Forschungsanstrengungen erforderlich.

2.3.2 Osmosebedingte Wasseranlagerung

Die bei der Erstellung von Untertagbauten in tonhaltigen Gesteinen auftretenden Quellvorgänge beruhen bei geringer Gebirgsüberlagerung auf der "osmotischen Quellung".

Da "Tonteilchen" durch Unregelmässigkeiten im Kristallgitter eine negative Überschussladung aufweisen muss diese durch positive Ionen nahe der Tonoberfläche ausgeglichen werden (der Begriff "Tonteilchen" ist gleichbedeutend mit dem Begriff "Tonmineral" und bedeutet eine zusammenhängende Menge von Elementarschichten). In der Nähe der Oberfläche eines Tonteilchens ist daher die Konzentration positiver Ionen c_1 sehr gross und diejenige der negativen Ionen klein (Bild 2-26a). Mit zunehmender Entfernung von der Oberfläche der Tonteilchen nimmt die Konzentration positiver Ionen ab und diejenige negativer Ionen zu. Das negative Potential des Tonteilchens erreicht beim Übergang zur Porenlösung den Wert Null (Bild 2-26b). Die negativ geladene Tonmineraloberfläche und der positive Ionenschwarm bilden zusammen eine sogenannte "diffuse elektrische Doppelschicht".

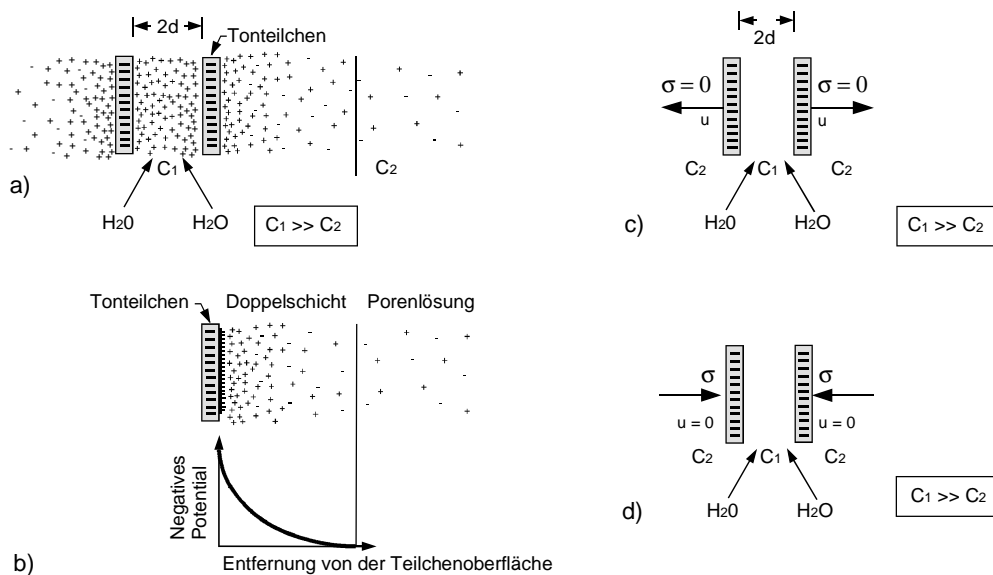


Bild 2-26 Osmotische Quellung:

- Zwei negativ geladene Tonteilchen (Elementarschichten) mit Ionenschwarm. Die Ionenkonzentration c_1 zwischen den Tonteilchen ist viel höher als die Ionenkonzentration c_2 der Porenlösung, da die Ionen in der Nähe der Teilchenoberfläche elektrostatisch zurückgehalten werden. Der Konzentrationsausgleich wird durch eine Wasseranlagerung zwischen den Tonteilchen erreicht.
- Negatives Potential der Oberfläche eines Tonteilchens. Ionen in der diffusen Doppelschicht und Ionen in der Porenlösung (freies Porenwasser).
- Verschiebung u der Tonteilchen infolge Wasseranlagerung bei unbehinderter Dehnung
- Druckaufbau σ infolge Wasseranlagerung bei verhinderter Verschiebung ($u = 0$) (nach Madsen und Müller-Vonmoos, 1988).

Dieser grosse Unterschied in der Ionenkonzentration zwischen den nahe der Tonmineraloberfläche elektrostatisch zurückgehaltenen Ionen und den Ionen der Porenlösung ist die Ursache der osmotischen Quellung. Ein Konzentrationsausgleich kann dann erreicht werden, wenn Wasser in den zwischen den Tonteilchen vorhandenen Raum einzudringen vermag. Dieser Vorgang dauert solange an, bis sich ein Gleichgewicht zwischen den inneren und äusseren Kräfte eingestellt hat (Madsen und Müller-Vonmoos, 1988). Im Falle einer unbelasteten Gesteinsprobe im Labor ($\sigma=0$ gemäss Bild 2-26c) wird sich der Quellvorgang nach der Bewässerung solange fortsetzen, bis die Ionenkonzentration im ganzen System etwa gleich gross ist. Dabei bewegen sich die Tonteilchen um den Verschiebungsbetrag u auseinander. Wird die Ausdehnung der Tonteilchen durch äussere Kräfte behindert (Verschiebung $u=0$ gemäss Bild 2-26d), so ergibt sich die Spannung σ .

Es gilt zu beachten, dass eine auf einem osmotischen Prozess beruhende Wasseranlagerung auch innerkristallin, d.h. zwischen den Elementarschichten, stattfinden kann; dies aber erst, nachdem innerkristallinen mindestens 4 Wasserschichten angelagert worden sind (Nüesch, 1991).

2.3.3 Quellpotential von Tongesteinen

Die Quellfähigkeit tonhaltiger Gesteinsprobe wird in erster Linie von folgenden Faktoren beeinflusst:

- vom spezifischen Wasseranlagerungsvermögen der Tonminerale (innere und äussere spezifische Oberfläche [$\text{m}^2/\text{gr Ton}$])
- von der Kationenaustauschkapazität der Tonminerale [$\text{meq}/\text{gr Ton}$]
- von der Art, vom Gehalt und von der Verteilung der nicht quellfähigen Minerale
- vom Porenvolumen
- vom natürlichen Wassergehalt und
- von der Ausrichtung der Tonminerale (Anisotropie der Quellfähigkeit).

Spezifisches Wasseranlagerungsvermögen der Tonminerale

Das Wasseranlagerungsvermögen von Tonen und Tongesteinen hängt von der Grösse der für Wasser erreichbaren Oberflächen der Tonminerale ab. Über ein hohes Wasseranlagerungsvermögen verfügen extrem plättchenförmig ausgebildete Tonminerale. Zu diesen gehört die Gruppe der Smektite (z.B. Montmorillonit). Um quantitative Angaben über das Wasseranlagerungsvermögen von Tongesteinen machen zu können, wird die Summe der inneren bzw. der äusseren Oberflächen der Tonminerale pro Gramm Ton angegeben. Diese bezogene Oberfläche wird als "spezifische Oberfläche" bezeichnet.

Bei Tonmineralen unterscheidet man zwischen

- der äusseren spezifischen Oberfläche, d.h. der Summe der äusseren Oberflächen der Tonmineralkristalle pro Gramm Ton. Diese liegt beispielsweise bei Montmorillonit im Bereich von 50 bis 120 m^2 pro Gramm Ton.
- und der inneren spezifischen Oberfläche, d.h. der Summe der inneren Flächen der Elementarschichten der Tonmineralkristalle pro Gramm Ton. Diese liegt bei Montmorillonit zwischen 700 und 840 m^2 pro Gramm Ton (Mitchell, 1993).

Im Falle von Montmorillonit kann die totale, dem Wasser zugängliche spezifische Gesamtoberfläche die Grösse von 960 m^2 pro Gramm Ton erreichen. Bei einigen Tonmineralen sind nur die äusseren Oberflächen der Tonmineralkristalle für das Wasser zugänglich, die äussere Oberfläche entspricht dann der Gesamtoberfläche. Diese beträgt bei Kaolinit 10 bis 20 m^2 pro Gramm trockenen Ton, bei Illit zwischen 65 und 100 m^2 pro Gramm. Die Werte deuten auf ein geringes Was-

seranlagerungsvermögen hin. Kaolinit und Illit werden daher als "nicht quellfähig" bezeichnet (Madsen und Nüesch, 1990).

Kationenaustauschkapazität der Tonminerale

Das Wasseranlagerungsvermögen eines Tones oder Tongesteins wird auch von der sogenannten Kationenaustauschkapazität (cation exchange capacity [cec]) geprägt. Wie bereits erwähnt erhalten Tonminerale aufgrund der isomorphen Substitution eine negative Ladung. Um eine elektrische Neutralität zu erreichen werden Kationen angezogen und zwischen den Elementarschichten bzw. an den Oberflächen bzw. Ecken der Tonminerale gehalten. Mit der Kationenaustauschkapazität wird die Menge der austauschbaren Kationen erfasst. Sie wird üblicherweise in Milliequivalent (meq) pro 100 Gramm trockenen Ton angegeben (Mitchell, 1993). Stark quellfähige Tonminerale wie Montmorillonit und Vermiculit verfügen über eine hohe Kationenaustauschkapazität.

Einfluss nicht quellfähiger Minerale

Bild 2-27 zeigt die mineralogische Zusammensetzung einiger Tone bzw. Tongesteine. Sedimentgesteine weisen oft nur einen geringen Anteil an quellfähigen Tonmineralen auf. Dieser liegt zumeist zwischen 5 und 20 Gew. % der Gesamtprobe (Nüesch, 1991). Nach Madsen und Kahr (1985) kommt in der Molasse als quellfähiges Tonmineral nur Smektit vor. Die Tonfraktion der Mergel enthält zwischen 10 und 40 Gew. % Smektit. Es stellt sich daher die Frage, welchen Einfluss die nicht quellfähigen Minerale auf die Quellfähigkeit eines Gesteins ausüben.

Bei Mergeln hat sich beispielsweise gezeigt, dass ihr Quellpotential vom Gehalt und der Verteilung des Kalkes abhängig ist. In vielen Fällen konnte sich im Gestein durch den im Porenwasser gelösten Kalk innerhalb von geologischen Zeiträumen ein zusammenhängendes Kalkgerüst ausbilden, welches den Quellvorgang behindert bzw. die Verwitterungsbeständigkeit des Gesteins erhöht. Dies kann im Extremfall dazu führen, dass trotz der Anwesenheit von quellfähigen Tonmineralen kein Quellpotential vorhanden ist bzw. das Gestein verwitterungsbeständig ist. Bei Aquitan-Mergeln zeigte sich, dass bei einem Kalkgehalt von über 45 % im Gestein ein Kalkgerüst ausgebildet war (Innerhofer, 1966). Damit verfügten diese Mergel über eine hohe Druckfestigkeit von 15 bis 35 MPa. Sie waren weitgehend verwitterungsbeständig. Bei einem Kalkgehalt von mehr als 50 % blieben die Proben nach einer Wasserlagerung und mehreren Frostwechseln unverändert fest.

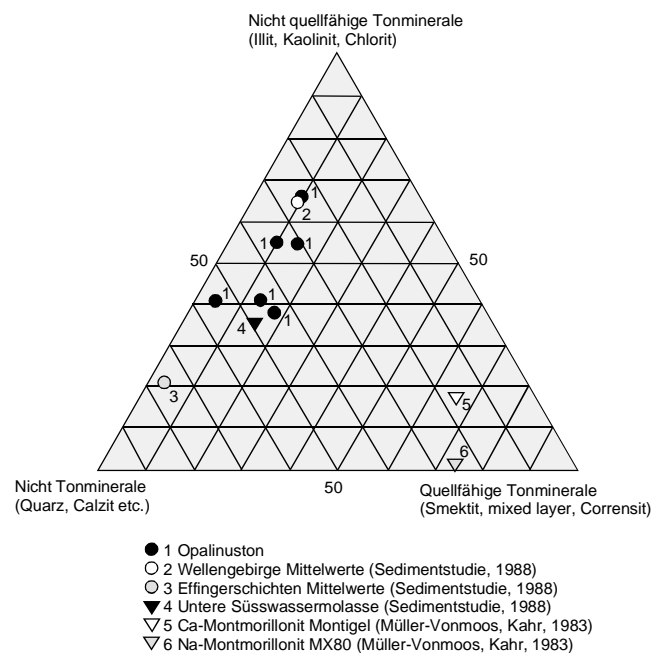


Bild 2-27 Mineralogische Zusammensetzung einiger Tone bzw. Tongesteine. Mineralgehalt in Gew.% des Gesamtgesteins (nach Nüesch, 1991)

Ein hoher Carbonatgehalt ist jedoch kein zwingender Hinweis auf ein fehlendes Quellpotential. Ist nämlich das Kalziumcarbonat in einzelnen Schichten konzentriert, so kann das Gestein auf-

grund der dazwischenliegenden Tonlagen trotzdem quellfähig sein. Bei Molassemergeln hat man beispielsweise festgestellt, dass das Mischungsverhältnis der Hauptkomponenten Karbonat, Quarz und Ton von Schicht zu Schicht, d.h. innerhalb von wenigen Zentimetern bis Dezimetern, ändern kann. Dies bedeutet, dass die Quellfähigkeit der einzelnen Schichtlagen sehr unterschiedlich sein kann (Madsen und Kahr, 1985) und somit schichtweise beurteilt werden muss.

Einfluss des Porenvolumens

In welchem Masse das Porenvolumen die Quellfähigkeit eines Gesteins zu beeinflussen vermag, konnte bis heute nicht abschliessend geklärt werden. Es ist denkbar, dass das in einem Gestein vorhandene Porenvolumen dazu dient, die quellbedingten Volumendehnungen aufzunehmen. Die an verschiedenen quellfähigen Gesteinen gemessenen Porositätswerte sind teilweise beachtlich (Tabelle 2-3). Die mittlere Porosität n [%], d.h. das Porenvolumen V_p im Verhältnis zum Totalvolumen V_{tot} im naturfeuchten Zustand, liegt bei diesen Beispielen zwischen $n = 2.5$ % und 18.7 %. In diesem Zusammenhang gilt es zu erwähnen, dass die Ergebnisse von Quelldruck- und Quellmassversuchen die allfällige Wirkung des Porenvolumens bereits beinhalten.

Projekt	Gestein	Porosität n [%] Mittelwert (Streuung)	Literaturhinweis
Seelisbergtunnel	Amdenermergel	2.5 (1.15 - 3.6)	Schneider T.R. (1984)
Umfahrung Sachseln	Amdenermergel	6.9 (6.7 - 7.2)	IGT, ETHZ (1991)
Seelisbergtunnel	Valanginienmergel	3.3 (1.3 - 5.5)	Schneider T.R. (1984)
Kernbohrung Beznau	Opalinuston	12.5 (10.5 - 14.6)	Nagra (1984)
Kernbohrung Bözberg	Opalinuston	10 (9 - 11)	Nüesch (1991)
Kernbohrung Beznau	Gipskeuper	5.6 (1.9 - 10.0)	Nagra (1984)
Hauenstein Basistunnel	Mergel, sandige Mergel	18.7 (8.6 - 32.8)	SBB Kreis II (1977)
Hauenstein Basistunnel	Mergeliger Kalk	13.2 (5.4 - 18.0)	SBB Kreis II (1977)

Tabelle 2-3 Porosität von tonhaltigen Gesteinen

Einfluss des natürlichen Wassergehaltes

Das Quellpotential tonhaltiger Gesteine hängt auch vom natürlichen Wassergehalt des Gesteins ab. Es stellt sich hier die Frage, ob die Tonminerale unter dem vor Baubeginn vorherrschenden primären Spannungszustand ein Wasserdefizit aufweisen oder nicht.

Terzaghi (1946) stellte fest, dass die Quellfähigkeit eines Tones nicht nur von der Natur des Tones abhängig ist, sondern auch von der Intensität des Druckes, unter welchem der Ton konsolidiert wurde. Terzaghi vertrat die Ansicht, dass bei der Konsolidation einer natürlichen Tonschicht unter dem Gewicht einer dicken Bodenschicht, welche anschliessend infolge Erosion wieder abgetragen wurde, die verbleibenden Horizontalspannungen im Ton wahrscheinlich beträchtlich grösser sind als der Druck, welcher durch die übriggebliebene Schicht ausgeübt wird (Terzaghi, 1946). Sollte es zutreffen, dass der Höchstwert des Quelldruckes den Wert des vorhandenen Überlagerungsdruckes wesentlich überschreiten kann, dann müsste eine bis heute weitverbreitete Meinung relativiert werden. In der Vergangenheit wurde nämlich oft die These vertreten, dass der Quellprozess nur durch die ausbruchbedingte Entspannung einzelner Gebirgsbereiche verursacht wird.

Nach heutigem Kenntnisstand muss angenommen werden, dass der maximale Quelldruck in tonhaltigen, nicht oberflächennah anstehenden Gesteinen grösser sein kann als die primäre Vertikalspannung. Die Auswertung von mehr als 100 an Tongesteinen durchgeführten Quelldruckversuchen in Funktion der Überlagerung der Entnahmestellen hat ergeben, dass die im Labor gemessenen Quelldrücke von Gesteinen mit Entnahmetiefen von bis zu 150 m oft erheblich höher waren als die aus der Überlagerungshöhe berechnete primäre Vertikalspannung (Anagnostou, 1992). Nach Laborversuchen von Fröhlich (1986) an Gesteinen aus verschiedenen Regionen und geologischen Formationen (Mergel, Tonsteine) waren die maximalen Quelldrücke im Mittel 6 mal grösser als der aus der vorhandenen Überlagerungshöhe errechnete Druck.

Der Grund dafür könnte in der Entstehungsgeschichte von tonigen Sedimenten liegen. Es ist naheliegend, dass die diagenetische Verfestigung durch überlagerte jüngere Sedimentschichten mit einer Einregelung der Tonminerale, einer Reduktion des Wassergehaltes $w_2 < w_1$ (Bild 2-28 a und b) und einer Verkleinerung der Durchlässigkeit verbunden war. Die Überdeckung durch jüngere Sedimentschichten konnte beträchtlich Ausmasse erreichen. Für die Molassegesteine im Raume Bern wird sie auf rund 800 bis 1'000 m geschätzt, was einer Vorbelastung der heute oberflächennah anstehenden Molassegesteine von bis zu 40 MPa entspricht. Bei der im Raume Zürich anstehenden Oberen Süsswassermolasse dürfte diese Überdeckung, bezogen auf die Höhenlage der Stadt, mindestens 450 m betragen haben. Da aber die obersten Molasseschichten am Üetliberg von einer Erosionsfläche gekapt sind, muss angenommen werden, dass die dort einst vorhandenen jüngere Molasseschichten der nachmolassischen Erosion zum Opfer gefallen sind; um welchen Betrag wissen wir nicht (Jäckli, 1989).

Der ebenfalls in geologischen Zeiträumen ablaufende Gesteinsabtrag durch Erosion, Massenbewegungen und Ablation führte zu einer Entlastung dieser Sedimente (Bild 2-28 c), was wiederum eine Wasseranlagerung an die Tonminerale ermöglichte. Ob diese dem zeitlichen Verlauf der Entlastung zu folgen vermochte, ist nicht bekannt. Es kann daher nicht ausgeschlossen werden, dass der heute vorhandene natürliche Wassergehalt w_3 des Gesteins niedriger ist als aufgrund der heutigen Überlagerung zu erwarten wäre. Ein derartiges Wassergehaltsdefizit würde sich in einem erhöhten Quellpotential des Gesteins äussern.

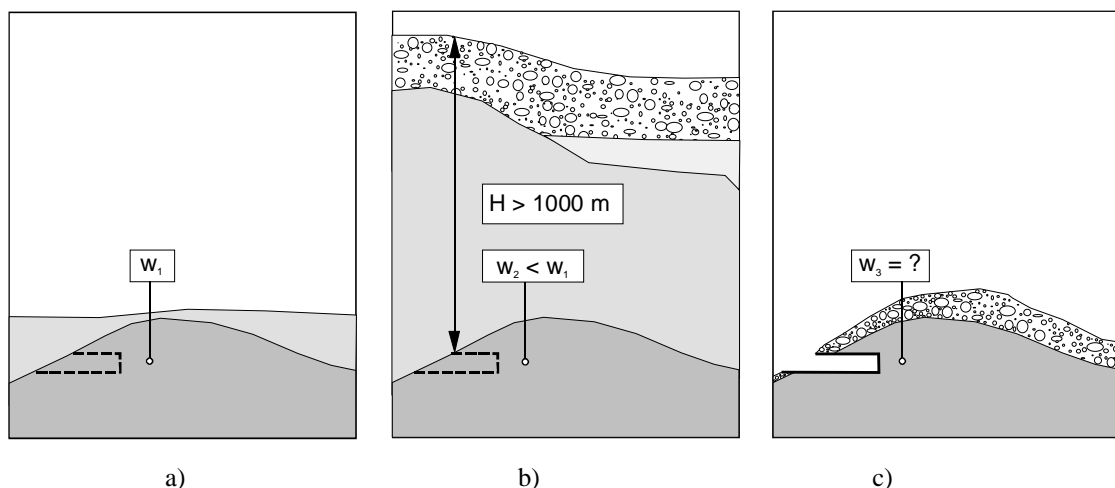


Bild 2-28 Schematische Darstellung der Variation des Wassergehaltes w in einem Molassegestein in der Phase der Diagenese und nach erfolgter Entlastung infolge Erosion
 a) Ausgangszustand
 b) Zunahme der Gebirgsüberlagerung durch jüngere Sedimentschichten
 c) Heutiger Zustand nach erfolgter Erosion zu Beginn eines Tunnelvortriebes

In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass die Quellfähigkeit von Gesteinen unter bestimmten Bedingungen auch abnehmen kann. Sedimentpetrographische Untersuchungen zeigen, dass Smektit mit zunehmender Gebirgsüberlagerung, d.h. unter steigendem Druck und steigender Temperatur, in Illit umgewandelt wird. Damit geht die innerkristalline Quellfähigkeit des Montmorillonits verloren (Bucher und Müller-Vonmoos, 1988). Untersuchungen von Weaver und Beck (1971) im Mississippidelta haben gezeigt, dass der Gehalt an Montmorillonit mit zunehmender Tiefe ab-, der Illitgehalt aber zunimmt.

Zur Beantwortung dieser praxisrelevanten Fragen ist die Durchführung von Laborversuchen (maximaler Quelldruck, freies Quellmass, Wassergehalt, Anteil der Tonfraktion, tonmineralogische Untersuchungen etc.) als unerlässlich anzusehen, ausser wenn für eine bestimmte geologische Formation bereits vergleichbare Messwerte vorhanden sind. Die Entnahmetiefe der Gesteinsproben sollte der Projekthöhe entsprechen.

Einfluss der Ausrichtung der Tonminerale

Das anisotrope Quellverhalten von tonhaltigen Gesteinen wurde eingehend untersucht. Experimentelle Untersuchungen wie beispielsweise jene von Fröhlich (1986) haben gezeigt, dass Proben, welche eine makroskopisch erkennbare Schichtung aufweisen, normal zur Schichtung erheblich quellfähiger sind als parallel dazu.

Bei allseitig unbehinderten Quellversuchen wird das Verhältnis der Quelldehnungen normal zur Schichtung (ϵ_n) zu derjenigen parallel zur Schichtung (ϵ_p) als Quelldehnungsanisotropie bezeichnet. Die Resultate von rund 150 Quelldehnungsversuchen, welche an verschiedenen Tongesteinen durchgeführt wurden, sind in Bild 2-29 zusammengefasst. Diese Darstellung zeigt eine deutliche Streuung der Quelldehnungsanisotropie ϵ_n/ϵ_p . Die Quellverformungen normal zur Schichtung sind im Mittel rund 6 mal so gross wie parallel zur Schichtung. Die diagenesebedingte Ausrichtung der Tonteilchen bzw. ihrer Elementarschichten ist die Ursache des anisotropen Quellverhaltens. Die Anisotropie der Quelldehnungen korreliert bei niedrigem Druckniveau gut mit der Anisotropie der Quelldrücke. Auch die Quelldrücke sind normal zur Schichtung am grössten.

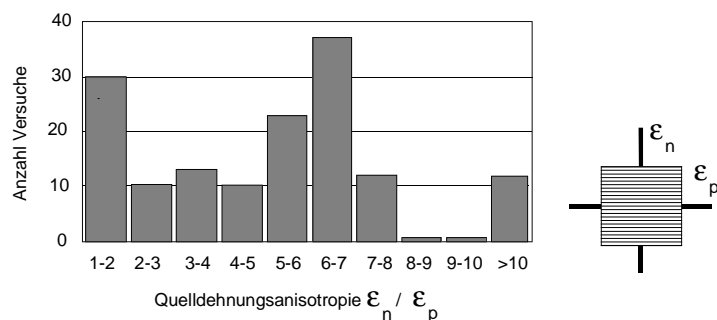


Bild 2-29 Quelldehnungsanisotropie: Histogramm aufgrund der ca. 150 Versuche von Venter (1981) und Fröhlich (1986)

2.3.4 Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quelldehnung unter Laborbedingungen

Erste Erkenntnisse über den Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quelldehnung in tonigen Gesteinen gehen auf Terzaghi (1946) zurück. Nach ihm zeigt die Mechanik des Quellprozesses, dass die Ausdehnung von quellfähigem Gestein zu einer dauernden Reduktion des auf die Tunnelauskleidung wirkenden maximalen Quelldruckes führt. Terzaghi erwähnte auch Laborversuche, mit denen die Eigenschaften von quellfähigen Tonen untersucht werden können. Es handelte sich um Versuche in einem Konsolidationsapparat, bei denen die Tonproben entsprechend dem Überlagerungsdruck belastet wurden. Nachdem der Wassergehalt konstant geblieben war, wurde die Belastung in Inkrementen entfernt. Mit jedem Entlastungsschritt quoll der Ton in abnehmen-

dem Masse. Diese Methode wurde von Huder und Amberg (1970) übernommen und für Festgesteine weiterentwickelt.

Laboruntersuchungen (u.a. aus dem Pfändertunnel) haben ergeben, dass tonhaltige Gesteinsproben, welche hohe Quellmasse aufweisen, auch grosse Quelldrücke ergeben. Bild 2-30 zeigt dies am Beispiel der Oberen Süßwassermolasse (Madsen und Müller-Vonmoos, 1988). Die stark unterschiedliche Quellfähigkeit dieser Wechselagerung geht aus diesem Diagramm deutlich hervor. Die Einstufung des Quellpotentials kann nach der Empfehlung SIA 199 (1998) mit den Bereichen "gering", "mittel" und "hoch" vorgenommen werden (siehe Anhang A).

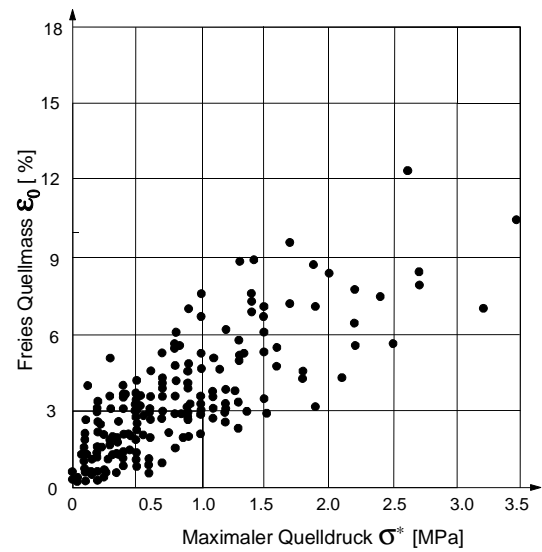


Bild 2-30 Laboruntersuchungen an tonhaltigen Gesteinsproben aus der Oberen Süßwassermolasse (Madsen und Müller-Vonmoos, 1988).

Bild 2-31a zeigt jene Kurve, welche die obere Begrenzung der mit Oedometerversuchen erhaltenen Einzelwerte darstellt. Wird diese Kurve in einem Diagramm mit halblogarithmischem Masstab aufgetragen, so ergibt sich näherungsweise eine Gerade (Bild 2-31b). Bild 31a zeigt, dass beim Zulassen eines kleinen Dehnungsincrementes $\Delta\varepsilon$ im Bereich von σ^* die Spannung um $\Delta\sigma$ überproportional stark abfällt. Umgekehrt führt das Aufbringen einer geringen Belastung zu einer starken Reduktion der Quelldehnung.

Die in Bild 2-31b dargestellte lineare Beziehung zwischen der Quelldehnung ε und dem Logarithmus des Quelldruckes $\log \sigma$ stellt für tonhaltige, anhydritfreie Gesteine den vereinfachten Ansatz eines "eindimensionalen Quellgesetzes" dar. Die Gültigkeit dieses Quellgesetzes, dessen mathematische Formulierung auf Grob (1972) zurückgeht, wurde für Tongesteine experimentell immer wieder bestätigt (u.a. von Fröhlich, 1986). Das Quellgesetz basiert auf zwei einfachen Laborversuchen, welche als "Stützwerte" der in Bild 2-31b dargestellten Geraden dienen. Es handelt sich um das freie Quellmass ε_0 bei $\sigma_0 = 0.01$ MPa (Pimentel, 1996) und um den maximalen Quelldruck σ^* bei Volumenkonstanz ($\varepsilon = 0$). Dieses eindimensionale Quellgesetz eignet sich zur Dimensionierung von Untertagbauten in tonhaltigem Fels.

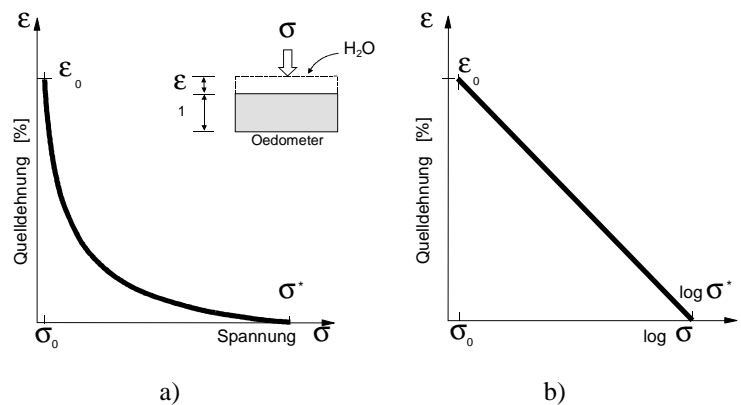


Bild 2-31 "Quellgesetz" für tonhaltige, anhydritfreie Gesteine

2.3.5 Quellfähigkeit von tonhaltigen Gesteinen im Gebirgsverband

Bei Wechsellagerungen aus unterschiedlich stark quellfähigen und nicht quellfähigen Gesteinsschichten ergeben sich, je nach der relativen Lage des Bauwerkes zu den quellfähigen Schichten, unterschiedliche Auswirkungen des Quellens. Wie in Bild 2-32 schematisch dargestellt können die einzelnen Gesteinsschichten sowohl eine variable Mächtigkeit als auch ein unterschiedliches Quellpotential aufweisen. Auch nicht quellfähige Gesteinsschichten sind zu beachten, insbesondere bei grosser Schichtstärke und hoher Festigkeit. Sie können die Auswirkungen des Quellens einzelner Gesteinsschichten auf das Bauwerk vermindern (z.B. massige Kalksteinbänke im Sohlbereich gemäss Bild 2-32 c). Dies gilt es bei der Dimensionierung und Bemessung von Untertagbauten zu berücksichtigen.

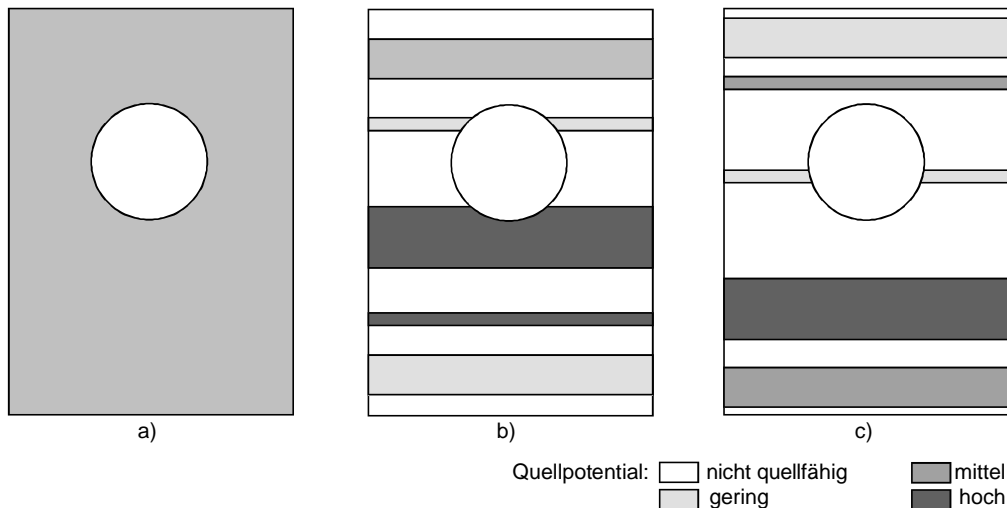


Bild 2-32 Unterschiedliche Auswirkungen des Quellens auf das Bauwerk als Folge der unterschiedlichen Verteilung des Quellpotentials:
 a) homogene Verteilung
 b) und c) Wechsellagerung

2.3.6 Zeitlicher Verlauf des Quellens im Labor und in situ

Im Labor findet bei Quelldruck- und Quellmassversuchen ein Grossteil des Druckanstiegs bzw. der Hebungen oft innerhalb von wenigen Tagen statt; der Endwert wird aber meistens erst nach einigen Wochen erreicht. Bei Quellversuchen an Amdenermergelproben aus dem Seelisbergtunnel dauerte es gar Monate, bis der Endzustand erreicht wurde. Quellversuche an tonigen Gesteinsproben werden häufig zu früh abgebrochen.

Auch *in situ* ist der Quellvorgang in tonhaltigen Gesteinen nicht bereits nach wenigen Tagen beendet; er kann über Jahre oder gar Jahrzehnte andauern. Es sei hier an die lang andauernden Sohlhebungen erinnert, welche im Oberen Hauensteintunnel, im Grenchenberg- und Bözberg-Bahntunnel, im Pfändertunnel sowie im Seelisbergtunnel beobachtet wurden. Der zeitliche Verlauf des Quellens *in situ* hängt von verschiedenen Faktoren wie dem Quellpotential des Gesteins, der Schichtstärke, der Durchlässigkeit des Gesteins bzw. des Gebirges (Schichtfugen, Klüfte) sowie der Verfügbarkeit von Wasser ab.

Vereinzelt sind Fälle bekannt, bei denen im tonhaltigen, nicht anhydritführenden Fels bei geringem oder fehlendem Ausbauwiderstand bereits im Bauzustand starke Quellhebungen zu beobachten waren (z.B. im Opalinuston des Belchentunnels). Solche sind dann zu erwarten, wenn Wasser in Sohlbereich anstehende, mächtige, stark quellfähige, durchlässige Gesteinsformationen erreicht.

3 DER QUELLVORGANG IN ANHYDRIT- / TONHALTIGEM FELLS

Infolge der chemischen Natur des Quellvorganges in anhydrithaltigen Gesteinen und des bis heute nicht geklärten Einflusses des Spannungszustandes auf Quelldehnung und Quelldruck liegen die Verhältnisse hier verwickelter als in rein tonhaltigem Gestein. Unumstritten ist die Gefahr des Auftretens grosser Quelldrücke auf das Sohlgewölbe bzw. der zeitlich mitunter oft heftige Ablauf der Sohlhebungen. Die Äusserungen von Fachleuten zu diesem Themenkreis sind heute noch in mehrfacher Hinsicht inkonsistent, manchmal auch widersprüchlich. Im folgenden wird der Versuch unternommen, alle Aspekte des Problems in angemessener Weise zu beleuchten, damit der Leser selbst eine eigene Meinung bilden kann.

3.1 Erfahrungen mit dem Bau und Betrieb von Untertagbauten

3.1.1 Falldarstellungen

In der Nordwestschweiz und im Süddeutschen Raum wurden eine Reihe von Untertagbauten in anhydritführenden Gebirgsabschnitten erstellt. In Bild 3-1 sind einige Tunnelbauwerke zusammengestellt, welche die geologischen Schichtfolgen "Anhydritgruppe" und "Gipskeuper" durchhören.

Bei der nachfolgenden Beschreibung der beobachteten Phänomene und insbesondere der verursachten Schäden beschränken wir uns einerseits auf ausgewählte ältere Bauwerke, welche in den letzten Jahren erneuert wurden, andererseits auf neuerstellte Untertagbauten. Die Beschreibungen sind absichtlich kurz gehalten; für weitere Informationen wird an der entsprechenden Stelle auf die Literatur verwiesen.

Schichtfolge der Trias				Tunnel																
Systeme	Serien	Stufen	Schichtfolge	Oberer Hauenstein (CH)	Bözberg-Bahntunnel (CH)	Grenchenbergtunnel (CH)	Hauenstein-Basistunnel (CH)	Belchentunnel (CH)	Tunnel Mont Terri (CH)	Adlertunnel (CH)	Felsenau (CH)	Chienbergtunnel (CH)	Weinsbergtunnel (D)	Kappellisbergtunnel (D)	Wagenburgtunnel (D)	Freudensteintunnel (D)	B14 Tunnel, Stuttgart (D)	Engelbergbasistunnel (D)		
Trias	Keuper	Oberer Keuper (Rhät)	Obere bunte Mergel																	
			Gansingerdolomit																	
			Untere bunte Mergel																	
		Mittlerer Keuper	Schilfsandsteine																	
			Gipskeuper																	
			Lettenkohle																	
	Unterer Keuper																			
	Muschelkalk	Oberer Muschelkalk	Trigonodusdolomit																	
			Hauptmuschelkalk																	
		Mittlerer Muschelkalk	Unterer Dolomit																	
Salzton/<Anhydritgruppe>																				
Unterer Muschelkalk		Wellenkalk																		

Bild 3-1 Beispiele von Untertagbauten in Deutschland und in der Schweiz im anhydritführenden Fels

Weinsbergtunnel (1859 – 1862)

Dieser 891 m lange zweigleisige Eisenbahntunnel in Baden-Württemberg durchfährt in seinem mittleren Bereich auf etwa 450 m Länge die von Gips- und Anhydritbänken durchzogenen Schichten des Mittleren Gipskeupers (Gremminger und Spang, 1978). Die maximale Gebirgsüberlagerung beträgt rund 90 m.

Bereits im Jahre 1864 beschrieb C. Binder die während des Baus dieses Tunnels im Gipskeuper beobachteten Phänomene. Er berichtete auch über entstandene Schäden und deren Sanierung: *"Als nun diese Gewölbstücke zum Zweck ihrer Erneuerung wieder ausgebrochen wurden, fand sich das zurzeit des ersten Einbruchs noch so feste dunkel gefärbte Gestein schon gänzlich verändert. Es hatte die verschiedenen Stufen der Umwandlung schon mehr oder weniger vollständig durchlaufen. Die feste ungeschichtete Tonmasse war geschichteten kurzbrüchigen Mergeln von hellerer roter und grüner Farbe gewichen, vielfach gespalten und zerklüftet, der feste dichte schwefelsaure Kalk war völlig in kristallisierten körnigen Gips umgewandelt, zeigte die unverkennbaren Spuren weiterer Zersetzung und war wie der Gips in den Spaltenfüllungen etc. zum Teil schon ausgewaschen, während andere Stellen mit neugebildeten Gipskristallen beschlagen waren. Diese Erscheinungen haben sich überall wiederholt, wo angebrochenes festes Tongestein längere Zeit den Einflüssen der Feuchtigkeit ausgesetzt war, sie gingen an manchen Stellen in raschem Verlauf unter unseren Augen vor sich"*.

Und er fuhr fort: *"Daraus folgt, dass der Anhydrit einmal angebrochen und in so wasserreichem Gebirge liegend wie wir es haben, gar leicht Gelegenheit hat, das Wasser aufzunehmen. ... Bei diesem schnellen Verlauf der Umwandlung konnte auch die Kraftäusserung auffallender wirken, als wenn massiger Anhydrit langsam in Gips übergeht. Die auffallendsten Wirkungen seines Druckes sind neben den Beschädigungen des Gewölbemauerwerks ... die Hebung der Sohle und das gewaltsame Zersprengen von Kalk- oder noch nicht zersetzten Anhydritbänken. Ausserdem kam es mehrmals vor, dass beim Ausheben des Grabens zur Wasserabzugs-Dohle ähnliche Bänke, nachdem sie teilweise blossgelegt waren, von selbst gewaltsam auf ansehnliche Länge rissen mit Knall stärker als ein Sprengschuss; je zweimal kam es vor, dass Stücke von solchen Bänken weit herausgeschleudert wurden"* (nach Binder, 1864, bei Gremminger und Spang, 1978).

Das zuvor von Binder beschriebene Phänomen wurde übrigens auch im Sondierstollen des Engelberg-Basistunnels beobachtet. Nach Kuhnhen et al. (1979) setzten mit dem Ausfräsen des anhydritführenden Gebirges am Ausbruchprofil unter Knistern und Knacken Abplatzungen von millimeter- bis zentimeterdicken, wenige cm^2 - bis 0.5 m^2 - grosse Scherben ein. Das Auftreten dieser "Minibergschläge" klang nach etwa 1 Stunde ab und war in der Regel nach 24 Stunden abgeschlossen.

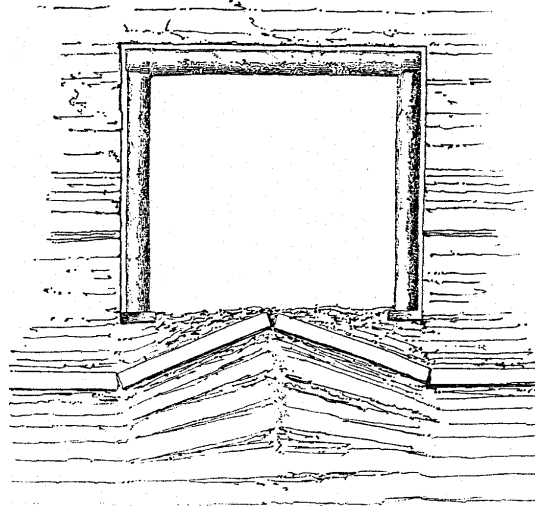


Bild 3-2 Sohlhebungen im Weinsbergtunnel nach C. Binder, 1864 (aus Krause, 1977)

Kappelisbergtunnel (1878 – 1880)

Der 415 m lange Eisenbahntunnel bei Gaildorf in Deutschland weist einen Ausbruchquerschnitt von 81 m² auf. Die maximale Überlagerung beträgt 80 m. Der Tunnel war für eine zweigleisige Streckenführung ausgelegt, wurde aber immer nur eingleisig betrieben. Er liegt in der Gipskeuperformation im Bereich der Dunkelroten Mergel und des Bochinger Horizontes (Bild 3-3). Die Gesteinsschichten streichen in Ost-West-Richtung und fallen mit 3 - 5° nach Süden ein. Der Anhydritspiegel wird vom Tunnel zweimal durchstossen. Dies bedeutet, dass sich der mittlere Teil des Tunnels im nicht ausgelaugten Gipskeuper befindet.

Nach Schaechterle (1926) wurde die Sohle des Tunnels in den ersten Betriebsjahren jährlich um bis zu 25 cm gehoben, was zu sich wiederholenden Gleisabsenkungen führte. Im Laufe der Zeit hat die Sohlhebung jedoch nachgelassen. Von 1887 an wurde das Gleis nur noch alle drei Jahre, später nur alle fünf Jahre durch Nachnehmen der Sohle abgesenkt. In der Zeitspanne zwischen dem Bau des Tunnels und dem Jahre 1926 wurden insgesamt 16 solche Gleisabsenkungen vorgenommen. Aus der Aufsummierung dieser Gleisabsenkungen ergibt sich nach Kurz (1986) seit Inbetriebnahme des Tunnels eine totale Hebung der Tunnelsohle von rund 4.7 m. Bei der Erneuerung des Tunnels wurden die stark aufgewölbten Gesteinsschichten sichtbar (Bild 3-3b). Die Feldaufnahme gemäss Bild 3-3a deutet darauf hin, dass der durch die Sohlhebungen beeinflusste Tiefenbereich rund 6 - 8 m unter die Tunnelsohle hinabreicht, was etwa der Tunnelbreite entspricht (Kurz, 1986). Der Mechanismus dieser Sohlhebungen ist jedoch nicht eindeutig erklärbar, da in Bild 3-3 zwischen Ulmbereich und Sohlmitte keine eindeutig zunehmende Stärke der einzelnen Gesteinsschichten erkennbar ist. Unbekannt ist auch das Ausmass und die Auswirkung eines allfälligen Sulfatabtransportes im Gebirgswasser.

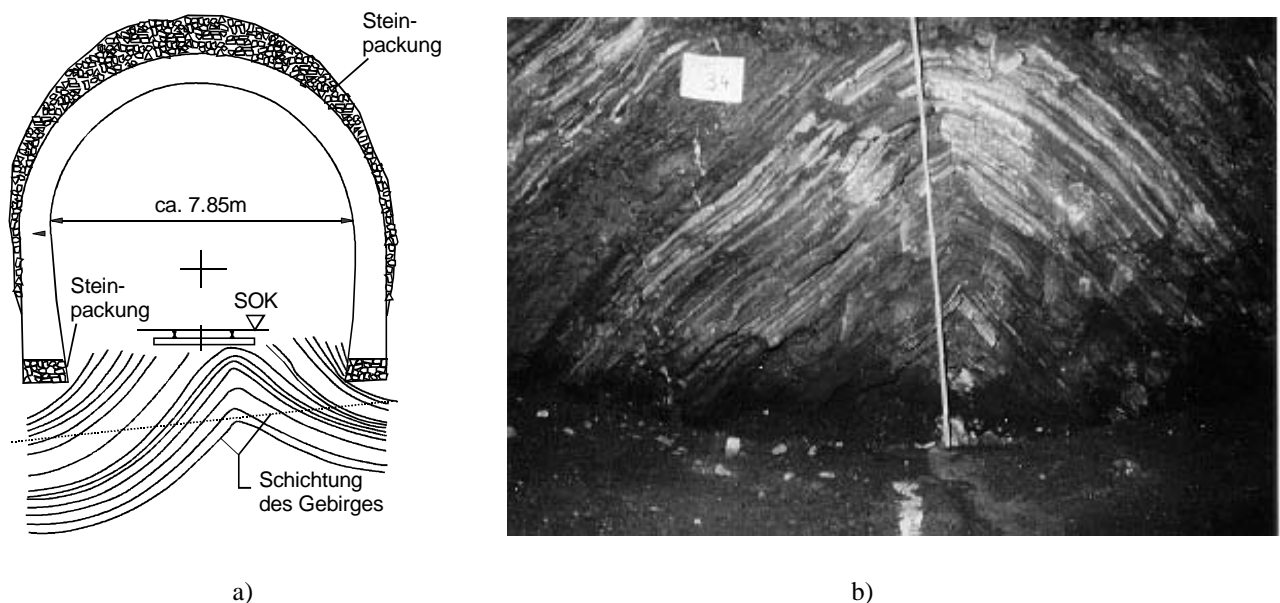


Bild 3-3 Sohlhebungen im Kappelisbergtunnel im anhydritführenden Gebirge (Gipskeuper)
 a) nach Kurz (1983), vereinfacht dargestellt
 b) Photo der Hebungen im Normalprofil in einem Aufschluss in Sohlmitte
 (Kurz und Spang, 1984)

Die starken Hebungen führten bereits vor der Vollendung des Tunnels zu Schäden an der Auskleidung. Damit sich das Gebirge ausdehnen konnte wurden daraufhin "Polster" hinter dem Mauerwerk eingebaut. Die gemäss Bild 3-3a unter die beiden seitlichen Widerlager eingebauten Steinpackungen wurden anfänglich alle drei Monate, später in grösseren Zeitabständen ausgebes-

sert oder erneuert. Bis zum Jahre 1926 mussten die Steinpackungen zum Teil bis zu 12 mal ausgetauscht werden (Schaechterle, 1926). Trotz diesen Massnahmen wurde das Tunnelgewölbe als Ganzes bis zum Jahre 1923 um insgesamt 64 cm angehoben, unter anderem auch wegen der über der Firste angeordneten Steinpackung (Bild 3-3a).

Aus diesen Gründen mussten zwischen 1925 und 1927 nahezu 50 % der gesamten Tunnellänge, insbesondere die portalnahen Bereiche, gänzlich erneuert werden. Um beim neuen, grösseren Tunnelprofil gemäss Bild 3-4b eine Einwärtsbewegung der seitlichen Widerlager zu verhindern, wurden horizontale "Eisenbeton-Sohlverspannungsrippen" eingezogen. Nach Schaechterle (1926) wurden diese Rippen schmal und im Querschnitt keilförmig gestaltet, um ein Aufquellen des Gebirges zwischen den Rippen zu ermöglichen und damit den Quelldruck zu vermindern.

Die Sanierung der portalnahen Tunnelabschnitte war nur teilweise erfolgreich, da sich der Tunnel infolge der neu über dem Gewölbe eingebauten Auspackungen (Bild 3-4b) im Laufe der Jahre wieder anhub. Die zwischen 1926 und 1951 beobachtete Hebung des Scheitels im Bereich des Anhydritspiegels betrug rund 130 mm (Kurz und Spang, 1984).

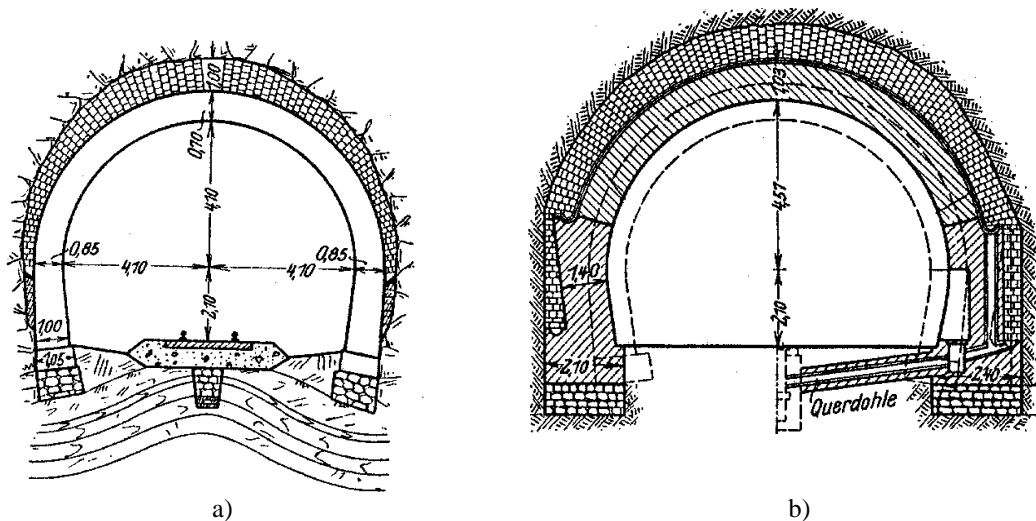


Bild 3-4 Kappelisbergtunnel (nach Schaechterle, 1926):
 a) Normalprofil mit Steinpackungen unter den Widerlagern und über der Tunnelfir-
 ste vor der Sanierung
 b) Ausführungsentwurf für die von 1925 bis 1927 durchgeführte Erneuerung

Eine weitere Tunnelsanierung wurde im Jahre 1967/68 erforderlich. Im mittleren Tunnelabschnitt wurden verankerte und bewehrte Spritzbetonplomben eingebaut. Nach Kurz (1986) zeigte dabei das aus feingeschichteten Ton- und Sulfatgesteinen bestehende Gebirge von den Widerlagern her in Richtung Tunnelachse eine deutliche Festigkeitsabnahme. Das Tongestein zerfiel unter erheblicher Auflockerung mit Gipskristall-Neubildungen auf Schichtfugen zu feinen Schüppchen oder konnte sogar plastisch werden. Die gips- oder anhydritführenden Gesteinsbänke behielten dagegen häufig ihre Festigkeit und blättern nur an ihren Schichtfugen deutlich auf (Kurz, 1986). Anhydrit- und Gipsbestimmungen ergaben, dass unmittelbar unterhalb der Tunnelsohle kein Anhydrit mehr vorlag (Kurz, 1983), die Umwandlung in Gips oder der Abtransport des gelösten Sulfates also weitgehend abgeschlossen war. In 5.70 m und 9.50 m Tiefe unter der Tunnelsohle wurden jedoch noch wesentliche Anhydritanteile nachgewiesen. Da die Zerstörungen des Mauerwerkes trotzdem ständig weiter liefen, erwies sich im Jahre 1980 eine auf Dauerhaftigkeit ausgelegte Instandsetzung des mittleren, unter dem Anhydritspiegel gelegenen Tunnelabschnittes als unaufschiebbar (Kurz und Spang, 1984). Diese Sanierung, welche einer Teilerneuerung des Tunnels

gleichkam, wurde somit über 100 Jahre nach der Erstellung des Bauwerkes in Angriff genommen. Das technische Konzept sah für den mittleren Tunnelabschnitt eine kreisförmige Tunnelauskleidung grosser Tragfähigkeit aus Stahlbeton vor (Bild 3-5). Der Stahlbetoninnenring mit einem Innendurchmesser von 6.90 m und einer Betonstärke von 55 cm verfügt über 5 Betongelenke zur Verringerung der vom projektierenden Ingenieur erwarteten Momente. Nach Kurz (1986) handelte es sich damit um eine "Gelenkkette aus Stahlbeton".

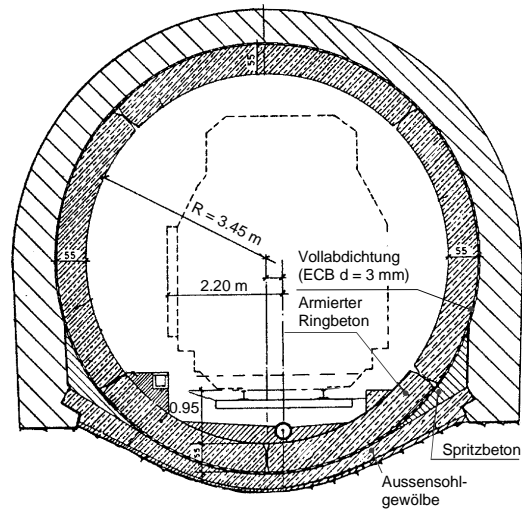


Bild 3-5 Kappelisbergtunnel: Sanierung durch den Einbau einer kreisförmigen Tunnelauskleidung aus Stahlbeton (Kurz, 1986)

Für die Betonteile wurde ein sulfatbeständiger, wasserundurchlässiger Beton der Güte B35 verwendet (Kurz und Spang, 1984). Der kreisförmige Ausbau wurde auf einen allseitigen Druck von 1.8 MPa bemessen. Der Stahlbetoninnenring wurde durch eine geschlossene Dichtungshaut aus 3 mm starken ECB-Bahnen vor aggressivem Bergwasser geschützt.

Hauenstein-Basistunnel (1912 - 1916)

Der 8.1 km lange Doppelspurtunnel durchstösst mehrere geologische Formationen des Faltenjuras, unter anderem zwei Gipskeuperzonen und zwei Tunnelabschnitte in der Anhydritgruppe des mittleren Muschelkalkes (Bild 3-6). Die maximale Gebirgsüberdeckung beträgt rund 480 m.

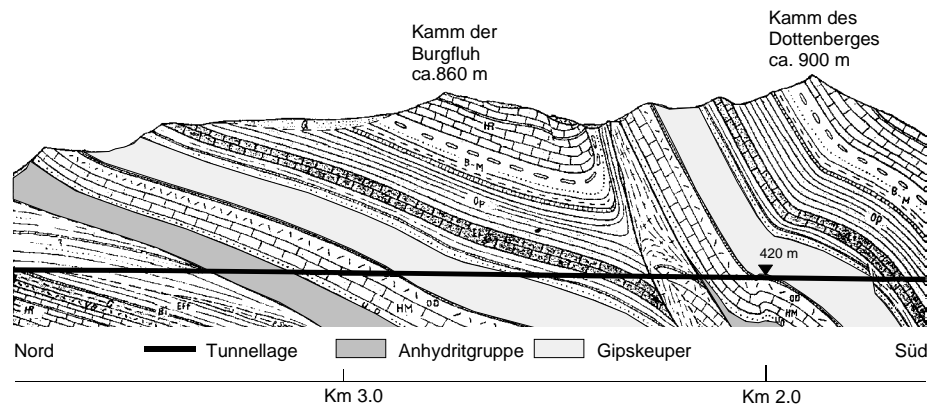


Bild 3-6 Geologisches Längensprofil (Befund) des Hauenstein-Basistunnels nach Buxdorf (Wiesmann, 1917)

beträgt rund 480 m. Gemäss den damals in der Schweiz angewandten Vortriebsmethoden wurde ein vorausseilender Sohlstollen, auch als "Richtstollen" bezeichnet, vorgetrieben. Mit Hilfe von Aufbrüchen bzw. Firstschlitzen wurde dann die Kalotte aufgefahren. Anschliessend begann man mit dem Abbau der Strosse und der Mauerung der Widerlager bzw. der Gewölbe.

Beobachtungen während der Bauausführung: Die beim Bau des Tunnels in den quellfähigen Gebirgsabschnitten gemachten Erfahrungen wurden in zwei ausführlichen Berichten von Wiesmann (1914, 1917) festgehalten. Er erkannte, dass die Quellung des Gesteins, "welche ihm beim Bau des Tunnels am meisten zu schaffen machte", auf der Hydratation des Anhydrits beruhte. Das Gebirge erwies sich zwar in den anhydritführenden Tunnelabschnitten sowohl beim Auffahren des Sohlstollens wie auch beim Ausweiten des Tunnelprofils als standfest. Die Anhydrite des Keupers und des mittleren Muschelkalkes zeigten allerdings "ein eigentümliches Verhalten ..., indem die Tunnelsohle unter dem Einfluss des Wassers streckenweise beträchtlich aufquoll und starke

Druckerscheinungen zeigte". Nur an denjenigen Stellen, die mit Wasser in Berührung kamen, traten Quellungen und Druckerscheinungen auf, einem lokalisierten "Geschwür" vergleichbar, das auch sogleich wieder verheilte, sobald die Wasserzufuhr aufhörte. Allerdings ging die auf Hydratation beruhende Quellung nicht wieder zurück (Wiesmann, 1917).

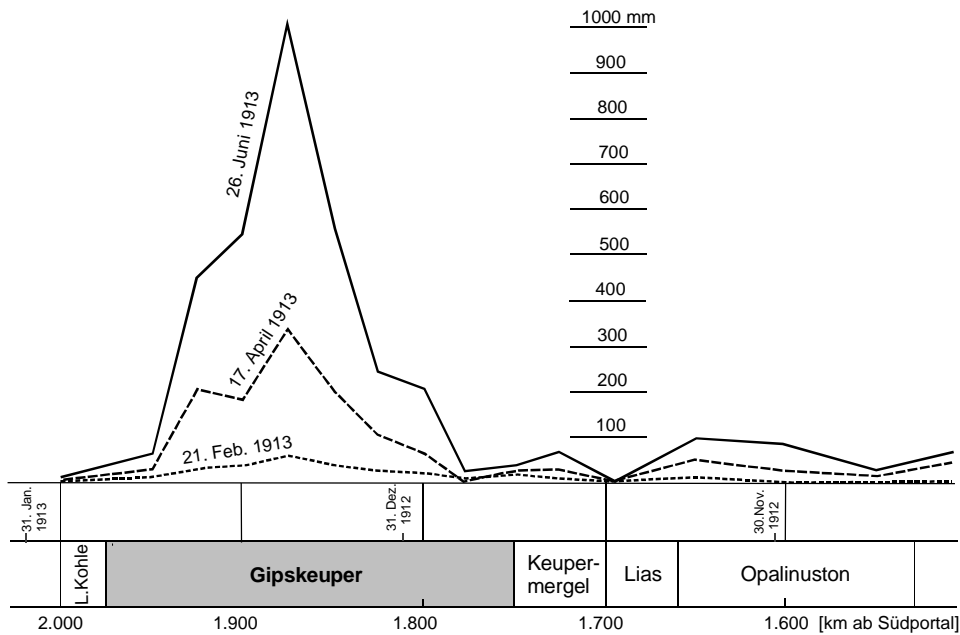


Bild 3-7 Hauenstein-Basistunnel: Sohlhebungen im Richtstollen (nach Wiesmann, 1917, ergänzt mit den geologischen Aufnahmen)

So hob sich die Sohle des Richtstollens im Gipskeuper bei km 1'870 ab Südportal innerhalb von fünf Monaten um rund einen Meter (Bild 3-7). Diese Druckstrecken konnte bei der Ausweitung auf das Vollprofil durch das Einziehen eines starken Sohlgewölbes überwunden werden. Während der Bauausführung wurden insgesamt 624 m' Sohlgewölbe eingebaut (Bild 3-8), davon rund 480 m' in den "Gipskeuper"-Abschnitten. Sie wurden mit einer Stärke von 0.60 bis 0.80 m und einem Radius von 6.60 m ausgeführt und fast ausschliesslich aus unbewehrtem Beton hergestellt. Die Kalottengewölbe wurden in der Regel aus Kunststeinen und, beim Vorhandensein von gips- und schwefelhaltigem Wasser, aus Natursteinen gefertigt. Im zuvor erwähnten Tunnelabschnitt im Gipskeuper, in dem man im Richtstollen eine Sohlhebung von rund einem Meter beobachtet hatte, wurde im Haupttunnel durchwegs ein Sohlgewölbe eingebaut. In den Tunnelabschnitten der "Anhydritgruppe" wurde auf ein Sohlgewölbe verzichtet.

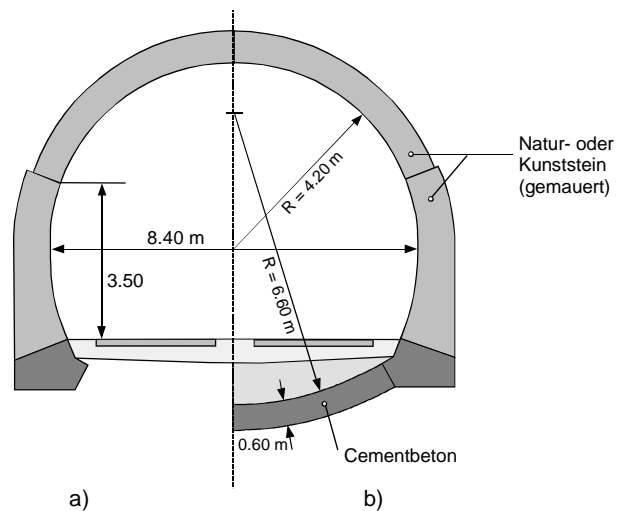


Bild 3-8 Hauenstein-Basistunnel (Wiesmann, 1917)
 a) Profil ohne Sohlgewölbe
 b) Profil mit Sohlgewölbe, Stärke 0.60 m

In den anhydritführenden Tunnelabschnitten wusste man zum Voraus nichts genaues über die Grösse der zu erwartenden Druckkräfte. *"Man musste aber annehmen, dass sie infolge der Trockenlegung der betreffenden Strecken z.T. verschwinden werden"* (Wiesmann, 1914). Die Bauleitung wählte deshalb keine allzugrossen Gewölbbestärken, sondern verlegte das Hauptaugenmerk auf eine stabile Profilform mit stark vertieftem Fundament. Bereits während des Baus berichtete aber Wiesmann (1914) von andauernden Schwierigkeiten in dem zuvor erwähnten Tunnelabschnitt: *"Die Tunneldohle hebt sich stetig und in den Widerlagern wurden eine Anzahl Steine zerdrückt, während das Gewölbe keine Schäden aufweist"*.

Erste Erneuerung (1919 - 1923): Im Jahre 1915 wurde auf Mängel in der Ausführung der Bauarbeiten aufmerksam (Rothpletz, 1918). Als kritische Abschnitte mit ernsthaften Mängeln erwähnte Rothpletz unter anderen die Tunnelabschnitte im Gipskeuper und in der Anhydritgruppe.

In den Jahren 1919 bis 1923 mussten denn auch verschiedene Bereiche des Hauenstein-Basistunnels erneuert werden. Von den vor 1919 eingebauten Sohlgewölben von total 624 m' Länge mussten 409 m' rekonstruiert werden. Während der Erneuerung zeigten sich aber immer neue Schadenstellen bzw. Sohlhebungen im Bereich der Keuperzonen. In der Folge wurden zwischen 1919 und 1923 weitere 1670 m' Sohlgewölbe neu erstellt, womit sich die totale Sohlgewölbelänge auf 2'294 m' erhöhte.

Alle zwischen 1919 und 1923 rekonstruierten und neu erstellten Sohlgewölbe wurden aus Granitquadern gemäss Bild 3-9 gemauert. Der Innenradius betrug 5.0 m. Auch in den früher unverkleideten Sohlabschnitten der "Anhydritgruppe" wurden Sohlgewölbe dieses Typs eingebaut. Im "Gipskeuper" musste das bereits vor 1919 erstellte Betonsohlgewölbe grösstenteils entfernt und gemäss Bild 3-9 rekonstruiert werden; 97 m' wurden an Stellen eingebaut, wo bisher keine Sohlgewölbe vorhanden waren. Über eine Strecke von rund 115 m' wurden die alten, aus Beton hergestellten Sohlgewölbe belassen.

Zweite Erneuerung (1980 - 1987): In den Jahren 1980 bis 1987 musste der Hauenstein-Basistunnel erneut rekonstruiert werden. Messungen, welche zwischen 1937 und 1951 durchgeführt wurden, ergaben in den anhydritführenden Tunnelstrecken des Südabschnittes jährliche Sohlhebungen von 1.4 bis 2.8 mm. Zwischen 1970 und 1980 verstärkten sich diese Hebungswerte trotz der vorhandenen Sohlgewölbe auf bis zu 13.6 mm pro Jahr. Aufgrund dieser Messergebnisse wurde angenommen, dass die Sohlgewölbe in diesen Tunnelstrecken zumindest teilweise zerstört waren; man rechnete mit dem Ersatz von 157 m' bestehender Ge-

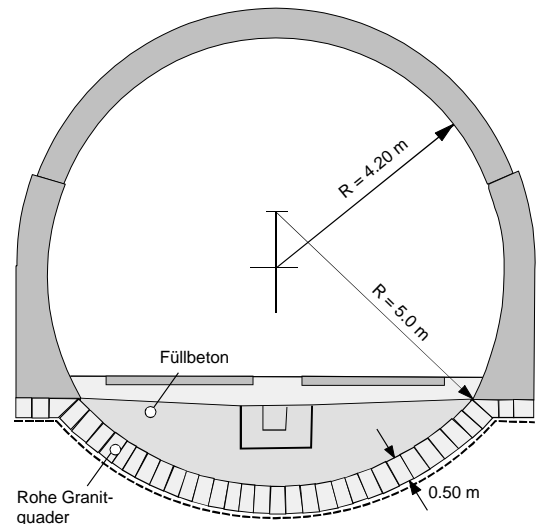


Bild 3-9 Hauenstein-Basistunnel: Rekonstruktion des Sohlgewölbes mit Granitquadern (Steiner und Metzger, 1988)

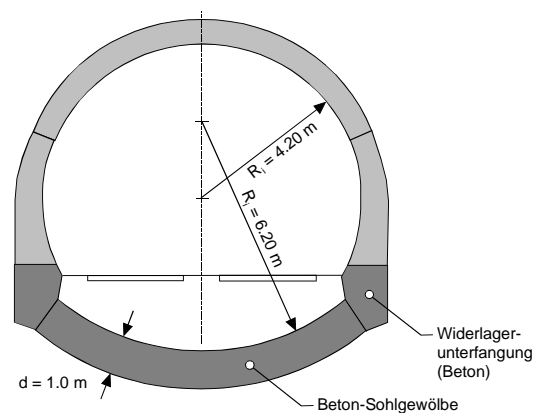


Bild 3-10 Hauenstein-Basistunnel, Sanierung 1980 bis 1987: Rekonstruktion des Sohlgewölbes und der Widerlagerunterfangungen im Gipskeuper (nach Zünd und Bischoff, 1987)

wölbe in den Keuperschichten (Zünd und Bischoff, 1987). Für die Rekonstruktion der Sohlgewölbe und der Widerlagerunterfangungen wurde mit einem auf das Sohlgewölbe wirkenden Quelldruck von 3 MPa gerechnet, was gemäss Bild 3-10 bei einem Innenradius von 6.20 m eine Betonstärke von 1.0 m ergab (Zünd und Bischoff, 1987).

Von den in den Jahren 1912 -1916 ursprünglich eingebauten 624 m' Betonsohlgewölben waren im Jahre 1997 noch total 64 m' vorhanden. Diese befanden sich in den kalkreichen Tunnelabschnitten der Effingerschichten beim Südportal. Die Sohlgewölbe aus Granitquadern haben bis zum Jahre 1988, d.h. über einen Zeitraum von nahezu 70 Jahren, den Quelldrücken standgehalten (Steiner und Metzger, 1988).

Wagenburgtunnel (1942 - 1957)

Beim Wagenburgtunnel in Stuttgart (Ehrke und Pfisterer, 1998) handelt es sich um einen 824 m langen zweisepurigen Strassentunnel, der zwei Schichtabfolgen des Gipskeupers, nämlich den mittlerern Gipshorizont und die Estherienschichten durchstösst (Bild 3-11). Die Schichtung verläuft nahezu horizontal. Die maximale Überlagerung beträgt 50 m. Der etwa 35 m mächtige mittlere Gipshorizont weist einen Sulfatanteil von rund 20 % in Form von dünnen Bänken, Knaurn und Fasergips auf (Krause und Wurm, 1975). Als wichtigstes Resultat der tonmineralogischen Untersuchungen an Gesteinsproben aus zwei Versuchsbohrungen stellte sich heraus, dass die tonhaltigen Gesteine des Gipskeupers fast durchwegs das stark quellfähige Tonmineral Corrensit enthielten; es wurde als Haupttonmineral nachgewiesen (Lippmann und Schüle, 1975).

Bild 3-11 zeigt, dass der Wagenburgtunnel den Anhydritspiegel zweimal durchstösst. Die Tunnelsohle liegt damit über eine Länge von 260 m im anhydritführenden, nicht ausgelagten Gipskeuper. Der über dem Anhydritspiegel liegende Gipsspiegel befindet sich maximal 7 m über der Tunnelsohle.

Beobachtungen während der Bauausführung: Bei Baubeginn wurde ein Sohlstollen in der Nordröhre aufgeföhren (Bild 3-12). Dieser im Jahre 1942 fertiggestellte Stollen wies ein Hufeisenpro-

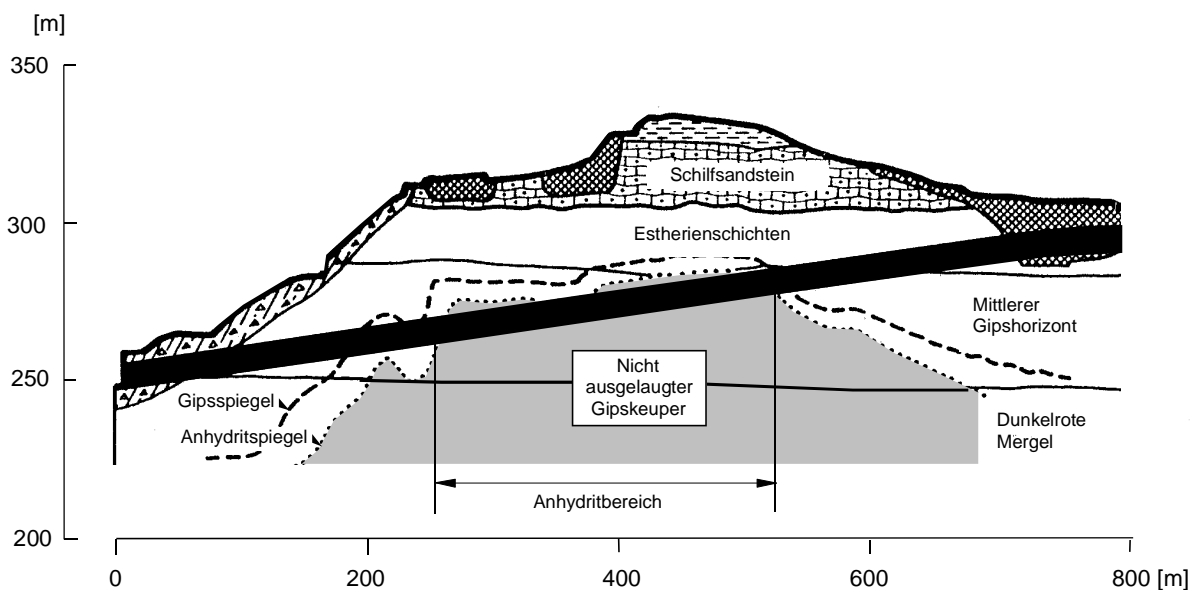


Bild 3-11 Wagenburgtunnel: Geologisches Längenprofil (nach Paul und Wichter, 1996)

fil mit einer Höhe von 2.70 m und einer Breite von 3.20 m auf. Die Stärke der Betonverkleidung betrug 30 cm, ein Sohlgewölbe wurde nicht eingebaut. Zwischen 1942 und 1970 wurden die Hebungen der flachen Stollensohle in der Mitte und diejenigen der Stollenfirste gemessen. Im Zeitraum von rund 30 Jahren ergaben sich in der Sohle Hebungen von bis zu 1.1 m, der Stollenscheitel hob sich in dieser Zeit um maximal 30 cm (Bild 3-12a).

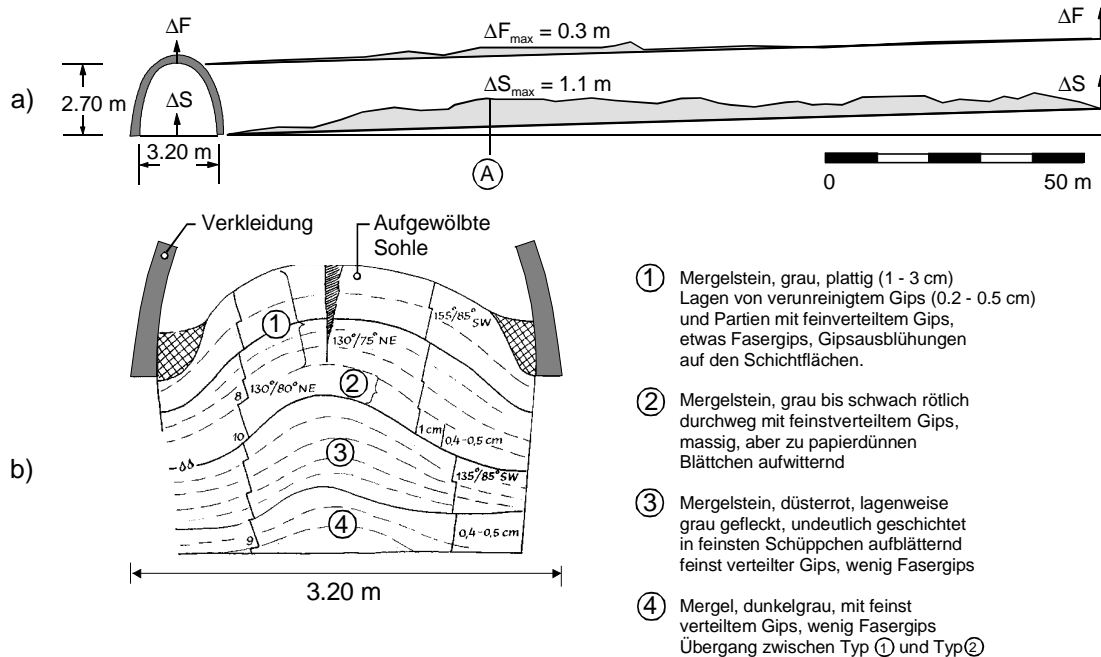


Bild 3-12 Wagenburgtunnel, Hebungen im Sohlstollen der Nordröhre:

- a) Zwischen 1943 und 1970 gemessene Hebungen der Sohle ΔS (Sohlmitte) sowie der Stollenfirste ΔF
- b) Aufnahme des Schurfes in der Stollensohle bei Station A (ca. 1970, nach Krause, 1977)

Bild 3-13 zeigt die im Sohlstollen festgestellten Hebungen. Nach Ablauf der erwähnten Beobachtungsperiode zwischen 1942 und 1970 wurden mehrere Schürffgruben ausgehoben. Diese Aufschlüsse ergaben, dass das Gebirge im Sohlbereich "hefeteigartig" emporgewachsen war. In Bild 3-12b ist als Beispiel die Aufnahme des Schurfes bei Station A dargestellt, bei welchem die gipsverheilten Klüfte besonders auffielen. Diese wiesen nach Krause und Wurm (1975) deutliche Relativbewegungen entlang der Schichtfugen von 5 bis 10 cm auf. Der Anhydrit, der im anstehenden Gebirge überwiegend in feinsten Verteilung innerhalb der Tonsteine und nur selten in wenige cm- bis dm-dicken Lagen auftrat, wurde im Bereich der Schürffgruben bis auf Gipsreste weggelöst (Krause, 1977). Der Schurf zeigt eine starke Verdickung der Einzelschichten

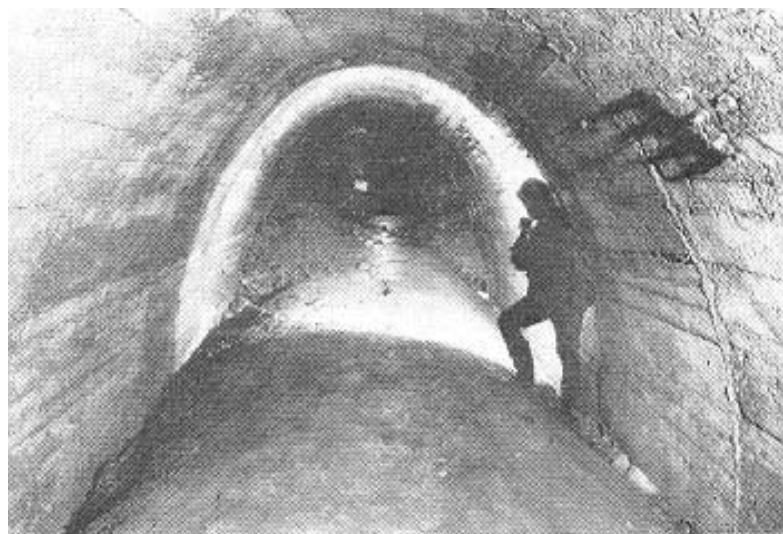


Bild 3-13 Wagenburgtunnel: Sohlhebungen im Sohlstollen der Nordröhre (Spaun, 1974)

unter der Sohle, was nur durch Quellung erklärbar ist. Eine solche Verdickung der Schichten war im Kappelisbergtunnel nicht in dieser Deutlichkeit zu beobachten (Bild 3-3 und 3-4).

Beobachtungen des Gebirgsverhaltens liegen auch aus mehreren Fenstern des Sohlstollens vor. Diese zeigen ein völlig anderes Bild. Der dort anstehende, seit 1942 aufgeschlossene unausgelaugte Gipskeuper wurde rund 30 Jahre später ausserhalb der Sohlhebungsstrecke noch unverändert hart und ohne jegliche Auflockerung vorgefunden. Im Bereich der Sohlhebungen waren hingegen Aufblätterungen und wandparallele Ablösungen zu beobachten, die wenige Dezimeter einwärts reichten. Dasselbe Gebirge, das seit 1942 durch Schalbeton abgeschlossen war, zeigte beim Anschlag neuer Querschläge keine sichtbaren Veränderungen (Krause, 1977).

Im Rahmen eines Grossversuches wurden in den Jahren 1971 und 1973, vom Sohlstollen der Nordröhre ausgehend, zwei 20 m lange, 3.0 m breite und 2.70 m hohe Versuchsquerschläge erstellt, welche unterhalb des Anhydritspiegels lagen (Henke et al., 1975). In einem nicht verankerten Bereich des bewässerten Querschlaages II ergaben sich im Sohlbereich Quellhebungen ähnlichen Ausmasses, wie sie bereits im Sohlstollen der Nordröhre festgestellt wurden. Im ersten Jahr nach Beobachtungsbeginn beschränkten sich die Quellerscheinungen auf etwa den ersten Meter unterhalb der Sohle, dehnten sich danach aber zunehmend nach unten aus. 3 Jahre nach Bewässerungsbeginn betrugen die maximalen Sohlhebungen im Querschlag II rund 460 mm.

Bedingt durch den 2. Weltkrieg konnten die Bauarbeiten in der Südröhre erst im Jahre 1954 wieder aufgenommen werden. Das Normalprofil, welches im Bereich des anhydritführenden, nicht ausgelaugten Gipskeupers ausgeführt wurde, ist in Bild 3-14 dargestellt. Es besteht aus einem hufeisenförmigen Aussengewölbe aus bewehrtem Ortsbeton und einer eiförmigen Innenschale, ebenfalls aus bewehrtem Ortsbeton. Die beiden Gewölbe wurden durch eine Abdichtungs-Spachtelmasse getrennt mit dem Zweck, Schubspannungen zwischen den Gewölben zu verringern oder gar auszuschliessen. Das Innengewölbe wurde gemäss Bild 3-14 durch in den Ulmen eingebaute, vorgespannte hydraulische Druckkissen in zwei Teile gegliedert (Paul und Wichter, 1996).

Beim Bau der Südröhre wurde die Kalotte in einem Streckenabschnitt bis auf das Niveau der zukünftigen Fahrbahn ausgebrochen. Die Kalottensohle wurde anschliessend 17 Monate lang in unverkleidetem Zustand belassen. In diesem Zeitraum konnten die Sohlhebungen in drei Querprofilen beobachtet werden. In Bild 3-15a sind die Messergebnisse aus dem Profil I bei Tunnelmeter 360 dargestellt. Diese zeigen, dass sich die Hebungen in der Sohlmitte konzentrierten und dort, innerhalb des erwähnten Zeitraumes, einen Wert von mehr als 650 mm erreichten. Betrachtet man die Hebungswerte der Punkte B, C und D in Funktion der Zeit, so ergibt sich nach einer anfänglichen Beschleunigungsphase ein nahezu linearer Verlauf (Bild 3-15b). Die Hebungsmessungen im Sohlstollen und im Haupttunnel des Wagenburgtunnels sind insofern wertvoll, als dass das Quellverhalten von anhydrit-/tonhaltigem Fels im Bereich einer unverkleideten Tunnelsohle nur selten systematisch beobachtet wurde.

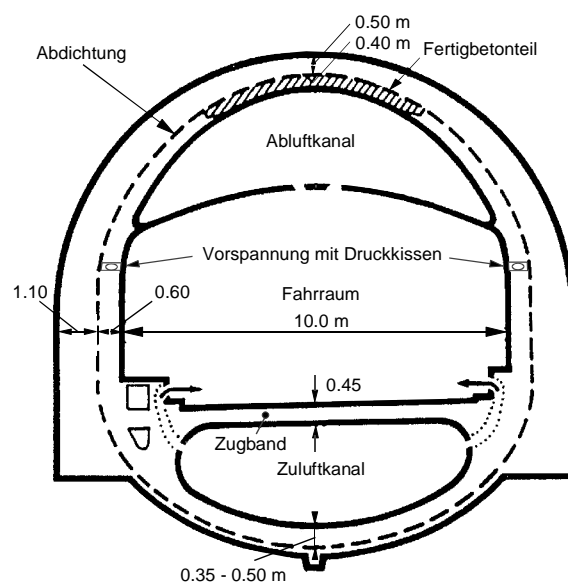


Bild 3-14 Wagenburgtunnel: Normalprofil (Paul und Wichter, 1996)

Beobachtungen in der Nutzungsphase: Die Südröhre wurde im Jahre 1957 fertiggestellt und dem Verkehr übergeben. Das Verhalten des Bauwerkes wurde seither messtechnisch erfasst. In Bild 3-16 sind die in der Zeitperiode 1962 - 1992 gemessenen Hebungswerte der Sohle und Firste der Tunnelverkleidung bei der Station 385/387 in Funktion der Zeit dargestellt. Dieses Beispiel zeigt eine nahezu lineare Hebungszunahme innerhalb der letzten 30 Jahre. Zudem fällt auf, dass sich die Hebungsraten der Firste und der Sohle nur geringfügig unterscheiden, was darauf schliessen lässt, dass die Tunnelröhre als Ganzes angehoben wird. In der Tat konnten an der Geländeoberfläche beträchtliche Hebungen festgestellt werden. Diese betragen bei einer Überlagerung von rund 50 m bis zu 60% der Hebungen der Tunnelfirste (Paul und Wichter, 1996).

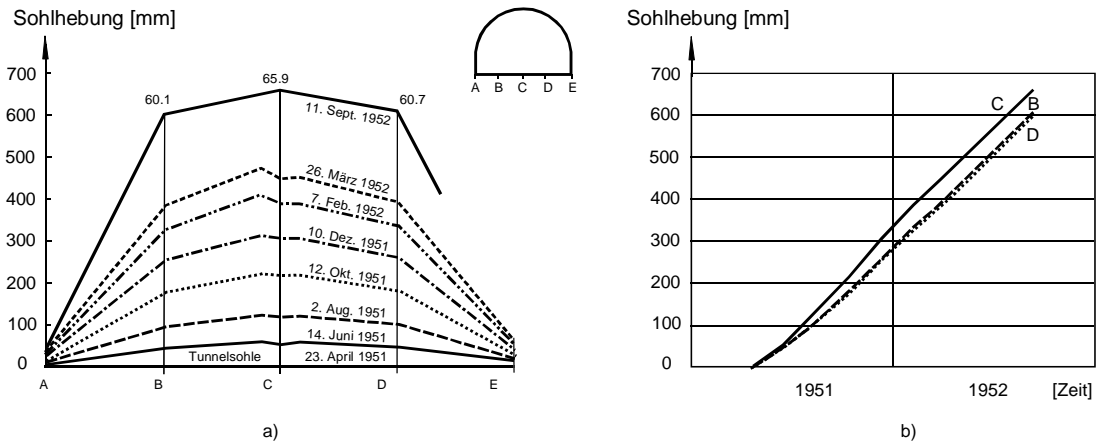


Bild 3-15 Wagenburgtunnel, Südröhre: Messung der Sohlhebungen bei Tunnelmeter 360.50 im Bauzustand
 a) Verteilung der Hebungswerte entlang der flachen Tunnelsohle im Tunnelquerschnitt
 b) Zeitlicher Verlauf der Sohlhebungen (nach Angaben von Krause und Wurm, 1975)

Die unterschiedlichen Hebungsraten des Tunnel-scheitels entlang der Tunnelachse führten zu einer starken Beanspruchung der einzelnen Blöcke der Tunnelverkleidung. Innerhalb von 10 Jahren wurden im Bereich der Blockfugen maximale Aufweitungen von bis zu 2 mm beobachtet, aber auch Höhengsprünge von bis zu 3 mm gemessen. Die Fugenaufweitungen in Funktion der Zeit weisen weiterhin eine lineare Tendenz auf.

Im Rahmen der seit 1980 vorgenommenen Dokumentation der Risse wurden im Jahre 1986 im Bereich der Tunnelsohle Rissbildungen und Betonabplatzungen festgestellt. Nivellemente und Konvergenzmessungen deuteten auf ein Versagen der Tunnelsohle in zwei Bereichen innerhalb der Anhydritstrecke hin (Paul und Wichter, 1996). Die in diesem Tunnelabschnitt gemessenen Hebungen sind in Bild 3-17a dargestellt. Sie zeigen bei Station 375 nach einem seit 1962 nahezu linearen Verlauf nach 1982 einen überproportionalen Anstieg.

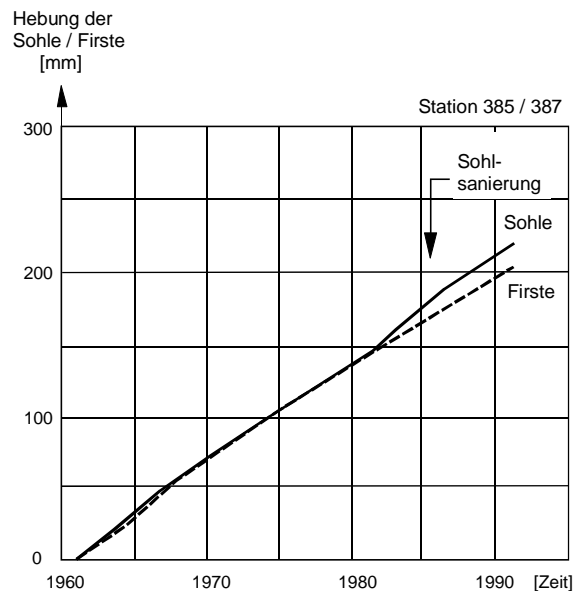


Bild 3-16 Wagenburgtunnel: Hebung der Tunnelfirste und der Tunnelsohle bei Station 385/387 (nach Paul und Wichter, 1996)

Bei der Sanierung dieses beschädigten Sohlgewölbeabschnittes von rund 55 m Länge musste man feststellen, dass zwischen dem Sohlgewölbe und dem Gebirge eine Wasserwegigkeit bestand (Paul und Wichter, 1996). In Bild 3-17b sind die Resultate der Messung der vertikalen Konvergenz zwischen Station 330 und 500 vor und nach der Sanierung dargestellt. Diese deuten bei Station 375 auf einen stabilen Zustand nach der Sohl-sanierung hin. Bei Station 408 wurde jedoch bereits nach drei Jahren eine beachtliche Konvergenz von über 10 mm gemessen. Nach Paul und Wichter (1996) war damit zu rechnen, dass hier die Sohle in absehbarer Zeit nochmals versagen würde, falls sich die Hebungen in diesem Masse weiter fortsetzen sollten.

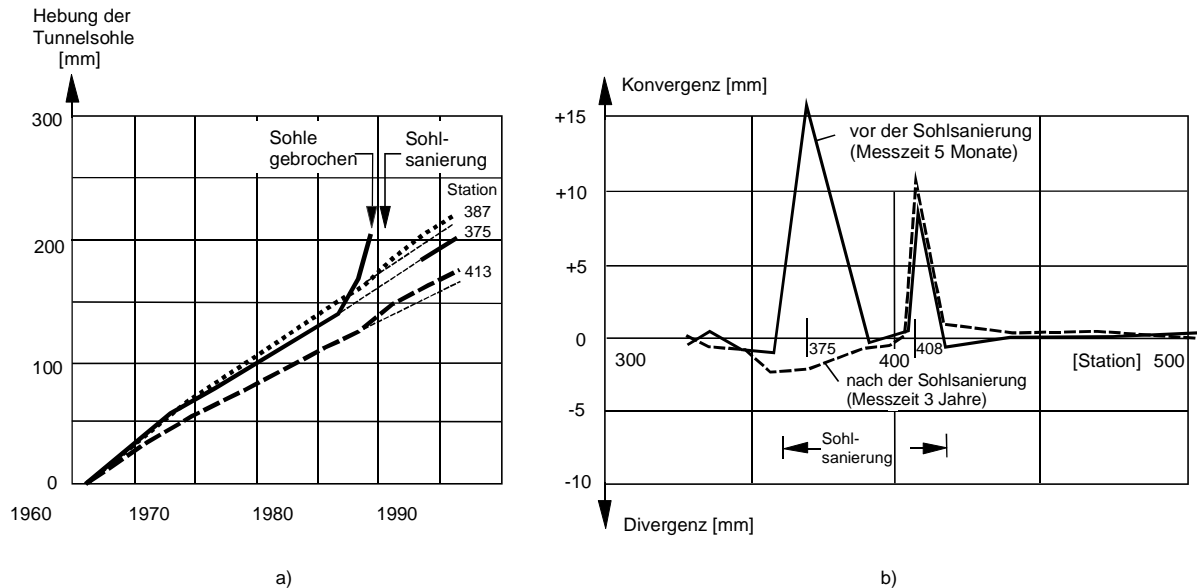


Bild 3-17 Wagenburgtunnel: Versagen der Tunnelverkleidung im Sohlbereich

- Sohlhebungsmessungen im Bereich der Sohlbruchstelle
- Vertikalen Konvergenzmessungen im Zuluftkanal zwischen Station 330 und Station 500 (Paul und Wichter, 1996)

Belchentunnel (1963 – 1970)

Der 3'180 m lange Belchentunnel der N2 zwischen Basel und Olten besteht aus je zwei doppel-spurigen Tunnelröhren mit einem Achsabstand von 40 m. Der Kulminationspunkt des Tunnels befindet sich ungefähr in Tunnelmitte (Bild 3-18a). Die beidseitigen Längsgefälle betragen 0.96 % bzw. 0.5 %. Die Überlagerung beträgt maximal 370 m. Der Tunnel durchfährt im Falten-jura stark wechselnde geologischen Formationen der Trias und des Jura, welche hauptsächlich aus Gipskeuper, Opalinuston, Dolomit und Kalk bestehen (Bild 3-18a). Bei den anhydritführenden Formationen des Gipskeupers handelt es sich um dunkle Mergel und Tonschiefer mit dickeren und dünneren, manchmal nur wenige Millimeter starken Einlagerungen von Anhydrit. Beim Vor-trieb des Tunnels wurden der Fels zumeist in trockenem Zustand angetroffen. Die vereinzelt vor-handenen wasserführenden Kontaktzonen waren in der Regel vergipst.

Normalprofil: Die Ausbruchsicherung bestand aus Anker und Spritzbeton, vereinzelt aus Stahl-leinbau. Eine Abdichtungsfolie gegen aggressives Bergwasser wurde zwischen der Ausbruchs-icherung und dem 35 cm starken Innengewölbe angeordnet. Die Gesamtdicke des Betons im Wi-derlagerbereich erreichte 80 cm. In der Sohle war für die Tunnelabschnitte im Gipskeuper und im Opalinuston gemäss Bild 3-19 ein 45 cm starkes, unbewehrtes Sohlgewölbe vorgesehen. Im Randbereich wurden beidseitig unterhalb des Sohlgewölbes Drainagerohre angeordnet.

Hebungen in den Sohlstollen: In beiden Tunnelröhren wurden in einer ersten Bauphase zwei Paramentstollen mit Abmessungen von 2.9 m auf 3.0 m im Sprengvortrieb aufgeföhren (Bild 3-19). In den Paramentstollen mit offener Sohle wurden die Fundamente für das Kalottengewölbe betoniert. Zu diesem Zeitpunkt stellte man in den Gipskeuperstrecken erste Quellerscheinungen fest, da bald nach dem Betonieren der Fundamente Risse im Beton entstanden. Nach einigen Wochen und Monaten ergaben sich Hebungen. Der Einbau von Sohlankern zeigte keine Wirkung (Grob, 1972). Das für das Quellen notwendige Wasser erreichte die quellfähigen, ursprünglich trocken erscheinenden Tunnelabschnitte mehrheitlich durch Längsläufigkeit aus den geklüfteten Kalk- und Sandsteinpartien (Bild 3-18b).

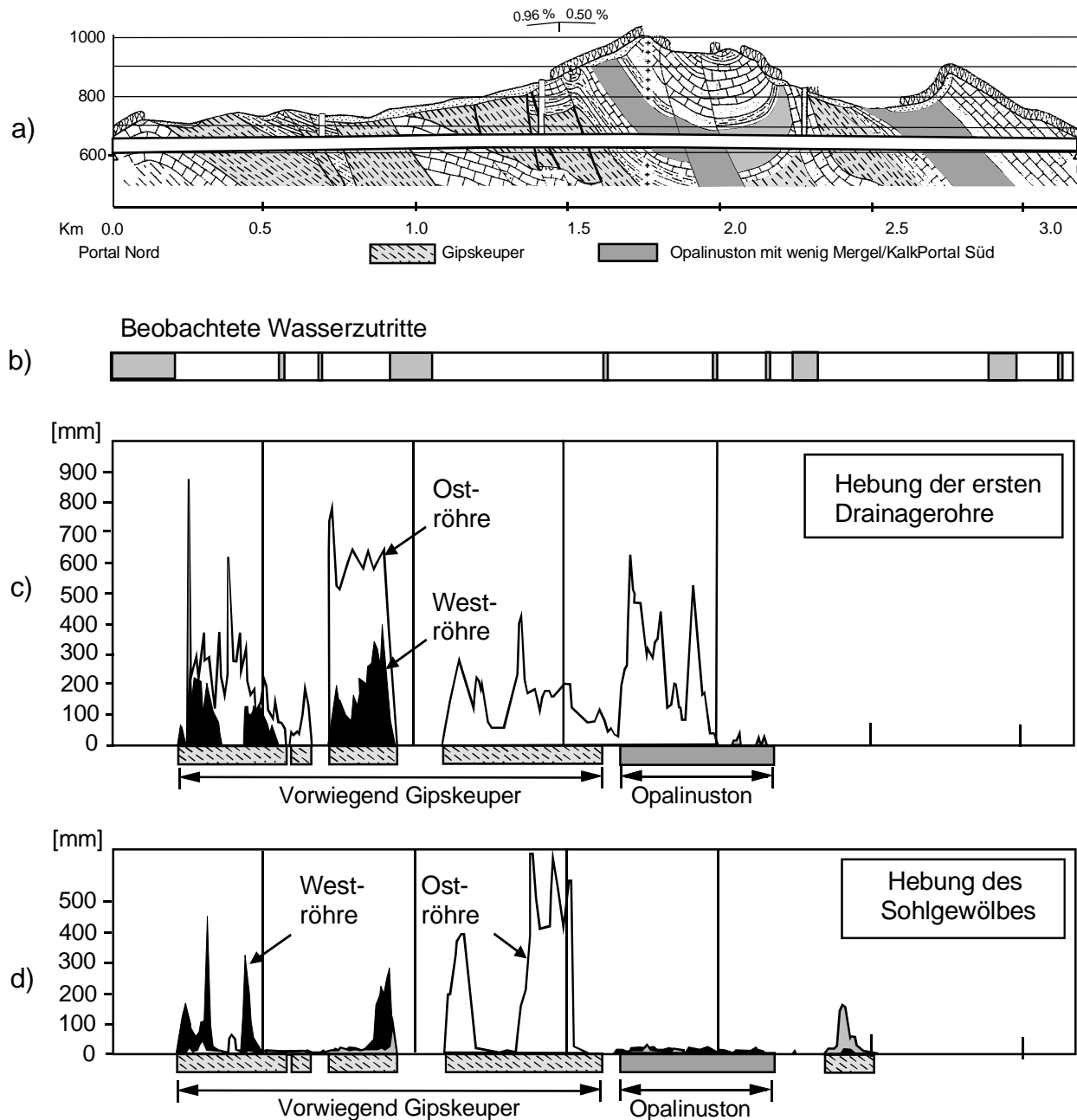


Bild 3-18 Belchentunnel (nach Grob, 1972)
 a) Geologisches Längenprofil (Befund)
 b) Streckenabschnitte mit Wasserzutritten während der Bauausführung
 c) Hebung der seitlichen Drainageröhre vor dem Einbau des Sohlgewölbes
 d) Hebung des Sohlgewölbes nach der Ausweitung zum Vollprofil

Sohlhebungen beim Vollausbuch:

Mit der Erweiterung des Hohlraumes zum vollen Profil verstärkten sich die Hebungen deutlich. Solange die Sohle unverkleidet war, äusserte sich das Quellen durch Sohlhebungen von bis über einen Meter (Schillinger, 1970). Die seitlichen Gewölbefundamente erfuhren sowohl eine Hebung wie auch eine Verdrehung. Die beidseitig angeordneten Drainagerohre wurden seitlich zusammengedrückt. In Bild 3-18c sind die approximativen Hebungswerte dieser Rohre dargestellt. Sie wurden von Grob (1972) durch Extrapolation der am Fundamentrand gemessenen Hebungen auf die Rohrlage ermittelt.

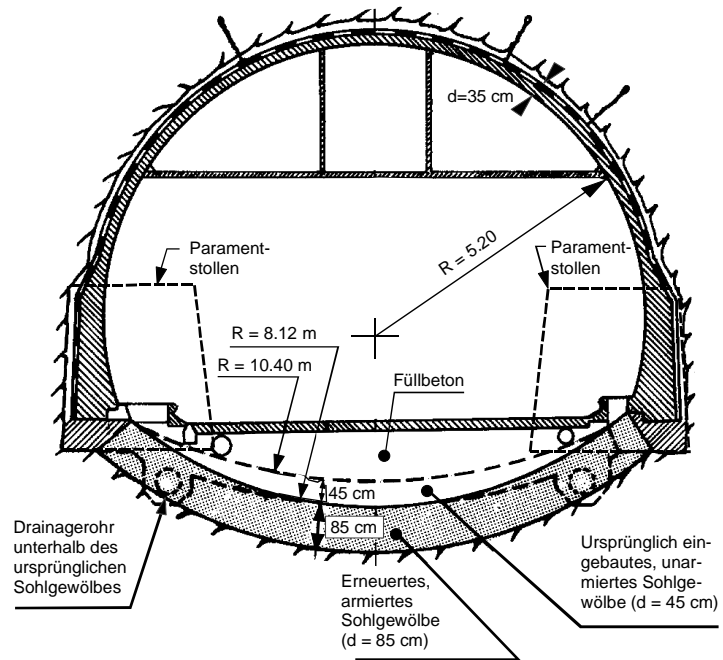


Bild 3-19 Belchentunnel: Normalprofile im Gipskeuper vor und nach der Sanierung (Grob, 1972)

Am Rande eines Gipskeuperabschnittes hoben sich die Betonfundamente in den Paramentstollen einige Wochen nach Vollausbuch innerhalb von 8 Tagen um 120 mm und innerhalb von 2 Monaten um 400 mm, während sich die Ulmen und das Ausbruchprofil in der Kalotte nicht bewegten (Schillinger und Spang, 1966). Damit das obere Gewölbe betoniert werden konnte mussten die in den Sohlstollen erstellten, durch Quellhebungen nunmehr zu hoch liegenden Fundamente teilweise abgespitzt, abgebrochen und erneuert werden.

Die Hebungen in den Gipskeuperstrecken beschränkten sich im Wesentlichen auf die Stellen mit feinverteiltem Anhydrit. Der Geologe hielt ausdrücklich fest, dass Quellungen nur an der Sohle auftraten und niemals an den Ulmen. Durch den Aushub verschiedener 2.0 - 2.5 m tiefer Schächte wurde festgestellt, dass die Durchfeuchtung und damit die Vergipsung von oben nach unten abnahm. Die 1 - 2 mm dicken Sulfatlagen waren durchgehend umgewandelt, die dickeren Anhydritlagen zeigten nur einen dünnen Gipsüberzug. Das Wasser zirkulierte in den Haar-Rissen der zerdrückten Tonlagen, wobei natürlich die durch das Quellen verursachten neuen Risse auch im dickeren Anhydrit neue Angriffsflächen bildeten (Grob, 1972).



Bild 3-20 Belchentunnel: Im Übergangsbereich zum Parament aufgestauchtes, unbewehrtes Sohlgewölbe von 45 cm Stärke (links). In der rechten Bildhälfte ist der in Platten zerbrochene Füllbeton zu sehen (Archivfoto, Kant. Tiefbauamt, Basel-Land).

Zerstörung des Sohlgewölbes: Das Betonieren des 45 cm starken, unbewehrten Sohlgewölbes (Bild 3-19) folgte dem Betonieren des oberen Gewölbes in einem zeitlichen Abstand von 2 bis 6 Wochen. Bevor das Sohlgewölbe eingebaut werden konnte, musste jedoch das durch Quellvorgänge angehobene Gestein abgetragen werden.

Nachdem in der östlichen Tunnelröhre das Sohlgewölbe vollständig eingebaut war und in der westlichen Tunnelröhre etwa 25 % der mit Sohlgewölbeausbau vorgesehenen Strecke, wurden die Schwierigkeiten mit den Sohlhebungen im Gipskeuper so gross, dass der weitere Einbau eingestellt werden musste. Das 45 cm starke unbewehrte Sohlgewölbe wurde abschnittsweise zerstört (Bild 3-20).

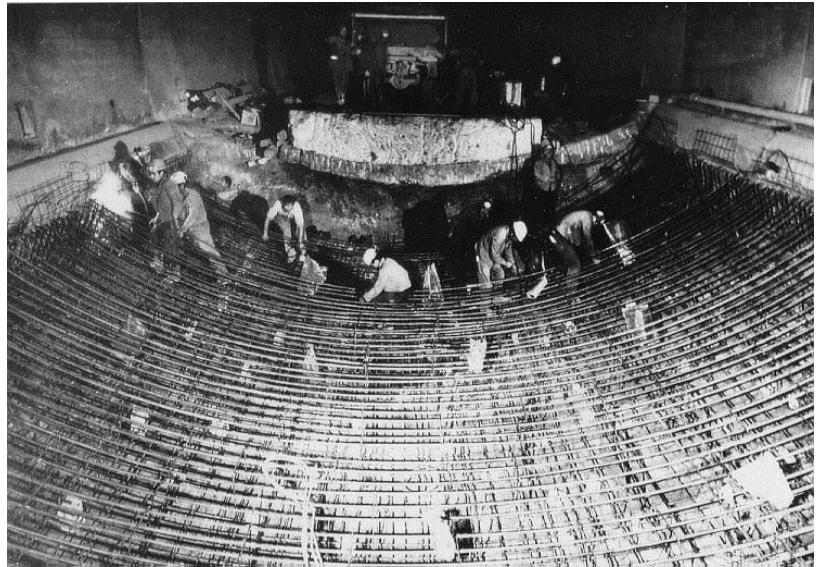


Bild 3-21 Belchentunnel: Einbau eines 55 cm starken, bewehrten Versuchsgewölbes bei Tm 1.480 im Gipskeuper. Im Hintergrund ist das angehobene, 45 cm starke Sohlgewölbe mit dem darüber liegenden Füllbeton erkennbar (Archivfoto, Kant. Tiefbauamt, Basel-Land).

Bild 3-18d zeigt die gemessenen Hebungen im Bereich der zerstörten Sohlgewölbe im Gipskeuper, welche stellenweise um mehr als 60 cm angehoben wurden. Ende September 1967 erreichte die Strecke der angehobenen und zerstörten Sohlgewölbe eine Gesamtlänge von rund 500 m. Das neue Sohlgewölbe (Bild 3-19 und 3-22) erhielt eine Stärke von $d = 85$ cm, einen kleineren Radius von $R = 8.12$ m und eine Bewehrung von 60 kg Stahl/m^3 Beton.

In den Gipskeuperstrecken wurden die zerstörten wie auch die vorläufig noch unbeschädigten flachen Sohlgewölbe abgebrochen und durch diesen neuen Sohlgewölbetyp ersetzt. Vom ursprünglichen 45 cm starken Gewölbe war im Jahre 1999 noch eine Gesamtlänge von 240 m vorhanden. Diese befanden sich beim Südportal in den dort anstehenden Tonmergeln und Mergeln.

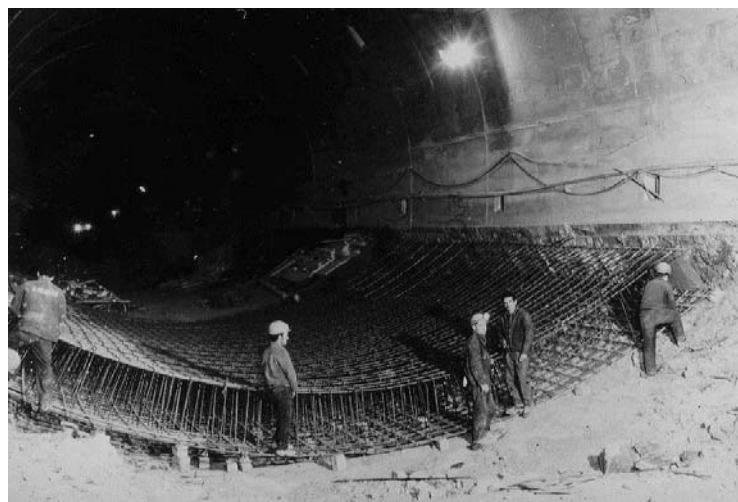


Bild 3-22 Belchentunnel: Sanierung der zerstörten Sohlabschnitte durch den Einbau eines 85 cm starken, bewehrten Sohlgewölbes (Schillinger, 1970)

Beobachtungen in der Nutzungsphase: Seit der Inbetriebnahme des Belchentunnels wurden Bauwerkskontrollen in einem Rhythmus von 5 Jahren durchgeführt. Basierend auf diesen Kontrollen erfolgte die Beurteilung des Zustandes des Bauwerkes und die Festlegung allfälliger Massnahmen nach bestimmten Kriterien. Das Bauwerk wird weiterhin messtechnisch überwacht, unter anderem mit Hilfe von Gleitmikrometermessungen. In jedem Messquerschnitt werden mit diesem Instrument seit 1986 die Dehnungsprofile in drei Bohrungen unterhalb der Tunnelsohle erfasst. In Bild 3-23a und b sind die in zwei Querschnitten innerhalb eines Zeitraumes von 8 ½ Jahren gemessenen Dehnungsprofile dargestellt. Gemäss Bild 3-23a beträgt der maximale Quelldehnungswert, welcher auf einer Basislänge von einem Meter beobachtet wurde, 7,4 mm/m ($\epsilon = 0.74 \%$).

In Bild 3-23c ist der zeitliche Verlauf der Dehnungen dargestellt, welche in den fünf ausgewählten, ein Meter langen Messstrecken (A bis E) gemessen wurden. Es zeigt sich, dass die Quelldehnungen auch über 25 Jahre nach Fertigstellung des Bauwerkes noch nahezu unvermindert zunehmen. Diese Dehnungswerte beinhalten sämtliche Auswirkungen der im Gebirge stattfindenden

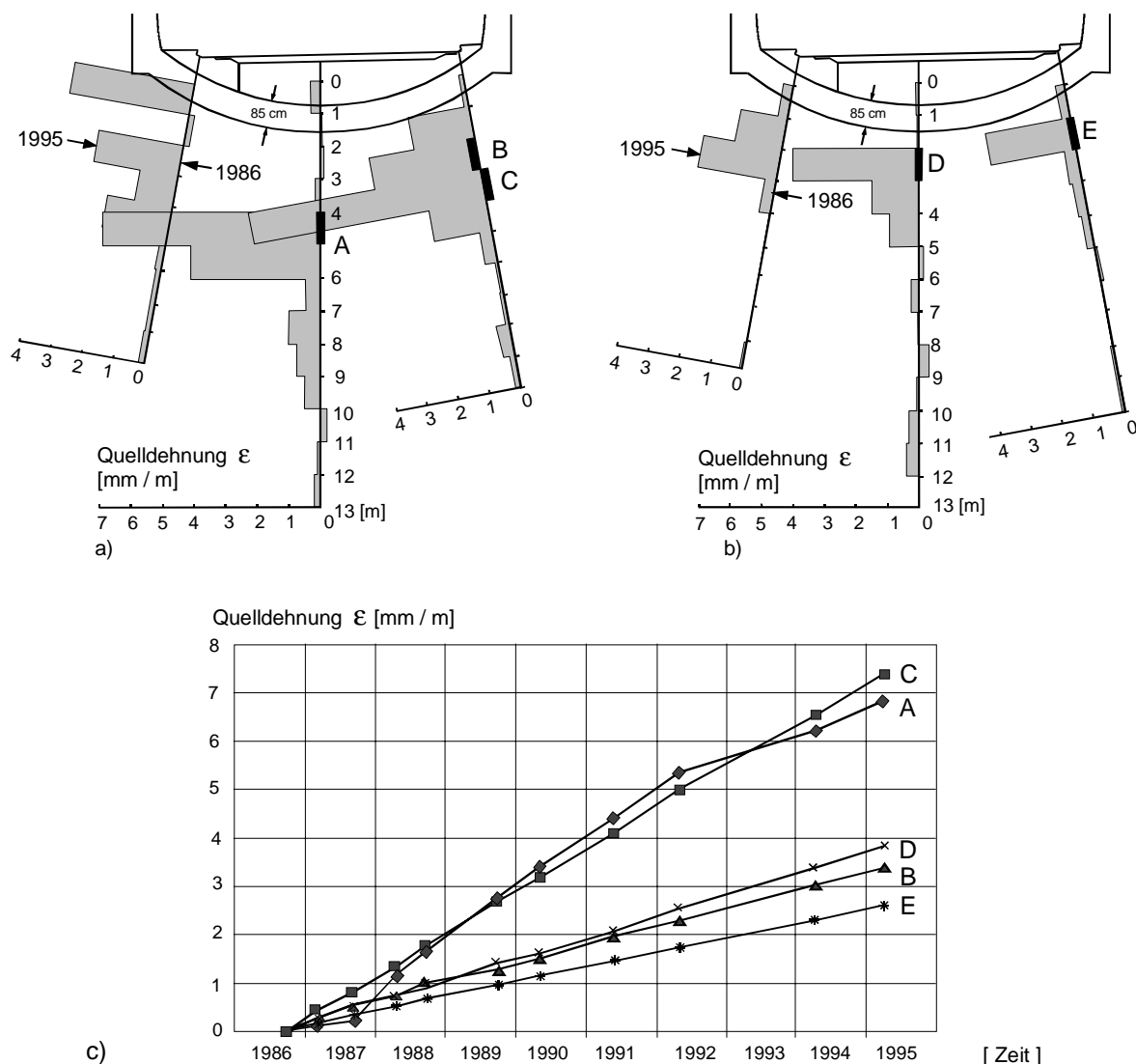


Bild 3-23 Belchentunnel, Gipskeuper: Mit dem Gleitmikrometer erfasste Dehnungsprofile entlang von Bohrungen unterhalb der Tunnelsohle. Beobachtungszeitraum von 1986 - 1995 (8 ½ Jahre):
 a) Messquerschnitt bei km 0.269 (Oströhre)
 b) Messquerschnitt bei km 1.540 (Oströhre)
 c) Zeitlicher Dehnungsverlauf in den ausgewählten Messstrecken A, B, C, D und E (Berichte IGT, ETHZ, 1986 bis 1995)

den Vorgänge in überlagerter Form. Lücken im Dehnungsprofil deuten darauf hin, dass das Gestein in diesen Bereichen nicht mehr quillt, nicht quellfähig ist oder dass kein Wasser dorthin gelangen konnte.

Seit der Fertigstellung des Belchentunnels waren verschiedene Erneuerungsarbeiten erforderlich. Im Jahre 1987 musste beispielsweise im Kreuzungsbereich des Tunnels mit einem Querschlag die 35 cm starke Tunnelverkleidung über eine Länge von 28 m abgebrochen und verstärkt werden. Das Sohlgewölbe hatte sich hier in einem Zeitraum von 17 Jahren um 20 bis 24 mm angehoben. Betonabplatzungen aus der Tunnelverkleidung von bis zu 150 mm Tiefe wurden festgestellt, die Netzbewehrung war teilweise bis zu etwa 40 % abgerostet. Durch einzelne Ringfugen und Risse drang stark sulfathaltiges Wasser in die Tunnelröhre ein (Werder, 1989). Wasserproben ergaben Sulfatgehalte von bis zu 1'290 mg/Liter.

Der Zustand des Tunnels im Jahre 2000 kann aufgrund von Bauwerkskontrollen und Messungen zusammenfassend wie folgt beschrieben werden:

- Die Gleitmikrometer- und Nivellementmessungen zeigen, dass der Quellvorgang im Gipskeuper nicht abgeschlossen ist. Es muss daher von einer andauernden Zunahme der auf den Ausbau wirkenden Belastung ausgegangen werden. Ein Gleichgewichtszustand wurde bis anhin nicht erreicht.
- Differentielle Hebungen zwischen dem Sohlgewölbe und den Paramenten deuten auf eine Scherbewegung in den Widerlagerbereichen hin
- Unterhalb des Sohlgewölbes wurden Gesteinsproben entnommen, welche Vergipsungserscheinungen auswiesen. Nach Hauber et al. (1995) sind diese nach dem Bau des Tunnels entstanden.
- Die visuell erkennbaren Schäden an der Innenschale (Risse, Abplatzungen, etc.) sind in den Paramenten oberhalb des Sohlgewölbes besonders ausgeprägt
- Die bisher festgestellten Schäden dürfen nicht nur im Zusammenhang mit dem zunehmenden Quelldruck gesehen werden. Sie können auch durch die lokal vorhandenen Mängel in der Herstellung (Betonqualität, Betonstärke, Betonüberdeckung der Bewehrung etc.) sowie durch das Vorhandensein von aggressivem Bergwasser begründet sein.

Seit 1998 wird in einem Gipskeuperabschnitt ein rund 400 m langer Versuchsdrainagestollen unterhalb der beiden bestehenden Tunnelröhren erstellt. Mit diesem Stollen soll abgeklärt werden, ob der Quellvorgang durch Wasserableitung aus dem Sohlbereich der Tunnelröhren verlangsamt oder gar unterbrochen werden kann. Ferner ist geplant, ab dem Jahre 2001 die beiden Tunnelröhren zu erneuern bzw. wieder Instand zu setzen. Der Bau einer dritten Tunnelröhre wird im Hinblick auf spätere Sanierungsarbeiten geprüft.

Freudensteintunnel (1985 - 1991)

Der Freudensteintunnel der Neubaustrecke der Deutschen Bundesbahn zwischen Mannheim und Stuttgart weist eine Gesamtlänge von 6'800 m auf. Die maximale Überlagerung beträgt 100 m. Der Tunnel verläuft fast durchwegs in den Schichten des Gipskeupers. Die Tunneltrasse berührt bzw. durchstößt gleich mehrfach den Anhydrit- und den Gipsspiegel (Bild 3-24). Der Vortrieb wurde von den beiden Portale und von drei Schächten aus vorgenommen. Ein nicht durchgehender Pilotstollen diente der Gebirgserkundung und der Vorbehandlung des Gebirges in kritischen Bereichen.

Für die Tunnelabschnitte im anhydritführenden Gebirge wurde das von K. Kovári konzipierte Normalprofil (Bild 3-25) mit einer nachgiebigen Sohlstützung in Form einer unterhalb des Sohl-

gewölbes eingebauten, 1.20 m starken Knautschzone aus Blähton gewählt (Kovári, 1986). Die voll abgedichtete, bewehrte Innenschale liegt auf zwei beidseitig der Knautschzone angeordneten Betonschultern auf (Kovári et al., 1987, Kirschke et al., 1991). Das ursprüngliche Projekt beruhte auf dem "Widerstandsprinzip". Hinsichtlich dieses Ausbauprinzipes wurden jedoch berechnete Zweifel betreffend der Gewährleistung der langfristigen Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit geäußert. Zudem hätte das "Widerstandsprinzip" zu einem Mehrausbruch von 15 % und einen Mehrverbrauch an Konstruktionsbeton von 85 % geführt.

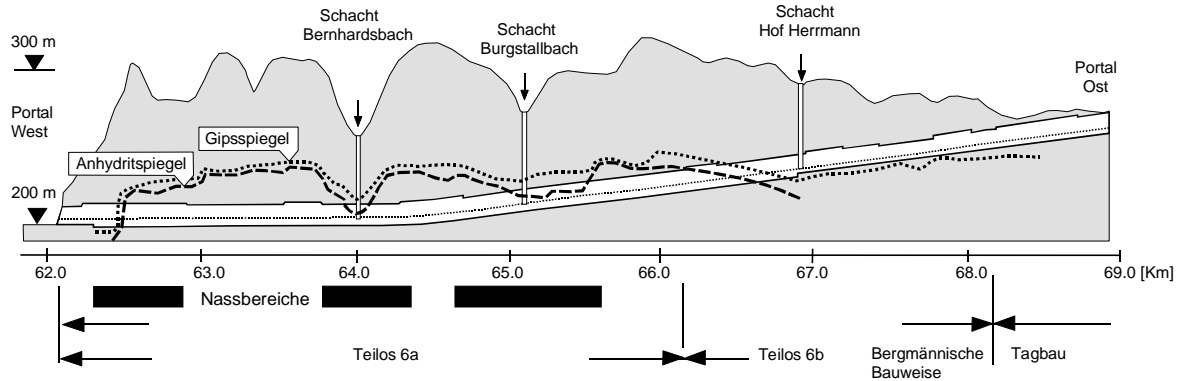


Bild 3-24 Freudensteintunnel: Geologisches Längenprofil (nach Kirschke et al., 1991)

Vortrieb des Haupttunnels: Nach Fertigstellung des Pilotstollens wurde der Tunnel im Baulos West, auf welches wir uns nachfolgend beschränken, im Sprengvortrieb aufgeföhren. Der Ausbruchquerschnitt betrug im ausgelaugten Gebirge rund 150 m², im anhydritföhrenden Gipskeuper rund 172 m². Dem Kalottenvortrieb mit ca. 70 m² Ausbruchflöhche folgte der Strossenabbau (ca. 60 m²) und der restliche Sohlausbruch. Man beabsichtigte, vor dem Einbau der Knautschzone und der Innenschale die Sohle im Bereich des trocken erscheinenden, nicht ausgelaugten Gipskeupers im Bauzustand mit einer 10 cm starken Spritzbetonsohle zu versehen (Bild 3-26). Diese Massnahme betraf einen Tunnelabschnitt von insgesamt 3'840 m Löhge.

Beobachtungen wöhrend der Bauausföhren: Sehr bald musste man aber feststellen, dass das Gebirgswasser, trotz aufwendiger Wasserhaltung, in mehreren Tunnelabschnitten den Weg in ursprünglich trocken erscheinende Gebirgsbereiche gefunden hatte. Auch infolge des Wasserzuflusses aus den Schächten ergaben sich Schwierigkeiten. So betrug der Wasserzufluss aus dem Schacht Burgstallbach (Bild 3-24) bis zu 15 m³/h. Selbst eine intensive Injektionskampagne mit über 2800 m' Bohrungen zur Abdichtung des ausbruchsnahen Gebirgsbereiches des Schachtes föhrt lediglich zu einer Reduktion des Wasserzuflusses um 50%.

Im Westlos zeigte sich, dass die für "Trockenbereiche" vorgesehene 10 cm starke Spritzbetonschale angehoben wurde und in mehreren Tunnelabschnitten versagte (Bild 3-26a). In diesen

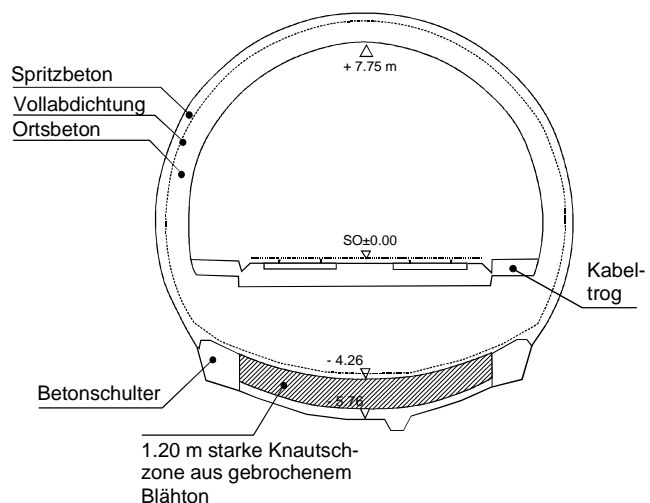


Bild 3-25 Freudensteintunnel: Normalprofil mit nachgiebiger Sohlstötzung für die Tunnelabschnitte im anhydritföhrenden Gipskeuper (Kovári et al., 1987)

"Nassbereichen" konnten innerhalb von wenigen Wochen Sohlhebungen von über 90 mm beobachtet werden. Im Januar 1989 stellte man fest, dass im Baulos West (Teillos 6a), in welchem auf einer Totallänge von 3'837 m der Einbau der Knautschzone nach Bild 3-25 vorgesehen war, mehr als 2'100 m Tunnellänge als "Nassbereiche" eingestuft werden mussten. Bild 3-24 zeigt einen derartigen Bereich in der Nähe des Westportals, zwei weitere in der Nähe der beiden Schächte, wo der Anhydrit- und Gipsspiegel sehr nahe an der Tunnelquerschnitt heranreicht. Aber auch in den restlichen drei als "Trockenbereiche" beurteilten Tunnelabschnitten wurden innerhalb von 8 Monaten Sohlhebungen von bis zu 34 mm gemessen.

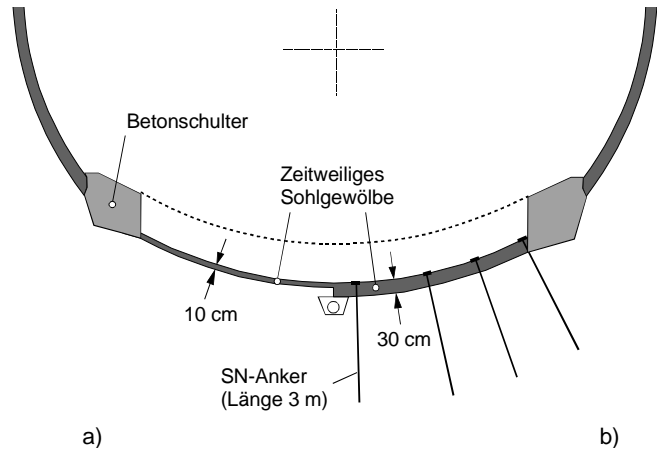


Bild 3-26 Freudensteintunnel: Zeitweilige Sohlansicherung
 a) Sohlansicherung für Trockenbereiche mit einem 10 cm starken Sohlgewölbe
 b) Ausführung für Nassbereiche mit einem 30 cm starken Sohlgewölbe und systematischer Sohlankerung

In der Folge wurde im ersten Nassbereich auf einer Länge von 580 m' ein 30 cm starkes Sohlgewölbe aus Ortsbeton eingebaut. In den beiden anderen Nassbereichen von insgesamt 1'530 m Länge wurde das 30 cm starke Ortsbeton-Sohlgewölbe zusätzlich mit acht 3 m langen SN-Ankern pro Tunnelmeter verstärkt (Bild 3-26b). Mit diesen Massnahmen, welche zu einer wesentlichen Umstellung des Bauablaufes führten, konnte die Knautschzone (Bild 3-27), das Sohlgewölbe und die Tunnelinnenschale problemlos eingebaut werden.



Bild 3-27 Freudensteintunnel: Lagenweiser Einbau des gebrochenen Blähtons in der 1,20 m starken Knautschzone (Photo aus Klonsdorf und Schaser, 1991)

Beobachtungen in der Nutzungsphase: Seit der Inbetriebnahme wird der Tunnel messtechnisch überwacht. Die Messeinrichtungen in den Hauptmessquerschnitten umfassen neben Spannungs- und Dehnungsmessgebern auch Extensometer-, Konvergenz- und Nivellementmessungen (Bild 3-28).

Nach erfolgtem Ringschluss der Innenschale konnten in den Hauptmessquerschnitten bisher die folgenden Verschiebungen gemessen werden:

- Der Punkte A des temporären Sohlgewölbes (Bild 3-28) unterhalb der Knautschzone hebt sich, je nach Messquerschnitt, in Bezug auf den 5 m tiefer gelegenen Extensometermesspunkt D jährlich um 0.5 bis 28.5 mm (Mittelwert aus 6 Messquerschnitten: $\Delta h = 7.2$ mm pro Jahr).
- In einer Tiefe zwischen 5 m (Punkt D) und 10 m (Punkt E) unterhalb des temporären Sohlgewölbes konnten bisher keine signifikanten Dehnungen festgestellt werden (< 0.5 mm/Jahr).
- Die Messung der Nivellementpunkte Ni_L und Ni_R ergab in drei Querschnitten Hebungen zwischen 1.3 und 2.9 mm pro Jahr.
- Die horizontale Konvergenz (Verlängerung) in diesen drei Querschnitten beträgt 0.2 bis 1.5 mm pro Jahr.
- Die jährlichen Verschiebungsraten weisen eine abnehmende Tendenz auf.

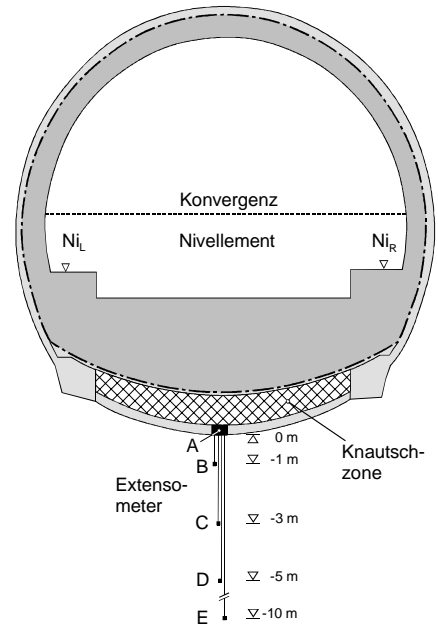


Bild 3-28 Freudensteintunnel: Messeinrichtungen im Haupttunnel zur Überwachung in der Nutzungsphase (Bericht DB, Karlsruhe, 1996)

Engelberg-Basistunnel (1995 – 1999)

Der zweiröhrige 2.5 km lange Engelberg-Basistunnel bei Stuttgart verfügt über je drei Fahrstreifen und eine Standspur. Die maximale Überdeckung beträgt rund 80 m. Die Tunnelröhren durchfahren überwiegend die geologischen Formationen des Gipskeupers, des Lettenkeupers sowie der Bunten Mergel (Bild 3-29). Als besonders problematisch wurde der unregelmässige Verlauf zwi-

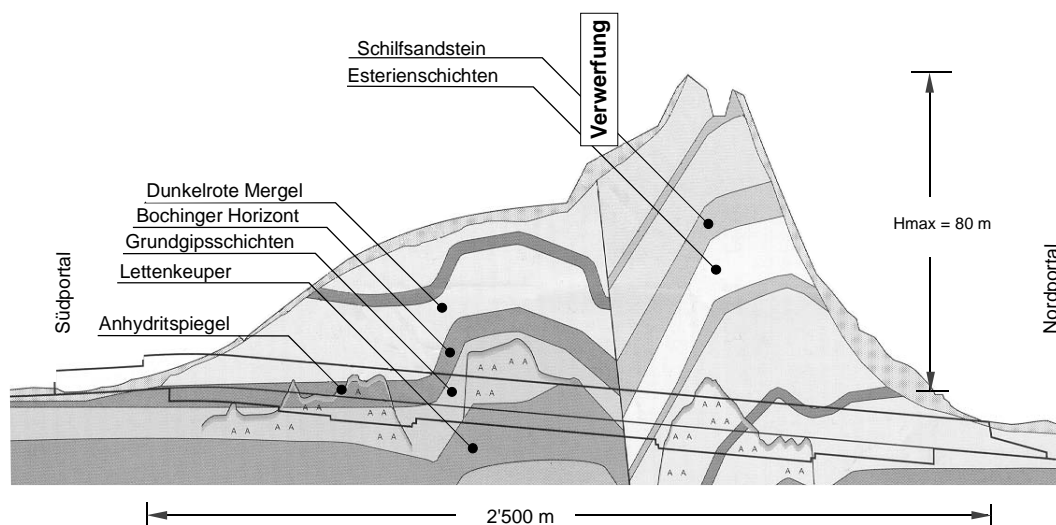


Bild 3-29 Engelberg-Basistunnel bei Stuttgart: geologischer Längsschnitt (aus Baustellenprospekt)

schen dem ausgelaugten, teilweise entfestigten und wasserführenden Gebirge und dem festen, trockenen anhydrit- und corrensitführenden Fels betrachtet. Im folgenden beschränken wir uns auf die Tunnelabschnitte im anhydritführenden Gebirge.

Mit dem Bau eines rund 1000 m langen Sondierstollens (Ausbruchquerschnitt $F_A=10$ bis 15m^2) sowie zweier je 50 m langen Probestrecken wurde bereits in den Jahren 1977/78 begonnen. Die Erfahrungen, welche seit dem Auffahren dieser Bauwerke gemacht wurden, sind anderswo ausführlich beschrieben worden (Kuhnenn und Lorscheider, 1979), Kuhnenn et al., 1979, Rock und Schömig, 1999).

Projekt für den Haupttunnel: Der nach dem Widerstandsprinzip entworfene Ausbau erforderte Ausbruchquerschnitte von 200 bis 265m^2 . Der in Bild 3-30a dargestellte Ausbruchquerschnitt von 265m^2 war für den Anhydritbereich vorgesehen, welcher sich in der Oströhre über etwa 450 m und in der Weströhre über ca. 440 m erstreckt (Rock und Schömig, 1999). Die Sohlstärke der bewehrten Innenschale aus Beton B 35 betrug 3.0 m, die Stärke der Firste 1.0 m und jene der Ulmen 2.0 m.

Beobachtungen während der Bauausführung: Im Jahre 1995 wurde mit dem Vortrieb der beiden Haupttunnel begonnen. Nach Kuhnenn (1997) sprachen alle geologischen und hydrogeologischen Hinweise über das anhydritführende Gebirge dafür, dass sich das gewählte "Widerstandsprinzip" in der vorgesehenen Form (Bild 3-30a) ohne vorzeitige Quellhebungen verwirklichen liesse.

In der Vortriebsphase wurden etwa 10 Wochen nach Sohlschluss horizontale Risse am Sohlrand festgestellt (Rock und Schömig, 1999). Diese waren eine Folge der Wasserzutritte zum Kernbereich des anhydritführenden Gebirges. Sie breiteten sich innerhalb von wenigen Wochen auf einer Länge von 230 m aus. Die Messpunkte am Sohlrand ergaben eine tägliche Hebungsrate von 1 bis

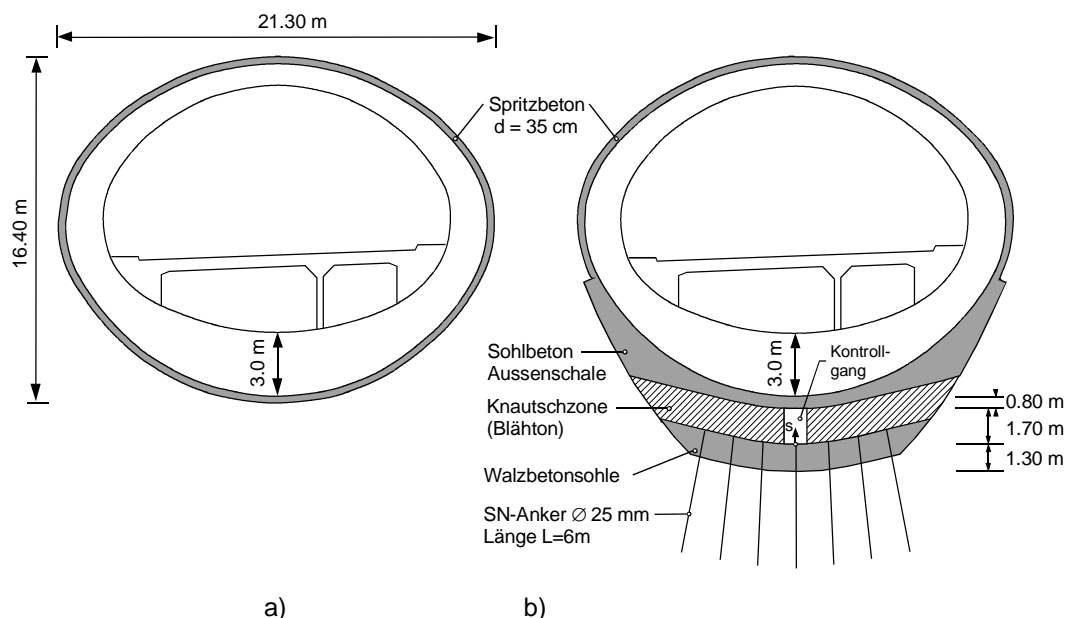


Bild 3-30 Engelberg-Basistunnel: Vom Widerstandsprinzip zum Ausweichprinzip:

- Das geplante Normalprofil mit einem Ausbruchquerschnitt von $F_A = 265\text{m}^2$ nach dem Widerstandsprinzip (Baustellenprospekt)
- Die ausgeführte Lösung mit einem Ausbruchquerschnitt von $F_A \cong 332\text{m}^2$ nach dem Ausweichprinzip. Einschaltung einer Knautschzone mit zeitweiliger Sohlsicherung (Kuhnenn, 1997)

2 mm. Anfänglich wurde versucht, die zeitliche Entwicklung der Sohlhebungen mit Hilfe einer Ankerung zu beeinflussen (Wallrauch, 1997). Die Hebungsgeschwindigkeit konnte zwar reduziert, aber ein Abscheren der Spritzbetonschale nicht verhindert werden (Bild 3-31). Nach 12 Monaten betrug die totale Sohlhebung bis zu 1.5 m. Die Firste war von der Hebung nicht betroffen.

Vom Widerstandsprinzip zum Ausweichprinzip: Die hohen Hebungsraten, welche über die gesamte Bauzeit anhielten, machten es erforderlich, in diesem Tunnelabschnitt das Ausbaukonzept neu zu überdenken. Es musste für den Bauzustand eine Lösung gefunden werden, bei der die Sohlsicherung bis zum Ringschluss der Innenschale nicht überbeansprucht wird bzw. keine nennenswerte Hebung erfährt. Dies konnte nur - wie im Falle des Freudentunnels - durch den Einbau einer zusammendrückbaren Schicht zwischen Gebirge und Sohlsicherung erreicht werden.



Bild 3-31 Engelberg-Basistunnel: Abscheren der Aussenschale im Ulmbereich durch Quelldruck auf die Spritzbetonschale. Anheben der Tunnelsohle vor dem Einbau der Innenschale (Rock und Schömig, 1999).

Die Bemessung der neuen Sohlsicherung und der Knautschzone basierte auf dem Konzept, dass die Hebung ihrer Unterseite um das in 100 Tagen zu erwartende Mass zu einer Stauchung der Knautschzone von maximal 15% und zu einer Belastung der Aussenschale von maximal 0.3 MPa führen würde. Gemäss Kuhnhehn (1997) wurde zuerst das gequollene Gebirge gemäss Bild 3-30b unterhalb der planmässigen Sohlsicherung 3.5 Meter tief ausgeräumt. Auf der Aushubsohle baute man eine 1.30 m dicke Walzbetonsohle ein und versah diese mit einer Sohlankerung, welche aus SN-Ankern bestand (Länge 6 m, Raster 1.5 x 1.5 m). Darauf wurde die aus gebrochenem Blähton bestehende Knautschzone von 1.70 m Höhe geschüttet. Über eine Vliesschicht getrennt wurde eine 80 cm starke bewehrte Aussenschale (Bewehrungsgehalt 130 kg/m^3) eingebaut und kraftschlüssig mit der bestehenden Ulmensicherung verbunden. In einem in Sohlmitte angeordneten Kontrollgang (Bild 3-30b) konnten die Sohlhebungen während dem Einbau der Innenschale über einen Zeitraum von 5 Monaten gemessen werden. Nach Rock und Schömig (1999) wurde die verankerte Walzbetonsohle in dieser Zeit um bis zu 180 mm angehoben.

Für die Ausführungslösung gemäss Bild 3-30b wurde gegenüber der geplanten Lösung nach Bild 3-30a eine Bewehrungsreduktion der Innenschale beschlossen, da man aufgrund der eingebauten Knautschzone einen geringeren Sohlldruck von 1 MPa auf die Innenschale erwartet. Mit den zuvor erwähnten Massnahmen konnte die Innenschale beider Tunnelröhren bis zu deren Ringschluss ohne beeinträchtigende Sohlhebungen eingebaut werden.

3.1.2 Auswertung der Erkenntnisse aus der Bauerfahrung

Die im tonhaltigen, nicht anhydritführenden Fels gemachten Erkenntnisse aus der Bauerfahrung (siehe Kapitel 2.1.2) sind grundsätzlich auch auf anhydritführende Festgesteine übertragbar. Zusätzlich ergeben sich die folgenden empirischen Tatbestände:

- Im anhydritführenden Fels sind bei feiner Anhydritverteilung intensivere Quellvorgänge zu erwarten als dies bei anhydritfreien Gesteinen der Fall ist. Wird der Quellvorgang nicht behindert, so können sich Sohlhebungen im Meterbereich ergeben.
- Wegen dem im anhydritführenden Fels vorhandenen aggressiven Bergwasser ist ein zweiseitiger Ausbau vorteilhaft
- Erfahrungen mit dem Einbau einer Knautschzone im Sohlbereich zeigen, dass diese den auf den Ausbau wirkenden Quelldruck mittelfristig wesentlich zu reduzieren vermag. Erfahrungen über die volle Nutzungsdauer eines Bauwerkes liegen aber bisher nicht vor.
- Der Zeitbedarf für den Einbau der Innenschale erfordert eine ausreichende Tragfähigkeit der Aussenschale.

3.2 Geologische und mineralogische Grundlagen

Das Quellpotential von anhydrithaltigen Tongesteinen setzt sich aus dem Quellpotential des Tones und demjenigen des Anhydrits zusammen. Letzteres hängt im Wesentlichen vom Anhydritgehalt sowie vom Verteilungsmuster des Anhydrits im Gestein ab. Dies zeigt, dass die geologischen, hydrogeologischen und mineralogischen Verhältnisse beim Quellvorgang in anhydrithaltigen Gesteinen eine besonders wichtige Rolle spielen. Aus diesem Grund sei im Folgenden auf die Entstehung und das Vorkommen sulfatführender Gesteine, aber auch auf deren mineralogische Zusammensetzung näher eingegangen. Als Informationsquelle dienen insbesondere die bei der Erstellung von Untertagbauten in Baden-Württemberg und der Nordwestschweiz vorgefundenen geologischen und mineralogischen Aufschlüsse. Die Grundlage für dieses Kapitel bilden u.a. die Beiträge von Berner (1991), Einfalt (1979), Hauber (1996), Jordan (1994), Krause (1976), Labhart (1987, 1988), Lippmann und Schüle (1975), Rick (1991) und Widmer (1991).

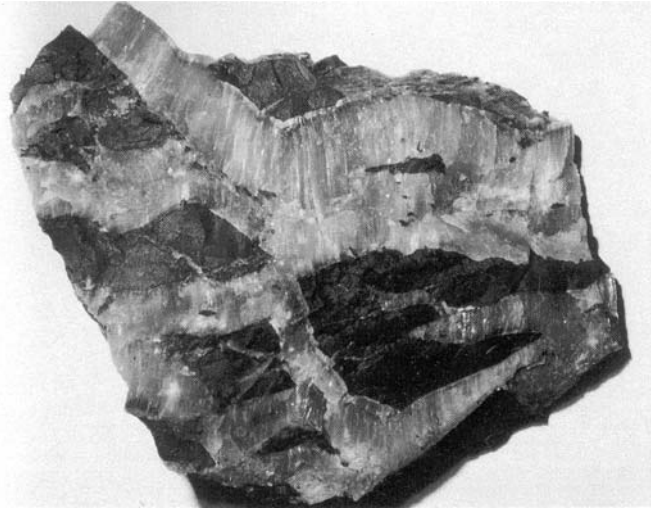


Bild 3-32 Anhydritadern im Tonstein des Mittleren Gipshorizontes, etwa halbe Originalgrösse (Berner, 1991)

3.2.1 Arten und Vorkommen von sulfatführenden Gesteinen

Die Bezeichnung "Anhydrit" ist vom griechischen "anhydros" abgeleitet, was "wasserfrei" bedeutet. Das Mineral Anhydrit besteht aus Calciumsulfat (CaSO_4), wobei tafelförmige, prismatische und hexaderähnliche Kristallformen verbreitet sind (Bild 3-32). Bei der Entstehung von Anhydrit sind zwei Wege zu unterscheiden. Anhydrit kann einerseits sedimentär unter evaporitischen Bedingungen als Eindampfungssediment infolge Verdunstung in abgeschnürten Meeresbecken oder in Salzseen entstehen. Andererseits kann Anhydrit durch Erwärmung oder infolge Druckeinwirkung (diagenetisch) unter Wasserabgabe aus Gips entstehen.



Bild 3-33 Aufnahme mit dem Rasterelektronenmikroskop: Aus rotem Anhydrit entstandener Gips mit teilweise idiomorphen Kristallflächen, Vergrösserung etwa 40 fach (Berner, 1991)

Die Bezeichnung "Gips" ist aus dem griechischen "gypsos" abgeleitet. Gips ist ein monoklin-prismatisch kristallisierendes Mineral der Zusammensetzung $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (Bild 3-33). Rund 70 verschiedene Kristallformen sind bekannt,

am weitesten verbreitet sind Tafel-, Prismen-, Nadel- und Linsenformen. Gips entsteht entweder direkt aus wässrigen Lösungen oder über eine Lösungsphase aus Anhydrit.

Weltweit sind gips- und anhydritführende Gesteine in jenen Sedimenträumen verbreitet, welche den geologischen Zeiteinheiten des Perm, der Trias (Buntsandstein, Muschelkalk und Keuper) und des Tertiärs (Eozän, Oligozän, Miozän) zuzuordnen sind. In Mitteleuropa entstanden Anhydrit und Gips vorwiegend durch Ablagerungen in der triasischen Zeit (Mesozoikum). Bild 3-34 zeigt die beiden wichtigsten sulfatführenden Schichtfolgen der Nordwestschweiz bzw. des Süddeutschen Raumes, nämlich die "Anhydritgruppe" und den "Gipskeuper". Die Anhydritgruppe des mittleren Muschelkalkes wird als unteres Evaporit-Stockwerk bezeichnet, der Gipskeuper des mittleren Keupers als oberes Evaporit-Stockwerk.

TRIAS	Keuper	oberer	Rhät Mergelkeuper
		mittlerer	Gipskeuper (oberes Evaporit-Stockwerk)
		unterer	Lettenkohle / Lettenkeuper
	Muschelkalk	oberer	Trigonodusdolomit Hauptmuschelkalk
		mittlerer	Anhydritgruppe (unteres Evaporit-Stockwerk)
		unterer	Wellengebirge
	Bst.	oberer	Buntsandstein
		unterer	

Bild 3-34 Schichtfolge der Trias bestehend aus den beiden sulfatführenden Evaporit-Stockwerken, der sog. Anhydritgruppe und des Gipskeupers (Jordan, 1994)

3.2.2 Entstehung von sulfatführenden Gesteinen

In Bild 3-35 sind die wichtigsten Phasen der in geologischen Zeiträumen und in der Bau- und Betriebszeit eines Untertagebauwerkes stattfindenden Umwandlungs- und Transportvorgänge vereinfacht dargestellt.

In den geologischen Zeiteinheiten des mittleren Keupers und des mittleren Muschelkalkes entstanden in Lagunenlandschaften unter ariden Klimabedingungen Gesteine in Form von Eindampfungsprodukten (Evaporiten), so z.B. Steinsalz oder Gips. Nach Berner (1991) besagt die noch immer wahrscheinlichste Deutung der Gips-/Anhydritvorkommen in den Gipskeuperschichtfolgen Südwestdeutschlands, dass hier die primäre Sulfatmodifikation im wesentlichen aus Gips bestand, der bei der Verdunstung von Wasser in abgeschlossenen, salzhaltigen Meeresbecken vor rund 210 Mio. Jahren entstanden ist. Gips wurde auch gemischt mit Tonen sedimentiert, wobei die tonigen Bestandteile durch Wind von den umgebenden Lagunen eingetragen wurden. So entstanden feinschichtige Wechsellagerungen aus Gips und Ton. Anhydrit bildete sich erst später im Zuge der diagenetischen Verfestigung der weichen Sedimente zu Fels. Diese feinschichtigen Ton-Anhydrit-Wechsellagerungen verursachen im Untertagebau die grössten Probleme.

Tektonische Ereignisse, aber auch erosionsbedingte Entlastungen führten im Fels zu Brüchen, Schichtfugen und Klüften und damit zu einer Vergrößerung der Wasserwegsamkeit. Dadurch gelangten die Evaporite in den Einflussbereich von meteorischen Wässern und Gebirgswasser. Steinsalze konnten wieder gelöst werden, aber auch Anhydrit ist unter diesen Bedingungen instabil. Er kann gelöst werden und beispielsweise zu fibrösem Gips, sogenanntem Fasergips hydratisieren. Das Auftreten von Fasergips in Evaporitserien ist ein weitverbreitetes Phänomen. Fasergips erscheint typischerweise in Klüften von bis zu mehreren Centimeter Dicke (Widmer, 1991). In gelöster Form kann Anhydrit oder Gips aber auch abtransportiert werden, was mit einer Auslaugung des Festgesteins verbunden ist.

Während der Bau- und Betriebszeit von Untertagbauten ergeben sich weitere Möglichkeiten zur Lösung von Anhydrit und Ausfällung von Gips bzw. zum Abtransport von Sulfaten in gelöster Form. Wie Beobachtungen zeigen, erfolgen diese Prozesse bzw. der Abtransport vorwiegend im Sohlbereich des Bauwerkes.

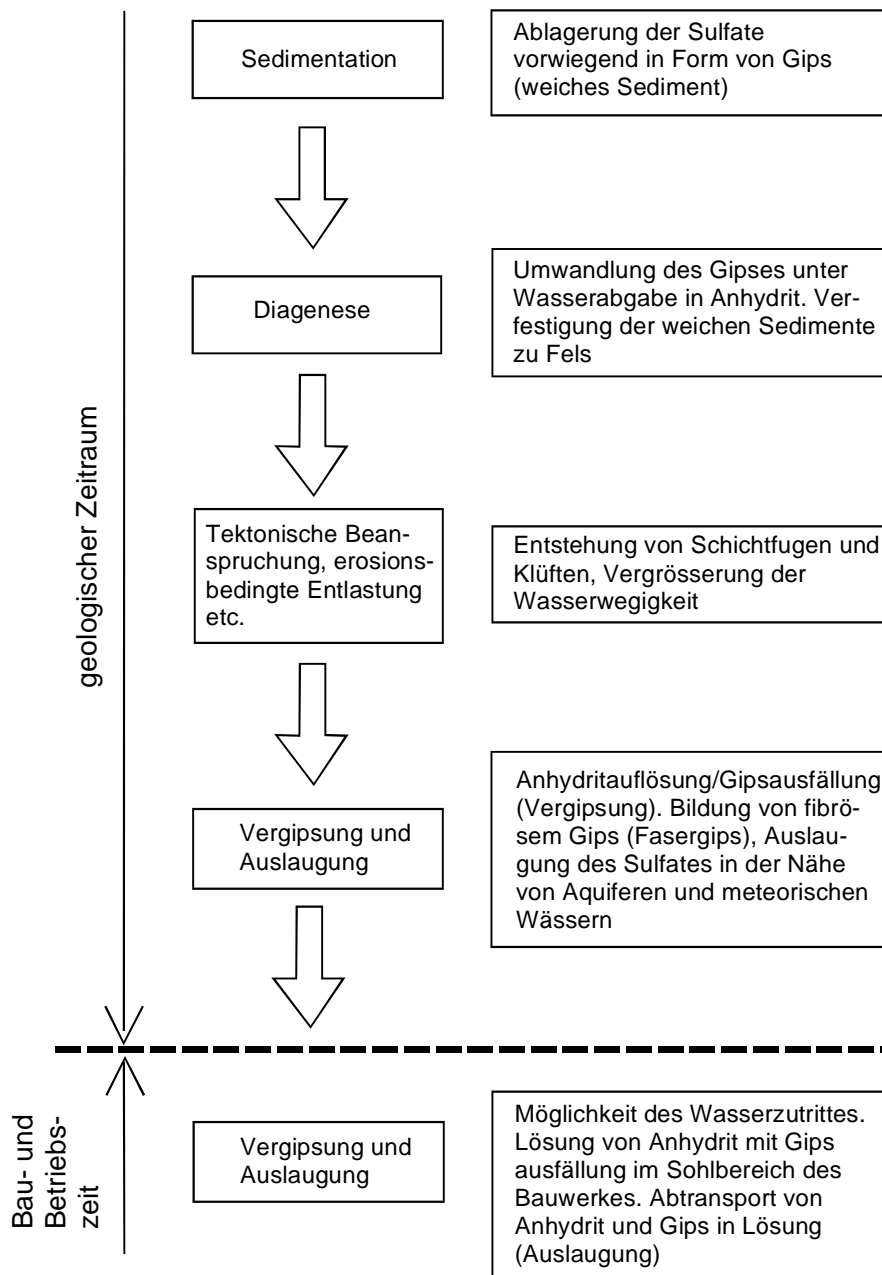


Bild 3-35 Umwandlungs- und Transportvorgänge im sulfatführenden Gebirge in geologischen Zeiträumen sowie in der Bau- und Betriebszeit von Untertagbauten

3.2.3 Aufbau der anhydritführenden Gipskeuperformation in Baden-Württemberg

In Baden-Württemberg besteht die etwa 250 bis 300 m mächtige Keuperformation aus einer Wechselfolge von Tonsteinen, fein bis grobkörnigen Sandsteinen sowie Kalk- und Dolomitbänken (Bild 3-36). Der anhydritführende Gipskeuper erreicht nach Krause und Wurm (1975) eine durchschnittliche Mächtigkeit von 90 bis 100 m. Für den Tunnelbau ist diese geologische Stufe von besonderer Bedeutung, da in ihr die Mehrzahl der ausgeführten Keupertunnel liegt.

Der Gipskeuper besteht im unverwitterten Zustand, d.h. im Zustand ohne Veränderung der physikalischen, chemischen und mechanischen Eigenschaften des Gesteins durch Wasser und atmosphärische Einflüsse, aus Tonsteinen mit einem Gips- bzw. Anhydritgehalt zwischen 5 und 20 %. Das sulfathaltige Gestein tritt in der Regel in Bänken von maximal einigen Dezimetern auf, häufig ist ein feinschichtiger Wechsel von Ton- und Sulfatgestein zu beobachten. Mehrere Meter mächtige Bänke aus reinem Sulfatgestein kommen nur in den Grundgips-schichten (12 m bis 14 m Gips) und stellenweise in den Unteren Bunten Mergeln nahe der Grenze zum Schilfsandstein vor (Krause und Wurm, 1975).

Der Gipskeuper Baden-Württembergs kann gemäss Bild 3-37 in verschiedene Zonen unterteilt werden. Dieser Gebirgsaufbau ist eine Folge des seit dem Quartär andauernden Einfluss des Grundwassers auf die sulfatführenden Schichtfolgen. Dabei wurde Anhydrit von oben nach unten fortschreitend gelöst, anfänglich durch Gips ersetzt und später ausgelaugt. Der Gipskeuper Baden-Württembergs kann daher wie folgt charakterisiert werden:

- **Ausgelaugte Gipskeuperzone:** Als solche bezeichnet man jenen Gebirgsbereich, bei dem die leichtlöslichen Gesteinsbestandteile wie z. B. Sulfate nahezu vollständig aus dem Gesteinsverband gelöst und abtransportiert worden sind. Das Gebirge besteht in dieser Zone aus stark verwitterten Mergeln und Tonsteinen, wobei die letzteren in eine Vielzahl von Einzelkörpern zerlegt sein können. Der Abtransport der leichtlöslichen Gesteinsbestandteile führte zur Bildung von Hohlräumen oder gar Dolinen. Die ausgelaugte Gipskeuperzone ist daher stark wasserdurchlässig und in der Regel wasserführend.
- **Gipsspiegel:** Als Gipsspiegel wird die Grenze zwischen dem ausgelaugten und dem gipsführenden Gebirge bezeichnet. Der Gipsspiegel stellt die derzeitige Auslaugungsfront dar, entlang der mit hohen Wasserzuflüssen gerechnet werden muss. Der Gipsspiegel kann in sulfatreichen Schichtfolgen scharf ausgebildet sein.
- **Übergangszone:** Sie liegt zwischen dem Gips- und Anhydritspiegel und somit unterhalb der aktiven Auslaugungsfront. Sie bildet den Übergang vom gipsführenden zum nahezu rein anhydrithaltigen Gebirge. Wegen der kleinen Durchlässigkeit des Gebirges wird nur eine geringe Wasserführung beobachtet.

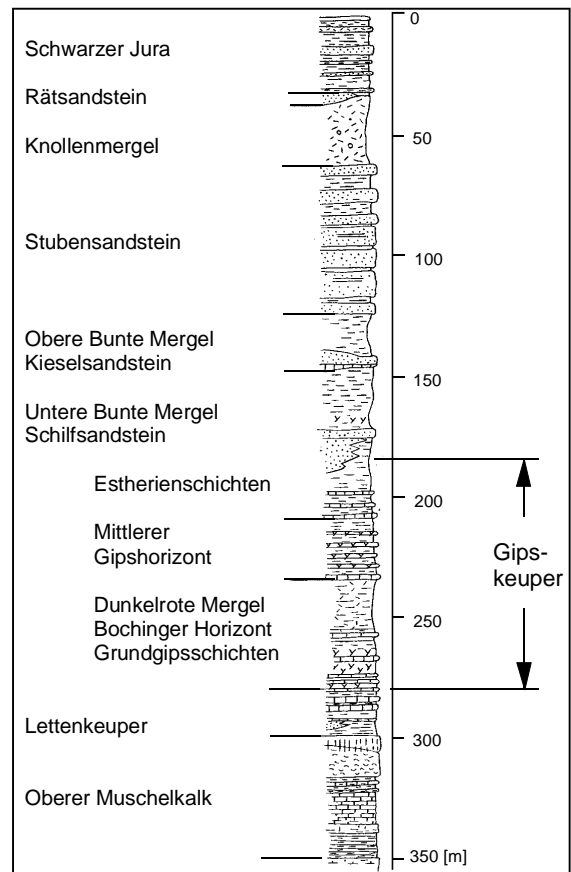


Bild 3-36 Schichtfolge des Keupers in Baden-Württemberg (Krause, 1976)

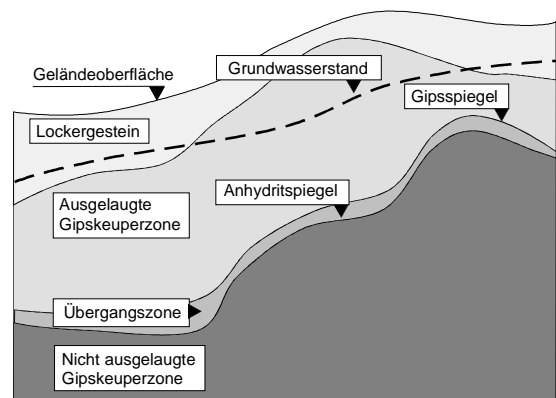


Bild 3-37 Gebirgsmodell des Gipskeupers in Baden-Württemberg mit der ausgelaugten und der nicht ausgelaugten Gipskeuperzone sowie der durch den Gips- und den Anhydritspiegel begrenzten Übergangszone

- Anhydritspiegel: In unterschiedlichem, häufig nur in geringem Abstand von wenigen Metern unterhalb des Gipsspiegels folgt der sogenannte Anhydritspiegel als Grenze zum nicht ausgelagten Gipskeuper.
- Nicht ausgelagte Gipskeuperzone: Als solche bezeichnet man jenen Gebirgsbereich, bei dem die leichtlöslichen Gesteinsbestandteile, insbesondere die Sulfate, nicht aus dem Gesteinsverband gelöst und abtransportiert wurden. Abgesehen von einzelnen mit Fasergips verschlossenen Schichtfugen und Klüften liegt hier das Sulfatgestein ausschliesslich als Anhydrit vor. Diese Zone ist nahezu undurchlässig und nicht wasserführend.

Tektonik: Das anhydritführende Gebirge in Baden-Württemberg liegt oft als flache Schichtlagerung vor. Die tektonische Beanspruchung des Gebirges führte zur Bildung von Schichtversätzen, Klüften und Harnischen. Als Beispiel dafür kann die Geologie des Freudensteintunnels betrachtet werden. Die Trennflächen bestehen hier im Wesentlichen aus der für geschichtete Sedimentgesteine typischen orthogonalen Grundklüftung; es sind dies zwei Kluftsysteme, die annähernd senkrecht sowohl auf der Schichtung als auch zueinander stehen. Die Bedeutung dieser tektonischen Gebirgsbeanspruchung liegt hauptsächlich in einer deutlichen Erhöhung der Wasserwegigkeit, was die Gipsbildung und damit die allmähliche Tieferlegung des Anhydritspiegels über längere Zeiträume ebenso begünstigt wie die Auslaugung von Gips. So ist es im Freudensteintunnel in den Streckenabschnitten mit besonders engständig konzentrierten Kluftscharen stellenweise zu schlotartigen Auslaugungserscheinungen bis tief unter den eigentlichen Gipsspiegel gekommen (Berner, 1991). Im Bereich des Anhydritspiegels und darunter sind alte tektonische Bruchstrukturen mit Anhydrit gefüllt oder mit Fasergips verheilt (Bild 3-38).

Tektonisch stärker beanspruchte Zonen liegen im anhydritführenden Gebirge Baden-Württembergs in Form von Schichtstufen, Störzonen und einzelnen Verwerfungen vor. Ein Bei-



Bild 3-38 Untere Bunte Estheriensichten: Stark zerlegter, mit Fasergips verheilter Tonstein mit Anhydritadern in der Nähe des Anhydritspiegels (Berner, 1991)

spiel dafür ist die Verwerfung beim Engelberg-Basistunnel (Bild 3-29). Hier wird die flach einfallende Schichtung etwa in Tunnelmitte durch die Engelbergverwerfung unterbrochen. Die Sprunghöhe der Verwerfung beträgt etwa 80 m.

Quellpotential: Die Gipskeuperformation in Baden-Württemberg verfügt über ein schichtweise sehr unterschiedliches Quellpotential. Beim Freudensteintunnel zeigte sich beispielsweise, dass innerhalb der einzelnen, sehr flach liegenden Schichtglieder die Gewichtsanteile von Sulfat bzw. Anhydrit sehr stark variierten. Auch die Verteilungsmuster des Anhydrits waren sehr vielfältig. Eine grobe Beurteilung des Quellpotentials der einzelnen Schichten wurde aufgrund einer detaillierten Aufnahme bzw. Beschreibung des Sulfat- bzw. Anhydritanteils und der Art der Anhydritverteilung in den einzelnen Schichtlagen vorgenommen.

3.2.4 Aufbau der Evaporitabfolgen des schweizerischen Juragebirges

In den Bildern 3-39 und 3-40 sind die Schichtabfolgen der beiden in der Nordwestschweiz anzutreffenden Evaporitstockwerke dargestellt. Die angegebenen Mächtigkeiten gelten für den Ostjura. In der linken Bildhälfte sind die wichtigsten faltungsbedingten Scherzonen eingetragen. Diese befinden sich primär in den sulfatdominierten Schichten der Anhydritgruppe und in den beiden Sulfatschichten des Gipskeupers.

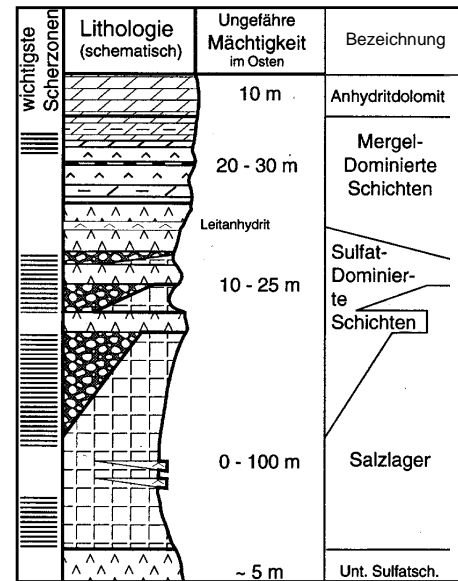


Bild 3-39 Lithologie der "Anhydritgruppe", unteres Evaporit-Stockwerk (Jordan, 1994)

Anhydritgruppe

Diese weist eine grosse Vielfalt an Anhydritverteilungsmustern auf. Sie reichen von feinlaminiertem Anhydrit über feinbankige Wechsellagerungen von Anhydrit und Mergel bis zu massiven Anhydritlagen.

Gipskeuper

Der lithologische Aufbau der Gipskeuperabfolge ist in Bild 3-40 dargestellt. Im Ostjura ist der Gipskeuper etwa 70 bis 120 m mächtig und überwiegend mergelig. Gegen Südwesten nimmt die Mächtigkeit bis gegen 400 m zu, der Mergelanteil nimmt aber deutlich ab (Jordan, 1994).

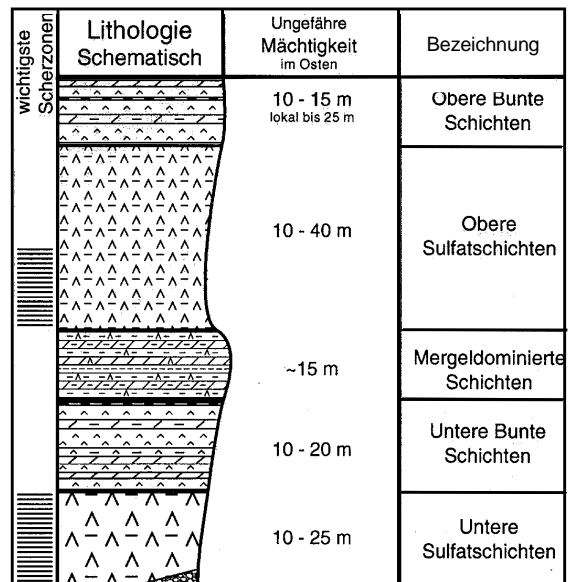


Bild 3-40 Lithologie des Gipskeupers (obere Evaporit-Abfolge) im Ostjura (nach Jordan, 1994)

Auch die Schichtabfolge des Gipskeupers weist eine grosse Vielfalt an Anhydritverteilungsmustern auf, so z.B. Anhydrit-Ton-Wechsellagerungen welche im Millimeter- bis Centimeterbereich geschichtet sind.

Tektonik: Aufgrund der Entstehungsgeschichte des Juragebirges wird zwischen dem "Tafeljura" und dem "Faltenjura" unterschieden. Der "Tafeljura", der auf dem Gebiet der Kantone Baselland und Aargau nördlich an den Faltenjura anschliesst, besteht aus ungefalteten mesozoischen Schichten, welche durch NNE-SSW-gerichtete Brüche mit ihrem kristallinen Untergrund in ein Mosaik von Schollen zerlegt worden sind. Der "Faltenjura" entstand, indem das mesozoisch-tertiäre Schichtpaket auf den Anhydrit- und Salzgesteinen der Trias abgeschert und aufgewellt worden ist. Der Betrag des Zusammenschubs variiert zwischen 2 und 20 km. Die untere Trias und das Grundgebirge sind nicht verfaltet worden (Labhart, 1987). Die Trias-Evaporite stellten dabei den basalen Abscherhorizont der spätmiozän-pleozänen Jurafaltung dar. Der Haupt-Abscherhorizont wurde östlich einer Linie Fribourg-Bielersee von der Anhydritgruppe, westlich davon vom Gipskeuper gebildet (Jordan, 1994). Die Evaporitstockwerke in der Nordwestschweiz waren somit starken tektonischen Einflüssen ausgesetzt.

3.2.5 Geologische Aufschlüsse der "Evaporitabfolgen" des schweizerischen Juragebirges

"Anhydritgruppe": Das untere Evaporitstockwerk wurde zwar von mehreren Kernbohrungen wie denjenigen in Beznau, Wisen und Riniken erreicht, aber nur von wenigen Untertagbauten wie dem Oberer Hauensteintunnel, dem Hauenstein-Basistunnel, dem Bözberg-Bahntunnel oder dem Bergwerk Felsenau aufgeschlossen.

Beim Vortrieb des *Hauenstein-Basistunnels* wurden neben zwei Gipskeuperstrecken auch zwei Abschnitte der Anhydritgruppe aufgeföhren (Bild 3-42). Beim ersten bei km 2.156 ab Südportal war die Anhydritgruppe auf 7 m Ausdehnung zusammengedrängt. In diesem Abschnitt fanden sich nach Wiesmann (1917) weit klaffende und ziemlich hoch hinaufreichende, ausgewaschene Gipsschlote, die an der Tunnelsohle mit Schienen überbrückt werden mussten. Der zweite, rund 190 m lange Abschnitt der Anhydritgruppe bestand aus schiefrigen Mergeln und dolomitischen Gesteinen mit Anhydrit und Gips in Knollen und Adern. Auch massiger Anhydrit wurde aufgeföhren, welcher aber nach Wiesmann's Beschreibung gegen Wasser wenig empfindlich war.

"Gipskeuper" im Tafeljura: Der nördlich an den Faltenjura anschliessende Tafeljura gehört zur Sedimenthülle des Schwarzwaldes und besteht aus ungefalteten mesozoischen Schichten von Trias und Jura. Nach Hauber (1996) weist der Tafeljura in seiner N-W-Ecke einige Besonderheiten auf. Wohl weisen die Gesteinsschichten eine meist flache, nur leicht südwärts abtauchende Lagerung auf, doch zergliedern zahlreiche Verwerfungen dieses Gebiet in Schollen und Gräben (Schollentektonik). Die Entstehung dieser Bruchstrukturen steht im Zusammenhang mit dem Einsinken des Rheingrabens zwischen Schwarzwald und Vogesen, ist also tertiären Alters. Diese Tektonik hat zu einer verstärkten Zerklüftung und damit zu einer Erhöhung der Wasserwegsamkeit geföhrt (Hauber, 1996).

Mit dem Bau des zwischen Liestal und Basel gelegenen *Adlertunnels* erhielt man einen geologischen Aufschluss der Gipskeuperformation im Tafeljura. Der in Bild 3-41 dargestellte Ausschnitt aus dem geologischen Längenprofil des Adlertunnels zeigt ein vereinfachtes Gebirgsmodell mit den charakte-

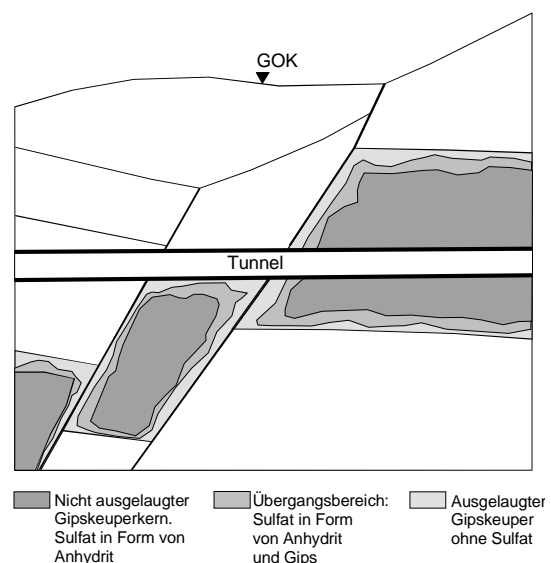


Bild 3-41 Gebirgsmodell mit den Anhydritvorkommen in den Gipskeuperschollen am Beispiel des Adlertunnels

ristischen, durch Brüche versetzten und ostwärts gekippten Gipskeuperschollen. Im inneren dieser Schollen erwartete man nicht ausgelaugte Gesteine mit Sulfat in Form von Anhydrit (Hauber, 1996), welches in den Mergeln in Form von Lagen, Linsen und Knollen vorkommt, aber auch feinverteilt eingelagert sein kann. In oberflächennahen Bereichen entlang von Bruchzonen, Verwerfungen sowie im Übergangsbereich zum porösen und deshalb auch wasserhaltigen Schilfsandstein oder Gansinger Dolomit hat die Anhydrit-Gipsumwandlung bereits stattgefunden. Entlang von Bruchzonen an den Schollengrenzen geht man davon aus, dass die Sulfate durch zirkulierendes Wasser weggelöst und abtransportiert worden sind.

Im Tafeljura der Nordwestschweiz kann, im Gegensatz zu der in Baden-Württemberg anstehenden Gipskeuperformation, nicht von einem Anhydrit- oder Gipsspiegel gesprochen werden. Der anhydritführende Gipskeuperkern wird gemäss Bild 3-41 nämlich von einem wenige Meter starken Übergangsbereich umschlossen, in dem sowohl Anhydrit als auch Gips vorkommt. Ausserhalb dieser Übergangszone steht der ausgelaugte Gipskeuper an.

"Gipskeuper" im Faltenjura:

Im Faltenjura der Nordwestschweiz wurde der Gipskeuper u.a. von folgenden Tunneln durchörtert:

- Oberer Hauensteintunnel
- Hauenstein-Basistunnel (Bild 3-42)
- Bözberg-Bahntunnel
- Belchentunnel.

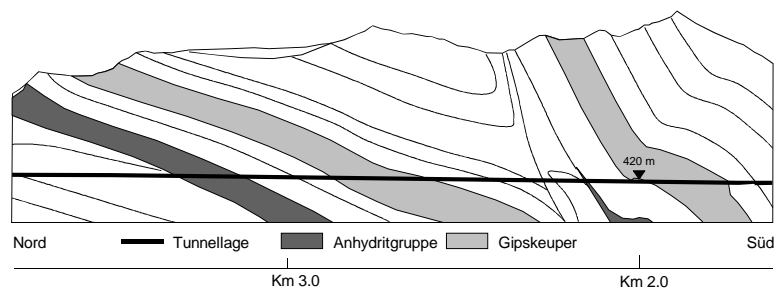


Bild 3-42 Modell der anhydritführenden Gebirgsbereiche im Faltenjura der Nordwestschweiz am Beispiel des Hauenstein-Basistunnels (Ausschnitt, nach Wiesmann, 1917)

Beim Bau des 3.8 km langen *Belchentunnels* der Nationalstrasse N2 wurde die Gipskeuperformation auf rund 44 % der Tunnellänge aufgeföhren (siehe Kapitel 3.1.1). Mit diesem Vortrieb erhielt man den längsten geologischen Aufschluss des Gipskeupers im Faltenjura. Nach Jordan (1994) gilt es als erwiesen, dass spätestens zu Beginn der Jura-Faltung der gesamte sedimentär gebildete Gips zu Anhydrit umgewandelt war. Im Zuge dieser Aufschiebung und Faltung konnte jedoch Anhydrit teilweise in Gips umgewandelt werden, da er im Bereich von Aufschiebungen und Faltungen in Konakt mit Wasser kam. Dies deutet darauf hin, dass Vergipsungen in tektonisch beanspruchten Gesteinen in grösser Tiefe zu erwarten sind (Jordan, 1994). Im Belchentunnel wurde Gips bis in eine Tiefe von maximal 180 m vorgeföhren.

Beim Aufföhren des Belchentunnels zeigte sich der Gipskeuper in der Regel als standfester trockener Fels. Er bestand im Wesentlichen aus einer Wechsellagerung von Tonen, Mergeln, Ton-schiefern, Anhydrit und Gips. Die geologischen Verhältnisse erwiesen sich als äusserst komplex. Dies zeigt der in Bild 3-43 dargestellte Ausschnitt aus den geologischen Aufnahmen der beiden Paramentstollen der Oströhre und aus der Prognose für den Haupttunnel.

Gemäss Geologe waren die Erscheinungsformen des Anhydrits auch im Belchentunnel sehr vielfältig. Er beschrieb die Verteilungsmuster des Anhydrits beispielsweise wie folgt:

- massige Anhydritbänke
- überfaustgrosse Anhydritknollen und Anhydriteinschlüsse
- Anhydritknollen in Schiefertönen
- Anhydrit als breccienartige Stücke
- verfaltete und gequetschte Anhydritbänder und Anhydritlagen

- Anhydritschlieren
- Klüfte mit grobkristallinischem, rekristallisiertem Anhydrit gefüllt
- Wechsellagerung von Anhydrit mit feinen Tonzwischenlagen oder
- im Ton sehr fein verteilter Anhydrit.

Nicht weniger vielfältig waren die Erscheinungsformen des Gipses, so z.B.:

- reich an Fasergipsadern
- ornamentartige Fasergipsbildungen
- Gipsschnüre und Adern
- schwartenmagenähnliche Gipsadern oder
- gefaltete Gipslagen (Schmassmann, 1964).

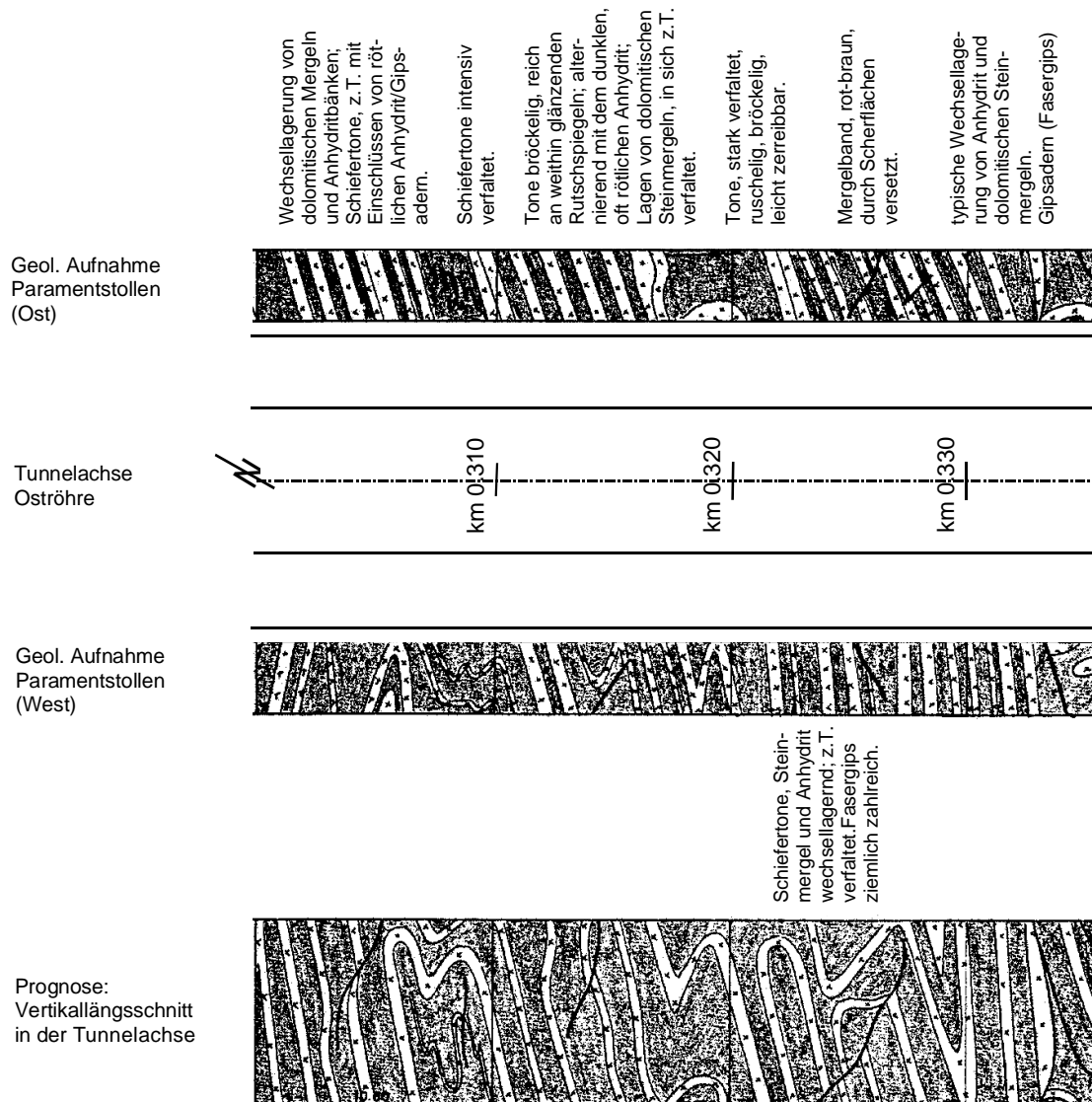


Bild 3-43 Belchentunnel, Tunnelröhre Ost: Ausschnitt aus der geologischen Aufnahme der Paramentstollen im Abschnitt des Gipskeupers zwischen Tm 300 bis 350 ab Nordportal mit der geologischen Prognose für den Haupttunnel (Schmassmann, 1964)

Diese Aufnahmen und Beschreibungen aus dem Belchentunnel zeigen, dass Gips und Anhydrit auf Tunnelniveau nicht räumlich getrennt vorgefunden wurden. Ein Gips- oder Anhydritspiegel ist hier nicht ausgebildet. Im Bereich von wasserführenden Schichten konnte Anhydrit gelöst und, ohne grosse Transportwege, in Klüften und Fugen unmittelbar neben anhydritführenden Gesteinen als Gips ausgefällt werden. Beim Belchentunnel zeigte sich deutlich, dass insbesondere die Kontaktzonen zu wasserführenden Schichten vergipst waren.

3.2.6 Mineralogische Zusammensetzung von anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen

Über den genaueren mineralogischen Aufbau von anhydritführenden Gesteinen (im quantitativen Sinne) sind in der Literatur nur wenige Angaben zu finden.

Mineralgehalt: Die Untersuchung der mineralogischen Zusammensetzung der Gesteine aus der *Kernbohrung Beznau* ist in einem Bericht der Nagra (1984) zu finden. Die 322 m tiefe, vollständig gekernt erstellte Bohrung durchstieß die nahezu horizontale Schichtreihe des Tafeljura vom mittleren Opalinuston bis in die oberen Sulfatschichten der Anhydritgruppe. Die im Rahmen der Bohrkernaufnahme vorgenommene Gesteinsbeschreibung ergab verschiedenartige Verteilungsmuster von Anhydrit und Gips. Diese reichten von massigen Anhydritbänken über knollige Anhydrite bis zu feinlaminierten Ton-Anhydrit-Wechselagerungen. Anschliessend wurde der Gehalt an Karbonat- und Evaporitmineralen an Einzelproben ermittelt. Es ergab sich eine starke Variation des Anhydrit- und Gipsgehaltes entlang der Bohrung. Im Gipskeuper dominierte bei den Karbonaten Dolomit sehr stark über Calcit. Der Quarzanteil war mit 1 bis 11 % im allgemeinen sehr gering. Der Gehalt an Ton variierte im Gipskeuper sehr stark (zwischen 10 und 74 %), in der Anhydritgruppe lag er bei rund 42 %. Die im Bericht der Nagra (1984) erwähnten Angaben über den Mineralgehalt von Evaporitgesteinen sind daher nur wenig aussagekräftig.

Tonminerale: Charakteristisch für die Tonfraktion der Gesteine der beiden Evaporitstockwerke ist das Vorkommen des sog. Mixed-Layer Tonminerals Corrensit, welches aus einer regelmässigen Wechselagerung von Chlorit und Smectit besteht und auch innerkristallin quellfähig ist. Daneben enthält die Tonfraktion der Anhydritgruppe und des Gipskeupers das Tonmineral Illit, aber auch Chlorit und Spuren von Montmorillonit sind darin zu finden.

Sowohl die bei der Kernbohrung Beznau (Nagra, 1984) als auch die im Raume Stuttgart im Gipskeuper durchgeführten tonmineralogischen Untersuchungen (Schlenker, 1971, Lippmann und Schüle, 1975) ergaben eine starke Streuung der Anteile der verschiedenen Tonminerale. Im allgemeinen dominierten die Tonminerale Illit und Corrensit. Nach Jordan (1994) ergeben sich für den "Gipskeuper" und die "Anhydritgruppe" durchschnittlich die folgenden Anteile der einzelnen Tonminerale an der Tonfraktion (Mittelwerte aller Nagra-Bohrungen):

- 55 % Illit
- 25 bis 30 % Corrensit
- 15 % Chlorit
- bis zu 5 % Illit/Smectit bzw. Smectit.

Rick (1991) untersuchte die Verwitterung sulfathaltiger Gesteine am Beispiel des Gipskeupers im Schweizer Jura. Er stellte fest, dass Tonminerale in allen Verwitterungsstufen des Gipskeupers auftreten können und teilweise Anteile von mehr als 20 % erreichen. Grundsätzlich konnte im verwitterten Gipskeuper dasselbe Tonmineralspektrum nachgewiesen werden, wie es auch in der unverwitterten Lithologie aus den Nagra-Bohrungen bekannt war: Illit ist das dominante Tonmineral, das von Chlorit und Corrensit begleitet wird.

3.3 Zum Quellvorgang in anhydrit- / tonhaltigem Fels

3.3.1 Einleitung

Im folgenden Abschnitt werden die spezifischen Prozesse beschrieben, welche sich durch den Kontakt von anhydritführenden Gesteinen mit Wasser ergeben können. Es sind dies im Wesentlichen Quell-, Entfestigungs- und Auslaugungsvorgänge. Auch auf die Wechselwirkung zwischen Ton, Anhydrit, Gips, Nebengesteinen und Wasser wird kurz eingegangen.

Im heutigen Sprachgebrauch wird sowohl für die Wasseraufnahme von Tongesteinen als auch für die Hydratation von anhydritführenden Gesteinen der Begriff "Quellung" verwendet. Daraus abgeleitet ergeben sich, ähnlich wie beim tonhaltigen Fels, Begriffe wie "Quellerscheinung", "Quelldruck", "Quelldehnung" oder "Quellpotential" (Definitionen siehe Anhang A). Die in früheren Jahren verwendeten Begriffe "Schwellen" (Schwellprozess, Schwelldruck, Schwellpotential etc.) oder "Blähen" (Blähdruk etc.) sind mehrdeutig (Wiesmann 1917, Schaechterle 1929, Kastner 1962, Schillinger 1970, Berner 1991). Es ist daher unzweckmässig, diese irreführenden Begriffe weiterhin zu verwenden.

Als Grundlage für dieses Kapitel wurden u.a. die Beiträge von Hoff et al. (1903), Posnjak (1938), Marsal (1952), Macdonald (1953), Conley et al. (1958), Anrich (1958), Murray (1964), Hardie (1967), Priesnitz (1969), Winkler (1973), Blount et al. (1973), Lippmann (1976), Götz (1978), Henke und Hiller (1982), Madsen und Nüesch (1990), Berner (1991), Anagnostou (1992), Hauber et al. (1995), Madsen et al. (1995), Nüesch et al., (1995), Vögtli und Jordan (1996) verwendet.

3.3.2 Anhydritauflösung und Gipsausfällung

Wir übernehmen hier die übersichtliche Darstellung der Rolle des Anhydrits im Quellprozess von Anagnostou (1992).

Die Hydratation von Anhydrit bzw. die Dehydratation von Gips wird durch die in Bild 3-44 dargestellte Gleichung beschrieben:

	Anhydrit 1 mol CaSO ₄	+	Wasser 2 mol 2 H ₂ O	← →	Gips 1 mol CaSO ₄ · 2 H ₂ O	1)
G [g]	136.14		36.0		172.14	
γ [g/cm ³]	2.95		1.0		2.32	
V [cm ³]	46.2		36.0		74.3 (ΔV=60.8%)	

Bild 3-44 Gleichung für die Hydratation von Anhydrit bzw. die Dehydratation von Gips

Nach obiger Beziehung reagiert ein Mol Anhydrit mit zwei Mol Wasser zu einem Mol Gips. Die diesen Massen entsprechenden Volumen sind aus Bild 3-44 erkennbar.

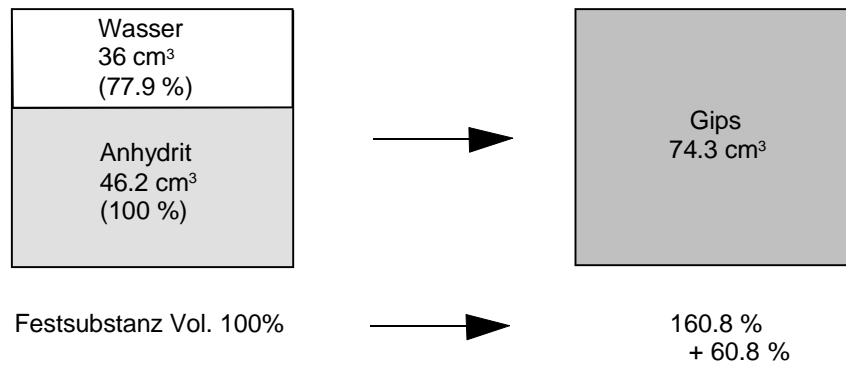
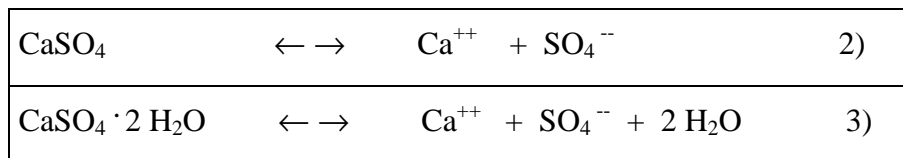


Bild 3-45 Änderung des Volumens der Festschubstanz bei der Gipsbildung

Bei der zuvor beschriebenen Reaktionsgleichung (Bild 3-44) wird der Anhydrit unter Wasseraufnahme nicht direkt in Gips umgewandelt. Die Hydratation läuft über eine Lösungsphase ab. Deshalb können anstelle der Gleichung die folgenden zwei Reaktionsgleichungen geschrieben werden:



Diese Gleichungen beschreiben das Auflösen im Wasser (\rightarrow) bzw. das Ausfällen aus der Lösung (\leftarrow) von Anhydrit- (2) oder Gipskristallen (3). Auflösen im Wasser wird stattfinden, falls die aktuelle Lösungskonzentration niedriger ist als die Sättigungskonzentration. Ist dagegen die Lösung gesättigt oder übersättigt, erfolgt eine Kristallbildung. Die Sättigungskonzentrationen von Anhydrit und Gips sind unterschiedlich. Sie sind keine Konstanten, sondern hängen von der Temperatur, vom Druck, welcher auf die Festschubstanz wirkt, vom hydrostatischen Druck des Wassers sowie von der Art und Menge der in der Lösung vorhandenen Fremdionen ab (Marsal 1952, Conley und Bundy 1958, Hardie 1967).

Unter atmosphärischem Druck, in Abwesenheit von Fremdionen und bei Temperaturen, die niedriger sind als ca. 40°C, ist die Sättigungskonzentration von Anhydrit höher als diejenige von Gips. Falls die aktuelle Lösungskonzentration zwischen den beiden Sättigungskonzentrationen liegt, wird sich einerseits Anhydrit im Wasser auflösen, andererseits wird Gips aus der Lösung ausfallen. Gemeinsam sind in diesen zwei Reaktionen nur die Calcium- und die Sulfationen. Diese sind Produkte der ersten Reaktion (Auflösung von Anhydrit) und zusammen mit dem Wasser Ausgangsstoffe der zweiten Reaktion (Fällung von Gips). Nur unter der Bedingung, dass durch die Auflösung von Anhydrit genau so viele Ionen produziert wie in der zweiten Reaktion verbraucht werden, oder anders ausgedrückt, dass genau so viele Mol Gips gebildet wie Mol Anhydrit aufgelöst werden, darf anstelle von Gleichung 2) und 3) vereinfachend eine einzige Reaktionsgleichung 1) geschrieben und von einer Umwandlung gesprochen werden. Diese Bedingung ist für den stationären Zustand bei einem *geschlossenen System* erfüllt (Bild 3-46). In einem solchen System, welches über keine Möglichkeit des Wasser- oder Ionenaustausches mit der Aussenwelt verfügt, führt die chemische Reaktion von Anhydrit in destilliertem Wasser zu einer Volumenzunahme von 60.8 %. Geschlossene Systeme sind nur im Labor denkbar.

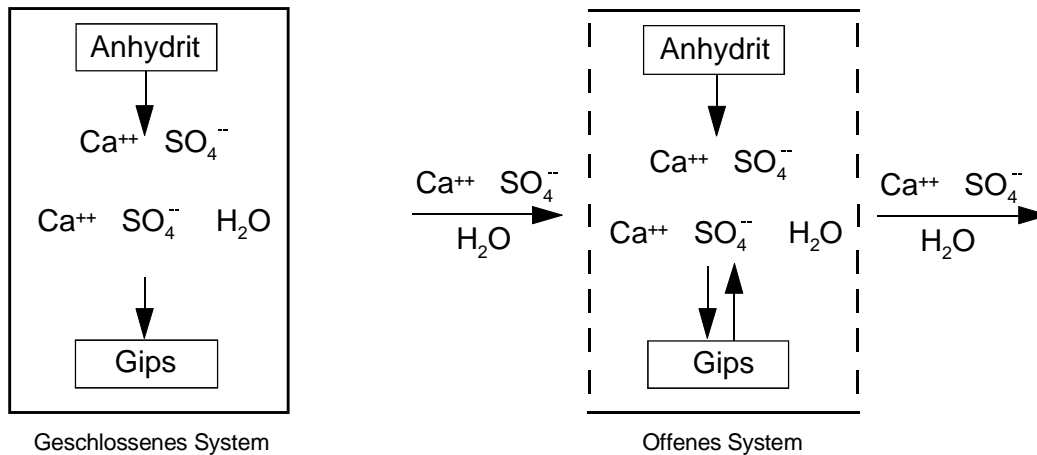


Bild 3-46 Geschlossenes und offenes System (Anagnostou, 1992)

Im Gegensatz dazu handelt es sich beim anstehenden Fels um ein *offenes System*, in dem die Lösungs- und Fällungsprozesse von der Zirkulation des Wassers beeinflusst werden. Der Ionen-transport findet über die Sickerströmung oder infolge von Konzentrationsgradienten (Diffusion) statt (Bild 3-46). Nach Priesnitz (1969) sind die hydrologischen und hydrochemischen Bedingungen der Gipsbildung vor allem, was die Wasserzufuhr angeht, recht eng: einerseits darf nicht zu viel Wasser eindringen, da dann die Sättigungskonzentration des Gipses nicht erreicht und der Anhydrit lediglich gelöst und abtransportiert wird (Auslaugung), andererseits wird bei der Vergipung Wasser verbraucht; es muss also stets eine Mindestmenge Wasser nachgeliefert werden, damit die Vergipung kontinuierlich fortschreitet.

Dies zeigt, dass das Zusammenfassen der zwei unabhängig voneinander ablaufenden chemischen Reaktionen (Anhydritauflösung-Gipsfällung) in einer einzigen Reaktion (Anhydrit-Gips-umwandlung) sowie das Aufstellen von Volumenbilanzen, welche auf dieser Reaktionsgleichung basieren, für offene Systeme nicht zulässig ist. In einem offenen System sind wir mit einer Vielfalt von möglichen Prozessen konfrontiert. Abhängig von der Zirkulation des Wassers kann sowohl eine Anhydritauflösung-Gipsausfällung als auch eine Auslaugung stattfinden.

3.3.3 Wechselwirkungen im System Ton, Anhydrit und Wasser

Die eben erwähnte Vielfalt möglicher Wechselwirkungen beruht im anhydritführenden Fels auf den Systemkomponenten Ton, Anhydrit, Gips und anderen mineralischen Bestandteilen (insbesondere Salzen) sowie Wasser. Je nach Ablauf dieser Prozesse kann sich eine Tonquellung, eine Gipsausfällung, eine Sulfatauslaugung und damit eine Veränderung der Wasserwegigkeit bzw. ihre Superposition ergeben. Der Verfügbarkeit von Wasser, aber auch der Möglichkeit des Ionen-transportes, kommt, wie aus den obigen Ausführungen hervorgeht, beim Quellvorgang eine zentrale Rolle zu. Aber auch leicht lösliche Salze beeinflussen den Prozess der Anhydritauflösung / Gipsausfällung (Einfalt et al., 1979).

Eine der Voraussetzungen für eine rasche Gipsbildung ist eine hohe *Lösungsgeschwindigkeit des Anhydrits*. Laborversuche mit gemahlenem Anhydrit haben gezeigt, dass die Lösungsgeschwindigkeit mit abnehmender Anhydritkorngrösse infolge der Zunahme der Oberfläche der Körner zunimmt. Bei einer durchschnittlichen Korngrösse von 18 μm wandelt sich der Anhydrit nach 18 Wochen, bei einer solchen von 7 μm bereits nach 3 Wochen vollständig zu Gips um (Götz, 1978). Steht dem Wasser eine grosse spezifische Anhydritkontaktfläche zur Verfügung, wie dies bei Gesteinen mit feinverteiltem Anhydrit der Fall ist, so kann unter den zuvor erwähnten Bedingungen pro Zeiteinheit mehr Anhydrit in Lösung gehen als dies bei massigeren Anhydritvorkommen der Fall ist. Massiger Anhydrit ist praktisch undurchlässig, weshalb eine Anhydritauflösung nur an den Grenzflächen vonstatten gehen kann (siehe Kapitel 3.3.8). Die Konzentration der Lösung steigt aber nur dann an, wenn die in Lösung gehenden Calcium- und Sulfationen nicht durch zusickerndes Wasser verdünnt oder gar durch fliessendes Wasser abtransportiert werden (Auslaugung).

Neben den Calciumsulfaten Gips und Anhydrit gehören mehrere, wesentlich leichter lösliche *Salze* wie Natriumchlorid (Halit, Steinsalz) zu den häufigsten Bestandteilen der Tonsteine des Gipskeupers (Berner, 1991). Diese Salze gehen bei der Lösung von Anhydrit ebenfalls in Lösung. Mikroskopisch ist die Salzführung von Tongesteinen nicht erkennbar. Laboruntersuchungen an anhydrit- und gipsfreien Proben aus dem Freudensteintunnel ergaben jedoch nach mehrmonatiger Wässerung Salzgehalte von 1.5 bis 2.25 Gewichtsprozent, hauptsächlich in Form von Natriumchlorid und Natriumsulfat. Salze können zu einer Beschleunigung, aber auch zu einer Verlangsamung bzw. Verhinderung der Anhydritauflösung / Gipsausfällung führen (Berner, 1991). Die Art und die Konzentration der Salze in der Lösung dürfen daher bei Quelluntersuchungen an anhydritführenden Gesteinsproben im Labor nicht ausser Acht gelassen werden.

3.3.4 Hypothetische Grundfälle für den Quellvorgang in anhydrit- / tonhaltigem Fels

Von der Vielfalt der möglichen Prozesse und Wechselwirkungen werden nachfolgend die vier in Bild 3-47 dargestellten Grundfälle näher betrachtet.

Fall 1: Innerkristalline Tonquellung infolge anhydritbedingter "Wasserarmut" der Tonminerale

Für die Tonfraktion der beiden Evaporitstockwerke ist das Vorkommen des Mixed-Layer-Tonminerals *Corrensit* charakteristisch (siehe Kapitel 3.2.6). Definitionsgemäss bildet Corrensit eine regelmässige Wechsellagerungsstruktur aus den Tonmineralen Chlorit und Smectit im Verhältnis 1 : 1. Im Gipskeuper kann der Corrensitanteil an der Tonfraktion bis zu 60 % betragen. Das Tonmineral Corrensit ist innerkristallin quellfähig, d.h. es können Wasserschichten zwischen den Elementarschichten angelagert werden (siehe Kapitel 2.3.1). Ausgehend vom wasserfreien Basisabstand von 24 Å kann sich dieser durch die Wasseranlagerung zu einem voll hydratisierten Corrensit auf 33 Å vergrössern (Lippmann, 1976). Die Schichtstärke des Chlorits bleibt dabei konstant bei 14 Å. Nach Lippmann und Schüle (1975) bindet Anhydrit auf die Dauer unter Gipsbildung das Wasser fester als die 33 Å-Stufe des Corrensits. Es kann daher nicht ausgeschlossen werden, dass Corrensit in anhydritführenden Gesteinen in der wasserfreien 24 Å-Form vorkommt. Die innerkristalline Anlagerung von Wasser bei verhinderter Volumendehnung wäre in diesem Falle mit hohe Quelldrücken verbunden. Nach Lippmann und Schüle (1975) muss damit gerechnet werden, dass beim Tonmineral Corrensit wegen seiner grossen Ähnlichkeit zu Montmorillonit Quelldrücke von bis zu 100 MPa vorkommen können. Wird die Volumendehnung nicht behindert, so kann sich im genannten Falle eine Volumenzunahme um theoretisch rund 37 % ergeben. Henke und Hiller (1982) gehen bei Corrensit von einer innerkristallinen Quellfähigkeit von 10 % und mehr aus.

Fall 2: Quellung als Folge der Gipskristallbildung

Nach diesem hypothetischen Grundfall wird die Quellung des Gesteins durch die Gipskristallbildung verursacht. In der Natur wurden verschiedene Anzeichen beobachtet, welche auf derartige Vorgänge hindeuten.

Bei Bau des *Freudensteintunnels* wurden im Mittleren Gipshorizont in den engständigen Abfolgen von Sulfatgestein, Tonstein und Steinmergellagen wellige, verbogene oder verfaltete bis überschobene Sulfatgesteinslagen aufgeföhren. Man bezeichnet derartige Gesteinslagen als "Gekröseegips" bzw. "Gekröseanhydrit". Nach Berner (1991) sind solche Gefüge im wesentlichen auf die Gipskristallbildung im Gestein zurückzuführen. Bei dieser kann es zu einer Wellung bis hin zu gekröseartigen Aufwölbungen der Schichten kommen. Vögtli und Jordan (1996) gehen von einem Hineinwachsen der Gipskristalle in das Nachbargestein aus, wobei sich zeige, dass dieses vom Prozess her weit mehr dem vom Bauingenieur gefürchteten Aufsprengen von Betonbauwerken durch Tausalze entspricht.

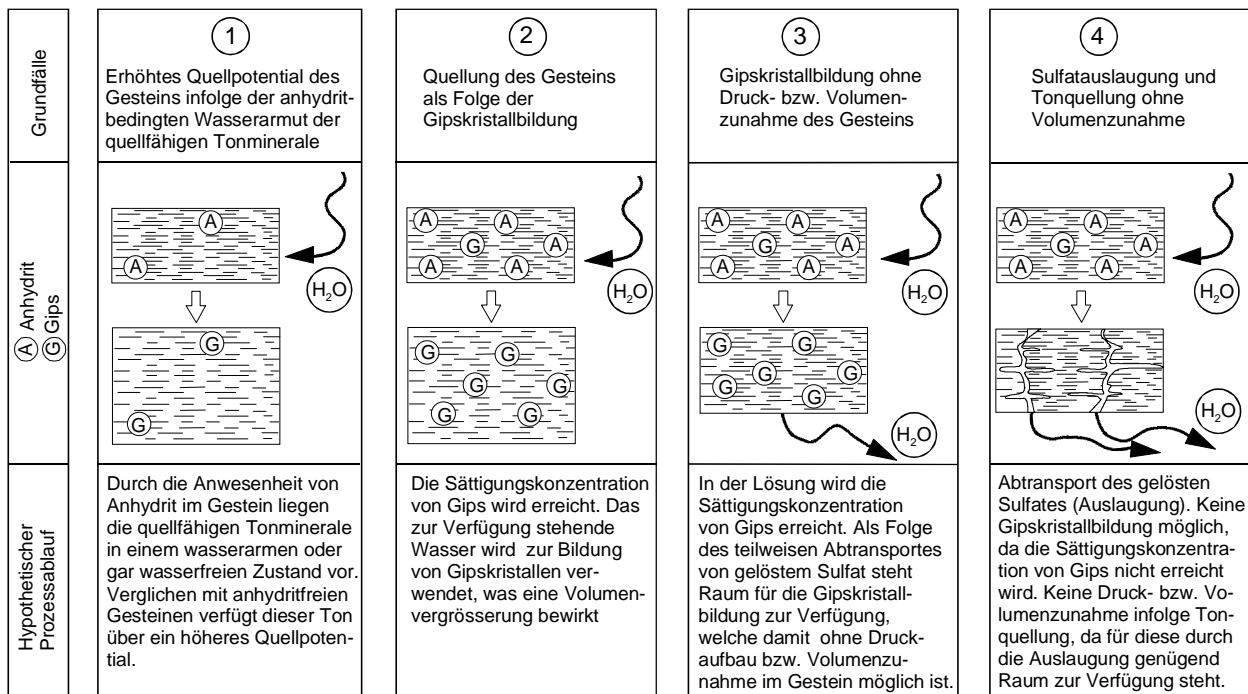


Bild 3-47 Hypothetische Grundfälle des Quellvorganges im anhydritführenden Fels

Fall 3: Gipskristallbildung ohne Quellung des Gesteins

Anrich (1958) beschäftigte sich mit den massigen Gips- und Anhydritvorkommen in den Grundgipsschichten des Gipskeupers und des mittleren Muschelkalkes. Er kam zum Schluss, dass sich die nach der vollständigen Auflösung der einzelnen Anhydritkristalle neu entstehenden Gipskristalle entsprechend dem vorhandenen Raumangebot ausbildeten. Anrich (1958) folgerte aus Dünnschliffbeobachtungen, dass kein Anzeichen für eine Bewegung im Gestein infolge einer Volumenzunahme des entstehenden Gipses gegeben war. Auch nach Holliday (1970) liegen in den meisten Fällen der Vergipsung keine Anhaltspunkte vor, welche auf eine Volumenzunahme hindeuten würden. Holliday deutet die Vergipsung als einen "volume for volume process", wobei überschüssiges Sulfat in der Lösung abgeführt wird. Die Lösung erreicht wohl die Sättigungskonzentration von Gips, als Folge des teilweisen Abtransportes von gelöstem Sulfat steht aber Raum

für die Gipskristallbildung zur Verfügung, welche damit ohne Druckaufbau bzw. Volumenzunahme des Gesteins möglich ist.

Fall 4: Wasseranlagerung an Tonminerale ohne Quellung des Gesteins

Ist im Fels eine ausreichende Wasserzirkulation vorhanden, so kann gelöster Anhydrit bzw. Gips durch die Sickerströmung abtransportiert werden (Auslaugung). Wird angenommen, dass das Volumen der entstandenen Hohlräume ausreicht, um die mit der Wasseranlagerung an die Tonminerale verbundenen Volumenzunahme unbehindert aufzunehmen, so erfolgt die Wasseranlagerung an die Tonminerale ohne eine Quellung des Gesteins.

Mit Hilfe dieser vier hypothetischen Grundfälle können die wesentlichsten der im anhydritführenden Fels beobachteten Phänomene erklärt werden. Welcher Prozessablauf sich bei einem konkreten Bauprojekt einstellen wird, lässt sich jedoch nicht vorhersagen. Es sind Annahmen erforderlich, welche insbesondere die Art der Wasserzirkulation im Gebirge und den Chemismus des Bergwassers betreffen.

3.3.5 Gipsausfällung bei Tunnelbauten

Im Zusammenhang mit der Gipskristallbildung stellt sich die Frage, ob in den hohlraumnahen Gebirgsbereichen bestehender Untertagebauten Gipsvorkommen beobachtet wurden, deren Entstehung sich nachweisbar auf den Zeitraum der Erstellung bzw. Nutzung des Bauwerkes zurückführen lässt.

Schanztunnel (Baden-Württemberg): Der in den Jahren 1877 bis 1880 erstellte zweigleisige Schanztunnel durchstößt Keupermergel, Anhydrit und Gips (Schaechterle, 1929). Der mittlere Tunnelabschnitt liegt unterhalb des Anhydritspiegels. Die maximale Gebirgsüberlagerung der Tunnelfirste beträgt 90 m. Zwischen 1880 und 1972 hob sich in diesem Abschnitt das Planum um durchschnittlich 1.6 cm pro Jahr, was für den genannten Zeitraum eine totale Sohlhebung von rund 1.50 m ergab (Erichsen und Kurz, 1996). Im Jahre 1990 wurden im Sohlbereich dieses unterhalb des Anhydritspiegels liegenden Tunnelabschnittes mehrere vertikale Erkundungsbohrungen erstellt. Die mineralogische Untersuchung der Bohrkerns ergab, dass unterhalb des Planums eine ca. 3 m mächtige sulfatfreie Schluffschicht vorhanden war (Bild 3-48a). Darunter fand man einen 6 bis 8 m mächtigen Bereich, in dem die Sulfatanteile aus Gips und Anhydrit bestanden, in grösserer Tiefe zunehmend aus Anhydrit (Bild 3-48c). In Tiefen von mehr als 9 bis 11 m unterhalb der Tunnelsohle lag das Sulfat ausschliesslich als Anhydrit vor (Erichsen und Kurz, 1996).

Nach Ansicht von Erichsen und Kurz (1996) zeigt diese Darstellung deutlich, dass der ursprünglich im Sohlbereich vorhandene Anhydrit in den vergangenen 100 Jahren teilweise bis vollständig aufgelöst, als Gips auskristallisiert oder in Lösung abgeführt wurde. Im Sohlbereich blieb eine sulfatfreie Schluffschicht zurück. Ein Teil dieser Schicht wurde bereits durch die mehrfach vorgenommenen Gleisabsenkungen abgetragen. Mit den Vergipsungs- und Auslaugungsvorgängen im Sohlbereich ging eine Erhöhung des Wassergehaltes des Gesteins einher. Bild 3-48b zeigt, dass der natürliche Wassergehalt in dem vom Tunnelbau nicht beeinflussten Gebirge weniger als 1 % beträgt, im Bereich der Schluffschicht aber auf rund 20 % ansteigt.

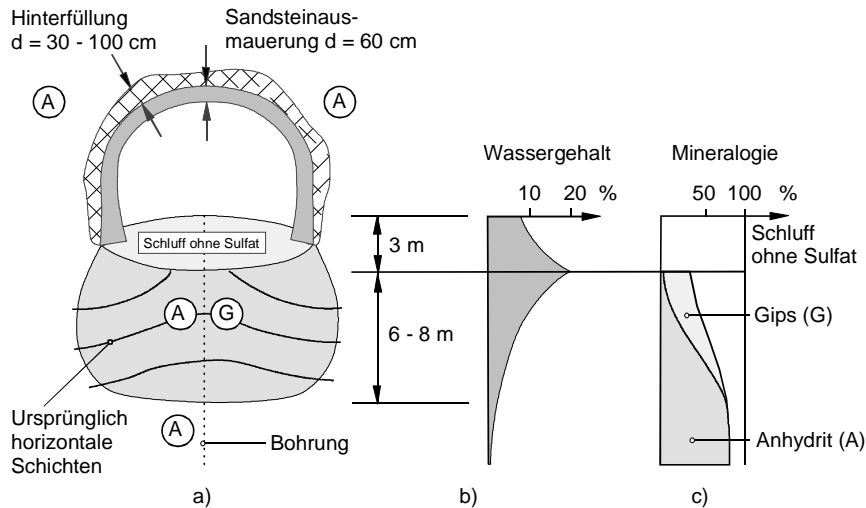


Bild 3-48 Schanztunnel: Wassergehalt und mineralogische Zusammensetzung des Gesteins im Sohlbereich in Funktion der Tiefe rund 110 Jahre nach der Inbetriebnahme (Ericksen und Kurz, 1996)

Belchentunnel (Schweiz): Rund 30 Jahre nach der Erstellung des Belchentunnels (siehe Falldarstellungen im Kapitel 3.1.1) wurden in verschiedenen Tunnelquerschnitten vertikale Bohrungen bis unter das Sohlgewölbe abgeteuft. In Bild 3-49 sind die Resultate der an drei Bohrkernen durchgeführten mineralogischen Untersuchungen dargestellt. Sie zeigen deutlich eine Vergipsungszone, welche sich direkt unterhalb des Sohlgewölbes befindet. Sie ist nachweislich eine Folge des Tunnelbaus. Die Eindringtiefe der Vergipsung ist vom Einfallwinkel der Schichtung abhängig (Hauber et al., 1995, Madsen et al., 1995). Während in der Bohrung B1 bei nahezu horizontaler Schichtlage nur eine geringe Eindringtiefe von maximal 1.5 m festgestellt werden konnte (Bild 3-49a), erreichte die Vergipsung in der Bohrung B3 bei nahezu vertikalem Schichteinfallen eine Tiefe von rund 6 m (Bild 3-49c). Die Geschwindigkeit der Vergipsungsfront liegt zwischen 6 cm/Jahr (B1) und 25 cm/Jahr (B3).

Engelberg-Basistunnel (Baden-Württemberg): Beim Vortrieb des Sondierstollens gelangten grössere Wassermengen in anhydritführende Stollenabschnitte. Nach Kuhnenn et al. (1979) konnte der Einfluss dieser künstlichen Bewässerung an Gesteinsproben bestimmt werden, welche 6 Monate nach dem Ausbruch unterhalb der Stollensohle entnommen wurden. Im ursprünglich nur wenig gipshaltigen Sulfatgestein hatte sich das Verhältnis von Anhydrit zu Gips deutlich zu Gunsten des Gipses verschoben. Aus dem anfänglich harten, kom-

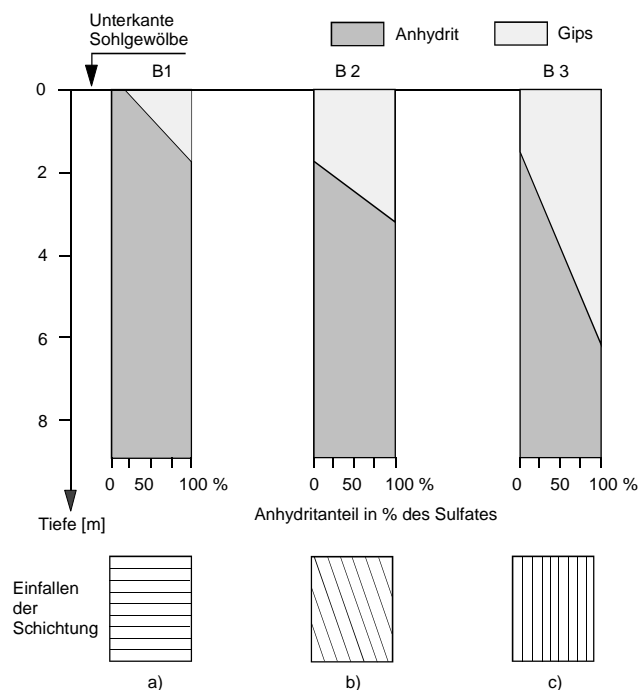


Bild 3-49 Belchentunnel: Zustandsaufnahme der Vergipsung in drei Bohrungen (B1, B2, B3) unterhalb des Sohlgewölbes in Abhängigkeit des Schichteinfallens (nach Hauber et al., 1995, Madsen et al., 1995)

pakten Fels mit hohem Anteil an feinverteiltem Anhydrit entstanden sehr mürbe, bröckelige, schluffreiche Tonsteine mit zahlreichen neu gebildeten Gipsnadeln.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die mineralogischen Untersuchungen an Bohrkernen, welche bei den drei oben erwähnten Tunnelbauwerken im Sohlbereich entnommen wurden zeigen, dass dort in der Bau- und/oder der Nutzungsphase eine Gipsausfällung stattgefunden hat. Diese ausbruchbedingte Vergipsung kann klar von jenen Gipsvorkommen wie Gipsadern oder Fasergips unterschieden werden, welche bereits vor Baubeginn im Festgestein vorhanden waren. Ob sich diese Gipsausfällung in Form eines Quelldruckes auf das Bauwerk äusserte, lässt sich jedoch nicht schlüssig beantworten.

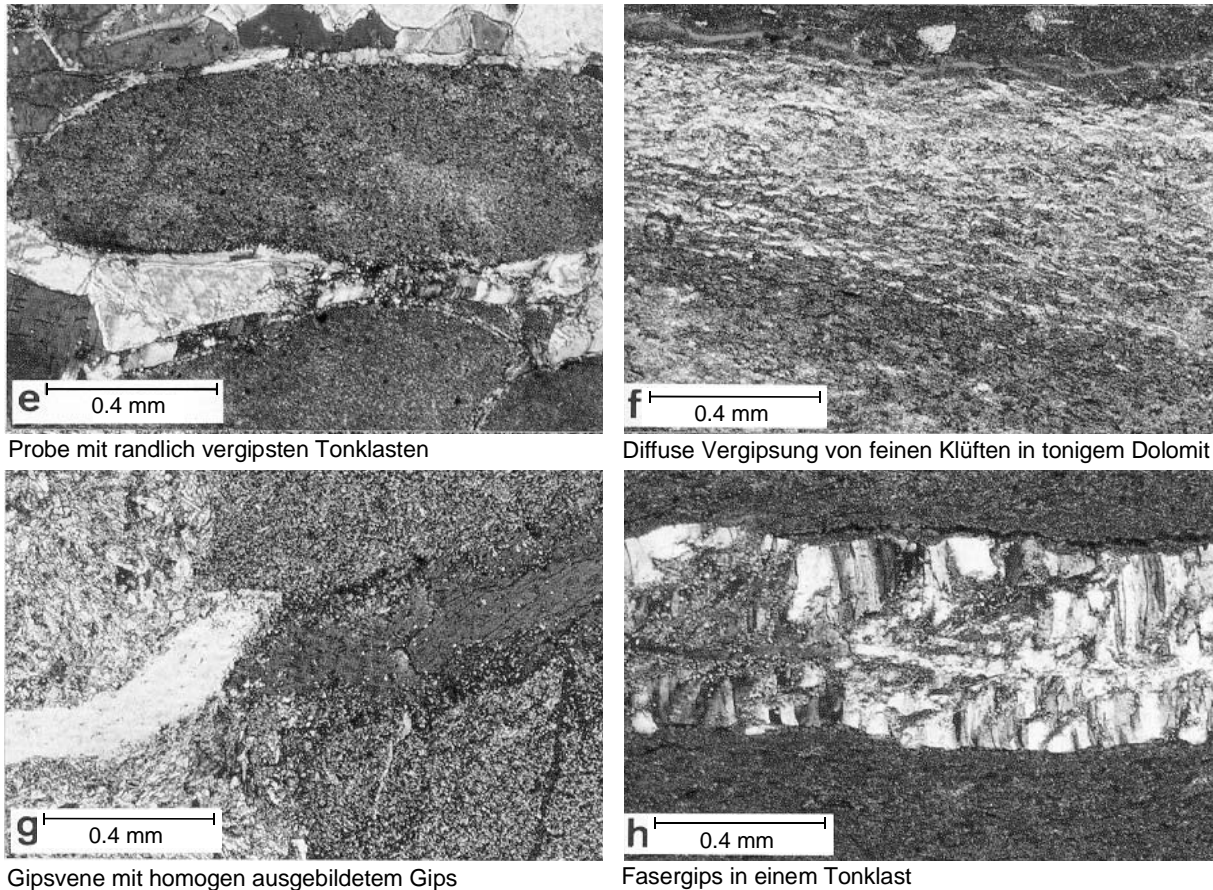
3.3.6 Gipsausfällung bei Laborversuchen

Auch bei Quelldruck- und Quellmassversuchen an anhydritführenden Gesteinen kann eine Vergipsung festgestellt werden. Im Gegensatz zu dem in der Natur vorhandenen offenen System werden Laborversuche in einem geschlossenen System mit äusserer Wasserzuführung bzw. ohne Wasserzirkulation durchgeführt.

Quellmassversuche: Nach der Durchführung von Quellmassversuchen an anhydritführenden Gesteinsproben aus dem *Hauenstein-Basistunnel* konnte nach einer Versuchsdauer von rund 350 Tagen eine Zunahme des Gipsanteils am Sulfat von 10% auf 54% festgestellt werden (Nüesch et al., 1995). Die Vergipsung zeigte sich in Form von bis zu 1cm langen Gipsnadeln, welche sich auf den Prüfkörpern und zwischen den aufgeweiteten Schichtlagen bildeten. Im Rahmen des *Bohrprojektes Weiach der Nagra* wurden Gesteinsproben aus der Anhydritgruppe des mittleren Muschelkalkes untersucht (Madsen und Nüesch, 1990). Sie bestanden aus einer feingeschichteten Abfolge von Anhydrit, Ton und Dolomit. Der Anhydritgehalt der nahezu gipsfreien Prüfkörper betrug vor Versuchsbeginn mehr als 70 %. Im Verlaufe der Quellmassversuche stieg der mittlere Gipsanteil von 1.7% auf 55%. Die Probekörper wurden von einer bis zu 6 mm starken Gipshaut überzogen. Am Rande der Proben wurde feinkörniger Gips festgestellt, im Inneren dagegen grosse idiomorphe Kristalle. Das nahezu unbehinderte Gipswachstum führte zur Ausbildung von bis zu 10 mm grossen Gipskristallen, welche zwischen die Mergellagen hineingewachsen waren. Dies war mit Quelldehnungen von bis zu 120 % verbunden.

Quelldruckversuche: Die Quelldruckversuche an anhydritführenden Gesteinsproben aus dem *Hauenstein-Basistunnel* ergaben nach einer Versuchsdauer von rund 1000 Tagen eine mittlere Zunahme des Gipsanteils am Sulfat von 10% auf 14%. Bei Quelldruckversuchen an Proben aus dem Bohrprojekt Weiach betrug der mittlere Anhydritgehalt nach einer Versuchsdauer von 2 Jahren noch beachtliche 60 Gew.%. An den ausgebauten Proben konnte eine Vergipsung in Form einer 2 - 3 mm dicken, die Probe umgebenden Gipshaut festgestellt werden. Neben der Gipsumhüllung wurde auch eine innere Vergipsung vorgefunden. So reichte der Gipssaum als Matrix bis in den feinkörnigen Anhydrit hinein. Die innere Vergipsung war auch mikroskopisch anhand von Dünnschliffen erkennbar (Bild 3-50). Insgesamt stieg der Gipsanteil in den Proben von 1.7 % auf 7.3 %.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich bei Quellmassversuchen an anhydrithaltigen Gesteinsproben mit zunehmender Versuchsdauer eine deutliche innere Vergipsung ergibt. Wird die Volumendehnung nahezu verhindert, wie dies beim Quelldruckversuch der Fall ist, so ist in der gleichen Beobachtungszeit eine deutlich geringere Vergipsung nachzuweisen.



Probe mit randlich vergipsten Tonklasten

Diffuse Vergipsung von feinen Klüften in tonigem Dolomit

Gipsvene mit homogen ausgebildetem Gips

Fasergips in einem Tonklast

Bild 3-50 Dünnschliff-Aufnahmen von Gesteinsproben nach der Beendigung von Quelldruckversuchen (Madsen und Nüesch, 1990)

3.3.7 Anhydritgehalt und Verteilungsmuster des Anhydrits

Eine näherungsweise Einstufung des Quellpotentials der im anstehenden Fels vorhandenen Gesteinsschichten kann in einer ersten Phase durch die geologische Aufnahme des Schichtaufbaus und durch die Beschreibung des Anhydritvorkommens in den einzelnen Schichtlagen vorgenommen werden. Dabei sollte der "Anhydritgehalt" geschätzt und das "Verteilungsmuster des Anhydrits" in den anstehenden Gesteinen beschrieben werden. Die unterschiedlichen Verteilungsmuster des Anhydrits im Gipskeuper des *Freudensteintunnels* beschrieb beispielsweise Berner (1991) anhand der visuellen Aufnahme des Ausbruchprofils (Bild 3-51) sowie von Handstücken und Bohrkernen wie folgt:

- massiger Tonstein ohne Sulfat
- feinschichtige Wechsellagerung von Tonstein mit Anhydritlagen im Millimeterbereich
- grob geschichtete, plattige Wechsellagerung mit Anhydritlagen im Centimeterbereich
- massives Sulfatgestein mit dicken Anhydritlagen im Dezimeterbereich
- Anhydritvorkommen in Knollen, fein verteilt oder in Nestern konzentriert
- Anhydrit in Linsenketten, regel- oder unregelmässig in Adern oder flaserig verteilt.

In einer zweiten Phase kann das Quellpotential von ausgewählten Gesteinsproben im Labor quantitativ ermittelt werden (maximaler Quelldruck, freies Quellmass). Zudem kann der "Anhydritgehalt" einzelner Gesteinsschichten mit mineralogischen Untersuchungen bestimmt werden. Er wird in Prozenten des Gewichtes der Gesteinsprobe oder des Sulfatanteils angegeben. Das

"Verteilungsmuster" des Anhydrits ist im Labor nicht messbar, dies im Gegensatz zur spezifischen Gesamtoberfläche von Tonmineralen.

3.3.8 Quellpotential bei massigen Anhydritvorkommen

Unter einem "massigen Anhydritvorkommen" versteht man ein nahezu homogenes, kompaktes und dichtes Gestein welches, abgesehen von einem minimalen Anteil von Begleitgesteinseinschlüssen, ausschliesslich aus Anhydrit besteht.

In der Literatur sind verschiedene in situ Beobachtung über das Verhalten von massigem Anhydrit bei der Erstellung von Untertagbauten zu finden. Wiesmann (1917) machte beim Bau des *Hauenstein-Basistunnels* die Beobachtung, dass bei reinem, dichtem Anhydrit die Affinität zum Wasser nicht sehr gross ist, sodass eine Quellung nicht oder nur langsam eintritt. Selbst bei längerem Lagern im Wasser zeigten Probestücke nur eine schwache Veränderung der Oberfläche. Im *Simplontunnel* wurde beim Vortrieb des Sohlstollens zwischen km 9.527 und km 9.627 ab Nordportal massiger Anhydrit mit oft nur geringfügigen Einsprengungen von Dolomit angetroffen.

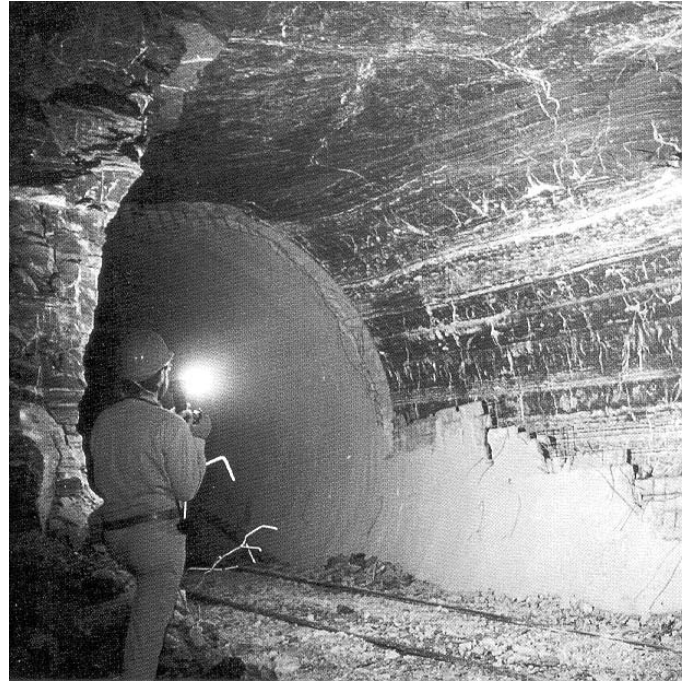


Bild 3-51 Freudensteintunnel, Erkundungsstollen West: Geologische Aufnahme der Schichtabfolge mit der Abschätzung des Sulfatgehaltes der einzelnen Schichten und der Beschreibung der Verteilungsmuster des Anhydrits (Berner, 1991)

Nach Andreae (1956) blieb der Stollen II etwa 10 Jahre lang unverkleidet, ohne dass Quellvorgänge beobachtet werden konnten; dies obwohl die Luft in der Nähe der warmen, dampfenden Quellen stark wassersättigt war.

Im massigen Anhydrit sich jedoch in Schichtfugen und Klüften oft Gipsausfällungen zu beobachten. Diesen Vorgang der "Selbstheilung" konnte in dem aus dem Jahre 1931 stammenden *Sondierstollen Val Canaria* beobachtet und durch Sondierbohrungen bestätigt werden. Die offensichtlich auch im massigen Anhydrit vorhanden Klüfte wurden innerhalb von knapp 50 Jahren durch Vergipsung wieder so verheilt, dass der Anhydritkörper vollkommen wasserdicht war (Gassmann et al., 1979).

Umfangreiche Untersuchungen über die Hydratation von Anhydrit stammen von Sahores (1962). Im Zuge seiner Beobachtungen fand er das in Bild 3-52 abgebildete Mauerwerk, welches aus massigen Anhydrit-Bruchsteinen aufgebaut war. Trotz Umwelteinflüssen wie Temperaturänderungen und Meteorwasser, welche mehr als 50 Jahre lang auf das Mauerwerk eingewirkt hatten, erschienen die Bruchsteine noch immer in einwandfreiem Zustand. Die Oberflächen der Bruchsteine waren jedoch von einer dünnen Gipshaut überzogen.

Das Verhalten von massigem Anhydrit wurde auch *im Labor* untersucht. Nach Madsen und Nüesch (1990) ergab sich beispielsweise bei einer Gesteinsprobe der Bohrung Weiach, welche aus 99 Gew.% Anhydrit und 1 Gew.% Karbonat und Ton bestand, nach einer Versuchsdauer von

fast 2 Jahren ein Quelldruck von $\sigma < 0.05$ MPa und ein Quellmass von $\varepsilon < 1\%$. Der Anhydritgehalt verharrte in dieser Zeit trotz Wässerung bei rund 99 %.

Sind weder Fugen noch Klüfte vorhanden, so kann massiger Anhydrit als praktisch undurchlässig betrachtet werden. Die Kontaktfläche des Anhydrits zum Wasser beschränkt sich in diesem Falle auf die äussere Anhydritoberfläche; nur entlang derselben kann Anhydrit in Lösung gehen. Oft ist entlang dieser Oberfläche eine Gipsbildung in Form eines Gipssauces zu beobachten. Nach Berner (1991) zeigt jedoch die Verlagerung des Anhydrit- und Gipsspiegels in immer grössere Tiefen des Gebirges, dass auch massive Anhydritlagen innerhalb von geologische Zeiträumen letztlich doch in Lösung gehen.

Grenzschichtstärke von massigem Anhydrit:

In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, unterhalb welcher Grenzschichtstärke massiger Anhydrit innerhalb der Nutzungszeit eines Bauwerkes vollständig in Lösung gehen kann. Die Untersuchung des Quellverhaltens von massigen Sulfatschichten des Gipskeupers von Götz (1978) sind leider wenig aussagekräftig, da nur wenige Prüfkörper über eine kurze Zeitperiode von $\frac{1}{2}$ Jahr beobachtet wurden.

Nach dieser Zeit blieben Schichten mit einer Stärke von > 10 mm stabil. Nach Böhringer et al. (1990) ergaben Modellrechnungen an reinem, massigem Anhydrit, der gleichmässig von der Oberfläche her vergipst wird, eine Vergipstrate von rund 0.15 mm pro Jahr. Da man bei Ingenieurbauwerken von einer Nutzungszeit von mindestens 100 Jahren ausgeht, dürfte die Grenzschichtstärke von massigem Anhydrit für diese Zeitdauer bei 15 bis 20 mm liegen. Für kleinere Schichtstärken ist davon auszugehen, dass auch massiger Anhydrit innerhalb der Nutzungszeit in Lösung geht, als Gips ausgefällt oder in der Lösung wegtransportiert wird. Massiger Anhydrit mit einer Schichtstärke von $> \text{ca. } 20$ mm kann nach heutigem Kenntnissstand innerhalb der Nutzungszeit des Bauwerkes als nicht quellfähig betrachtet werden. Hier sind noch weitere Forschungsanstrengungen erforderlich.

3.3.9 Quellpotential bei feiner Anhydritverteilung

Die Erfahrung zeigt, dass Gesteine mit fein, flaserig oder diffus verteiltem Anhydrit im häufigen Wechsel mit Tonmineralen oder Nichttonmineralen wie Quarz oder Calcit besonders quellfähig sind. In einer derart dünn-schichtigen Wechsellagerung ist der Anhydrit fein verteilt. Bereits Wiesmann (1914) stellte beim Bau des Hauenstein-Basistunnels fest, dass dort wo Anhydrit fein verteilt im Mergel vorkommt und so dem Wasser eine grosse Oberfläche bietet, in kurzer Zeit eine starke Quellung auftritt, die noch durch die Quellung des Mergels vergrössert wird. In derartigem Gestein hob sich die Sohle des Stollens (Breite 2.30 m bis 3.10 m) innerhalb von einigen Wochen um rund einen Meter (siehe Falldarstellungen im Kapitel 3.1.1). Auch die während des



Bild 3-52 Mauerwerk aus Anhydrit-Bruchsteinen (Sahores, 1962)

Baus des Belchentunnels beobachteten starken Sohlhebungen beschränkten sich nach Grob (1972) auf jene Stellen, welche nach visueller Beurteilung feinverteilten Anhydrit enthielten.

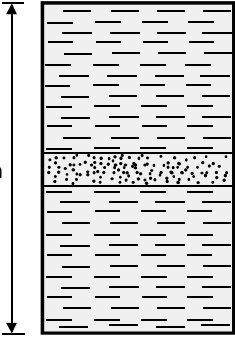
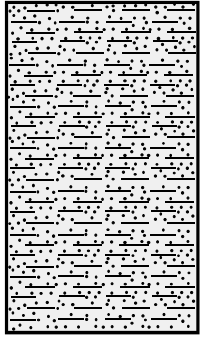
Erscheinungsbild	 <p>100 cm</p> <p>45 Gew. % anhydritfreier Ton</p> <p>10 Gew. % massiger Anhydrit</p> <p>45 Gew. % anhydritfreier Ton</p>	 <p>100 cm</p> <p>10 Gew. % Anhydrit, fein verteilt in 90 Gew. % Ton</p>
Verhalten bei Wasserzutritt	<ul style="list-style-type: none"> • Tonquellung • Anhydritauflösung - Gipsausfällung an der Oberfläche der massigen Anhydritschicht (Bildung eines Gipssaumes) 	<ul style="list-style-type: none"> • Tonquellung (ev. verstärkt durch innerkristalline Wasseranlagerung) • Anhydritauflösung - Gipsausfällung in der gesamten Gesteinsschicht möglich
	a)	b)

Bild 3-53 Unterschiedliches Quellpotential einer 1 m starken Gesteinsschicht bei gleichem Anhydritgehalt (10 Gew.%), aber unterschiedlicher Anhydritverteilung:
 a) anhydritfreier Ton mit Zwischenschicht aus massigem Anhydrit
 b) im Ton fein verteilter Anhydrit

Bild 3-53 zeigt in schematischer Darstellung, dass zur Beurteilung des Quellpotentials einer Gesteinsschicht die Kenntnis des Anhydritgehaltes nicht ausreicht. Ist der Anhydrit im Gestein gemäss Bild 3-53a auf eine einzelne Schicht in massiger Form konzentriert, so ist bei veränderter Volumendehnung als Folge der Bewässerung ein Quelldruck infolge Tonquellung und Gipshautbildung zu erwarten. Massige Anhydritschichten grösserer Stärke bleiben innerhalb der Nutzungsdauer des Bauwerkes unverändert in der Form von Anhydrit erhalten.

In Bild 3-53b liegt in derselben Gesteinsschicht dieselbe Anhydritmenge vor, nun aber in feiner Verteilung. Die grosse spezifische Kontaktfläche des Anhydrits zu Wasser führt dazu, dass bei Wasserzutritt grössere Anhydritmengen in kurzer Zeit in Lösung gehen können. Die Tonminerale erleichtern dabei den Wasserzutritt zu den Anhydritkontaktflächen. Liegt der Ton durch die Anwesenheit von Anhydrit in einem wasserarmen Zustand vor, so kann sich zudem eine verstärkte Tonquellung ergeben. Ob letztere in der Natur rascher abläuft als der Prozess der Anhydritauflösung / Gipsausfällung ist heutzutage noch nicht abschliessend geklärt. Tatsache ist einzig, dass hier ein hohes Quellpotential vorhanden ist.

3.3.10 Maximaler Quelldruck

Die Frage, mit welchem Quelldruck die Gipskristallbildung in einem anhydritführenden Gestein verbunden ist bzw. bei welchem Druck eine Kristallbildung nicht mehr möglich ist, konnte bis heute nicht schlüssig beantwortet werden.

Kristallisationsdruck von Gips

Eine Gipskristallbildung ist, wie in Kapitel 3.3.2 erwähnt, nur in einer gesättigten oder übersättigten Lösung möglich. Basierend auf Correns (1949) ist nach Winkler (1973) der Kristallisationsdruck bei der Gipsbildung insbesondere vom Übersättigungsgrad der Lösung sowie von der Temperatur abhängig (Bild 3-54). Der Wert C bedeutet hier die aktuelle Konzentration der Lösung während der Kristallisation, der Wert C_s die Konzentration der gesättigten Lösung. Für eine Gipskristallbildung ist eine Übersättigung von $C/C_s > 1$ erforderlich. Bei einer Übersättigung von beispielsweise $C/C_s = 2$ würde sich nach Bild 3-54 bei einer Temperatur von $15\text{ }^\circ\text{C}$ bereits ein Kristallisationsdruck von rund 25 MPa ergeben. Unter welchen Übersättigungsgraden die Gipskristallbildung in der Natur abläuft, hängt von den lokal vorhandenen hydrologischen Bedingungen ab, welche aber nicht bekannt sind. Nach Wichter (1989) dürften Übersättigungen von $C/C_s > 2$ in anhydritführenden Gesteinen eher selten sein. Nach Winkler (1973) sind die in Bild 3-54 dargestellten Geraden nur für ideale Kristallisationsbedingungen gültig, welche in der Natur fast nie gefunden werden. Auch hier sind somit noch weitere Forschungsanstrengungen erforderlich.

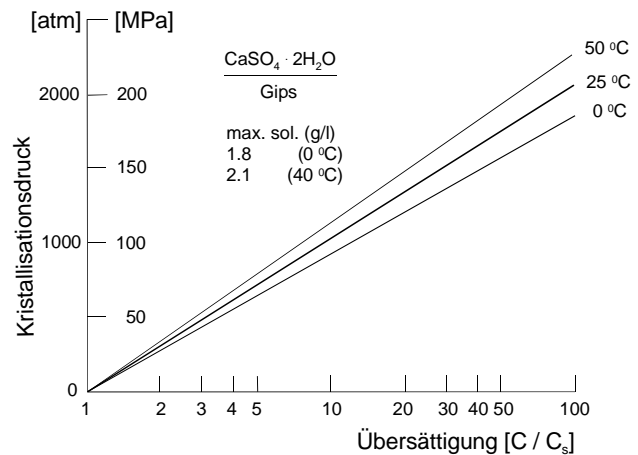


Bild 3-54 Kristallisationsdruck von Gips für verschiedene Temperaturen und Übersättigungsgrade [nach Correns (1949) und Winkler (1973)]

Objekt	Probe Nr.	Quelldruck σ [MPa]	Axiale Dehnung (*) ϵ [%]	Versuchsdauer [Jahre]	Endzustand erreicht ? [Ja/Nein]
Bohrung Weiach (Madsen und Nüesch, 1990)	40871	4.4	2.0	1.9	Nein
	40900	4.2	2.8	4.4	Ja ?
Hauenstein-Basistunnel (Nüesch et al., 1995)	33/4	6.2	2.1	7.7	Nein
	32/2	4.8	1.2	3.3	Nein
	34/3	4.7	1.4	2.3	Nein
	33/2	5.1	1.8	7.7	Nein
Belchentunnel (Madsen et al. 1995)	W26/Q4	5.2	3.0	1.2	Nein
Adlertunnel (Vöggtli und Jordan, 1996)	W 28	7.1	-	5.0	Nein
	K 17-2	6.9	-	5.4	Ja
B14 Tunnel Stuttgart (Beiche, 1991)	-	6.8	-	ca. 4.0	Nein

(*) aus versuchstechnischen Gründen zugelassenen Axialdehnungen ϵ [%]

Tabelle 3-1 Quelldruckversuche an anhydritführenden Gesteinsproben im Labor

Maximaler Quelldruck unter Laborbedingungen

Bei der Ermittlung des maximalen Quelldruckes von anhydritführenden Gesteinen unter Laborbedingungen wird entsprechend den Richtlinien der ISRM (1999) auf die Erhaltung der Volumenkonstanz verzichtet. Die im Oedometer gemessenen Axialdehnungen, welche sich aus der Nachgiebigkeit der Versuchseinrichtung ergeben, werden nicht, wie dies bei Versuchen mit Tongesteinen der Fall ist, durch eine entsprechende Erhöhung der Belastung kompensiert. Das Mass der zugelassenen Axialdehnung ist von der Steifigkeit der Versuchseinrichtung abhängig und beträgt bei den üblichen Versuchsgeräten und je nach Probenhöhe ca. 2 bis 4%.

Tabelle 3-1 zeigt die Ergebnisse von Quellversuchen an Gesteinsproben, welche aus verschiedenen Tunnelprojekten stammen. Der Anhydritgehalt sowie des Verteilungsmuster des Anhydrites bei Versuchsbeginn ist nicht bekannt. Nach einer Versuchsdauer von teilweise mehr als 7 Jahren ergaben sich Quelldrücke von teilweise über 7 MPa. Bei den meisten dieser Versuche war der Quellvorgang nach der angegebenen Versuchsdauer noch nicht abgeschlossen. Die gemessenen Quelldrücke können daher nicht als Endwerte betrachtet werden.

Maximaler Quelldruck aus Feldversuchen

Beim Bau des *Tunnels Hesch II* wurde ein Versuchsschacht von 2.80 m Durchmesser bis in den anhydritführenden Fels (mittlerer Gipshorizont) abgeteuft (Kiehl und Wittke, 1991). Unterhalb des Anhydritspiegels wurde ein Feldversuch zur Ermittlung des Quelldruckes durchgeführt. Der 30 cm hohe zylindrische Prüfkörper hatte einen Durchmesser von 60 cm. Er wurde auf der Schachtsohle trocken herausgebohrt. Der Anhydritgehalt des Gesteins im Bereich des Prüfkörpers lag bei 40-55%. Bild 3-55a zeigt die Versuchsanordnung in einem Vertikalschnitt. Der Prüfkörper wurde mit einer Presse über einen verankerten Stahlrahmen vertikal belastet. Die Quellung des Prüfkörpers wurde behindert; in radialer Richtung durch einen Stahlmantel, in vertikaler Richtung durch die Pressenkraft. Bild 3-55b zeigt den gemessenen Quelldruck, welcher nach 9 ½ Monaten Versuchsdauer noch vor dem Versagen der Anker den Wert von 3.3 MPa erreichte (Beiche, 1991). Dieser Quelldruck kann jedoch nicht als Endwert betrachtet werden, da der Quellvorgang zum Zeitpunkt des Versuchsabbruchs noch andauerte.

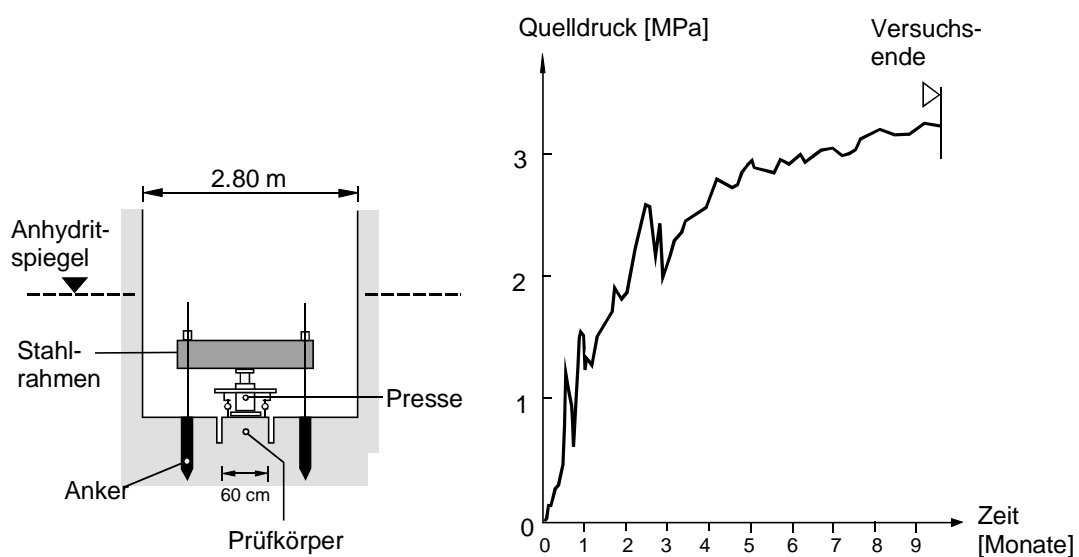


Bild 3-55 Tunnel Hesch II: Grossquellversuch in einem Versuchsschacht im anhydrit-haltigen Gipskeuper (nach Kiehl und Wittke, 1991):
 a) Vertikalschnitt durch die Versuchsanordnung
 b) Zeitliche Entwicklung des Quelldruckes in einem Zeitraum von 9 ½ Monaten

Im bewässerten Versuchsquerschlag des *Wagenburgtunnels* wurde mit einer verankerten Sohlplatte nach einer Beobachtungszeit von rund 5 ½ Jahren bei einer Sohlhebung von 28 mm ein Quelldruck von 2.6 MPa gemessen (Nagel, 1986). Auch bei diesem Versuch war der Quellvorgang zum Zeitpunkt des Ankerversagens noch nicht beendet.

Quelldruckermittlung durch Messungen in situ oder aus statischer Rückrechnung

Zur Messung des auf das Sohlgewölbe wirkenden Quelldruckes wurden bei mehreren Bauwerken zwischen dem Sohlbeton und der Felsoberfläche hydraulische *Druckdosen* eingebaut. Wegen der starken Streuung der Messwerte wird die Richtigkeit der gemessenen Drücke jedoch oft angezweifelt (siehe Kapitel 7.3.2). Eine Streuung der Messwerte ergab sich u.a. als Folge von Spannungsbrücken im Bereich der Druckdosen sowie durch die Korrosion der Messzellen (Spannungsabfall).

Näherungsweise kann der in situ auf das Bauwerk einwirkende Quelldruck indirekt mittels *statischer Rückrechnung* eines überbeanspruchten Sohlgewölbes (Bruch) abgeschätzt werden. Eine solche Rückrechnung basiert auf einer Reihe von Modellannahmen. Die rechnerisch ermittelte Traglast eines Sohlgewölbes hängt im Wesentlichen ab von der Geometrie (Krümmungsradius, Stärke), der Belastungsverteilung, der Bettung des Gewölbes im Fels, den Betoneigenschaften und der Bewehrung. Beim Belchentunnel wurde das 45 cm starke, unbewehrte Sohlgewölbe mit einem Krümmungsradius von 10.4 m und einer Spannweite von rund 10 m bereits in der Bau-phase, d.h. nur wenige Wochen nach dem Betonieren zerstört. Rein elastische FE-Berechnungen mit einer gleichmässig verteilten, radial wirkenden Sohldruckbelastung, einem Elastizitätsmodul des Gebirges von 30'000 MPa und einer Betonqualität B 40/30 ergaben eine Traglast von ca. 0.5 MPa. Diese statische Rückrechnung zeigte, dass das Sohlgewölbe im Übergangsbereich zum Parameter versagt, so wie es auch am Bauwerk beobachtet wurde (Grob, 1972). Für das nachträglich eingebaute 85 cm starke, bewehrte Sohlgewölbe ergaben entsprechende statische Berechnungen für dieselbe Betonqualität eine Traglast von mindestens 1.35 MPa.



$\varepsilon = 21 \%$

$\varepsilon = 16 \%$
nach 340 Tagen

$\varepsilon = 23 \%$

$\varepsilon = 32 \%$
nach 600 Tagen

Bild 3-56 Quellmassversuche an anhydrithaltigen Gesteinsproben. Zustand der Prüfkörper nach einer Versuchsdauer von 340 bzw. 600 Tagen. Deutlich sind die klaffenden Schichtfugen und die darin angesiedelten Gipsrasen zu sehen (Prüfbericht TU Karlsruhe, 1983).

3.3.11 Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quelldehnung unter Laborbedingungen

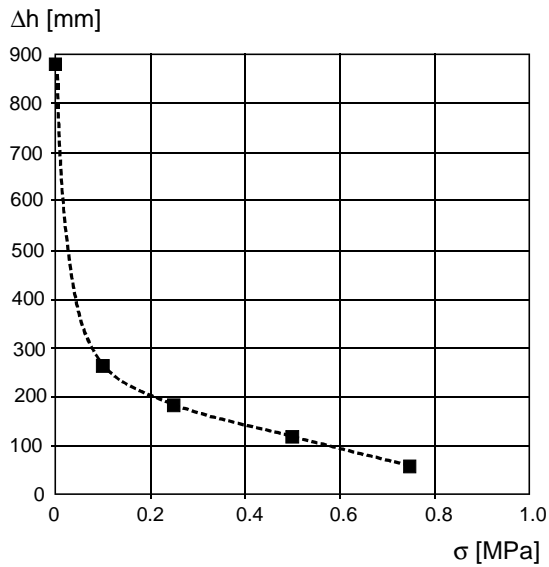
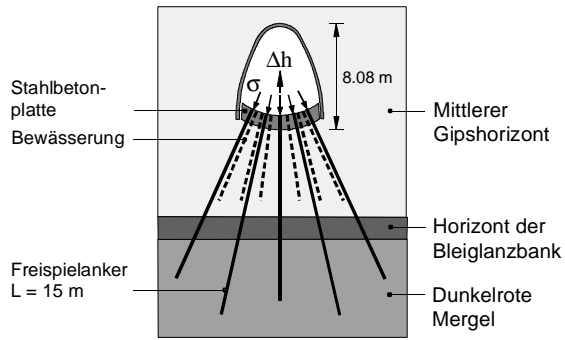
Die für das Projekt *Freudensteintunnel* von der TU Karlsruhe durchgeführte Serie von Laborversuchen hat gezeigt, dass für anhydrit-/tonhaltige Gesteine innerhalb einer bestimmten Versuchsdauer der Quelldruck mit zunehmender Quellhebung tendentiell abnimmt (interner Bericht, 1998). Es ergaben sich Eckwerte für das "Quellmass" von bis zu 25% und ein Quelldruck von bis zu rund 9 MPa. Der Zusammenhang zwischen Quelldehnung und dem Logarithmus des Quelldruckes kann nur im Sinne einer groben Näherung als linear angenommen werden. Aufgrund von Versuchen muss angenommen werden, dass unter den gewählten Laborbedingungen (geschlossenes System) die Umwandlung von Anhydrit zu Gips und damit die Quellhebung zumindest zum Teil ohne Einfluss des Druckes stattfinden kann. Da die erwähnten Versuche selbst nach über 10 Jahren keinen Abschluss des Quellvorganges andeuten, muss unter den gewählten Bedingungen weiterhin mit anhaltender Hebung bzw. Druckzunahme gerechnet werden. Man könnte somit den Schluss ziehen, dass zumindest im Labor (geschlossenes System) in langen Zeiträumen das Zulassen von Quelldehnung nicht zwingend mit einer Reduktion des Quelldruckes verbunden ist.

3.3.12 Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quelldehnung unter Feldbedingungen

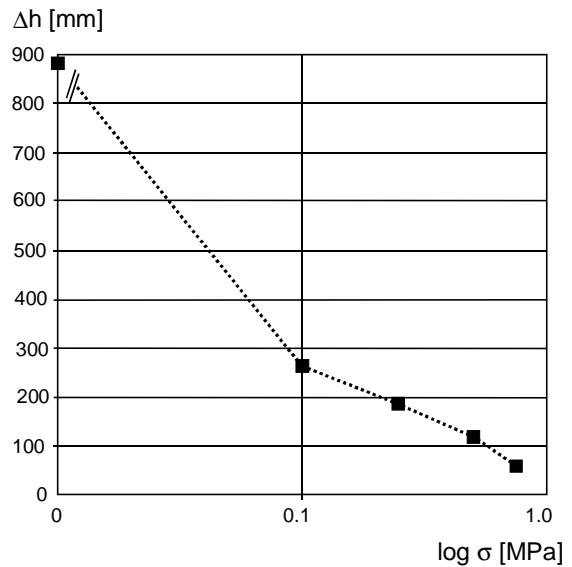
Ein Abschnitt des Untersuchungsstollens U1 des *Freudensteintunnels* dient dazu, den Zusammenhang zwischen Quelldruck und Quellhebung unter Feldbedingungen bei dauernder künstlicher Bewässerung zu untersuchen. Gemäss dem Vorschlag von K. Kovári wurden dazu im Versuchsstollen U1 in einem gemäss dem Geologen prognostizierten, stark quellfähigen Gebirgsabschnitt vier konkave, rund 1 m dicke, bewehrte Stahlbetonplatten mit Abmessungen von 7.0 m x 7.0 m hergestellt und mit 15 m langen Freispielankern im Gebirge verspannt (Bild 3-57). Die Vorspannung der Anker wurde derart gewählt, dass die vier Sohlplatten eine Belastung von $\sigma = 0.1$ MPa, 0.25 MPa, 0.5 MPa und 0.75 MPa erhielten. Die Konstanthaltung der unterschiedlichen Belastung über eine Zeitperiode von mehreren Jahren erfolgt durch ein periodisches Nachlassen der Ankerkräfte. Neben der Messung der Belastung σ wird auch die Hebung der Sohlplatten Δh erfasst. In einem fünften Versuchsfeld wird die Hebung der freien Sohle ohne Ausbauwiderstand gemessen (Zwischenbericht, DB Karlsruhe, 1997).

Bild 3-57a zeigt die Versuchsergebnisse nach einer Beobachtungsdauer von 11 Jahren (1987 bis 1998). Auffallend ist der grosse Betrag der Hebung der freien, unbelasteten Stollensohle von rund 880 mm. Bei den verankerten Sohlplatten ergibt sich eine deutliche Abhängigkeit der Sohlhebung Δh von der aufgetragenen Belastung σ . Dieses Diagramm zeigt, dass der in situ erfasste Zusammenhang zwischen der Quellhebung und dem Logarithmus des Quelldruckes in der ersten 11 Jahren nach Bewässerungsbeginn unterlinear verlief. Für diesen Zeitraum wäre die Übertragung des für die Tonquellung angenommenen eindimensionalen Quellgesetzes noch zutreffend. Es gilt jedoch zu beachten, dass es sich bei den in Bild 3-57 dargestellten Messwerten noch nicht um den Endzustand handelt. Trotz der aufgetragenen Belastung von 0.75 MPa stellte man eine Sohlhebung von 57 mm fest. Die Messwerte deuten darauf hin, dass der Quellvorgang noch nicht abgeschlossen ist.

Ein kreisförmiges, bewehrtes Profil mit einem Innenradius von 2.90 m und einer Betonstärke von 30 cm hat im gleichen Gebirgsabschnitt nach 11 Jahren Beobachtungszeit, abgesehen von vereinzelten Rissen, keine Anzeichen von Überbeanspruchung gezeigt (Fecker, 1996). Es handelt sich hier um den Fall des Widerstandsprinzipes. Eine Hebung der Sohle findet allerdings mit der nahezu unveränderten Hebungsrate von 0.7 mm/Jahr statt, wobei der Quelldruck unbekannt ist. Auch hier muss auf die dauernde künstliche Bewässerung hingewiesen werden.



a)



b)

Bild 3-57 Freudensteintunnel: Gemessene Sohlhebungen Δh in Funktion der Belastung σ (Messresultate 11 Jahre nach Bewässerungsbeginn)

- a) Darstellung der Messresultate im $\Delta h/\sigma$ -Diagramm
- b) Darstellung der Messresultate im halblogarithmischen Masstab. Kurvenverlauf zwischen den Messwerten linear interpoliert (Zwischenbericht, DB Karlsruhe, 1997).

4 DIE ROLLE DES WASSERS IN QUELLFÄHIGEM FELS

4.1 Herkunft des Wassers

Die Frage nach der Herkunft des Wassers, welches der Auslöser von Quell- und Entfestigungsvorgängen im Fels ist, beschäftigte die Tunnelbauer bereits im letzten Jahrhundert. So machten Pressel und Kauffmann (1860) beim Bau des 2.5 km langen oberen Hauensteintunnels die Erfahrung, dass in tonigen und besonders in tonig-sandigen Gebirgsarten eine einwandfreie Wasserhaltung beim Einbau des Sohlgewölbes wichtig ist. Das vorbeifliessende Wasser wurde daher gefasst und in Kändeln abgeleitet, um so das Gebirge unter dem Sohlgewölbe nicht aufzuweichen. Man versuchte auch, das Wasser in Schächten zu sammeln und über blähende Strecken hinweg zu leiten, um so *"das Wasser mit peinlicher Genauigkeit von der blähenden Strecke fernzuhalten"* (Kauffmann, 1889). Im anhydritführenden Fels empfahl auch Wiesmann (1917), dass *"zur Verhütung der Blähwirkungen eine vollständige Trockenhaltung des anhydritführenden Gebirges anzustreben ist, und zwar ist dieses nicht nur vor Durchnässung, d.h. durch herabsickernde Infiltrationswässer oder durch das auf der Sohle abfliessende Tunnelwasser, sondern auch schon vor dem längeren Einfluss der feuchten Tunnelluft zu schützen"*. Diese Zitate zeigen, welchen hohen Stellenwert das Medium Wasser bereits damals bei der Erstellung von Untertagbauten hatte, insbesondere im stark quellfähigen Fels.

Gemäss Bild 4-1 kann im Untertagbau zwischen Bergwasser, Brauchwasser und Meteorwasser unterschieden werden.

Bergwasser: Bei der Erstellung und Nutzung eines unterirdischen Hohlraumes kann das im Fels vorhandene Poren-, Kluft-, Schicht- oder Karstwasser quellfähige Gesteine über eine Sickerströmung im Fels oder entlang der Hohlraumberandung erreichen. Grund- oder Bergwasser kann selbst über grössere Distanzen entlang der Tunnelröhre und entlang von Schächten aus wasserführenden in quellfähige Gebirgsbereiche einsickern. In diesem Falle spricht man von einer Wasserlängsläufigkeit. Als letztes ist der Zufluss von Gebirgswasser aus nicht fachgerecht abgedichteten Erkundungsbohrungen zu erwähnen.

Brauchwasser: Unter Brauchwasser verstehen wir Wasser, welches zur Erstellung oder zur Nutzung des Bauwerkes erforderlich ist und über Leitungen zugeführt werden muss. In der Bauphase wird Brauchwasser beispielsweise für den Betrieb von

	BERGWASSER	BRAUCHWASSER	METEORWASSER
NATURZUSTAND	<ul style="list-style-type: none"> Natürlicher Wassergehalt des Gesteins Natürliche Wasserzirkulation im Fels 		
BAUPHASE	<ul style="list-style-type: none"> Wasser aus dem anstehenden Fels (Porenwasser, Kluftwasser etc.) Wasser aus entfernteren, wasserführenden Gebirgsbereichen. Zufluss via Bauwerk, z.B. via Tunnel, Schacht, Zwischenangriff oder via undichte Entwässerungsleitung) 	<ul style="list-style-type: none"> Kühlwasser, Bohrwasser Reinigungswasser Wasser zur Staubbekämpfung etc. 	<ul style="list-style-type: none"> Zufluss von Meteorwasser via Portal, Schachtkopf etc.) Transport von meteorischem Wasser in der Tunnelluft (Kondensation am Ausbruchprofil)
NUTZUNGSPHASE	<ul style="list-style-type: none"> Wasser aus undichten Erkundungsbohrungen 	<ul style="list-style-type: none"> Reinigungswasser etc.* 	<ul style="list-style-type: none"> Fahrbahnwasser*

* je nach Ausbausystem

Bild 4-1 Herkunft des Wassers bei der Erstellung und Nutzung von Untertagbauten: Wasserarten und mögliche Fliess- und Sickerwege zu den quellfähigen Gesteinen

Bohrhämmer beim Sprengvortrieb oder von anderen Maschinen und Geräten benötigt, aber auch zur Kühlung und Reinigung von Maschinen oder zur Staubbekämpfung.

Meteorwasser: Meteorwasser kann via Portale, Zwischenangriffe und Schächte quellfähigen Fels erreichen. Zudem besteht die Möglichkeit des Transportes von Meteorwasser in der Tunnelluft.

Bild 4-2 zeigt rein schematisch verschiedene Möglichkeiten, wie Berg- und Meteorwasser einen quellfähigen Gebirgsbereich in der Bau- und Nutzungsphase erreichen kann.

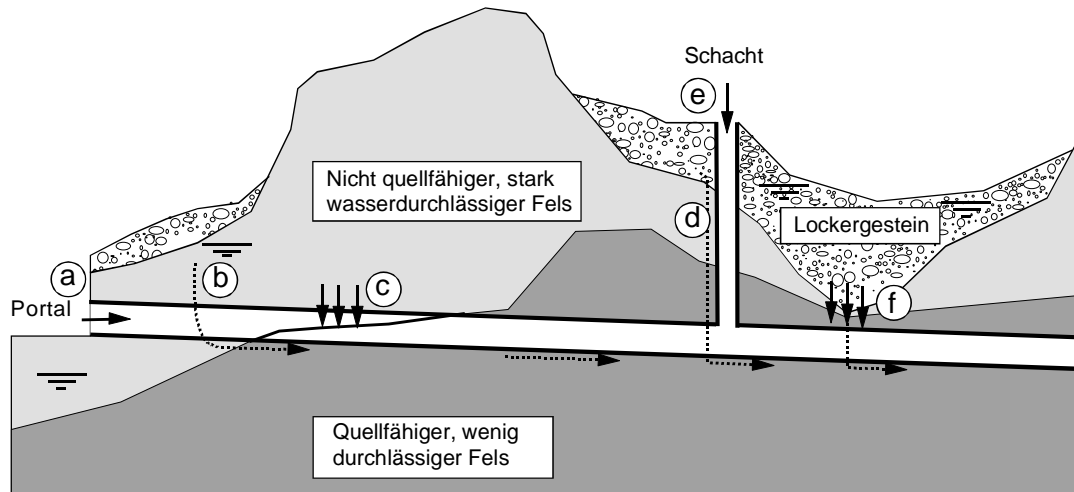


Bild 4-2 Möglichkeiten des Berg- und Meteorwasserzulaufs zu einem in quellfähigem Fels liegenden Bauwerksabschnitt in der Bau- und Nutzungsphase (schematische Darstellung):

- Zufluss von Meteorwasser via Portal, Transport von Meteorwasser in der Tunnelluft
- Sickerströmung zwischen Tunnelauskleidung und Gebirge
- Wasserzufluss zum Hohlraum im Bereich schleifender Schnitte zwischen wasserführendem und quellfähigem Fels
- Sickerströmung entlang der Schachtauskleidung
- Zufluss von Meteorwasser bzw. Transport von Wasser in der Tunnelluft im Schachtinneren
- Wasserzufluss bei geringer Felsüberdeckung

4.2 Bergwasser

4.2.1 Bergwasserzufluss aus dem anstehenden Fels

Bei der Erstellung von Untertagbauten stellt das Ausbruchprofil im unverkleideten Zustand eine freie, unter atmosphärischem Druck stehende Oberfläche dar. Sie ermöglicht eine Sickerströmung bzw. einen Wasserzufluss in Richtung Hohlraum. Die dem Hohlraum direkt aus dem anstehenden Fels zufließende Wassermenge sammelt sich gravitationsbedingt im Sohlbereich und führt dort zu einer Bewässerung des quellfähigen Gesteins.

Ein derartiger Wasserzufluss kann beispielsweise über wasserdurchlässige Sandsteinbänke, über Schichtfugen und offene Klüfte, welche vom Bauwerk tangiert werden, oder aus einer schleifend angeschnittenen Auslaugungszone erfolgen. Beim Vortrieb des 1.4 km langen *Birchitunnels* bei Solothurn konnten Wasserzuflüsse aus dem anstehenden Molassegestein beobachtet werden. Bild 4-3 zeigt eine durchlässige, wasserführende Sandsteinschicht, welche zu einer andauernden Bewässerung der unter der Transportpiste anstehenden quellfähigen Gesteine führte. Die mit Hilfe

von Extensometern gemessenen Hebungen der Betonfahrbahn erreichten in Sohlmitte innerhalb von zwei Monaten einen Wert von maximal 37 mm. Beim *Freudensteintunnel* ergaben sich direkte Wasserzutritte zum Hohlraum in jenen Tunnelabschnitten, welche in der Nähe des Gipspegels lagen. Aus dem in der Firste anstehenden ausgelaugten Gipskeuper floss Wasser direkt zu den stark quellfähigen, anhydritführenden Gesteinen in der Tunnelsohle.



Bild 4-3 Tunnel Birchi: Wasserzufluss aus einer durchlässigen, wasserführenden Sandsteinschicht (rechts im Bild) in die Kontaktzone zwischen Betonfahrbahn und quellfähigem Fels. Deutlich erkennbar sind die dunklen, wasserführenden Gebirgsbereiche (Foto IGT, ETHZ, 1996).

4.2.2 Umverteilung von Bergwasser in Hohlraumnähe

Verschiedene Autoren führen den Quellvorgang auf eine Umverteilung von Bergwasser im anstehenden Fels zurück, welche sich als Folge der mit der Erstellung des Hohlraumes einhergehenden Spannungsumlagerung ergibt. Terzaghi (1936) stellte bei einem oberflächennah im steifen Ton erstellten Tunnel fest, dass das für den Quellvorgang in Hohlraumnähe notwendige Wasser dem in grösserer Entfernung vom Tunnel anstehenden Ton entzogen wird (Bild 4-4). Nach Terzaghi führte dies in Hohlraumnähe zu einer Erhöhung des Wassergehaltes und damit zu einer Expansion und Erweichung des Tones. Grob (1972) vermutete, dass im Belchentunnel alleine die Verminde-

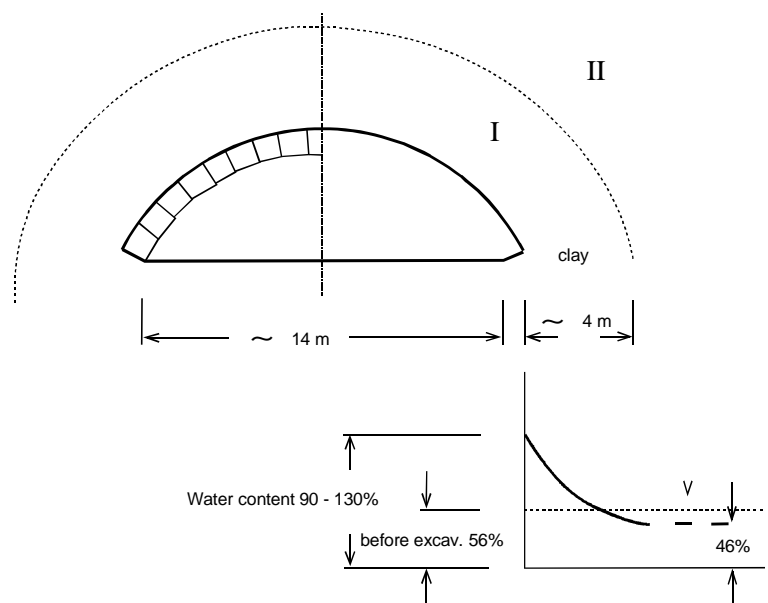


Bild 4-4 Oberflächennah liegender Tunnel: Wassertransport aus dem umgebenden Gebirge (Zone II mit einer Abnahme des Wassergehaltes von 56 % auf 46 %) in Richtung Hohlraum (Zone I mit einer Zunahme des Wassergehaltes von ursprünglich 56 % auf 90 bis 130 % (Terzaghi, 1936)

Die Berechnung der Bergfeuchte um 1 Promille in einem Umkreis von 10 m rund um den Tunnel bereits 1600 Liter Wasser pro Laufmeter Tunnel liefert, dass der Berg also in der Lage sei, jede gewünschte Menge Wasser zu liefern.

In tonhaltigen, wassergesättigten Festgesteinen führt die mit der Erstellung eines Hohlraumes verbundene Spannungsumlagerung zur Veränderung der Porenwasserspannungen im Gestein. Eine rechnerische Modellierung dieses Sachverhaltes wurde von Anagnostou (1992) mit Hilfe eines kontinuumsmechanischen Modells und einem gekoppelten Spannungs-Sickerströmungs-Prozess vorgenommen. Im Modell wurde eine Reihe von Faktoren festgelegt, so die geometrische Abgrenzung, der primäre Spannungszustand, die Gesteins- und Gebirgseigenschaften, die hydraulischen Randbedingungen am Ausbruchrand sowie die Durchlässigkeit im gesättigten und ungesättigten Gebirgsbereich.

Bei dem in Bild 4-5 dargestellten Berechnungsbeispiel wurde der Ausbruch des kreisförmigen, 70 m unterhalb des Bergwasserspiegels liegenden Tunnels mit einem Durchmesser von 10 m als eine undrainierte Zustandsänderung simuliert. Zwischen Gebirge und Hohlraum wurde eine von einer Verkleidung gestützte Membrane angeordnet, welche einen Wasseraustausch zwischen Gebirge und Hohlraum verhindert. Unmittelbar nach dem Ausbruch ergeben sich aus den primären Porenwasserspannungen p_0 (Bild 4-5b) die sekundären Porenwasserspannungen p_{0+} (Bild 4-5c). Letztere sind auf der vertikalen Symmetrieachse in der Nähe des Ausbruchrandes negativ. Die ausbruchbedingte Änderung der Porenwasserspannungen kann, wie in Bild 4-5a gezeigt, auch mit Hilfe von Niveaulinien dargestellt werden.

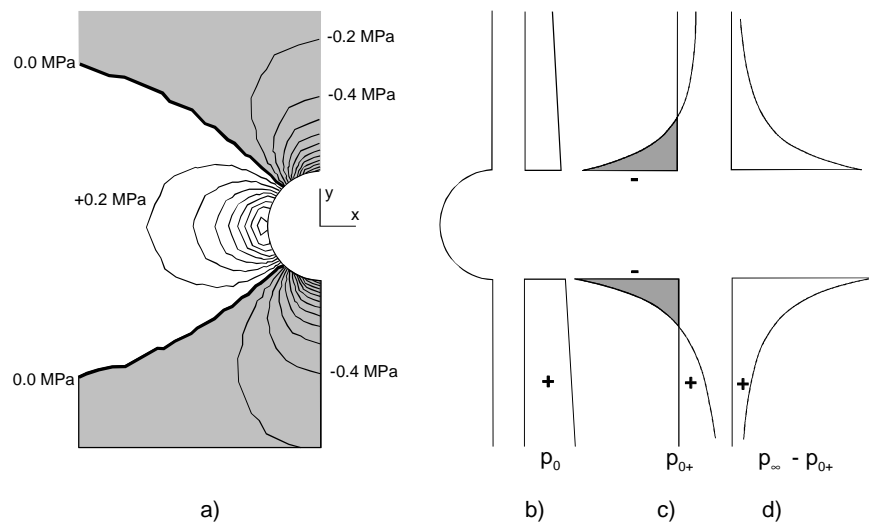


Bild 4-5 Berechnungsbeispiel (nach Anagnostou, 1992)

- Niveaulinien für die ausbruchbedingte Änderung der Porenwasserspannungen, Niveaustufen 0.2 MPa. Schraffierter Bereich mit negativer Spannungsänderung
- primäre Porenwasserspannung p_0 entlang der vertikalen Symmetrieachse
- Porenwasserspannung p_{0+} unmittelbar nach dem Ausbruch (undrainierte Zustandsänderung)
- Änderung der Porenwasserspannung im Zeitraum zwischen dem Ausbruch und dem stationären Zustand.

Die Veränderung der Porenwasserspannungen im Zeitraum zwischen dem Ausbruch und dem stationären Endzustand ($0^+ < t < \infty$) ist in Bild 4-5d dargestellt. Es zeigt sich, dass die Porenwasserspannungen in dieser Zeit im Ulmenbereich ab, oberhalb und unterhalb des Hohlraumes aber zunehmen. Wegen der erwähnten Membrane ist das stationäre hydraulische Potentialfeld zum Zeitpunkt $t = \infty$ identisch mit dem ungestörten Potentialfeld.

Diese Berechnungen zeigen, dass sich infolge der ausbruchbedingten Spannungsumlagerung eine zeitabhängige Umverteilung von Wassermengen innerhalb des Gebirges ergibt. Zum Ausgleich

der Potentialgradienten sickert Wasser von den Ulmenbereichen in die Zonen unterhalb der Sohle und, wenigstens rein rechnerisch, auch in den Bereich oberhalb der Firste (Bild 4-5a).

4.2.3 Wasserlängsläufigkeit

Bei der Erstellung von Tunneln- und Stollen, aber auch beim Abteufen von Schächten, werden neben quellfähigen Gebirgsabschnitten oft auch wasserführende Gesteinsserien angeschnitten oder durchfahren. Das Wasser kann sich in der Längsrichtung des Hohlraumes ausbreiten und trockene, quellfähige Felsabschnitte erreichen. Diesen Wassertransport in der Längsrichtung des Bauwerkes, der bereits in der Bauphase einsetzen sein kann, bezeichnet man als "Wasserlängsläufigkeit".

Das Wasser kann gemäss Bild 4-6a über grössere Distanzen entlang der offenen Tunnelsohle fließen oder, falls eine Auskleidung vorhanden ist, sich als Sickerströmung im Ringspalt (1) zwischen der Ausbruchsicherung bzw. dem Sohlgewölbe und dem Gebirge ausbreiten. Auch der Fels (2) selbst bietet über das vorhandene Trennflächensystem Sickerwege an. In der Nähe des Ausbruchprofils kann die Wasserlängsläufigkeit zusätzlich durch den Einsatz eines nicht gebirgsschonenden Ausbruchverfahrens begünstigt werden.

Bezüglich des Zuflusses von Bergwasser infolge Längsläufigkeit liegen verschiedene Erfahrungen vor. Laabmayr (1994) berichtete über seine Erfahrungen in einer 130 m lange Anhydritzone im Achbergtunnel in Österreich: *"Wie sehr es dem Bergwasser gelingt, über weite Strecken just an jene Stellen zu gelangen, wo es am wenigsten erwünscht ist, zeigte sich im südlichen Tunnelabschnitt. Bergwasser drang über 400 m in der Kontaktfläche Gebirge/Sohlgewölbe vom Wassereintritt bis zum, bis dahin trocken gebliebenen, Anhydritbereich vor. Obwohl versucht wurde mit einem Dichtschott samt Ringspaltinjektionen dem Sickerwasser Herr zu werden, drang es weiter in den kritischen Anhydritbereich vor"*. Beim Belchen- und beim Freudensteintunnel mussten wegen der einsetzenden Sickerwasserströmung zu den stark quellfähigen anhydritführenden Tunnelabschnitten umfangreiche Bauhilfsmassnahmen ergriffen werden.

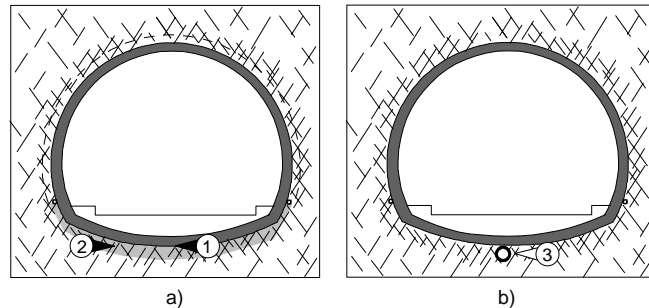


Bild 4-6 Bevorzugte Fliess- und Sickerwege im Sohlbereich eines Tunnels:

- a)
 - in der offenen Sohle
 - im Ringspalt (1) zwischen der Ausbruchsicherung bzw. dem Sohlgewölbe und dem Gebirge
 - im anstehenden Fels (2)
- b) Wasserzuführung durch undichte Entwässerungsleitungen in einen quellfähigen Gebirgsabschnitt

4.2.4 Wasserzufluss aus Entwässerungsleitungen und Erkundungsbohrungen

Die Erfahrung zeigt, dass sich eine Bewässerung von trockenen quellfähigen Gebirgsabschnitten auch als Folge undichter Entwässerungsleitungen (Bild 4-6b) ergeben kann. Dies war beim Hauenstein-Basistunnel (Wiesmann, 1917), beim Bözbergtunnel (Golta, 1967), beim Belchentunnel (Grob, 1972) und beim Seelisbergtunnel (Schneider, 1984) der Fall. Nach Beobachtungen von Kuhnhehn et al. (1979) drang beim Vortrieb des Sondierstollens für den Engelberg-Basistunnel Wasser durch die Stossfugen der Entwässerungsleitung und floss im aufgelockerten Gebirge unterhalb des Sohlgewölbes zum anhydritführenden Gipskeuper. Diese Wasserzuführung führte zu starken Sohlhebungen sowie zur Zerstörung des Sohlgewölbes und der Entwässerungsleitung.

Entwässerungsleitungen, welche gemäss Bild 4-6b bergseits des Ausbaus angeordnet werden, können auch durch Quellerscheinungen beschädigt oder gar zerstört werden. Je nach Quellpotential und gewähltem Vortriebsverfahren kann eine solche Bewässerung im Bauzustand unerwünscht sein. Beim Bau des *Belchentunnels* mussten beispielsweise die ursprünglich bergseits des Sohlgewölbes angeordneten Drainagerohre aufgegeben und durch neue Entwässerungsleitungen über dem Sohlgewölbe ersetzt werden (Grob, 1972).

Eine andere, weniger häufige anzutreffende Art des unerwünschten Wasserzuflusses zu quellfähigen Gebirgsbereichen kann sich dann ergeben, wenn beim Vortrieb eine nicht ausreichend verschlossene, wasserführende Erkundungsbohrung angefahren wird. Dies war beispielsweise beim Vortrieb des Erkundungsstollens für den *Engelberg-Basistunnel* in der Anhydritstrecke der Fall. Das ausfliessende Wasser führte dort innerhalb von 5 Monaten zu Sohlhebungen von 65 cm (Kuhnhehn et al., 1979). Auch im Anhydritbereich der Probestrecke II des Engelberg-Basistunnels ergaben sich Probleme durch einen unerwarteten Wasserzufluss aus einer nicht ordnungsgemäss verschlossenen Erkundungsbohrung (Bernhardt und Rock, 1995). Unmittelbar danach setzten starke Sohlhebungen ein, die zur Zerstörung der 20 cm starken Spritzbetonsohle und der 4 m langen Sohlanker führten. Die gemessenen Sohlhebungen lagen bei 20 cm innerhalb von 48 Stunden.

4.3 Brauchwasser

Brauchwasser, welches im Zuge von Vortriebsarbeiten eingesetzt wird, kann bei nicht fachgerechter Fassung und Rückführung den Sohlbereich erreichen und dort bereits in der Bauphase zu allenfalls unerwünschten Quellerscheinungen führen. Ob im Vortrieb eine Einschränkung oder gar ein Verbot der Einleitung von Brauchwasser ins Gebirge angeordnet werden muss, hängt u.a. vom Quellpotential, vom Vortriebsverfahren, vom Bergwasserzufluss und vom Ort der Wassereinleitung ab.

Beim Sprengvortrieb fällt Bohrwasser im Bereich der Ortsbrust, beim Strossen- und Sohlabbau und beim Abteufen eines Schachtes an der Schachtsohle an. Beim maschinellen Vortrieb kann Brauchwasser beispielsweise zur Kühlung der Abbauwerkzeuge, zur Staubbekämpfung oder zur Reinigung von Maschinenteilen erforderlich sein. Dies zeigt, dass die Einleitung von Brauchwasser in quellfähige Gebirgsbereiche an verschiedenen Orten eines Vortriebes möglich ist. Auf mögliche Gegenmassnahmen wird in Kapitel 6.7 näher eingegangen.

4.4 Meteorwasser

In Bild 4-2 wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass Meteorwasser quellfähige Gebirgsbereiche via Portal, Zwischenangriff und Schachtkopf (Längsläufigkeit) oder via die Tunnelluft erreichen kann.

Terzaghi (1936) betrachtete es als theoretisch möglich, aber eher unwahrscheinlich, dass Wasser der Luft zur Quellung entzogen wird. Nach Wittke (1978) können dem Gebirge, zumindest solange die Tunnelwandung noch ungeschützt der Tunnelluft ausgesetzt ist, auch Wassermengen aus der Luftfeuchtigkeit zugeführt werden. Dies insbesondere im Sommerhalbjahr, in welchem die zuströmende Luft im Tunnel abgekühlt wird und der Wasserdampf an der Tunnelwand kondensiert.

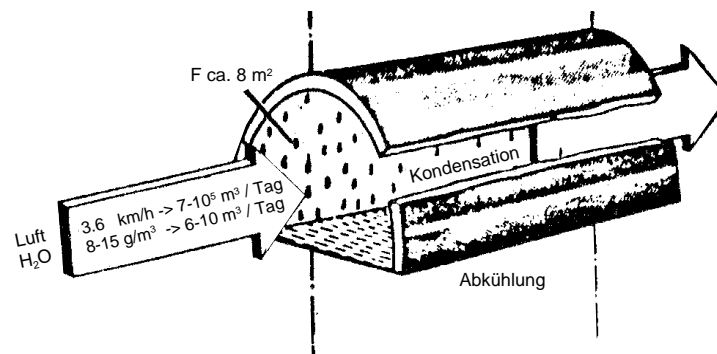


Bild 4-7 Wagenburgtunnel: Möglicher Wassertransport durch die natürliche Belüftung (nach Wittke, 1978)

Für Wittke (1978) liegt es daher nahe, dass der Wassertransport in der Tunnelluft auch zu grösseren Sohlhebungen führen kann. Er begründet diese Aussage mit den im Sohlstollen der Nordröhre des *Wagenburgtunnels* gemachten Erfahrungen. Hier konnte man zwischen 1942 und 1970 Sohlhebungen von maximal 120 cm beobachten, obwohl keine künstliche Bewässerung der Stollensohle vorgenommen wurde. Wittke (1978) geht von der Möglichkeit aus, dass der offenen Sohle des Stollens durch die über nahezu drei Jahrzehnte einwirkende natürliche Belüftung grosse Wassermengen von 6 - 10 m³ pro Tag zugeführt worden sind (Bild 4-7). Aus unserer Sicht kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass die Wasserlängsläufigkeit zu den erwähnten Quellerscheinungen geführt hat, steht doch der Sohlstollen der Nordröhre des *Wagenburgtunnels* in direkter Verbindung mit dem höher gelegenen, wasserführenden Mittleren Gipshorizont. Das beachtliche Längsgefälle des Stollens von 5.4 bis 5.7 % dürfte den Wasserzufluss zu den stark quellfähigen Gebirgsbereiche begünstigt haben.

Diese Interpretation wird auch durch die Ergebnisse der in zwei hufeisenförmigen Querschlägen des Sohlstollens der Nordröhre des *Wagenburgtunnels* durchgeführten in situ Versuche gestützt (Henke, 1976). Im nicht bewässerten luftfeuchten Querschlag I ergab sich in der Stollenachse in einem Beobachtungszeitraum von 400 Tagen eine mittlere Sohlhebung von 5 mm/100 Tage. Im Versuchsquerschlag II wurde in der künstlich bewässerten Sohle im selben Zeitraum eine mittlere Sohlhebung von 57 mm/100 Tage gemessen. Dies bedeutet, dass die künstliche Bewässerung zu rund 11 mal grösseren Sohlhebungen führte. Bemerkenswert ist ferner, dass die Hebungsgeschwindigkeit im luftfeuchten Querschlag I jahreszeitlichen Schwankungen unterlag. Nach Henke et al. (1975) nahm die Hebungsgeschwindigkeit im Sommer zu und gegen Winter ab. Diese Schwankungen stehen vermutlich in Zusammenhang mit der Erhöhung des Feuchtigkeitsangebots im Sommerhalbjahr, da in dieser Zeit mehrfach eine Wassertropfenbildung am Beton des Sohlstollens festgestellt werden konnte. Aufgrund dieser Beobachtung kann wohl davon ausge-

gangen werden, dass die eine Grössenordnung kleineren Sohlhebungen im luftfeuchten Querschlag I auf die Wasserzuführung durch die Stollenluft zurückzuführen waren.

Dies zeigt, dass der Wassertransport via Tunnelluft, im Vergleich zur direkten Bewässerung quellfähiger Gesteine, in einem bestimmten Zeitraum nur einen Bruchteil an Quellhebungen beizutragen vermag. In der Bauphase hat daher der Wassertransport in der Tunnelluft in Bezug auf das Auslösen von Quellerscheinungen nur eine untergeordnete Bedeutung. Diese Feststellung steht in Übereinstimmung mit Beobachtungen und Erfahrungen, welche in den nicht wasserführenden Tunnelabschnitten des Tunnels Mont Terri und des Seelisbergtunnels gemacht wurden. Im trocken anstehenden Fels konnten dort bei künstlicher Belüftung nur sehr kleine Sohlhebungen gemessen werden. Es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass der über Jahrzehnte einwirkende Wassertransport via Tunnelluft zu bedeutenden, mit der direkten Wasserzuführung vergleichbaren Sohlhebungen führen kann.

Unbestritten ist die Tatsache, dass der Feuchtigkeitstransport in der Tunnelluft zu einer oft rasch einsetzenden oberflächennahen Verwitterung von stark tonhaltigen Gesteinen führt, welche entlang des Ausbruchprofils ungeschützt anstehen. Solche Gesteine reagieren sehr empfindlich auf den wechselnden Austrocknungs-Durchfeuchtungsprozess, welcher durch die Variation des Feuchtigkeitsgehaltes der Tunnelluft verursacht wird.

4.5 Fliess- und Sickerwege in ton- bzw. anhydrit-/tonhaltigem Fels

Der zeitliche Verlauf von Quellerscheinungen in ton- bzw. anhydrit-/tonhaltigem Fels hängt einerseits davon ab, welche Wassermengen innerhalb welcher Zeit quellfähige Gesteine erreichen können. Auch im tonhaltigen Fels erfolgt der Wassertransport in erster Linie über das Trennflächengefüge (Bild 4-8). Neben hydraulischen Einflussfaktoren bestimmen im Wesentlichen die Häufigkeit, Raumstellung und Öffnungsweite der Schichtfugen, Schieferungsfugen und Klüfte die pro Zeiteinheit transportierte Wassermenge. Neben diesen natürlich im Fels vorhandenen Fliess- und Sickerwegen beeinflussen auch jene Trennflächen den zeitlichen Verlauf des Quellens, welche infolge der Erstellung des Hohlraumes entstanden sind. Eine derartige den Hohlraum umgebende Zone erhöhter Durchlässigkeit kann auf Brucherscheinungen im Gestein (offene Risse, Scherflächen) zurückzuführen sein, welche sich als Folge der mit der Hohlraumerstellung einhergehenden Spannungsumlagerung ergeben haben. Aber auch die Wahl eines nicht gebirgsschonenden Ausbruchverfahrens kann Grund für die erhöhte Durchlässigkeit dieser Zone sein.

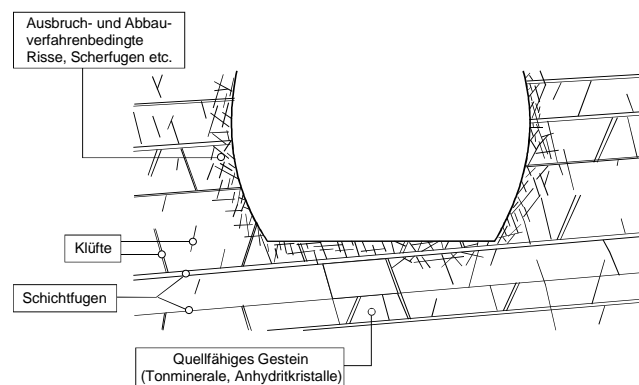


Bild 4-8 Mögliche Fliess- und Sickerwege im Festgestein

Andererseits stellen die in tonhaltigen Gesteinen vorhandenen Inhomogenitätsgrenzen, wie beispielsweise Mergel-Anhydritgrenzen in feinelaminiertem Anhydrit oder Grenzflächen zwischen Ton und Begleitgesteinen, bevorzugte Wege für die Sickerströmung dar. In der Tonmatrix selbst zirkuliert das Wasser vorwiegend in den Schichtebenen der eingeregelteten Tonplättchen (siehe Kapitel 4.5.1)

Wegen ihren duktilen Eigenschaften haben tonhaltige Gesteine tektonische und andere Beanspruchungen wesentlich unbeschadeter überstanden als spröde Gesteine. Dies zeigt sich beispielsweise bei Molassegesteinen, bei denen die stark tonhaltigen Gesteinslagen bedeutend weniger stark geklüftet sind als angrenzende spröde Sandsteinbänke. Die Durchlässigkeit der einzelnen Schichtlagen variiert daher stark. Die tonigen Zwischenschichten unterbinden in der Wechsellaagerung gleich mehrfach die Wasserzirkulation normal zu den Schichtflächen, sie wirken als Stauer. Die nicht tonhaltigen Zwischenschichten stellen somit in der Schichtebene den Bergwasserleiter dar. Auch beim Zürichbergtunnel wirkten die tonigen Zwischenschichten der nahezu horizontal gelagerten oberen Süßwassermolasse in vertikaler Richtung als Stauer. Die Bergwasserzuführung zum Tunnel war ausserordentlich gering. Der gesamte zentrale Tunnelabschnitt von über 4 km Länge blieb fast trocken und wies insgesamt eine Maximalmenge von nur 0.9 l/min Sickerwasser auf (Felber, 1990).

Stehen bei einem Tunnelvortrieb Gesteinsserien grosser Mächtigkeit und geringer Durchlässigkeit an, wie dies beispielsweise in den Amdener- und Valanginienmergeln im Seelisbergtunnel der Fall war, so sind diese als eigentliche Barrieren für die Wasserzirkulation zu betrachten. Nach Schneider (1984) erwiesen sich die Amdenermergel beim Tunnelvortrieb als absolut trocken, in den Valanginienmergeln war die Wasserführung vernachlässigbar klein.

4.5.1 Wassertransport in tonhaltigen Gesteinen

Der Wassertransport in tonhaltigen Gesteinen (Matrix) ist komplex. Grundsätzlich kann zwischen vier direkten Fliesstypen unterschieden werden, nämlich dem hydraulischen, dem thermischen, dem elektrischen und dem chemischen Transport. Jeder dieser Fliesstypen verfügt über sein eigenes Potential mit einem hydraulischen, thermischen, elektrischen oder chemischen Gradienten (Mitchell, 1993). Aber auch gekoppelte Fliesstypen sind möglich. Als gekoppeltes Fliesen bezeichnet Mitchell (1993) beispielsweise ein hydraulisches Fliesen, welches durch einen elektrischen Potentialgradienten angetrieben wird. In den meisten Fällen treten mehrere Fliesstypen simultan auf.

Bei tonhaltigen Gesteinen führt die negative Nettoladung der Teilchenoberflächen zu einem elektrischen Feld. Dadurch können Tonschichten Membraneigenschaften erhalten, sodass der Durchgang durch die kleinen Poren für gewisse Ionen und Moleküle eingeschränkt oder gar verhindert wird. Die umfassende Rolle derartiger Membranpotentiale ist jedoch noch nicht abschliessend geklärt (Mitchell, 1993).

Betrachtet man das rein hydraulische Fliesen, so steht fest, dass die hydraulische Durchlässigkeit eines tonhaltigen Gesteins stark von der Porenzahl e abhängt. Versuche von Olsen (1969, 1972) haben beispielsweise für Kaolinit gezeigt, dass sich bei einer Verkleinerung der Porenzahl von 0.5 auf 0.1 als Folge einer Konsolidation die hydraulische Durchlässigkeit von rund 10^{-9} auf 10^{-11} m/sec reduzierte, d.h. um einen Faktor 100 kleiner wurde. Die hydraulische Durchlässigkeit hängt also davon ab, mit welcher Intensität das Gestein während der Diagenese bzw. durch tektonische Beanspruchung verfestigt wurde. Ein Mass dafür ist die Dichte. Bei der Bohrung Beznau zeigte sich beispielsweise eine eindeutige Zunahme der Dichte des Opalinuston mit zunehmender Tiefe (Nüesch, 1991).

Die hydraulische Durchlässigkeit tonhaltiger Gesteine kann vereinfachend mit dem Gesetz von Darcy erfasst werden. Für Tone und tonige Silte mittlerer bis hoher Plastizität liegt der hydraulische Durchlässigkeitsbeiwert nach Darcy zwischen 10^{-9} und 10^{-11} m/sec, wobei bereits Böden bzw. Gesteine mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von weniger als 10^{-8} m/sec als sehr schwach

durchlässig gelten (DIN 18130 T.1). Bei nur teilweiser Sättigung des Gesteins kann die Durchlässigkeit tonhaltiger Gesteine noch erheblich geringer sein als im gesättigten Zustand.

Nach Mitchell (1993) ist jedoch das Gesetz von Darcy unter bestimmten Verhältnissen eine ungenügende Basis für die Voraussage des hydraulischen Fließens in Tonen oder tonhaltigen Gesteinen, insbesondere dann, wenn chemische und/oder elektrische Gradienten vorhanden sind. In Tonen ist eine Sickerströmung wegen der geringen Porengrösse auch in gekoppelter Form möglich, so z.B. ein hydraulisches Fließen kombiniert mit osmotischen Vorgängen. Mit abnehmender Porenzahl nimmt die relative Wichtigkeit des osmotisch getriebenen Fließens in Bezug auf das gesamte Fließen zu. Nach Mitchell (1993) kann das Gesetz von Darcy dann als gültig betrachtet werden, wenn während der Sickerströmung alle Systemvariablen konstant bleiben. Bei Konsolidations- oder Quellerscheinungen ist dies jedoch nicht der Fall, da sich in deren Verlauf u.a. die Porenzahl e ändert.

Diese Ausführungen zeigen, dass eine rechnerische Erfassung von Sickerströmungen in tonhaltigen Gesteinen in jedem Falle auf stark vereinfachten Modellannahmen basiert. So wählte Anagnostou (1992) zur Durchführung von Berechnungen mit einem gekoppelten Spannungs-Sickerströmungsprozess für den Fels vereinfachend das Modell eines porösen Mediums. Als Strömungsgesetz verwendete er das verallgemeinerte Darcy'sche Gesetz.

4.5.2 Wassertransport in anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen

Anhydritführende Gesteine sind in der Regel sehr kompakt und weisen oft einen hohen Tongehalt auf. Entsprechend gering ist die hydraulische Durchlässigkeit solcher Gesteine. So ergaben beispielsweise Versuche von Vardar und Fecker (1984) an trockenen, gips- und anhydritführenden Tonsteinproben aus dem Wagenburgtunnel Durchlässigkeitsbeiwerte von weniger als 10^{-12} m/s.

Der Zusammenhang zwischen dem Aufbau anhydritführender Gesteine (Tonanteil, feinverteilter Anhydrit etc.) und ihrer hydraulischen Durchlässigkeit ist sehr komplex und heutzutage noch nicht abschliessend geklärt. Quellerscheinungen in Form von Gipskristallbildungen und Wasseranlagerung an Tonminerale können, je nach Behinderung des Quellvorganges, mit einer Vergrösserung oder einer Verkleinerung der Durchlässigkeit des Gesteins verbunden sein.

Eine *Verkleinerung der Durchlässigkeit* des Gesteins bzw. des Trennflächengefüges des Festgesteins kann sich ergeben

- als Folge des Kristallisationsdruckes von Gips bei verhinderter Volumendehnung (Verkleinerung der Porenzahl)
- aus der Sedimentation von Gipskristallen in effektiven Trennflächen (z.B. als Fasergips). Gips wird häufig dort ausgefällt, wo offene Klüfte, Schicht- und Schieferungsfugen zur Verfügung stehen, welche ohne Druckaufbau gefüllt werden können. Nach Berner (1991) lässt das in den Nassbereichen des Freudensteintunnels festgestellte gehäufte Auftreten eines verzweigten Netzes von Fasergipsfugen den Schluss zu, dass die ursprünglich vorhandenen Wasserwegigkeiten durch Gipsverschluss zunehmend abgedichtet wurden. Voraussetzung für dieses Zuwachsen der Wasserwege sind nach Berner (1991) besonders anhydritreiche Gebirgsabschnitte geringer Durchlässigkeit, wo CaSO_4 -Sättigungskonzentrationen bereits nach kurzen Sickerstrecken erreicht werden.
- aus der Vergipsung von Anhydritkontaktflächen. Hier ist sowohl die Gipsumschliessung von Anhydritrelikten im Kleinbereich wie auch die Vergipsung von massigem Anhydrit im Gross-

bereich zu beachten. Die Abkapselung des Anhydrits durch einen Gipssaum oder Gipspanzer behindert die Hydratation des restlichen Anhydrits.

Die Gipskristallbildung führt dann zu einer *Vergrößerung der Durchlässigkeit* des Gesteins bzw. des Trennflächensystems, wenn der Quellvorgang wenig oder gar nicht behindert wird (freies Quellen). Nach Jordan (1994) und Nüesch et al. (1995) kann in solchen Fällen beobachtet werden, dass durch den Kristallisationsdruck des Gipses ständig neue Risse im Gestein erzeugt werden, in welche wiederum Wasser eindringen und zur erneuten Gipskristallbildung führen kann. Der Kristallisationsdruck des Gipses führt dann zu einer Aufspaltung der Tonlagen, zu einer Desintegration des Gesteins und zu einem Fortschreiten der Vergipsungsfront.

4.6 Einfluss der chemischen Zusammensetzung des Wassers

Sowohl die Tonquellung als auch die Gipsausfällung kann von der Zusammensetzung des dem quellfähigen Gestein zufließenden Berg-, Brauch- und Meteorwassers beeinflusst werden.

4.6.1 Einfluss der Wasserzusammensetzung bei tonhaltigen Gesteinen

Nach Madsen (1993) ergeben sich bei Gesteinen, welche hauptsächlich einwertige Kationen im Porenwasser enthalten (Natrium-Ionen), höhere Quelldrücke als bei Gesteinen mit zweiwertigen Kationen (Calcium oder Magnesium-Ionen). Der Quelldruck, den ein Gestein aufbauen kann, ist somit abhängig von der Wertigkeit der Kationen in der Flüssigkeit nahe der Tonoberfläche bzw. im Porenwasser des Gesteins (Madsen, 1993). Dies bedeutet, dass sich je nach Zusammensetzung des zufließenden bzw. zusickernden Berg-, Brauch- oder Meteorwassers eine Veränderung der Wertigkeit der im freien Porenwasser des Gesteins enthaltenen Kationen ergeben kann. Das Quellpotential des Gesteins ist daher auch von der Zusammensetzung des zufließenden Wassers abhängig. Ungeklärt ist die Frage, ob nur das freie Porenwasser im Gestein oder auch das von den Tonmineralen absorbierte Wasser davon beeinflusst wird. Mit Hilfe von Laborversuchen, welche mit Wasser einer bestimmten Zusammensetzung bewässert werden, kann aber auch dieser Einfluss erfasst werden.

4.6.2 Einfluss der Wasserzusammensetzung bei anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen

Im anhydritführenden Fels sind wir, wie in Kapitel 3 bereits erwähnt, in Bezug auf eine Gipskristallbildung mit einer Vielfalt von möglichen Prozessen konfrontiert, welche in situ in einem offenen System ablaufen. Die Bedingungen für eine Gipsausfällung sind recht eng. Beim Vorhandensein einer Sickerströmung kann dann eine rasche Gipskristallbildung erwartet werden, wenn einerseits grosse Anhydritkontaktflächen vorhanden sind und andererseits die aktuelle Ionenkonzentration des dem Gestein zufließenden Wassers bereits in der Nähe der Sättigungskonzentration von Gips liegt. In diesem Falle muss nur mehr eine geringe Menge Anhydrit gelöst werden, um die Ausfällung von Gips zu ermöglichen. Weist aber das dem anhydritführenden Gestein zufließende Wasser nur eine geringe Lösungskonzentration auf, so kann es entsprechend lange dauern, bis die für die Gipsbildung notwendige Ionenkonzentration erreicht wird. Dies zeigt, dass auch die Gipskristallbildung von der Zusammensetzung des Sickerwassers beeinflusst wird.

4.7 Einfluss des Wassers auf die Gesteinsfestigkeit

Die Wasseraufnahme von ton- und anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen beim Quellvorgang kann unter bestimmten Voraussetzungen mit einem Festigkeitsverlust verbunden sein. Diesem Umstand ist im Hinblick auf die Erstellung und Nutzung von Untertagbauten im quellfähigen Fels aus statischen, aber auch aus baubetrieblichen Gründen gebührend Beachtung zu schenken.

Der teilweise oder gar vollständige Festigkeitsverlust tonhaltiger Gesteine beruht auf dem mit der Wasseranlagerung an die Tonminerale verbundenen Abbau der bindenden Kräfte. Sulfatführende Tongesteine können zudem von Auslaugungserscheinungen betroffen sein. Der Abtransport des Sulfates via Sickerströmung führt zu einer Entfestigung des Gesteins und den Felsstruktur.

4.7.1 Wassergehalt und Spannungszustand bei tonhaltigen Gesteinen

Das Quellen tonhaltiger Gesteine ist mit einer Änderung des Wassergehaltes verbunden. Diese ist vom herrschenden Spannungszustand abhängig. Dies zeigen sowohl Laborversuche als auch Feldbeobachtungen.

An Mergelproben aus dem *Pfändertunnel* wurden je 74 Quelldruck- und Quellmassversuche. Die Gesteinsproben stammten aus verschiedenen Bohrungen und deckten praktisch das gesamte Spektrum der beim Pfändertunnel vorkommenden quellfähigen Gesteine der Oberen Süßwassermolasse ab. Der mittlere Wassergehalt der Gesteinsproben lag vor Versuchsbeginn bei 3.4% (Bild 4-9a). Nach der Durchführung der Quelldruckversuche unter Volumenkonstanz erhöhte sich

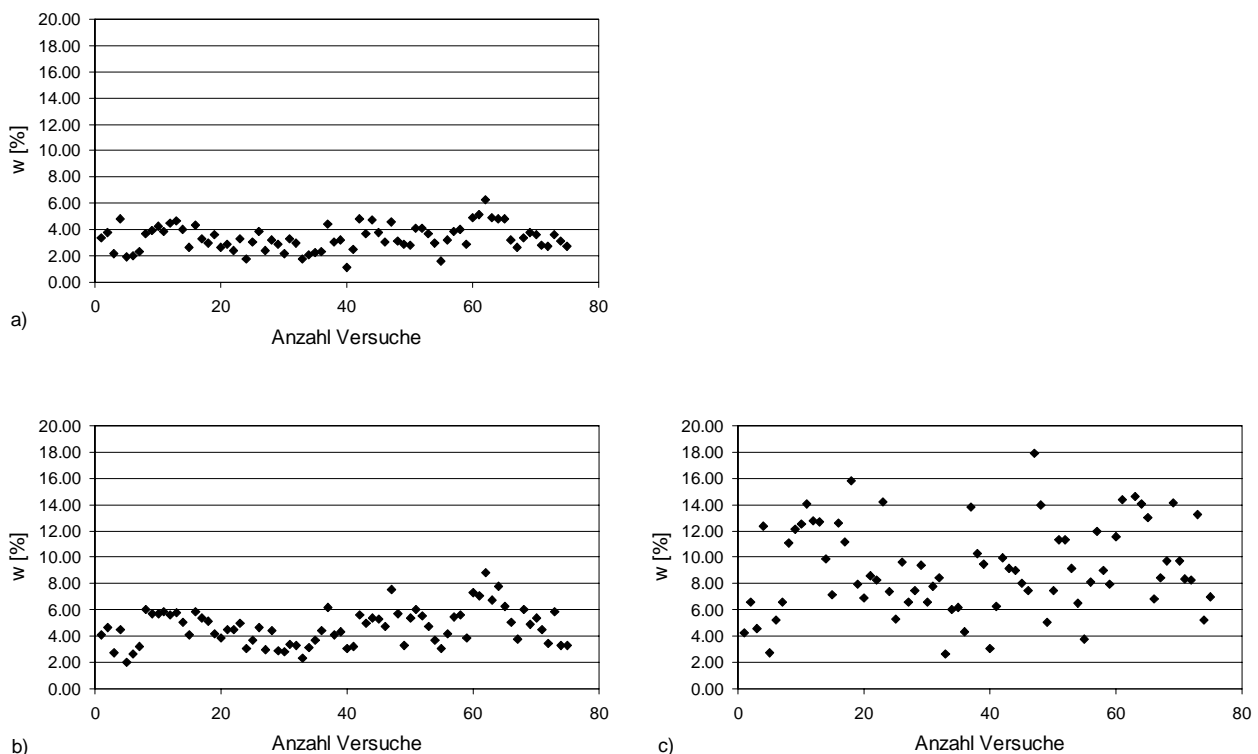


Bild 4-9 Pfändertunnel: Wassergehalt w [%] vor und nach der Durchführung von je 74 Quelldruck- und Quellmassversuchen an Mergelproben im Labor (Berichte IGT, ETH Zürich, 1979 bis 1980)

- a) Wassergehalt vor Versuchsbeginn (Mittelwert $w = 3.4 \pm 0.8$ %)
- b) Wassergehalt nach Quelldruckversuchen (Mittelwert $w = 4.7 \pm 1.1$ %)
- c) Wassergehalt nach Quellmassversuchen (Mittelwert $w = 9.3 \pm 2.9$ %)

dieser auf 4.7 % (Bild 4-9b), im Falle der Quellmassversuche ohne Behinderung der Volumendehnung gar auf 9.3 % (Bild 4-9c). Diese Versuche zeigen den Zusammenhang zwischen der Wasseraufnahme des Gesteins und dem Mass der Behinderung der Volumendehnung sehr deutlich.

Auch *Feldbeobachtungen* zeigen die Abhängigkeit zwischen der Wasseranlagerung an die im Gestein vorhandenen Tonminerale und dem Mass der Behinderung der Volumendehnung beim Quellvorgang. Im *Seelisbergtunnel* wurden im Zuge der Erstellung von 44 vertikalen, rund 16 m langen Gleitmikrometerbohrungen insgesamt 132 ausgewählte Bohrkernentnommen und auf ihren Wassergehalt hin untersucht. Die Proben stammten aus verschiedenen Bohrungen und aus verschiedenen Tiefen. Bild 4-10 zeigt die Bandbreite der Wassergehalte des Gesteins, wie sie rund 20 Jahre nach der Erstellung des Tunnels vorgefunden wurde. Im ungestörten Amdenermergel beträgt der mittlere Wassergehalt 0.6 %. Im hohlraumnahen Gebirgsbereich nimmt er, wie auch die Streuung der Messwerte, deutlich zu (Lang und Nüesch, 1994). Direkt unterhalb der nicht starr verankerten Sohlplatte stieg der Wassergehalt innerhalb von rund 20 Jahren auf Werte von über 3 %.

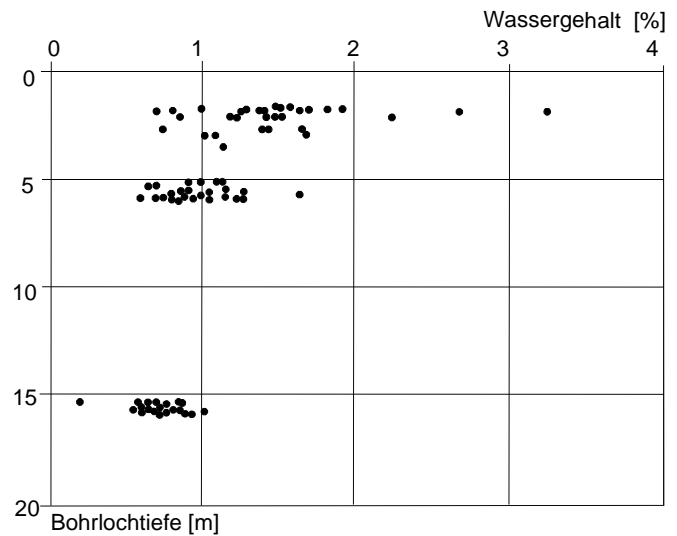


Bild 4-10 Seelisbergtunnel, Amdenermergelzone: Wassergehalt von Gesteinsproben aus dem Sohlbereich des Tunnels mit Tiefenangabe in [m] unterhalb der Fahrbahn. Probeentnahme 20 Jahre nach Tunnelausbruch (Lang und Nüesch, 1994)

4.7.2 Entfestigung tonhaltiger Gesteine

Das Wasseraufnahmevermögen tonhaltiger Gesteine wird bekanntlich nicht nur von der Art und vom Gehalt der Tonminerale sowie vom Mass der Behinderung der Volumendehnung beeinflusst. Die Nichttonminerale können, je nach Art, prozentualem Anteil, Aufbau und Zusammenhalt, das Wasseranlagerungsvermögen tonhaltiger Gesteine wesentlich beeinflussen.

Verfügt ein tonhaltiges Gestein beispielsweise über ein Kalkskelett, so kann dieses die Festigkeit, die Quellfähigkeit und die Verwitterungsbeständigkeit des Gesteins massgebend beeinflussen. Nach Innerhofer (1966) waren jene Mergel der Aquitan-Molasse (USM), welche einen Kalkgehalt von mehr als 50% aufwiesen, auch nach einer Wasserlagerung und zahlreichen Frostwechseln fest geblieben. Die Druckfestigkeit nach der Wasserlagerung betrug 15 bis 35 MPa.

Bei erhöhtem Tongehalt ist jedoch die Ausbildung eines tragfähigen Kalkskelettes nicht mehr gegeben, weshalb tonreiche Gesteine empfindlich auf Wasserzutritte reagieren. Die Wasseranlagerung an die Tonminerale kann in diesem Fall zu einem fortschreitenden Aufblättern der Schichtlagen und schliesslich zu einem völligen Zerfall des Gesteins führen. Erfahrungen aus Eisenbahntunneln zeigen, dass dies besonders im sohlennahen Bereich der Fall war. Die Verschlam-

mung der Sohle wurde durch die dynamischen Lasteinwirkungen des Zugsbetriebes noch beschleunigt (Zünd und Bischoff, 1987).

Die quantitative Erfassung des quellbedingten Festigkeitsverlustes von tonhaltigen Gesteinen kann mit Hilfe von Triaxialversuchen vorgenommen werden. Pimentel (1996) führte Quellversuche an diagenetisch verfestigten Tonsteinen durch. Zur Wasseranlagerung an die Gesteine war bis zum Abklingen des Quellvorganges ein Zeitbedarf von 9 Monaten erforderlich. Danach wurden die Festigkeitseigenschaften der aufgequollenen Gesteinsproben mit Kurzzeitversuchen ermittelt. Nach Pimentel ist die Abminderung der Festigkeit infolge des Quellvorganges eindeutig und erfolgt nahezu linear proportional zum Wassergehalt (Bild 4-11). Die Tonsteinproben wiesen nach abgeschlossener Wasseraufnahme noch etwa 10 % der Festigkeit des entsprechenden nicht gequollenen Tonsteins auf. Bei den in Bild 4-11 dargestellten Versuchsergebnissen wurde die einaxiale Druckfestigkeit σ_d aus c und φ ermittelt.

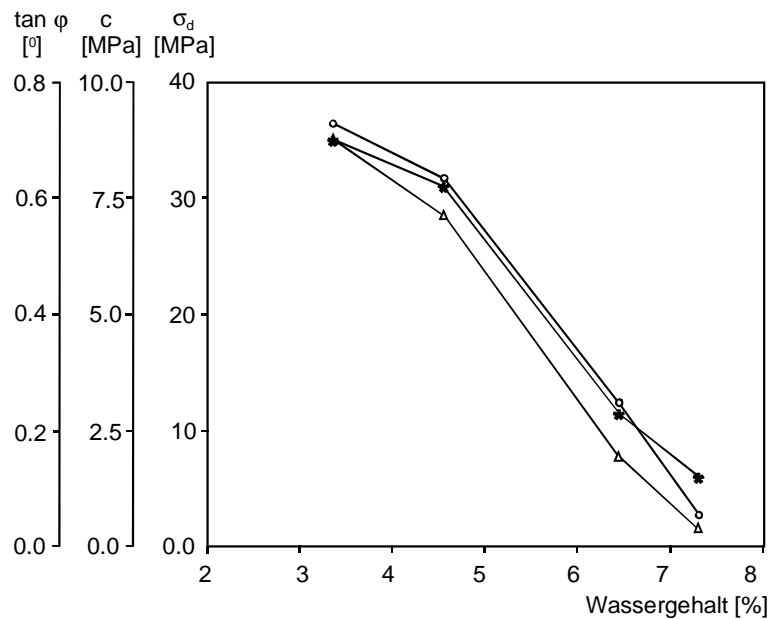


Bild 4-11 Änderung der Festigkeitseigenschaften von diagenetisch verfestigten Tonsteinen in Funktion des Wassergehaltes (Pimentel, 1996)

Ein Festigkeitsverlust tonhaltiger Gesteine kann sich auch durch wechselnde Zyklen von Austrocknung und Bewässerung ergeben. Mit der sogenannten "Aufweichbeständigkeit" (slaking durability) tonhaltiger Gesteine wird die Widerstandsfähigkeit des Gesteins gegen derartige Zyklen quantitativ erfasst. Damit können Gesteine nach ihrer Wasserempfindlichkeit, Verwitterungsanfälligkeit bzw. Zerfallsverhalten eingestuft werden. Gamble (1971) klassifizierte den in einem Testgerät ermittelten Aufweichbeständigkeitsindex I_{d2} in Funktion des Plastizitätsindex (ISRM, 1979). Die Aufweichbeständigkeit hat im Untertagebau im Bereich des Ausbruchprofils eine praktische Bedeutung, da dort die Möglichkeit besteht, dass die oberflächennah anstehenden tonhaltigen Gesteine als Folge des wechselnden Feuchtigkeitsgehaltes der Tunnelluft (Kondensation, Austrocknung) aufweichen, verwittern und zerfallen.

4.7.3 Entfestigung anhydrit-/tonhaltiger Gesteine

Auch die Wasseraufnahme von tonreichen anhydritführenden Gesteinen ist mit Festigkeitsverlusten verbunden sein. Neben dem Festigkeitsverlust des Tones beim freien, unbehinderten Quellen führt die Gipskristallbildung zu klaffenden Schichtfugen, welche von Gipsrasen belegt sind. Im

aufgequollenen Zustand sind diese Gesteine völlig desintegriert und nicht mehr tragfähig (siehe Bild 3-56). Aber auch die Sulfatauslaugung kann zu einer Entfestigung des Gesteins bzw. des Gebirges führen.

4.8 Auslaugungserscheinungen im sulfatführenden Gebirge

4.8.1 Verwitterung sulfatführender Gesteine

Gelangt das im Fels zirkulierende Bergwasser in Kontakt mit sulfatführenden Gesteinen, so können unter bestimmten Bedingungen fortschreitend Salze, Anhydrit und Gips gelöst und im Bergwasser abtransportiert werden. Diesen Vorgang bezeichnet man als "Auslaugung" oder "Subrosion". Im Fels bleiben dann kleinere und grössere Hohlräume (Dolinen) zurück. Zudem wird die Festigkeit des Gesteins durch das Herauslösen von Mineralen und die Wasseraufnahme der Tonminerale beeinträchtigt, das Gestein verwittert, die Durchlässigkeit wird erhöht. Die Sulfatauslaugung läuft im wesentlichen grossräumig innerhalb von geologischen Zeiträumen ab, kleinräumig ist sie auch innerhalb der Nutzungszeit von Untertagebauten zu beachten.

Der ausgelaugte Fels befindet sich im Falle eines tektonisch nur wenig beanspruchten Evaporitstockwerkes oberhalb des Gipsspiegels. Nennenswerte Auslaugungsvorgänge unterhalb des Gipsspiegels sind in Störzonen oder in stark geklüfteten Gebirgsbereichen möglich. Hier können auch grossvolumige vertikale oder schichtparallel ausgreifende Hohlräume entstehen, die durch nicht-ausgelaugte Materialbrücken abgestützt werden. Im *Freudensteintunnel* wurden Hohlräume dieser Art bis zu einem Volumen von 21 m³ nachgewiesen (Berner, 1991). Derart grosse Massenverluste im Untergrund können zu einem Nachsacken des darüberliegenden Gebirges führen. Das Gebirge verstürzt oder wird in eine Vielzahl von kleinen Klufkörpern zerlegt (Bruder, 1974).

4.8.2 Klassifikation der Verwitterung von sulfatführenden Gesteinen

Das Mass der Auslaugung von sulfatführenden Gesteinen kann nach Einsele et al. (1985) und Rick (1991) mit den in Tabelle 4-1 angegebenen "Verwitterungsstufen" W0 bis W5 erfasst werden.

W5*	Bodenbildung	homogener Lehm
W4*	vollständig verwittert	sandig-lehmige Matrix, nicht homogen, blättrige Struktur
W3*	stark verwittert	sandig-siltige Matrix, blättrige Struktur, ursprüngliche Schichtung noch erkennbar
W2	mässig verwittert	Gips total weggelöst, Karbonatlösung, Mergel oxidiert und verfärbt; Schichtung noch erkennbar, engstehende Klufflächen
W1	angewittert	Gipsauflösung, Beginn der Entfestigung, Oxidation entlang von Klüften, Schichtverband noch mehrheitlich intakt
W0	unverwittert	frisches Gestein mit intakten Gipsbänken (in grösserer Tiefe Sulfat auch als Anhydrit)

* nur auszugsweise erwähnt

Tabelle 4-1 Klassifikation der Verwitterung von sulfatführenden Gesteinen (aus Rick, 1991)

Nach Rick (1991) hat sich diese Einstufung bei der Beschreibung von Sulfatgesteinen im Gipskeuper des Ostjuras bewährt. Nicht ausgelaugte Gesteine unterhalb des Anhydritspiegels werden

gemäss dieser Klassifikation der Stufe W0 zugeordnet, die Gesteine der Übergangszone zwischen dem Gips- und Anhydritspiegel der Stufe W1 und jene der ausgelaugten Zone oberhalb des Gipspegels, je nach Zustand, den Stufen W2 bis W5.

4.8.3 Quellfähigkeit von ausgelaugten Gesteinen

Auch wenig sulfatführende oder sulfatfreie Gesteine aus dem teilweise oder vollständig ausgelaugten Gebirge können quellfähige Tonminerale enthalten. Untersuchungen von Rick (1991) an 17 Proben aus dem Gipskeuper haben in den Verwitterungsstufen W1 (angewittert, Gipsauflösung) und W2 (mässig verwittert, gipsfrei) quellfähige Tonminerale in Anteilen von 10 % Smectit, 5 bis 25 % Vermiculit sowie 20 % Corrensit nachgewiesen. Selbst in der Verwitterungsstufe W4 (vollständig verwittert) wurden in der Tonfraktion (Tongehalt 19%) noch bis zu 25% Corrensit festgestellt. In höheren Verwitterungsstufen kann davon ausgegangen werden, dass das im Gestein bzw. im Gebirge vorhandene auslaugungsbedingte Hohlraumvolumen ausreicht, um quellbedingte Volumendehnungen aufnehmen zu können.

4.8.4 Erfahrungen mit dem Bau und Betrieb von Untertagbauten im ausgelaugten Gebirge

Die Erfahrung zeigt, dass das ausgelaugte, sich in einem lockergesteinsartigen Zustand befindende Gebirge sowohl bei der Erstellung als auch bei der Nutzung von Untertagbauten grosse Probleme bereiten kann. Gefährdungen wie die Instabilität der Ortsbrust in der Bauphase oder Hebungen und Setzungen des Bauwerkes in der Nutzungsphase stehen dabei im Vordergrund.

Bauphase: Wertvolle Erfahrungen konnten in der Bauphase beispielsweise beim Bau des Autobahntunnels bei Hölzern (Bruder, 1974) und beim Bau des Engelberg-Basistunnels (Kuhnhenning et al., 1979 und 1997) im ausgelaugten, zumeist wasserführenden Gebirge gewonnen werden. Sowohl beim Tunnel Hölzern als auch in der Probestrecke I des Engelberg-Basistunnels zeigte sich, dass das vorgängige Auffahren eines Pilot- oder Ulmenstolles mit einer Entwässerung des ausgelaugten Gebirges verbunden war. Diese hatte positive Auswirkungen auf das Verhalten des Gebirges beim Vortrieb des Haupttunnels. Besondere Schwierigkeiten bereiten Gebirgsbereiche mit gemischter Ortsbrust, wo ausgelaugtes, wasserführendes Gebirge in der Firste ansteht und nicht ausgelaugter, stark quellfähiger Fels in der Sohle. Das Bergwasser kann in diesem Falle bereits in Ortsbrustnähe die Sohle erreichen und dort zu starken Quellerscheinungen führen.

Nutzungsphase: Als Folge der fortschreitenden Auslaugung von bestehenden Hohlräumen und Dolinen können sich selbst in der Nutzungsphase noch Instabilitäten und Verformungen ergeben. Setzungen des Bauwerkes wurden beispielsweise im Wagenburgtunnel im Bereich zwischen den Portalen und dem Anhydritkern, d.h. im ausgelaugten Gipskeuper, gemessen (Paul und Wichter, 1996). In Querschnitten mit gemischter Ortsbrust sind die zu erwartenden Hebungen zu beachten, welche sind in der Nutzungsphase infolge des Quelldruckes und der allenfalls ungenügend steifen Bettung des Tunnelausbaus im ausgelaugten Gebirge ergeben können.

5 ENTWURF UND KONSTRUKTION

Liegt ein Untertagebauwerk abschnittsweise oder vollständig in quellfähigem Fels, so sind bereits in der Projektierungsphase Vorabklärungen bezüglich der Quellfähigkeit der anstehenden Gesteine erforderlich. Auf diesen können dann verschiedene Vorentscheide abgestützt werden, welche die Linienführung, die Profilform mit der Ausbruchsicherung und dem engültigen Ausbau sowie Varianten für die Vortriebsmethode betreffen.

Die Anforderungen an Untertagebauten ergeben sich aus der *Nutzungsart* und der *Nutzungsdauer*. Die *Nutzungsart* kann sehr unterschiedlich sein. Man denke beispielsweise an einen Eisenbahntunnel auf einer Neubaustrecke mit hoher Ausbaugeschwindigkeit, einen Strassentunnel, eine Lagerkaverne, einen Förderschacht oder einen Erkundungs- oder Wasserstollen. Bei Verkehrstunnelbauten interessieren im Zusammenhang mit Quellerscheinungen insbesondere die Anforderungen an die Welligkeit und die Verwindung der Schienen bzw. an die Ebenheit der Fahrbahn. Da Quellvorgänge in der Regel über mehrere Jahrzehnte andauern, ist die Frage nach der *Nutzungsdauer* besonders akzentuiert. In der Regel wird von einer Nutzungsdauer von 100 Jahren ausgegangen. Für den Adlertunnel, der u.a. den stark quellfähigen Gipskeuper durchquert, forderten die Schweizerischen Bundesbahnen gar eine Nutzungsdauer von 150 Jahren.

5.1 Beeinträchtigung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit

Im Untertagebau bildet das Gebirge den Hauptbestandteil des zu erstellenden Bauwerkes. Die Kenntnis des Baustoffes "Gebirge" und sein Verhalten in der Umgebung des Hohlraumes ist demnach von grosser Bedeutung. Der geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Erkundung des Gebirges sind jedoch naturgemäss enge Grenzen gesetzt. Die Massnahmenplanung in der Projektierungsphase stützt sich daher u.a. auf Baugrundmodelle ab. Diese berücksichtigen die aus der Erkundung stammenden charakteristischen Elemente des Gebirgsaufbaus sowie die bei anderen Bauwerken unter vergleichbaren geologischen Bedingungen gemachten Erfahrungen.

Bei der Projektierung geht es darum, die beim Vortrieb und bei der Nutzung des Bauwerkes aus dem Gebirge und aus der Wechselwirkung zwischen Gebirge und Ausbau zu erwartenden *Gefährdungen* und *Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit* zum Voraus zu erkennen, und daraus die richtigen Schlüsse für den Entwurf und die Ausführung zu ziehen. Unter "Gefahr" versteht man die in einem betrachteten Zustand bestehende Möglichkeit des Auftretens eines schädigenden Ereignisses (Schneider, 1994). Eine "Gefährdung" ist die konkret auf eine bestimmte Situation oder auf ein bestimmtes Objekt bezogene Gefahr. Die Aussagen über mögliche Gefährdungen sollen sich nicht nur örtlich auf das Bauwerk und seine Umgebung beziehen, sondern auch zeitlich auf die verschiedenen Bauzustände und die geplante Nutzungsdauer.

Kritische Situationen bzw. unerwünschte Ereignisse können mit Hilfe sogenannter Gefährdungsbilder veranschaulicht werden (Amstad, 1998). Diejenigen Faktoren, welche die Sicherheit des Bauwerkes und seiner Umgebung beeinflussen, werden Bestandteil des Sicherheitsplanes. Die Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit werden im Nutzungsplan festgehalten. Diese Vorgehensweise ermöglicht auch bei Bauwerken im quellfähigen Fels das rechtzeitige Planen von Gegenmassnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit.

Erkennung von Gefährdungen

Bild 5-1 zeigt die wichtigsten Gefährdungsbilder bzw. kritischen Nutzungszustände, welche bei Untertagbauten im quellfähigen Fels in der Bau- und Nutzungsphase zu beachten sind.

In der *Bauphase* besteht bei offener Sohle die Möglichkeit einer Sohlhebung. Ist die Sohle ausgebaut, steht das Versagen des Sohlgewölbes in der Kalotte bzw. im Vollausbuch im Vordergrund. Ein kritischer Zustand in der Bauphase kann sich beim frühen Einbau des endgültigen Sohlgewölbes ergeben, dem nicht unmittelbar der Ringschluss folgt. In dieser Phase besteht die Gefahr des Anhebens des Sohlgewölbes. In Betracht zu ziehen sind ferner bauverfahrensabhängige Gefährdungsbilder wie das Einklemmen des Schildes einer Tunnelbohrmaschine oder das Versagen des Widerlagers im Kalottenvortrieb als Folge des wasseraufnahmebedingten Festigkeitsverlustes des tonhaltigen Gesteins.

In der *Nutzungsphase* besteht bei fehlendem Sohlausbau ebenfalls die Möglichkeit einer Sohlhebung. Bei ausgebauter Sohle kann die Tragfähigkeit des endgültigen Ausbaus durch einen unerwartet hohen Quelldruck oder eine ungünstige Quelldruckverteilung überschritten werden (Versagen des Sohlgewölbes). Eine Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit kann sich beispielsweise wie folgt ergeben:

- Anheben des gesamten Bauwerkes in einzelnen Abschnitten, was zu einer unebenen Sohle entlang der Bauwerksachse führt. Dies kann sich bei einem unterschiedlichen Quellpotential entlang der Tunnelsohle, in Abschnitten mit geringer Felsüberdeckung oder in Übergangsbereichen vom ausgelaugten zum nicht ausgelaugten Gebirge ergeben.
- Beschädigung der Blockfugen des Ausbaus bzw. Zerstörung von Entwässerungsleitungen durch ungleichmässige Hebungen
- Verletzung des Lichtraumprofils durch grosse Verformungen
- Unzulässige Verschiebungen im Bereich der Widerlager der Zwischendecke (Betriebslüftung)
- unterschiedliche Hebungsraten an der Geländeoberfläche bei geringer Gebirgsüberdeckung (Beeinträchtigung der Überbauung).

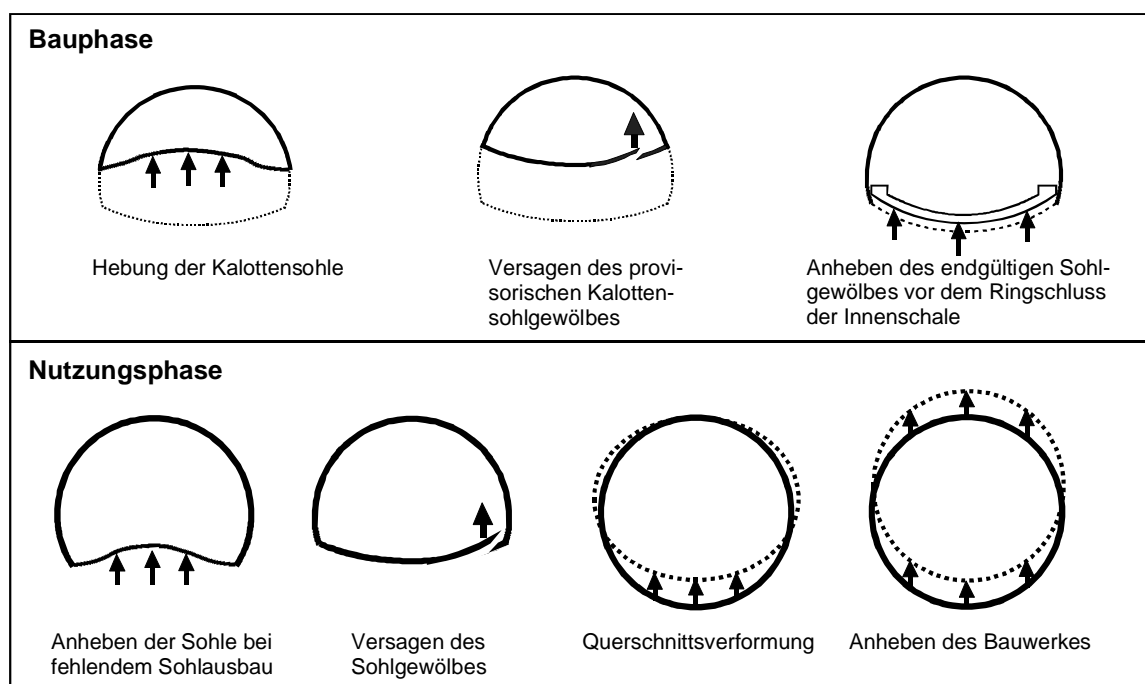


Bild 5-1 Typische Gefährdungsbilder in der Bau- und Nutzungsphase eines Tunnels

5.2 Linienführung

Als eine der Entscheidungsgrundlagen zur Wahl der Linienführung eines Tunnels oder Stollens dienen Vorabklärungen bezüglich des Quellpotentials. Quellerscheinungen können nämlich im ton- oder anhydrithaltigen Fels das dominierende Gefährdungsbild darstellen. Dem unterschiedlichen Quellpotential von Gesteinsproben entlang der Projektachse wird durch die Einteilung in "Homogenbereiche" Rechnung getragen. Eine grobe Einstufung in ein geringes ($\sigma^* < 1 \text{ MPa}$, $\epsilon_0 < 3\%$), mittleres ($1 < \sigma^* < 3 \text{ MPa}$, $3 < \epsilon_0 < 15\%$) und hohes Quellpotential ($\sigma^* > 3 \text{ MPa}$, $\epsilon_0 > 15\%$) leistet dabei wertvolle Dienste (Empfehlung SIA 199, 1998). In dieser Projektphase ist es auch nützlich, Vergleiche mit bestehenden, in ähnlichen geologischen Verhältnissen erstellten Tunnelbauwerken vorzunehmen und sich mit den dort gemachten Erfahrungen auseinanderzusetzen.

5.2.1 Horizontale Linienführung

Es gilt abzuwägen, ob Gebirgsformationen mit hohem Quellpotential, wie beispielsweise Gipskeuperfels mit fein verteiltem Anhydrit, nicht besser umfahren werden sollen. Die hohen Baukosten für die Tunnelabschnitte im stark quellfähigen Fels rechtfertigen unter Umständen die Mehrlänge, welche sich aus einer Umfahrung ergibt. Bei Gebirgsformationen mit einem geringen bis mittleren Quellpotential stellt sich die Frage nach einer Umfahrung nicht, da in solchen Fällen das Quellpotential durch eine entsprechende Gestaltung des Normalprofils wirtschaftlich beherrscht werden kann.

5.2.2 Vertikale Linienführung

Bei der vertikalen Linienführung gelten analoge Überlegungen wie bei der horizontalen Linienführung. Ein gutes Beispiel liefern hierfür die geologischen Verhältnisse im süddeutschen Raum. Dort hat die Lage der Tunnelachse bezüglich des Gips- und Anhydritspiegels eine grosse Bedeutung (Bild 5-2). Diese beiden Horizonte trennen, wie in Kapitel 3.2.3 erwähnt, den nicht ausgelagten, in der Regel aber stark quellfähigen Fels unterhalb des Anhydritspiegels von den nicht quellfähigen Gebirgsformationen über dem Gipsspiegel, welche ausgelagert und zumeist wasserführenden sind. Zwischen dem Anhydrit- und Gipsspiegel liegt die aktuelle, teilweise wasserführende Auslaugungsfront, in der neben Anhydrit auch Gips vorkommt. Je nach Höhenlage des Bauwerkes ergeben sich damit völlig unterschiedliche Gebirgsverhältnisse für die Erstellung des Bauwerkes.

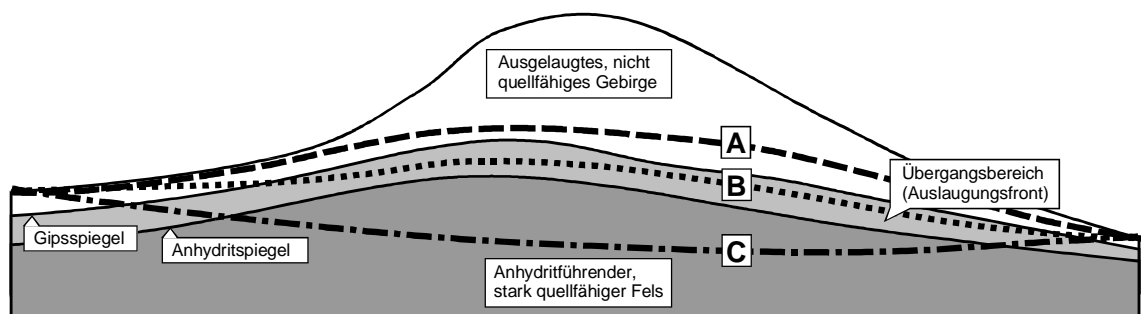


Bild 5-2 Möglichkeiten der vertikalen Linienführung in den anhydritführenden Gipskeuperformationen im Süddeutschen Raum: Schematische Darstellung der Variation der Höhenlage eines Tunnels (A, B und C) relativ zum Anhydrit- und Gipsspiegel

Der Ingenieur steht hier vor der Aufgabe, die Vor- und Nachteile der verschiedenen Möglichkeiten der Höhenlage (Bild 5-2) gegeneinander abzuwägen. Folgende Kriterien sind dabei zu beachten:

- Das ausgelaugte Gebirge oberhalb des Gipsspiegels (Höhenlage A) kann über lockergesteinsähnliche Eigenschaften verfügen und wasserführend sein. Der Tunnelbau ist deshalb sehr kostenintensiv und zeitaufwendig.
- Wird der Tunnel gemäss Höhenlage C vorwiegend unterhalb des Anhydritspiegels im nicht ausgelaugten Gebirge erstellt, so kann dort ein standfester, zumeist trockener Fels erwartet werden. Allerdings erfordert das hohe Quellpotential ein entsprechend aufwendiges Ausbaukonzept.
- Die tunnelbautechnisch schwierigsten Verhältnisse sind bei der Höhenlage B im Mittelabschnitt zwischen dem Anhydrit- und Gipsspiegel zu erwarten. Hier gelangt das im Sohlbereich anstehende stark quellfähige Gestein frühzeitig in Kontakt mit Bergwasser, welches aus dem im Firstbereich anstehenden ausgelaugten Gebirge zufliesst. Bereits in der Bauphase ist die Eintretenswahrscheinlichkeit des Anhebens der Sohle bzw. des Sohlgewölbes vor erfolgtem Ringschluss gross. Bei ungenügender Bettung im Firstbereich besteht in der Nutzungsphase zudem die Gefahr des Anhebens der ganzen Tunnelröhre. Eine Versteifung des ausgelaugten Gebirges durch Injektionen ist kostenintensiv.
- Im stark quellfähigen Fels sollte ein steigender Vortrieb gewählt werden.

Beispiel Freudensteintunnel: Die je nach Höhenlage der Trasse stark unterschiedlichen Gebirgsverhältnisse führten auch bei der Planung des Freudensteintunnels zu Entscheidungen von grosser Tragweite. So zeigte sich nach der Einleitung des Planfestellungsverfahrens, dass etwa 20 % der Tunnellänge im Grenzbereich zwischen ausgelaugtem und nicht ausgelaugtem Gipskeuper aufzufahren gewesen wäre (Bild 5-3). Zudem hätte der Tunnel über eine Strecke von 3800 m in den nicht standfesten, klüftigen und wasserführenden ausgelaugten Schichten des Gipskeupers erstellt werden müssen. Nach Kirschke et al. (1991) hätte eine Beibehaltung dieser Trasse die Tunnelbauer unter den gegebenen geologischen und hydrogeologischen Verhältnissen vor kaum lösbare Probleme gestellt. Die im ausgelaugten Gebirge festgestellten Materialeigenschaften waren so ungünstig, dass der Vortrieb dieses Tunnels als kaum machbar erschien.

Um die angesprochenen tunnelbautechnischen Probleme minimieren zu können wurde eine neue, tiefer liegende Trasse gewählt (Bild 5-3). Diese Trasseeführung wies jedoch den Nachteil auf, dass über grosse Strecken stark quellfähige Gebirgsformationen (entsprechend Tunnellage C in Bild 5-2) sowie mehrere Tunnelabschnitte zwischen dem Anhydrit- und Gipsspiegel (Tunnellage B) aufzufahren waren.

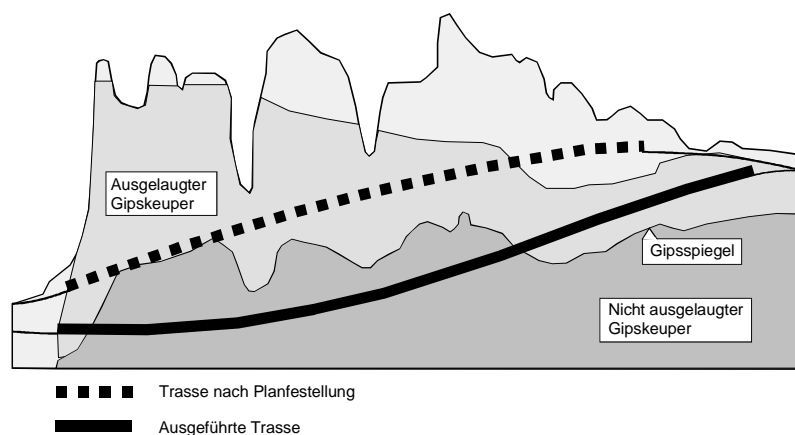


Bild 5-3 Freudensteintunnel: Vertikale Linienführung in der Phase der Planfeststellung im Vergleich mit der ausgeführten Trasse (nach Kirschke et. al., 1991)

5.3 Erfassung des Quellpotentials von Gesteinen

Zur Beantwortung der Frage, ob bei der Erstellung eines Untertagebauwerkes quellfähige Felsformationen angefahren werden, stützt sich der Projektingenieur im Wesentlichen auf die in Tabelle 5-1 dargestellten Informationsquellen.

Informationsquellen	Informationsgehalt
Geologischer Bericht	<ul style="list-style-type: none"> • Geologische, hydrogeologische und geotechnische Verhältnisse
Bohrkernentnahmen	<ul style="list-style-type: none"> • Aufnahme des Bohrgutes mit Gesteinsbeschreibung • Laborversuche zur Ermittlung des Quellpotentials
Vorausgehend erstellte Hohlräume (Erkundungsstollen, vorausgehende Kalotte etc.)	<ul style="list-style-type: none"> • Geologische, hydrogeologische und geotechnische Verhältnisse vor Ort • Versuche an Gesteinsproben im Labor, Aufnahme des Bohrgutes mit Gesteinsbeschreibung • Durchführung von Deformationsmessungen in situ
Bauwerke in ähnlicher Geologie	<ul style="list-style-type: none"> • Erfahrungen in der Bau- und Nutzungsphase • Laborversuche und in situ Messungen
Versuche in situ	<ul style="list-style-type: none"> • Grossquellversuch (in Ausnahmefällen) • Probestrecke (in Ausnahmefällen)

Tabelle 5-1 Abklärung der Quellfähigkeit von Gesteinen in der Projektierungsphase

In einer frühen Projektphase beruht die Beurteilung der Quellfähigkeit der Gesteine auf den Aufschlüssen aus der geologischen Erkundung. Für eine erste und rasche Abklärung der Quellfähigkeit von Gesteinen eignen sich die in der Empfehlung "Suggested Methods for Rapid Field Identification of Swelling and Slaking Rocks" (ISRM, 1994) festgehaltenen Versuche. Diese ergeben jedoch nur Indikatorenwerte. Laboruntersuchungen an den aus Sondierbohrungen stammenden Bohrkernstücken einschliesslich mineralogischen Untersuchungen bringen eine quantitative Klärung des zu erwartenden Quellpotentials.

Als Informationsquelle können zudem Untersuchungen herangezogen werden, welche für Bauwerke durchgeführt wurden, welche in ähnlichen geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Verhältnissen erstellt wurden. Von Interesse sind dabei sowohl die Beschreibung des Gesteins und des Gebirgsaufbaus als auch die Ergebnisse der Laborversuche. Unter Umständen stehen auch Erfahrungen mit dem Bauwerk in den quellfähigen Abschnitten in der Bau- und Nutzungsphase zur Verfügung.

Eine besonders informative, jedoch zeit- und kostenaufwendige Baugrunderkundung bietet ein Erkundungsstollen.

5.3.1 Sondierbohrungen mit Bohrkernentnahme

Die Baugrunderkundung mittels Sondierbohrungen und Bohrkernentnahme ermöglicht im Wesentlichen

- die Erfassung des Gesteins- und Gebirgsaufbaus am Bohrgut (Bohrkernaufnahme)
- die Entnahme von Bohrkernen zur Durchführung von Laborversuchen
- eine Grobeinstufung der Quellfähigkeit der Gesteine
- die Bestimmung der Lage des Bergwasserspiegels
- die Erarbeitung eines Baugrundmodells.

Im sulfatführenden Gebirge ergibt sich damit zudem

- die Lage eines allenfalls vorhandenen Anhydrit- bzw. Gipsspiegels
- der Anhydritgehalt des Gesteins und die Verteilungsmuster des Anhydrits sowie
- das Ausmass der Gebirgsauslaugung.

Bei der Durchführung von Sondierbohrungen sind im Hinblick auf Laborversuche an quellfähigen Gesteinen einige Besonderheiten zu beachten, die im Anhang C eingehend erläutert sind.

5.3.2 Laborversuche zur Ermittlung des Quellpotentials

Laborversuche sind ein wertvolles Hilfsmittel zur Ermittlung des Quellpotentials von Gesteinen (Tabelle 5-2). Sie zielen auf die Bestimmung der mineralogischen Zusammensetzung und auf die Ermittlung des Zusammenhanges zwischen Spannungszustand und Volumendehnung.

Tonhaltige Gesteine	<ul style="list-style-type: none"> • "Maximaler Quelldruck" (1, 2) • "Freies Quellmass" (2, 3) • "Quellhebungsversuch": Axialer Quelldruck in Funktion der axialen Quelldehnung unter stufenweiser Entlastung im Ödometer • Tonfraktion des Gesteins • Art und Anteil der Tonminerale in % der Tonfraktion bzw. am Gesamtgestein (Gew. %)
Anhydrit-/tonhaltige Gesteine	<ul style="list-style-type: none"> • "Maximaler Quelldruck" (5) • "Freies Quellmass" (2, 3) • Anhydrit- und Gipsgehalt (4) • Beschreibung der Verteilungsmuster des Anhydrits der Probekörper aufgrund der visuellen Beurteilung (feinverteilter Anhydrit, massige Anteile) • Photodokumentation der Probekörper. Aufnahmen vor und nach den Versuchen
<p>(1) bei Volumenkonstanz (2) Wassergehaltsbestimmung vor und nach dem Versuch (3) unter minimaler Axialbelastung σ_0, welche sich aus versuchstechnischen Gründen ergibt ($\sigma_0 = 0.01$ MPa) (4) Vor- und nach der Durchführung eines Quelldruck- oder Quellmassversuches (Parallelversuche) (5) bei anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen: Axialdehnung entsprechend der Gerätesteifigkeit (keine Rückstellung der aus der ungenügenden Gerätesteifigkeit resultierenden Volumendehnung)</p>	

Tabelle 5-2 Ermittlung des Quellpotentials von tonhaltigen und anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen: Zusammenstellung der wichtigsten Laborversuche an Gesteinsproben

Diese Quellversuche sowie die Durchführung derselben sind in der Empfehlung der International Society for Rock Mechanics "Suggested methods for laboratory testing of swelling rocks" (ISRM, 1999) beschrieben (siehe auch Anhang C). Für eine erste Beurteilung des Quellpotentials genügen oft einfache und kostengünstige Quellmassversuche an Bohrkernscheiben (freies Quellmass).

5.3.3 Dauer von Quellversuchen im Labor

Die Durchführung von Quellversuchen an Gesteinsproben im Labor kann viel Zeit in Anspruch nehmen. Je nach diagenetischer Verfestigung bzw. Anhydritverteilung können derartige Versuche bis zur Erreichung des Endwertes mehrere Jahre andauern. Eine Übersicht über den erforderlichen Zeitbedarf gibt Tabelle 5-3. Es empfiehlt sich somit, Laborversuche rechtzeitig zu veranlassen. Die lange Versuchsdauer sollte nicht dazu verleiten, die Versuchswerte auf einen Endwert zu extrapolieren. Ein solches Vorgehen würde zu einer falschen Einschätzung des Quellpotentials führen.

Versuchsart:	"Freies Quellmass"	"Maximaler Quelldruck"	"Quellhebungsversuch"
Tonhaltige Gesteine	wenige Tage bis mehrere Monate	wenige Tage bis mehrere Monate	wenige Wochen bis mehrere Monate
Anhydrit-/tonhaltige Gesteine	mehrere Monate bis wenige Jahre	mehrere Monate bis mehrere Jahre	mehrere Jahre bis Jahrzehnte (nicht praxisgerecht)

Tabelle 5-3 Zeitbedarf zur Durchführung von Quellversuchen an Festgesteinen im Labor

5.3.4 Probestrecken und Grossversuche

Im anhydrit-/tonhaltigen Fels wurden in den vergangenen Jahren verschiedene *Probestrecken* aufgeföhren, so beispielsweise im Engelberg-Basistunnel (Kuhnhehn und Lorscheider, 1979), im Untersuchungsbereich U1 des Freudensteintunnels (Kirschke et al., 1991) und im Tunnel Mont Terri (Thury, 1997). *Grossquellversuche* wurden u.a. im Wagenburgtunnel (Henke et al., 1975) und im Strassentunnel Heschach II (Kiel und Wittke, 1991) durchgeföhrt.

Bei der Planung von Probestrecken und Grossquellversuchen sollten die folgenden Punkte beachtet werden:

- Die Möglichkeit der direkten Umsetzung von Messresultaten aus Probestrecken und Grossquellversuchen auf das zu erstellende Bauwerk hängt einerseits vom Grad der Übereinstimmung der Geologie am Versuchsort mit derjenigen beim zu erstellenden Bauwerk ab, andererseits von der Vorlaufzeit bzw. vom Quellverlauf. Im anhydritföhrenden Gebirge dauert der Quellvorgang selbst bei einer künstlichen Bewässerung der Sohle Jahrzehnte an, was eine direkte Umsetzung der Messresultate auf das zu erstellende Bauwerk verunmöglicht. Hier beschränkt sich die Aussagekraft einer Probestrecke oder eines Grossquellversuches darauf, Erfahrungswerte für Bauwerke zu liefern, welche zukünftig in ähnlicher Geologie erstellt werden.
- In einem homogenen Baugrund liefern Probestrecken auch in kleinerem Massstab aussagefähige Resultate. Im U1 des Freudensteintunnels wurde ein Massstab von 1 : 2 gewählt (Bild 5-4).
- Die Versuchsanordnung sollte derart gewählt werden, dass der Zusammenhang zwischen Quelldruck (Ausbauwiderstand) und Sohlhebung erfasst werden kann.
- Die Instrumentierung sollte auf eine längere Beobachtungsdauer ausgelegt werden.

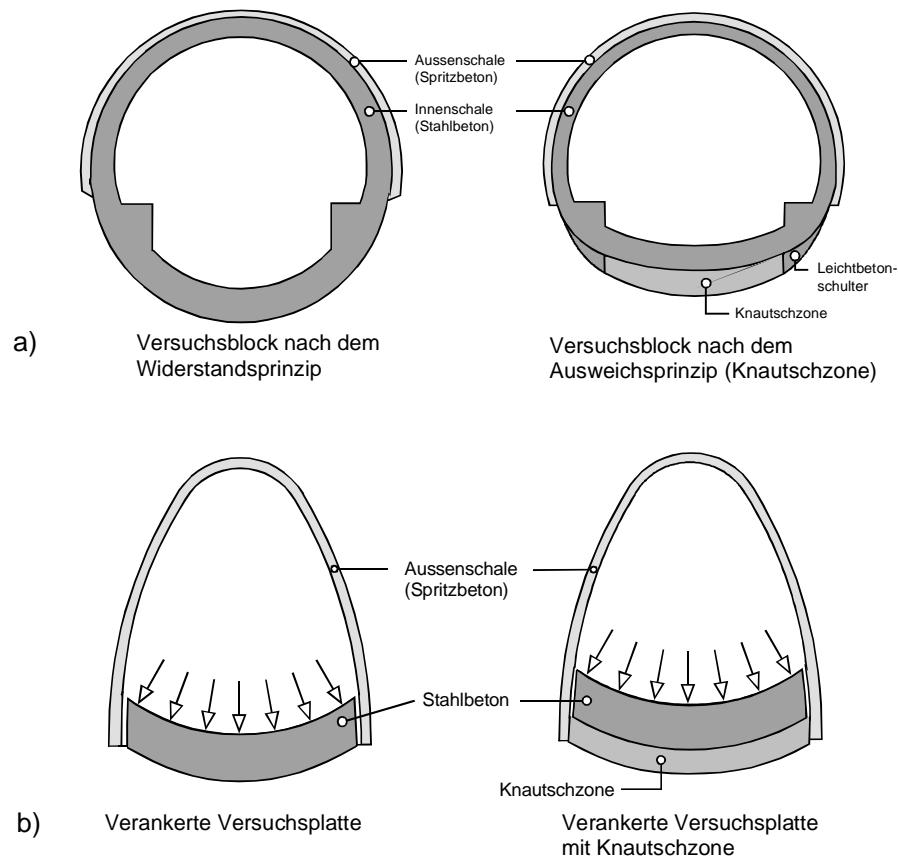


Bild 5-4 Probestrecke Freudensteintunnel (Untersuchungsbereich U1):
 Querschnittsgestaltung und Versuchsanordnung
 a) Ausbau nach dem Widerstandsprinzip bzw. Ausweichprinzip
 (im Massstab 1 : 2 zum Haupttunnel)
 b) Aufbau der verankerten Versuchsplatten (Kirschke et al., 1991)

5.4 Ausbaukonzepte

Bei der Profilgestaltung und der Wahl des Ausbaukonzeptes hat der Ingenieur verschiedene Randbedingungen wie Nutzungsanforderungen, Lichtraumprofil, Art der Betriebslüftung, Gebirgsdruck, Entwässerung und Unterhaltsanforderungen zu berücksichtigen. Mit der Wahl eines besonderen Bauverfahrens kann die Profilform bereits vorgegeben sein, so beispielsweise beim Einsatz einer Tunnelbohrmaschine.

Die Wahl eines kreisförmigen Profils ermöglicht bei Verkehrstunnelbauten den Einbau eines Kanals im Sohlbereich, welcher zur Aufnahme von Werkleitungen, zur Wasserhaltung oder zur Überwachung des Bauwerkes genutzt werden kann. Die Begeh- oder Befahrbarkeit der Tunnelsohle wird in diesem Falle unabhängig von der Nutzung gewährleistet, was im stark quellfähigen Gebirge langfristig von Vorteil sein kann. Sollten im Zusammenhang mit starken Quellerscheinungen Massnahmen wie Entwässerungsbohrungen, Ankereinbau oder Abdichtungsmassnahmen zur Behinderung der Längsläufigkeit des Bergwassers erforderlich sein, sind diese unabhängig von der Nutzung des Bauwerkes ausführbar. Dass die Tunnelsohle auch während der Nutzungsphase jederzeit erreicht werden kann, hat sich beispielsweise bei der Erneuerung des Wagenburgtunnels als sehr nützlich erwiesen.

Um den unerwünschten Äusserungen des quellfähigen Gebirges entgegenzutreten zu können stehen gemäss Tabelle 5-4 drei verschiedene Ausbaukonzepte mit unterschiedlichen konstruktiven Massnahmen zur Wahl (Kovári et al., 1987).

Ausbau-konzept	Bezeichnung	Wirkungsweise
A	Prinzip des freien Quellens	Zulassung von Verformungen (ohne Druckaufbau)
B	Widerstandsprinzip	Weitgehende Verhinderung der Quellverformungen unter Inkaufnahme eines Quelldruckes
C	Ausweichprinzip	Teilweise Behinderung der Quellverformungen unter Inkaufnahme eines Quelldruckes

Tabelle 5-4 Ausbaukonzepte für Untertagebauwerke im quellfähigen Fels

Beim Konzept A ist ein freies Quellen des Gesteins in der Sohle auch in der Nutzungsphase möglich. Als zweites Konzept (B) sei das sogenannte Widerstandsprinzip erwähnt, bei dem der Quellvorgang durch einen steifen Ausbau weiterstehend verhindert wird. Beim dritten Ausbaukonzept (C), dem sogenannten Ausweichprinzip, wird der Quellvorgang teilweise behindert. Der Vollständigkeit halber seien hier auch jene Baukonzepte erwähnt, welche zu einer Reduktion bzw. Elimination des Quellpotentials führen. Es sind dies die Vorbehandlung bzw. Ausräumung des quellfähigen Gebirgsbereiches sowie die Gebirgsentwässerung unterhalb des Bauwerkes, z.B. mit Hilfe eines Drainagestollens.

Die Ausbaukonzepte A, B und C unterscheiden sich grundsätzlich im Ausmass der Behinderung der quellbedingten Volumendehnungen.

5.4.1 Freies Quellen

Nach dem Ausbaukonzept A wird der Quellvorgang nicht durch Ausbaumassnahmen behindert. Das freie Quellen äussert sich in Sohlhebungen. Nach ISRM (1994) wird dieses Konzept als "passiv design" bezeichnet.

Da beim freien Quellen die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes in unzulässiger Weise beeinträchtigt werden kann, ist heutzutage die Realisierung von Untertagebauten ohne Sohlausbau im quellfähigen Fels nur in Ausnahmefällen möglich. Dies kann dann der Fall sein, wenn die Nutzung des Bauwerkes in Bezug auf Sohlhebungen unempfindlich ist (u.U. Lagerkaverne, Parkgarage).

Freies Quellen in einen künstlich geschaffenen Hohlraum:

Wird unterhalb einer Betonsohlplatte ein Hohlraum geschaffen, so ermöglicht dieser ein freies Quellen des in der Sohle anstehenden Gesteins. Das unbehinderte Quellen dauert solange an, bis der Hohlraum gefüllt ist. Eine solche Lösung weist in statischer Hinsicht, wie ein Blick auf Bild 5-5 zeigt, grosse Nachteile auf. Das Tunnelgewölbe bleibt ohne Ringschluss. Die seitliche Verankerung der Längsbalken gegen Hebung behindert zudem beidseitig

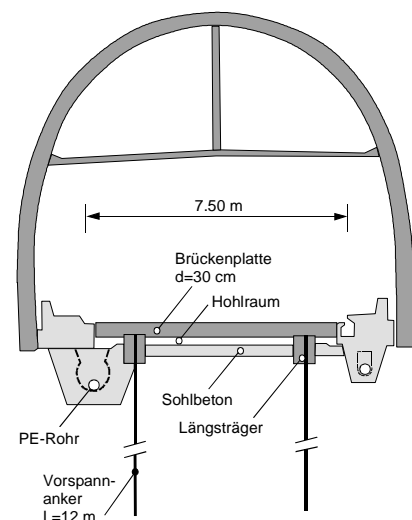


Bild 5-5 Seelisbergtunnel: Hohlraum zwischen Gebirge und Brückenplatte (nach Meyer et al., 1980)

das freie Quellen in den Hohlraum. Aus Platzgründen kann zudem nur eine beschränkte Ankerkraft aufgebracht werden. Ein solches Konzept kann allenfalls als Notlösung bei verkannter Quellgefahr nützlich sein.

5.4.2 Widerstandsprinzip

Wird ein Untertagebauwerk nach dem Widerstandsprinzip (Ausbaukonzept B) erstellt, so bedeutet dies, dass ein steifer Ausbau verwendet wird, mit dem Verformungen des Gebirges im Wesentlichen verhindert werden (Bild 5-6). Nach ISRM (1994) wird ein derartiges Ausbaukonzept als "active design" bezeichnet. Im quellfähigen Fels baut sich bei der Anwendung des Widerstandsprinzipes als Folge des Quellvorganges zwischen Gebirge und Ausbau der sogenannte Quelldruck auf.

Die mit dem Widerstandsprinzip einhergehende Quelldruckbelastung kann bei ungenügender Bemessung die Tragfähigkeit des Bauwerkes beeinträchtigen. Zu beachten sind aber auch translatorische Verschiebungen des gesamten Bauwerkes, welche sich bei einer nachgiebigen Bettung des steifen Ausbaus im Gebirge oder bei geringer Gebirgsüberdeckung ergeben können. Im Verkehrstunnelbau sind in diesem Zusammenhang die strengen Kriterien für Hochgeschwindigkeitszüge zu beachten.

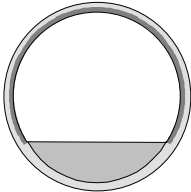
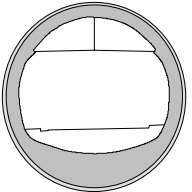
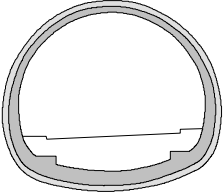
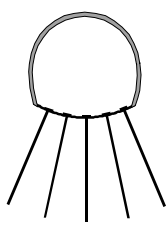
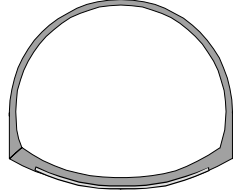
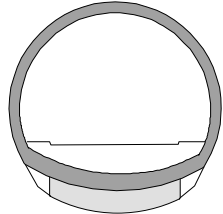
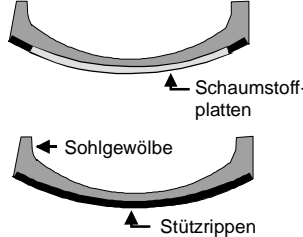
<p style="text-align: center;">B</p> <p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Widerstandsprinzip</p>	<p style="text-align: center;">B1</p>  <p style="text-align: center;">Kreisprofil mit Tübbingausbau und Innenschale</p>	<p style="text-align: center;">B2</p>  <p style="text-align: center;">Kreisprofil mit verstärktem Sohlgewölbe</p>	<p style="text-align: center;">B3</p>  <p style="text-align: center;">Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe</p>	<p style="text-align: center;">B4</p>  <p style="text-align: center;">Systematische Sohlankerung</p>
<p style="text-align: center;">C</p> <p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Ausweichprinzip</p>	<p style="text-align: center;">C1</p>  <p style="text-align: center;">Sohlgewölbe mit Knautschzone aus Schaumstoffplatten</p>	<p style="text-align: center;">C2</p>  <p style="text-align: center;">Sohlgewölbe mit Knautschzone aus Blähton</p>	<p style="text-align: center;">C3</p>  <p style="text-align: center;">Knautschzone mit nachgiebigen Stützrippen</p>	

Bild 5-6 Übersicht über die im quellfähigen Fels realisierten Ausbaukonzepte

Kreisprofil mit Tübbingausbau und Innenschale (Konzept B1)

Das Konzept B1 mit einem kreisförmigen Ausbau nach dem Widerstandsprinzip wird im quellfähigen Fels oft angewendet. Grund dafür ist einerseits die statisch günstige Tragwirkung des Kreisprofils. Andererseits ist der auch im quellfähigen Fels erfolgte erfolgreiche Einsatz des maschinellen Vortriebs (insbesondere von Schild-Tunnelbohrmaschinen) zu erwähnen, der zwangsläufig zu einem kreisförmigen Profil führt. Von Vorteil ist dabei, dass der Ringschluss mit Tübbing bereits in Ortsbrustnähe vollzogen werden kann, sodass bereits im Bauzustand ein Ausbauwiderstand gegen das Aufquellen der Sohle sowie eine wirksame Massnahme gegen die Sohlverschlammlung und die Verwitterung der Felsoberfläche zur Verfügung steht. Im Schweizerischen Jura wurden beispielsweise der Bözbergtunnel und der Tunnel Mont Russelin mit Schild-Tunnelbohrmaschinen aufgefahren, in der quellfähigen mittelländischen Molasse u.a. der Heitersberg-, Gubrist- und Zürichbergtunnel sowie der Tunnel Pomy und Arrissoules. Erste Erfahrungen liegen auch mit TBM-Vortrieben im stark quellfähigen, anhydrit-/tonhaltigen Fels vor (Adlertunnel).

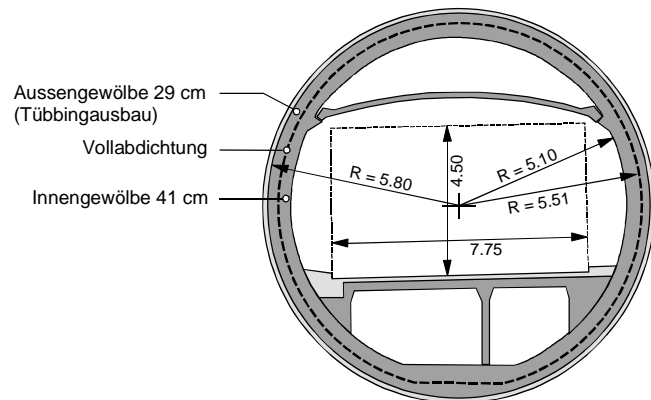


Bild 5-7 Bözbergtunnel: Kreisförmiger Ausbau nach dem Widerstandsprinzip. Normalprofil der Oströhre mit Tübbingausbau und Innenschale (N3 Information, Nr.12, 1992)

Bözberg-Strassentunnel: Bei der Bemessung des Ausbaus für den Bözberg-Strassentunnel spielte das Quellpotential des anstehenden tonhaltigen Gesteins beim gewählten zweischaligen Ausbau nur eine untergeordnete Rolle. Laut Projektverfasser hätte ein 35 cm starker Tübbingring theoretisch ausgereicht, um die erwarteten Quellvorgänge zu beherrschen. Als Dimensionierungsgrundlage dienten in diesem Falle die Laborversuche mit einem freien Quellmass von 5 % und einem maximalen Quelldruck von 1.0 bis 1.2 MPa. Beim Bau des Tunnels musste wegen des überraschenden Auftretens von stark sulfat- und chloridhaltigem Bergwasser eine Projektänderung vorgenommen werden. Das Innengewölbe musste voll abgedichtet und auf Kosten des Aussengewölbes auf 41 cm verstärkt werden (Bild 5-7).

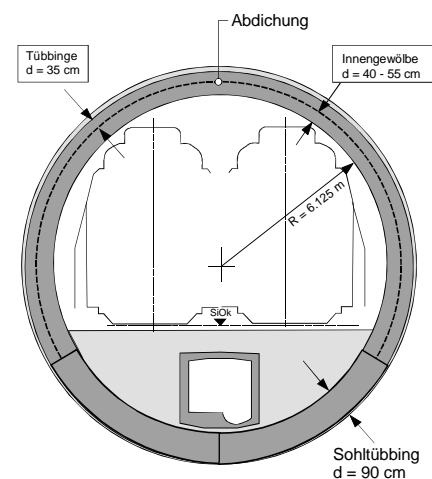


Bild 5-8 Adlertunnel: Normalprofil für den Tunnelabschnitt im Gipskeuper (Chiaverio und Hürzeler, 1996)

Adlertunnel: Beim Bau des 5.210 km langen doppelspurigen Eisenbahntunnels durch den zwischen Muttenz und Sissach gelegenen Adlerberg gelangte im Jahre 1995 die damals grösste Hartgesteins-Tunnelbohrmaschine der Welt mit einem Bohrdurchmesser von 12.58 m zum Einsatz. Der Tunnel führt über weite Strecken durch stark quellfähige Gesteine, so durch Opalinuston (ca. 400 m) und Gipskeuper (ca. 1100 m).

In Bild 5-8 ist die Gestaltung des kreisförmigen Ausbaus nach dem Widerstandsprinzip für die Tunnelabschnitte im anhydrit-/tonhaltigen Gipskeuper dargestellt (Chiaverio und Hürzeler, 1996). Im Labor wurden an Gipskeuperproben Quelldrücke von über 7 MPa gemessen, ohne dass ein Endwert absehbar war. Die statische Berechnung mit einem radial auf die Sohle wirkenden Quelldruck von 6 MPa (Lastfaktor $\gamma = 1.0$) führte zu Sohlübungen mit einer Stärke von 90 cm (Bild 5-8). Diese wurden aus Microsilicabeton hergestellt und, zum Schutz gegen Sulfat- und Chloridangriff, zusätzlich beschichtet.

Kreisprofil mit verstärktem Sohlgewölbe (Konzept B2)

Kreisförmige, nach dem Widerstandsprinzip ausgelegte Normalprofile können auch ohne Tunnelbohrmaschinen aufgeföhren werden. Dies war beispielsweise beim Tunnel Mont Terri im Schweizerischen Jura und beim Tunnel Hesch II in Stuttgart (Bild 5-9) der Fall. Beim letzteren fällt der Ausbau durch die grossen Abmessungen der Innenschale auf, welche im Gewölbebereich 1.0 m und in der Sohle 1.80 m betragen. Dieses Normalprofil wurde für jene Tunnelabschnitten gewählt, in denen eine stärkere Anhydritkonzentration im Sohlbereich gegeben war (Schurr, 1991).

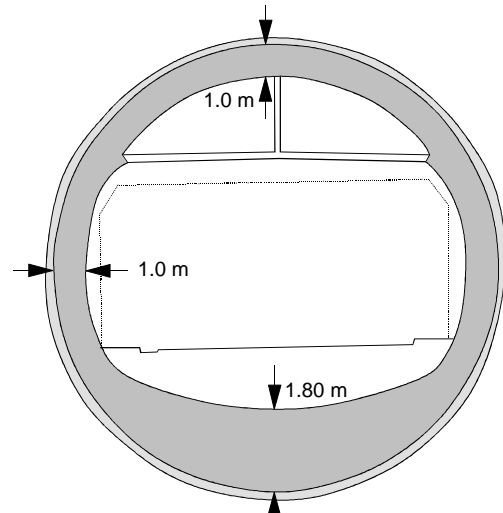


Bild 5-9 Heschlacher Tunnel II: Normalprofil (Ausbaukonzept B2) im Gipskeuper (Schurr, 1991)

Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe (Konzept B3)

Das kreisförmige Normalprofil ist, verglichen mit dem Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe, mit einem Mehrausbruch und, falls keine TBM eingesetzt wird, mit einer Erschwerung der Bauausführung verbunden. Steht ein Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe im Vordergrund, so ist es angebracht, eine Optimierung der Form und der Abmessungen des Normalprofils im Hinblick auf die zu erwartenden Gefährdungsbilder und die kritischen Nutzungszustände vorzunehmen. Eine wichtige Grösse ist dabei die in Bild 5-10 angegebene Pfeilhöhe f des Sohlgewölbes. Wie im Kapitel 5.6.6 dargestellt stellt f neben der Stärke des Sohlgewölbes und seiner Bewehrung eine vom Ingenieur wählbare Grösse dar. Die Steifigkeit des Gebirges spielt bei der Wechselwirkung dieser Faktoren ebenfalls eine wichtige Rolle. Auf die Profilgestaltung mit variabler Pfeilhöhe verweisen wir ferner auf Anhang B, in dem Bemessungsdiagramme für verschiedene Profiltypen angegeben sind, welche sich zur Vordimensionierung von Hufeisenprofilen mit Sohlgewölbe eignen.

In der Schweiz wurden im quellfähigen Fels verschiedene Tunnelbauwerke nach dem Ausbaukonzept B3 realisiert. Es sei hier an den Loppertunnel (Alpnachstad) im Abschnitt des Flyschschiefers, den Tunnel Vue des Alpes (La Chaux de Fonds) im Mergelabschnitt sowie an die in der Süsswassermolasse gelegenen Tunnel Baregg (Baden), Milchbuck (Zürich), Hirschengraben (S-Bahn Zürich), Flurlingen (Schaffhausen) und Girsberg (Kreuzlingen) erinnert. Dies zeigt, dass das Widerstandsprinzip in Form eines

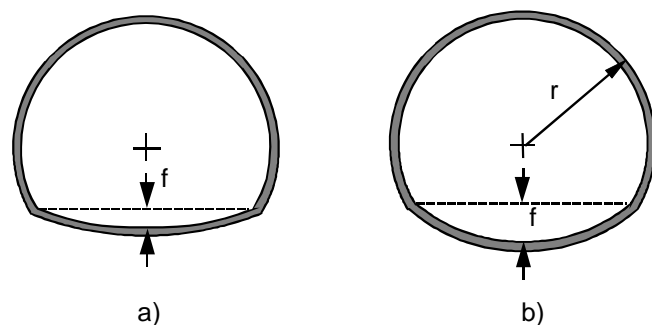


Bild 5-10 Ausbaukonzept B3: Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe nach dem Widerstandsprinzip
a) mit kleiner Pfeilhöhe f
b) mit grosser Pfeilhöhe f

Hufeisenprofils mit Sohlgewölbe bei einem geringen bis mittleren Quellpotential angewandt wird. Das Ausbaukonzept B3 eignet sich ferner für dreispurige Strassen- und Bahntunnel, bei welchen ein kreisförmiger Ausbruchquerschnitt zu grossen, nicht nutzbaren Querschnittflächen führen würde.

Systematische Sohlankerung (Konzept B4)

Eine systematische Sohlankerung kann sowohl in der Bau- als auch in der Nutzungsphase zur Vermeidung von Quellhebungen in der Tunnelsohle (Widerstandsprinzip) verwendet werden. Heutzutage wird sie jedoch zumeist als Notmassnahme bei Teilausbrüchen eingesetzt, um unerwartet auftretende Sohlhebungen zu beherrschen. Dazu können sowohl schlaffe als auch vorgespannte Anker eingesetzt werden. Der Ausbauwiderstand kann mit der Wahl der Ankerdichte, der Ankerlänge und der Steifigkeit bzw. der Vorspannkraft der Anker beeinflusst werden.

Im Unterschied zur schlaffen Sohlankerung ist bei Vorspannankern der nur beschränkt mögliche Ausbauwiderstand nach dem Spannen der Anker sofort wirksam. Aufgrund der hohen Anschaffungs- und Installationskosten, aber auch des Aufwandes für die Langzeitüberwachung in der Nutzungsphase, ist das Ausbaukonzept mit dem systematischen Einsatz von Vorspannankern nur in Ausnahmefällen wirtschaftlich. Beim Bau des *Pfändertunnels* wurde eine solcher Einsatz über eine Strecke von rund 300 m ausgeführt, nachdem man beträchtliche Sohlhebungen von über 15 mm pro Monat sowie Schäden am Ausbau im Sohlbereich festgestellt hatte (Kapitel 2.1.1). Man entschloss sich, eine radial angeordnete Systemankerung einzubauen. Auf die 10 m langen, korrosionsbeständigen Anker wurde eine Vorspannung von 1000 kN aufgebracht (John, 1981). Der in der Tunnelsohle erforderliche Ausbauwiderstand wurde in den verschiedenen Tunnelabschnitten aufgrund der dort gemessenen Hebungsraten festgelegt. Dieses Ausbaukonzept wurde während der Bauausführung entworfen. Man war vom Quelldruck überrascht und wollte aus vertraglichen Gründen an der ursprünglichen Tunnelgeometrie festhalten.

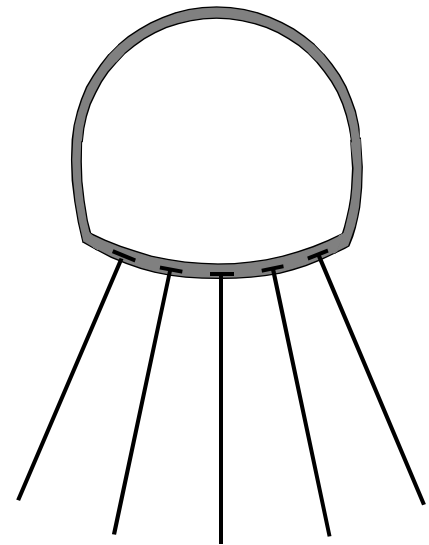


Bild 5-11 Systematische Sohlankerung (Widerstandsprinzip) mit schlaffen oder vorgespannten Ankern (Ausbaukonzept B4)

5.4.3 Ausweichprinzip

Das Ausweichprinzip (Typ C gemäss Bild 5-6) beruht auf der Erkenntnis, dass bei tonhaltigen, anhydritfreien Gesteinen mit zunehmender Volumendehnung eine Reduktion des Quelldruckes einhergeht (Bild 5-32). Dies bedeutet, dass das Zulassen von Volumendehnungen mit einer Reduktion des auf den Ausbau einwirkenden, statisch zu berücksichtigenden Quelldruckes verbunden ist. Eine derartige Lösung kann somit wirtschaftliche Vorteile mit sich bringen. Bei der Anwendung des Ausweichprinzipes wird das Gebirge nachgiebig gestützt, weshalb man dieses Ausbaukonzept auch als "nachgiebige Stützung" bezeichnet.

Auf die geschichtliche Entwicklung des Ausweichprinzipes wurde bereits in Kapitel 1.1.2 hingewiesen. Kauffmann (1889) berichtete über erste Erfahrungen mit dem Ausweichprinzip. Anwen-

dungen der nachgiebigen Stützung sind auch aus dem Bergbau bekannt oder wurden im Tunnelbau im Zusammenhang mit der Beherrschung des echten Gebirgsdruckes angewandt.

Eine nachgiebige Stützung kann mit Hilfe einer Knautschzone oder mit nachgiebigen Stützrippen erreicht werden, welche zwischen der steifen Betonverkleidung und dem Gebirge angeordnet werden. Als Knautschzone oder als Zusatzstoff für die Herstellung von Stützrippen eignen sich unverrottbare, verformbare Materialien. Die nachgiebige Stützung wird in der Regel im Sohlbereich eingebaut; eine Anordnung im Firstbereich ist an und für sich möglich, ist aber mit einem Anheben der Tunnelröhre verbunden.

Sohlgewölbe mit Knautschzone (Konzepte C1 bzw. C2)

Der Einbau einer Knautschzone zwischen Tunnelverkleidung und Gebirge wurde bereits verschiedentlich realisiert. Die nachgiebige Stützung wird durch den Einbau von Schaumstoffplatten oder gebrochenem Blähton gewährleistet.

Buechbergtunnel: Der durch Molassegestein führende Autobahntunnel bei Rapperswil wurde nach dem Ausweichprinzip mit Hilfe einer Knautschzone zwischen Sohlgewölbe und Gebirge erstellt (Bild 5-12). Nach Lombardi (1979) wurde dabei sowohl eine Beschränkung der Quelldeformationen im Fels als auch eine solche des Quelldruckes auf die Tunnelverkleidung angestrebt. Zur Ausführung kam ein Sohlgewölbe aus Ortsbeton von 40 cm Stärke. Unter dem Sohlgewölbe wurde eine 4 cm starke Schicht aus Schaumstoffplatten eingebaut. Die Zusatzbeanspruchung des Sohlgewölbes infolge des Nachlassens der Stützwirkung der Knautschzone (Kriecherscheinungen im Schaumstoff) wurde durch eine entsprechende Bewehrung berücksichtigt. Ein Teil des Eigengewichtes des Sohlgewölbes, der Sohlauflüftung und der Verkehrslasten wird damit über die beidseits der Knautschzone anschliessenden festen Betonschultern ins Gebirge eingeleitet.

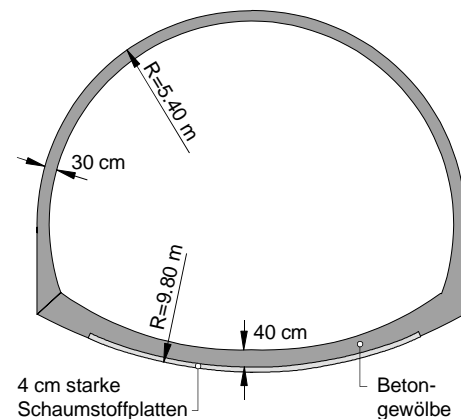


Bild 5-12 Buechbergtunnel: Sohlgewölbe mit einer 4 cm starken Knautschzone zwischen Sohlgewölbe und Gebirge (Lombardi, 1979)

Gasstollen Cogefar: In einem anhydritführenden Gebirgsabschnitt des Gasstollens Cogefar in Italien wurde im Jahre 1990 eine rund 40 cm starke Knautschzone aus Schaumstoffplatten unter dem armierten Sohlgewölbe eingebaut. Bild 5-13 zeigt den Einbau der Schaumstoffplatten und der darüberliegenden Abdichtungsfolie.



Bild 5-13 Gasstollen Cogefar (Italien): Verlegen der Abdichtungsfolie auf die in der Stollenssole verlegten Schaumstoffplatten.

Freudensteintunnel: Der 6,8 km lange Freudensteintunnel der Neubaustrecke Mannheim - Stuttgart (Kapitel 3.1.1) durchfährt auf 4,8 km Länge eine stark quellfähige, anhydritführende Gipskeuperformation (Prom-

mersberger, 1991). Für den Tunnelabschnitt im standfesten, nahezu ungeklüfteten und staubtrokenen unausgelaugten Gipskeuper war ursprünglich ein Kreisprofil und ein Ausbau nach dem Widerstandsprinzip vorgesehen (Bild 5-14b). Die während den Projektierungsarbeiten laufenden Laboruntersuchungen ergaben jedoch ein mit der Zeit ständig ansteigendes Quellpotential, wodurch die Gewölbstärke und die Bewehrung andauernd den grösseren Quelldruckwerten angepasst werden mussten. Angesichts der Laborwerte mit einem freien Quellmass von 30 % und Quelldrücken von über 6 MPa konnte selbst das in Bild 5-14b dargestellte verstärkte Kreisprofil mit 1.70 m Sohlstärke nicht mehr als ausreichend tragfähig betrachtet werden.

Noch grössere Sorgen bereiteten die zu erwartenden Hebungen des Tunnelrohres, welche die Brauchbarkeit des Tragwerkes selbst dann in Frage stellten, wenn das Gewölbe dem grössten Quelldruck standhalten würde. Eine Alternative bot der in Bild 5-14a dargestellte Vorschlag mit dem Einschalten einer Knautschzone zwischen Sohlgewölbe und Gebirge (Kovari et al., 1987). Damit konnte einerseits der maximal zu erwartende Quelldruck bzw. die Hebungsbeiträge für das Tunnelrohr wesentlich beschränkt werden. Andererseits konnte man statt des Kreisprofils ein abgeflachtes Sohlgewölbe wählen, das im Vergleich mit dem Kreisprofil ausführungstechnisch bedeutende

Vorteile bot. Aufgrund von Befürchtungen der Deutschen Bundesbahn, dass die Knautschzone zu unkontrollierbaren Setzungen des Tunnelrohres führen könnte, wurde die Tunnelschale seitlich auf zwei in Tunnellängsrichtung verlaufenden nachgiebigen Leichtbetonrippen fundiert, welche ein kontrolliertes Bruchverhalten aufweisen.

Nach Kirschke (1996) ist eine abschliessende Bewertung des im Freudensteintunnel angewendeten Ausweichprinzipes im Vergleich mit dem Widerstandsprinzip zur Zeit noch nicht möglich. Er weist jedoch darauf hin, dass bei Tunneln, welche nach dem Widerstandsprinzip erstellt wurden, ein kontinuierlicher Belastungszuwachs möglich ist. Nach Kirschke ist in diesem Falle die Bruchlast zwar unter Umständen noch nicht erreicht, doch lässt sich dies für die Zukunft nicht ausschliessen. Aus einem solchen Ergebnis sollte nach Kirschke (1996) der Schluss gezogen werden, dass im anhydrit-/tonhaltigen Fels bis auf weiteres dem Ausweichprinzip mit grosszügig bemessener Knautschzone der Vorzug zu geben sei.

Knautschzone mit nachgiebigen Stützrippen (Konzept C3)

Das Ausbaukonzept mit nachgiebigen Stützrippen aus Leichtbeton wurde von Kovari und Amstad (1979) entwickelt und im Tunnel T8 bei Biel erstmals realisiert. Die zwischen dem Sohlgewölbe und dem Gebirge quer zur Tunnelachse angeordneten Stützrippen weisen ein kontrolliertes Bruchverhalten auf. Sie haben die folgenden Aufgaben zu erfüllen:

- Nachgiebiges Verhalten bei Sohlhebungen mit begrenzter Übertragung des Quelldruckes auf das Sohlgewölbe

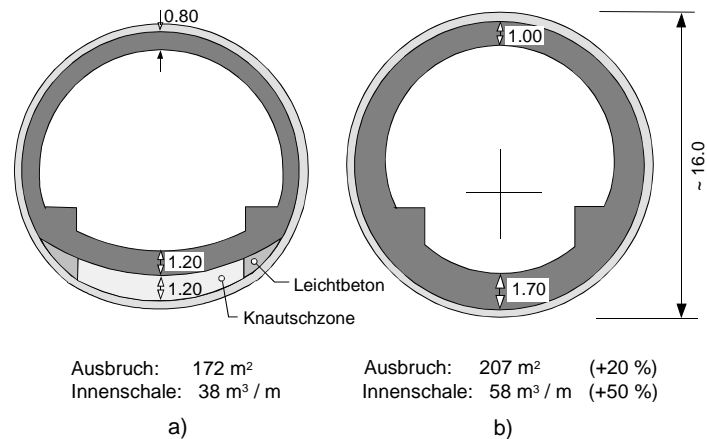


Bild 5-14 Freudensteintunnel:

- Nachgiebige Sohlstützung mit einer 1.20 m starken Knautschzone aus Blähton und längs angeordneten Leichtbetonschultern
- Ursprünglich geplante Querschnittsgestaltung nach dem Widerstandsprinzip (Kovari et al., 1987)

- Übernahme des Eigengewichtes des Tragwerkes sowie der Verkehrslasten während des durch den Quellungsvorgang verursachten Bruches der Stützrippen
- Stützung des Sohlgewölbes auch dann, wenn der Quellungsvorgang ausbleibt.

Tunnel T8: Dieser zweispurige Autostrassentunnel der A16 zwischen Biel und Sonceboz im Schweizerischen Jura durchstösst auf einer Länge von 320 m quellfähige Effingermergel mit einer maximalen Felsüberdeckung von rund 280 m. Der Tunnel stellt insofern ein Sonderfall dar, als dass sein Bauprogramm langandauernde Feldmessungen zuließ, wobei zugleich auf die Unzulänglichkeiten von Feldmessungen als Grundlage der Ermittlung des Quellpotentials hingewiesen werden muss (siehe Kapitel 5.3.4). Auf der anderen Seite lagen nur wenige Laboruntersuchungen vor.

Man entschloss sich, den Tunnelausbau mit einem neuen Ausbaukonzept auszuführen. Dieses bestand aus quer zur Tunnelachse angeordneten, nachgiebigen Stützrippen (Bild 5-15), welche die zuvor erwähnten Aufgaben zu erfüllen hatten. Die Bemessung der Rippen beruhte auf einer Extrapolation der bei offener, wasserführender Sohle gemessenen Sohlhebungen. Diese Extrapolation ergab freie Sohlhebungen von maximal 200 mm, welche für die kommenden 100 Jahren zu erwarten waren.

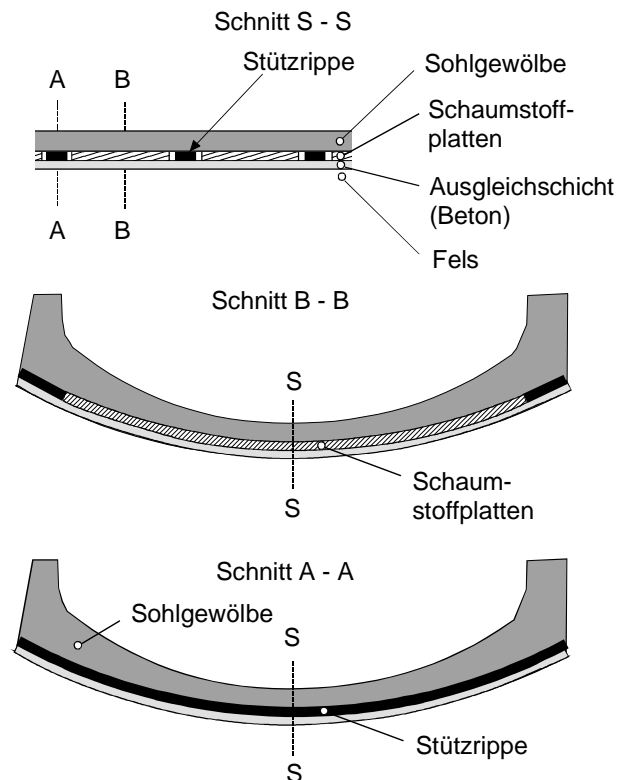


Bild 5-15 Tunnel Nr. 8 der A16: Knautschzone zwischen Sohlgewölbe und Gebirge mit nachgiebigen Leichtbetonstützrippen (Kovari und Amstad, 1979)

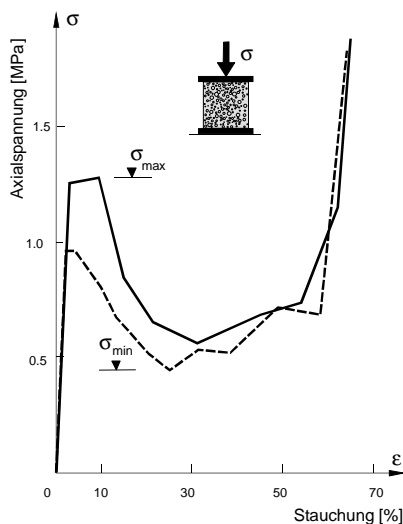


Bild 5-16 Tunnel T8: Spannungs-Dehnungsdiagramm einer Stützrippe aus Leichtbeton (Kovari und Amstad, 1979)

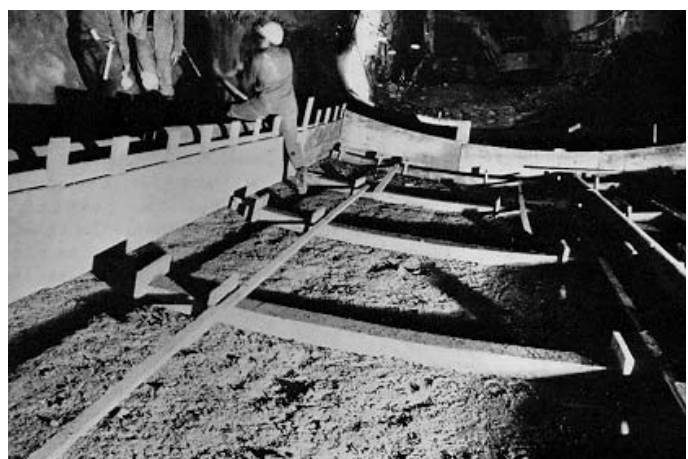


Bild 5-17 Tunnel T8: Einbau der Stützrippen aus Leichtbeton (Kovari und Amstad, 1979)

Dies führte zur Wahl von 20 bis 30 cm hohen Stützrippen quadratischen Querschnitts, welche in einem Abstand von 2.0 m unter dem Sohlgewölbe eingebaut wurden (Bild 5-17). Die Stützrippen stellten das eigentliche Konstruktionselement dar. Die zwischen diese Rippen verlegten Schaumstoffplatten wurden lediglich als Konterschaltung für das Betonieren des Sohlgewölbes verwendet.

Damit Sohlhebungen in einem bestimmten Masse zugelassen werden konnten, ohne das Sohlgewölbe über einen ebenfalls vorausbestimmten Grenzwert zu belasten, wurden mehrere Belastungsversuche mit aus Leichtbeton hergestellten Stützrippen durchgeführt. Als Zuschlagstoff wurde Blähton verwendet. Untersuchungen mit verschiedenen Korngrößen und Zementdosierungen führten schliesslich zu einer Mischung, welche das in Bild 5-16 dargestellte Spannungs-Dehnungsdiagramm ergab. Man erkennt hier, dass die grösste Belastung des Gewölbes gleich zu Beginn der Quellhebung zu erwarten ist, da die Höchstfestigkeit des Leichtbetons wesentlich grösser ist als seine Restfestigkeit. Mit zunehmender Stauchung folgt ein deutlicher Abfall auf die Restfestigkeit ($\sigma_{\min} = 0.5 \text{ MPa}$). Diese wurde mit Versuchen derart ermittelt, dass die Stützrippe auch im Bruchzustand die erforderliche Stützung des Sohlgewölbes gewährleistet.

Es stellt sich hier die Frage, warum die Rippen aus nachgiebigem Leichtbeton und nicht aus normalem Beton hergestellt wurden, da ja das Gebirge zwischen den Rippen ohnehin die Möglichkeit hat, in den durch die Schaumstoffplatten ausgefüllten Zwischenraum einzudringen. Dazu muss angemerkt werden, dass der Mergelfels sehr fest war, sodass Rippen aus normalem Beton die Quellhebung im wesentlichen verhindert hätten und der Quelldruck anstatt als Flächenbelastung in Form von Linienlasten in fast unverminderter Grösse aufgetreten wäre.

5.4.4 Projektidee zur Vermeidung von Quellerscheinungen

Der Grundgedanke dieser Projektidee besteht darin, mit Hilfe von systematischen Entwässerungsbohrungen im Sohlbereich eine Gebirgsentwässerung zu bewirken. Die Idee beruht auf der Tatsache, dass es ohne Wasser keinen Quellvorgang im Gestein geben kann. Werden also Wasserzutritte zu dem im Sohlbereich anstehenden Fels verhindert, so sind auch Quellerscheinungen ausgeschlossen. Dieses Konzept wurde bereits in den Jahren 1860 bis 1867 im Tunnel Genevreville bei Belfort im anhydritführenden Gebirge realisiert (Oudotte et al., 1957). Die Entwässerungsbohrungen können von einem Drainagestollen aus (Bild 5-18) oder beispielsweise von einem im Sohlbereich des Tunnels angeordneten Werkleitungskanal aus erstellt werden (Vakuumbetrieb).

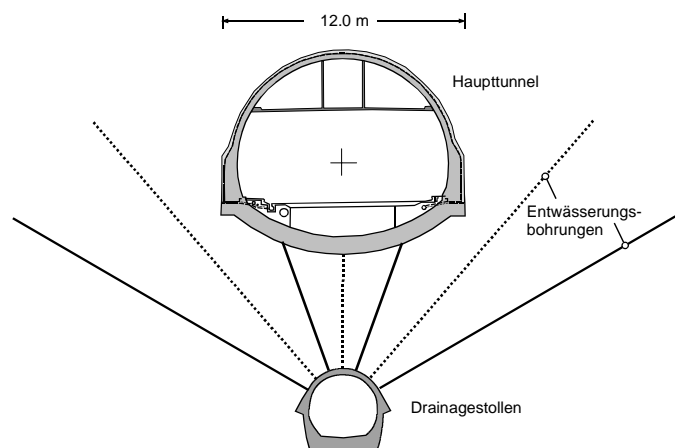


Bild 5-18 Belchentunnel, Probestrecke: Verhinderung von Quellerscheinungen im Sohlbereich des Haupttunnels mit Hilfe eines nach dem Widerstandsprinzip erstellten Drainagestollens in der Tunnelsohle sowie von gestaffelt angeordneten Entwässerungsbohrungen

Im Belchentunnel wird dieser Gedanke zur Zeit versuchsweise in Form eines unterhalb des Haupttunnels angelegten Drainagestollens realisiert (Bild 5-18). Der Stollen selbst wird nach dem Widerstandsprinzip ausgebaut. Von diesem aus werden Entwässerungsbohrungen erstellt, die den

Sohlbereich und den Bereich seitlich des Haupttunnels erreichen. Die Bohrungen werden unter atmosphärischem Druck betrieben, falls notwendig können sie auf Vakuumbetrieb umgerüstet werden. Mit den Drainagebohrungen und der Entwässerungswirkung des Stollens soll der Sohlbereich des Haupttunnels möglichst umfassend entwässert und eine allfällig vorhandene Längslängigkeit im Haupttunnel unterbunden werden.

5.4.5 Grobbewertung der Ausbaukonzepte

Bild 5-19 zeigt eine Grobbewertung der zuvor erwähnten Ausbaukonzepte. Im quellfähigen Fels richtet sich die Wahl des Ausbaukonzeptes in erster Linie nach dem vorhandenen Quellpotential, welches nach der Empfehlung SIA 199 (1998) aufgrund von Laborversuchen in die Stufen gering, mittel und hoch eingeteilt wird. Es ist selbstredend, dass neben der Quellfähigkeit der Gesteine weitere Gesichtspunkte zu beachten sind, welche bei der Evaluation der Profilform und des geeigneten Ausbaukonzeptes zu berücksichtigen sind.

Auf das Ausbaukonzept Typ A (freies Quellen), bei welchem der Quellvorgang im Sohlbereich auch in der Nutzungsphase nicht behindert wird, wird hier nicht näher eingegangen. Dieses Konzept ist für Verkehrstunnelbauten ungeeignet. Es eignet sich allenfalls für Bauwerke, welche unempfindlich in Bezug auf Sohlhebungen sind, was bei Luftschutzanlagen, Parkgaragen oder Lagerkavernen der Fall sein kann. Das in Bild 5-5 dargestellte Ausbaukonzept, bei dem in der Sohle ein Hohlraum zur Aufnahme der in der Nutzungsphase auftretenden Quellhebungen eingebaut wird, kann als Notlösung bei verkannter Quellgefahr in Betracht gezogen werden.

Ausbaukonzepte bei geringem bis mittlerem Quellpotential

Bei geringem bis mittlerem Quellpotential steht der Einsatz des *Widerstandsprinzipes (B)* im Vordergrund. Als Profilform eignet sich sowohl das Kreisprofil (B1, B2) als auch das Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe (B3). Wird kein TBM-Vortrieb in Betracht gezogen, sollte aus ausführungstechnischen Gründen ein Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe (B3) angestrebt werden.

In Gesteinen mit geringem bis mittlerem Quellpotential hat sich der Einsatz von Schild-Tunnelbohrmaschinen mit nachfolgendem Tübbingausbau bewährt (B1). Dies zeigen beispielsweise die Erfahrungen in den Molassegesteinen des Gubrist-, Zürichberg-, Murgenthal- und Zimmerbergtunnels. Neben hohen Vortriebsleistungen kann beim TBM-Vortrieb mit dem Einbau und der Hinterfüllung der Tübbinge bereits in Ortsbrustnähe eine rasche Stützung und Versiegelung des Gebirges erreicht werden. Eine Verschlammung der Sohle wird damit vermieden, was zu einem besseren Arbeitsklima der Vortriebsmannschaft beiträgt. Die Abmessungen der Tübbingverkleidung sind derart zu wählen, dass der Tübbingring den Quelldruck unter Einhaltung der zulässigen Verformungen bis zum Einbau der Innenschale aufzunehmen vermag.

Bei einem mittleren Quellpotential können auch Ausbaukonzepte nach dem *Ausweichprinzip (C)* in Betracht gezogen werden. Im Vordergrund steht dabei die Lösung mit einer Knautschzone aus Schaumstoffplatten (C1), wie sie im zuvor erwähnten Buechbergtunnel ausgeführt wurde. Aber auch das Konzept mit einer Knautschzone und nachgiebigen Stützrippen (C3), wie im Tunnel T8 ausgeführt, sollte trotz der aufwendigeren Bauausführung in die Evaluation miteinbezogen werden. Es muss hier abgewogen werden, ob die mit dem Ausweichprinzip einhergehenden Vorteile wie geringere Betonabmessungen und kleinerer Bewehrungsgehalt diesen Nachteil zu kompensieren vermögen.

	Ausbaukonzept		Normalprofil	Bemerkungen	Beispiele				
A	Freies Quellen	Hohlraum unterhalb der Fahrbahnplatte: freier Raum zur Aufnahme von Quellhebungen in der Nutzungsphase		<ul style="list-style-type: none"> • beidseitig verankerte starre Längsbalken erforderlich • kein freies Quellen im Verankerungsbereich • Gesteinsentfestigung unter Gewölbewiderlagern • allenfalls als Notlösung bei verkannter Quellgefahr 	<ul style="list-style-type: none"> • Seelisbergtunnel • Tunnel Ouest (Neuenburg) 				
B	Widerstandsprinzip	B1	Kreisförmiger Ausbau		<ul style="list-style-type: none"> • mit oder ohne Tübbingausbau möglich • vorteilhaft für TBM-Vortriebe (B1) • geeignet für ein geringes bis mittleres Quellpotential 	<ul style="list-style-type: none"> • Zürichbergtunnel (TBM-Vortrieb mit Tübbingausbau) • Heschlertunnel II: Kreisprofil mit verstärktem Sohlgewölbe 			
		B2					Hufeisenprofil mit Sohlgewölbe		<ul style="list-style-type: none"> • Ausbaukonzept für ein geringes bis mittleres Quellpotential • Günstig für grosse Profile (z.B. Dreispurtunnel)
	B3	Systematische Sohlankerung		<ul style="list-style-type: none"> • Schlaffe oder vorgespannte Verankerung der Sohle • als Notankerung in stark quellfähigem Gebirge anwendbar • als definitiver Ausbau nicht zu empfehlen 	<ul style="list-style-type: none"> • für Nutzungsphase im Pfändertunnel • als Notankerung im Freudensteintunnel • Engelberg-Basistunnel 				
	B4					Ausweichprinzip	C1	Sohlgewölbe mit Knautschzone aus Schaumstoffplatten	
C2	Sohlgewölbe mit Knautschzone aus Blähton		<ul style="list-style-type: none"> • geeignet für stark quellfähigen Fels mit entsprechend grosser Knautschzonenstärke • aufwendige Bauausführung (Längsbalken aus Leichtbeton, Einbau Knautschzone) 	<ul style="list-style-type: none"> • Freudensteintunnel • Engelberg-Basistunnel 					
C3					Knautschzone mit nachgiebigen Stützrippen (Leichtbeton)				

Bild 5-19 Grobbewertung der Ausbaukonzepte für quellfähigen Fels

Ausbaukonzepte bei hohem Quellpotential

Bei hohem Quellpotential sollte aus statischen Gründen ein kreisförmiges Profil angestrebt werden. Bei der Konzeptwahl gilt es abzuwägen, ob das Ausweichprinzip oder das Widerstandsprinzip angewandt werden soll.

Wird das *Widerstandsprinzip* in Betracht gezogen (Konzept B1 und B2), so sollte die Tatsache ins Auge gefasst werden, dass das Auftreten von hohen Quelldrücken in Form einer Kon-

taktspannung zwischen Ausbau und Gebirge nach mehreren Jahren oder Jahrzehnten nicht ausgeschlossen werden kann. Bei der Wahl des Widerstandsprinzipes gilt es ferner zu beachten, dass mit der Zunahme des Quelldruckes Verformungen des Ausbaus einhergehen bzw. ein translatorisches Anheben des Bauwerkes verbunden sein kann und, wie bereits erwähnt, zu einer Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes führen kann (unebene Fahrbahn, unruhige Gleislage). Diesen quelldruckbedingten Verformungen und Hebungen ist bei der Projektierung des Bauwerkes Rechnung zu tragen, beispielsweise durch ausreichende Toleranzen bei der Lagerung der Fahrbahn- oder Zwischendecke (Betriebslüftung), bei der Befestigung von Trennwänden oder bei einer auf Mittelstützen fundierten Fahrbahnplatte.

Wird im stark quellfähigen Fels das *Ausweichprinzip* gewählt, so hat sich wegen der erforderlichen Stärke der Knautschzone ein schichtweiser Aufbau der Knautschzone aus gebrochenem Blähton bewährt (Typ C2). Die Bauausführung erweist sich jedoch als aufwendig. Eine Ausführung mit Schaumstoffplatten grosser Stärke ist wegen des Kriechens des Schaumstoffes unter der Belastung des frisch eingebrachten Sohlgewölbebetons problematisch.

Es ist heutzutage noch verfrüht, eine abschliessende Bewertung des Einsatzes dieser beiden Ausbaukonzepte im stark quellfähigen Fels vorzunehmen. Erst in einigen Jahrzehnten werden genügend Erfahrungswerte vorliegen welche zeigen, welches Ausbaukonzept den Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit am besten gerecht wird.

5.4.6 Konstruktive Massnahmen in Tunnellängsrichtung

Im quellfähigen Fels ist insbesondere im Hinblick auf die Nutzung von Verkehrstunnelbauten eine Beurteilung der Auswirkungen des Quellens auf das Langzeitverhalten des Bauwerkes in Tunnellängsrichtung erforderlich. Von Interesse sind dabei auch die Beanspruchungen und Verschiebungen des Ausbaus, welche sich aus einem unterschiedlichen Quellpotential entlang der Tunnelachse ergeben können. Besondere Beachtung verdienen dabei die Übergangsbereiche zwischen stark quellfähigem und nicht quellfähigem Fels. Im sulfatführenden Gebirge sind zudem die Auswirkungen einer bereits vorhandenen oder noch zu erwartenden Gebirgsauslaugung zu prüfen.

Als Beispiel seien hier die Langzeiterfahrungen erwähnt, welche im *Wagenburgtunnel* in den anhydritführenden Gebirgsabschnitten gemacht wurden. Entlang der Tunnelachse konnten stark unterschiedliche Hebungsraten festgestellt werden, welche zu einer zusätzlichen Beanspruchung der Tunnelverkleidung in Tunnellängsrichtung bzw. zu Pressungen, Aufweitungen und Höhengsprüngen in den Blockfugen führten (Bild 5-20). Nach Beiche (1991) sind die deutlichsten Schäden am Wagenburgtunnel durch das unterschiedliche Anheben einzelner Tunnelblöcke entstanden.

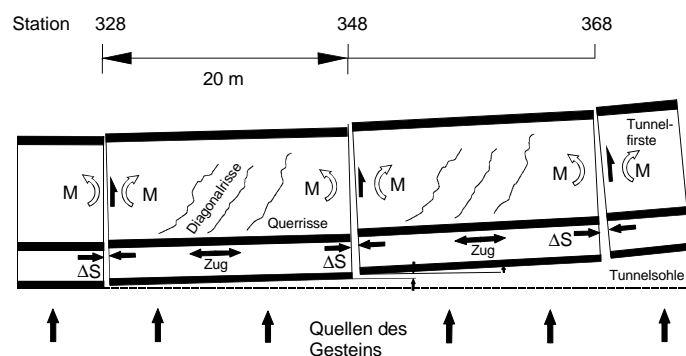


Bild 5-20 Wagenburgtunnel: Beanspruchung der Tunnelinnenschale in Tunnellängsrichtung infolge unterschiedlicher Hebungsraten entlang der Tunnelachse (schematische Darstellung nach Paul und Wichter, 1996).

Gefährdungsbilder bzw. kritische Nutzungszustände:

Bild 5-21 zeigt Gefährdungsbilder bzw. kritische Nutzungszustände, welche sich aus einem unterschiedlichen Quellpotential entlang der Bauwerksachse ergeben können. Bei einem Tunnel mit hoher Gebirgsüberdeckung bzw. unnachgiebiger Bettung des Tunnelausbaus im Firstbereich führt der Quellvorgang zu einem Anheben des Sohlgewölbes (Bild 5-21a). In Tunnellängsrichtung können sich damit Bereiche mit unterschiedlichen Sohlhebungen ergeben. Bei einem oberflächennahen Tunnel oder einem Tunnel, bei dem im Firstbereich nachgiebiges (z.B. ausgelaugtes) Gebirge ansteht, wird die Tunnelröhre durch den im Sohlbereich stattfindenden Quellvorgang als Ganzes angehoben (Bild 5-21b). Dieses translatorische Anheben der Tunnelröhre ist mit einem ungleichmässigen Anheben der Fahrbahn bzw. der Schienen verbunden.

Ausbaukonzepte in Längsrichtung des Bauwerkes:

Grundsätzlich stehen zwei Ausbaukonzepte zur Lösung derartiger Problemstellungen zur Verfügung. Das erste besteht darin, dass die Innenschale gemäss Bild 5-21c als flexible Elementkette ausgebildet wird. Die Verkleidung wird in einzelne Blöcke unterteilt, wobei kurze Blocklängen angestrebt werden. Die Blockfugen werden breiter als normal und zudem gelenkig ausgebildet (Knautschfugen), wobei die Querkraftübertragung sichergestellt werden muss. Dies ist konstruktiv nicht einfach lösbar und zudem kostspielig. Nach Beiche (1991) wurde beim Bau des B-14 Tunnels in Stuttgart erwogen, durch eine Reduktion der Blocklänge von 10 m auf 5 m eine bessere gliederförmige Anpassung bei unregelmässigen Hebungen zu ermöglichen. Aus wirtschaftlichen Gründen und wegen der erheblich längeren Bauzeit wurde diese Lösung aber nicht realisiert.

Das zweite Ausbaukonzept verfügt über eine Knautschzone unterhalb des Sohlgewölbes. Die Innenschale und die Fahrbahnplatte werden fugenlos ausgebildet und durchgehend bewehrt. Im Vergleich mit der zuvor erwähnten Lösung ergeben sich damit wesentliche Vorteile. Die auf den Ausbau wirkende Belastung wird durch die Knautschzone reduziert, was mit einem geringeren Anheben des Sohlgewölbes bzw. der ganzen Tunnelröhre verbunden ist. Die Hebungsunterschiede entlang der Tunnelsohle werden damit ausgeglichen.

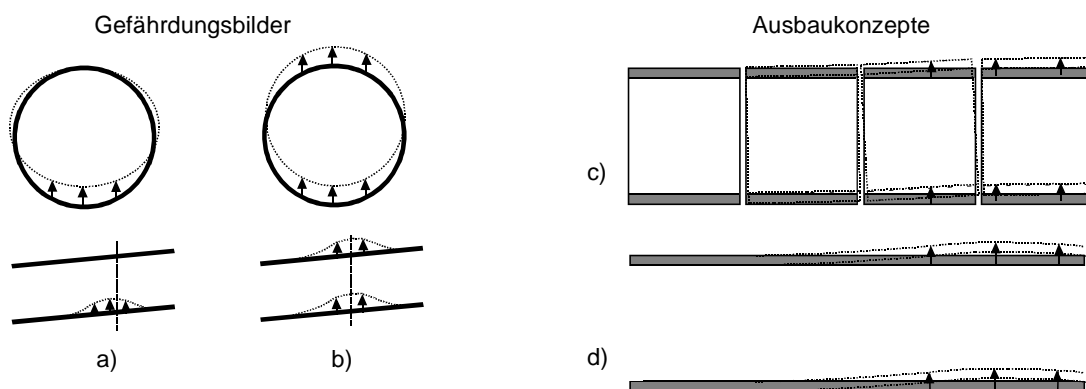


Bild 5-21 Gefährdungsbilder bzw. kritische Nutzungszustände als Folge eines unterschiedlichen Quellpotentials entlang der Bauwerksachse mit verschiedenen Ausbaukonzepten:

- Ungleichmässiges Anheben der Tunnelsohle entlang der Bauwerksachse bei hoher Gebirgsüberdeckung bzw. steifer Bettung des Ausbaus im Firstbereich
- Ungleichmässiges translatorisches Anheben der ganzen Tunnelröhre bei einem oberflächennahen Tunnel oder bei einer Tunnelröhre, bei der im Firstbereich nachgiebiges Gebirge ansteht
- Ausbaukonzept mit kurzen Blockelementen und Knautschfugen mit Querkraftübertragung
- Ausbaukonzept mit Knautschzone mit fugenloser Ausbildung der Innenschale und durchgehender Bewehrung

Die kritischsten Verhältnisse können sich, wie in Kapitel 5.1 ausgeführt, im Übergangsbereich zwischen dem ausgelaugten und dem nicht ausgelaugten Gebirge ergeben. Im Sohlbereich kann stark quellfähiges anhydrit-/tonhaltiges Gestein vorhanden sein und in der Tunnelfirste ein hohlraumreiches, entfestigtes Gebirge anstehen. Einem translatorischen Anheben des Bauwerkes kann vorgebeugt werden, wenn der Firstbereich injiziert wird. Beim Bau des Freudensteintunnels wurden derartige Problemzonen mit Hilfe von Injektionsschirmen, welche man vorausseilend aus dem Erkundungsstollen im Hinblick auf den nachfolgenden Haupttunnelvortrieb erstellte, vorbehandelt.

Selbst mit einer Knautschzone oder mit Injektionsschirmen kann aber ein unterschiedliches Anheben der Fahrbahn nicht vollständig eliminiert werden. Je nach den Anforderungen an die Höhenlage der Fahrbahn sind zusätzliche Massnahmen erforderlich. Bei Hochgeschwindigkeitszügen kann man den besonders hohen Anforderungen an die Gleislage am einfachsten mit dem Einbau eines Schotterbettes gerecht werden. Ein solches erlaubt die sporadische Korrektur der Gleislage in der Nutzungsphase, allerdings mit einem entsprechenden Aufwand an Unterhalt.

5.5 Wasserhaltung in der Nutzungsphase

Im folgenden Abschnitt wird auf Besonderheiten eingegangen, welche im Hinblick auf die Wasserhaltung im quellfähigen Fels in der Nutzungsphase zu beachten sind.

5.5.1 Abdichtungssysteme

Die wichtigsten Anforderungen an ein Abdichtungssystem in der Nutzungsphase sind:

- Erfüllung der Nutzungsanforderungen (i.a. Trockenhaltung des Verkehrsraumes)
- Schutz der tragenden Bauteile vor aggressivem Bergwasser
- einfacher Unterhalt.

Es werden die folgenden Wasserhaltungssysteme unterschieden (Bild 5-22):

- ohne Abdichtungsfolie (kein Wasser oder nur Vernässung vorhanden)
- Abdichtungsfolie nur im oberen Profilbereich (Teilabdichtung System "Regenschirm")
- in einschaligen Tübbingausbau integrierte Vollabdichtung
- Vollabdichtung mit zweischaligem Ausbau und zwischenliegender Abdichtungsfolie oder Innenschale aus WU-Beton.

Bei offenen Systemen wird das anfallende Bergwasser im Bauwerk gefasst und abgeleitet. Der Einsatz eines geschlossenen Systems kann mit dem Aufbau eines auf das Bauwerk einwirkenden Wasserdruckes verbunden sein. Beim einschaligen Tübbingausbau mit integrierter Vollabdichtung werden die Tübbinge aus WU-Beton hergestellt. Beim zweischaligen Ausbau wird die Innenschale als Träger der Kunststoffdichtungsbahnen verwendet. Anstelle von Abdichtungsfolien kann eine Innenschale aus WU-Beton zum Einsatz kommen.

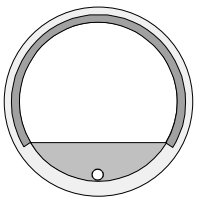
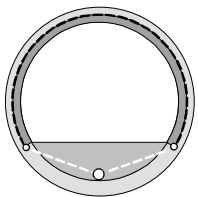
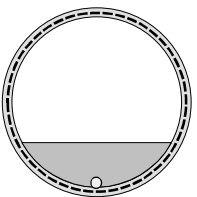
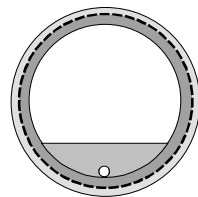
				
Ausbau	2-schalig		1-schalig	2-schalig
System	Ohne Abdichtung	Teilabdichtung	Vollabdichtung	
	Kein Wasser oder nur Vernässung	mit Kunststoffdichtungsbahnen, System "Regenschirm"	im Tübbingsystem integrierte Dichtungsprofile	mit Kunststoffdichtungsbahnen oder Innenschale aus WU-Beton
Wirkungsweise	Offenes System		Geschlossenes System	
	Längsentwässerung		Ableitung des Leckwassers	

Bild 5-22 Wasserhaltung in der Nutzungsphase: Abdichtungssysteme

Strenge wasserrechtliche Anforderungen führen auch bei Untertagbauten dazu, dass der in der Bauphase veränderte natürliche Grund- bzw. Bergwasserhaushalt im Hinblick auf die Nutzungsphase wieder in seinen ursprünglichen Zustand zurückgeführt werden muss. Dies wird mit der zuvor erwähnten Vollabdichtung erreicht. Eine Vollabdichtung kann sich auch aus Unterhaltsgründen oder zum Schutze der Innenschale vor aggressivem Bergwasser aufdrängen. Bei der Wahl eines geschlossenen Systems gilt es jedoch zu beachten, dass bei höheren Wasserdrücken höchste Anforderungen an die Ausführungsqualität zu stellen sind.

Ein Anstieg des Grund- bzw. Bergwasserspiegels kann sich auch bei einer nicht einwandfrei funktionierenden Entwässerung ergeben, beispielsweise bei der Versinterung von Entwässerungsleitungen und Entwässerungsschichten (Noppenfolien, Vliese). Die Wasser- wie auch die Quelldrücke, welche sich aus dem Anstieg des Bergwasserspiegels im Ulm- und Firstbereich des Bauwerkes ergeben, sind statisch zu berücksichtigen (siehe Kapitel 5.6.7).

5.5.2 Anordnung der Entwässerungsleitungen im Normalprofil

In der *Bauphase* sollte das Bergwasser im tiefsten Punkt der Sohle gefasst und abgeleitet werden. Diese Lösung weist den Nachteil auf, dass Entwässerungsleitungen bergseits des Sohlausbaus zu liegen kommen und damit bereits in der Bauphase durch den Quellvorgang zerstört werden können. Dies war beim Belchentunnel der Fall, wo die im Paramentbereich angeordneten Entwässerungsleitungen noch vor dem Einbau des Sohlgewölbes zerstört wurden (Bild 5-23).



Bild 5-23 Belchentunnel: seitlich zusammengedrückte Entwässerungsleitung (nach Grob, 1972)

Leitungen, welche der Entwässerung in der *Nutzungsphase* dienen, sollten daher auf der Hohlraumseite des Sohlgewölbes angeordnet werden. Diese Lage ist auch aus Unterhaltsgründen zu empfehlen. Aussenliegende Leitungen, welche der Entwässerung in der Bauphase dienen, können kurz vor der Inbetriebnahme des Bauwerkes verpresst werden.

5.5.3 Vollabdichtung mit Druckbegrenzung

Beim *Freudensteintunnel* wurde im Gipskeuperabschnitt zum Schutz der Innenschale vor stark aggressivem Bergwasser ein Wasserhaltungssystem mit Vollabdichtung gewählt. Aus statischen Gründen musste jedoch der Wasserdruck auf die Innenschale dauerhaft beschränkt werden. Dazu wurden in der Tunnelinnenschale im Abstand von 55 m beidseits des Tunnels Entspannungsöffnungen angeordnet (Bild 5-24). Diese Öffnungen unterbinden das Aufstauen von Wasser über die volle Höhe des Tunnels und begrenzen damit den auf die Innenschale wirkenden Wasserdruck. Bei einer solchen Lösung muss jedoch eine dauernde Absenkung des Bergwasserspiegels, zumindest in der Umgebung des Tunnelrohres, in Kauf genommen werden.

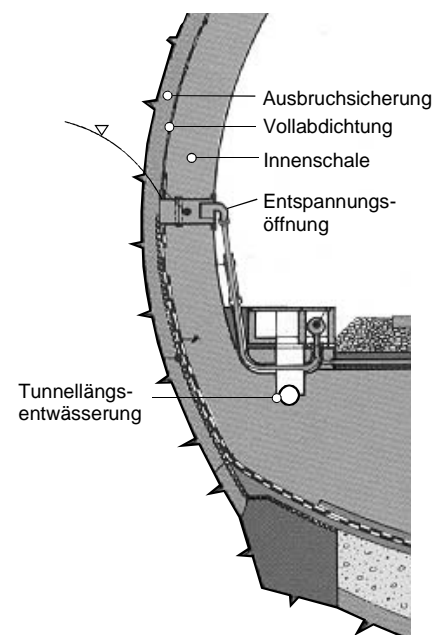


Bild 5-24 Freudensteintunnel: Entspannungsöffnungen zur Begrenzung des Wasserdruckes auf die Innenschale (Kirschke et al., 1991)

5.5.4 Massnahmen gegen stark aggressives Bergwasser

Bei stark aggressiven Bergwasservorkommen sollte dem Schutz der dauerhaft tragenden Bauwerksteile höchste Beachtung geschenkt werden. Stark aggressive Bergwässer werden u.a. im Bereich von anhydrit- und gipsführenden Gesteinen festgestellt, im Falle des Anhydrits also gerade in jenen Gesteinen, welche über ein hohes Quellpotential verfügen.

Die in der Natur zu beobachtenden Sulfatkonzentrationen hängen primär von der Länge der Sickerwege und der Verweildauer des Wassers im sulfatführenden Gebirge ab. In Tabelle 5-5 sind einige, bei ausgewählten Tunnelbaustellen erfasste maximale Sulfatkonzentrationen [mg SO₄/l] zusammengestellt. Diese hohen Sulfatkonzentrationen wurden lokal gemessen, teilweise aber auch grossräumig beobachtet.

Projekt	Maximale Sulfatkonzentration [mg SO ₄ /l]	Bemerkungen	Literaturquelle
Weinsbergtunnel	bis 1'500		Gremminger und Spang (1978)
Kappelesbergtunnel	1'957 bis 2'755	ingesickertes Bergwasser	Krause (1975)
Adlertunnel	2'990	Einzelwert	Chiaverio und Hürzeler (1996)
Belchentunnel	teils > 6'000		Grob (1972)
Freudensteintunnel	bis zu 5'600	Gebirgswasserzutritte im Firstbereich	Berner (1991)
Sondierstollen Engelberg-Basistunnel	bis zu 5'800	aus dem ausgelaugten Gebirge zufließendes Wasser	Kuhnhehn et al. (1979)
Sha-mo-lae-dai Tunnel	> 8'600	lokal in der gipsführenden Continental-Formation	Li Bing Sheng (1987)

Tabelle 5-5 Beispiele für hohe Sulfatkonzentrationen

Grenzwerte zur Beurteilung des Aggressivität von Wässern vorwiegend natürlicher Zusammensetzung sind in der DIN-Norm 4030 Teil 1 (1991) enthalten. Bezüglich Sulfat wird gemäss Tabelle 5-6 zwischen vier Angriffsgraden unterschieden.

Angriffsgrad	Sulfatgehalt (SO ₄ ²⁻ mg / l Wasser)	Beurteilung
1	< 200	
2	200-600	schwach angreifend
3	> 600 bis 3'000	stark angreifend
4	> 3'000	sehr stark angreifend

Tabelle 5-6 Grenzwerte zur Beurteilung des Angriffsgrades von sulfatführendem Wasser (nach DIN 4030 Teil 1, 1991)

Neben dem Sulfatgehalt von Bergwässern ist auch der Gehalt an Chlorid von Interesse. Sie verursachen nach Massgabe ihrer Konzentration die Korrosion von Stahl im Beton. Konzentrationen von 10 bis 20 g/l sind als sehr hoch zu bezeichnen. Nach Berner (1991) betragen die Mengenteile an stahlaggressiven Chloridionen beim *Freudensteintunnel* bereits beim Wassereintritt in den Tunnelhohlraum mehr als 10 g/l, ein Wert, der sich aber oft schon nach einer kurzen Fliessstrecke mehr als verdoppelte. Auch im *Seelisbergtunnel* wurden in den quellfähigen Valangini-

enmergeln im Bergwasser ausserordentlich hohe Lösungsgehalten an Chlorid von bis zu 20 g/l festgestellt (Schneider, 1984).

Zum Schutz der tragenden Bauwerksteile vor Sulfat- und Chloridangriff stehen die in Tabelle 5-7 aufgeführten Massnahmen im Vordergrund.

Konzept		Massnahmen
Materialwahl	Herstellung der tragenden Bauwerksteile aus dauerhaften, korrosionsresistenten Materialien	1 Einsatz von Microsilica zur Erzielung eines dichten Betons 2 Einsatz von Zement mit hohem Sulfatwiderstand
Umhüllung / Beschichtung	Schutz der tragenden Bauwerksteile vor Wasserkontakt	3 Teil- oder Vollabdichtung mit Kunststoffdichtungsbahnen 4 Beschichtung von Bauwerksteilen (Tübbinge, Bewehrung)

Tabelle 5-7 Konzepte und Massnahmen zum Schutz tragender Bauwerksteile vor aggressivem Bergwasser

Je nach Ausbaukonzept und Angriffsgrad des Bergwassers können diese Massnahmen einzeln oder redundant eingesetzt werden.

Einsatz von Microsilica

Bei geringer Aggressivität des Bergwassers ist die Verwendung eines dichten Betons die einfachste Massnahme zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der Tunnelauskleidung gegen chemische Einflüsse. Durch die Zugabe von 5 bis 10 % Microsilica des Zementgewichtes wird die Porenstruktur im Beton verändert. Die Wasserdurchlässigkeit des Betons wird dadurch verringert, die Festigkeit gleichzeitig erhöht. Ein derartiger Beton kann als Ortsbeton eingebracht oder zur Herstellung von Tübbing verwendet werden.

Einsatz von Zement mit hohem Sulfatwiderstand

Nach DIN 4030 (1991) ist bei Sulfatgehalten von über 600 mg SO_4^{2-} /Liter Wasser ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand (HS) zu verwenden. Die Widerstandskraft derartiger Zemente gegen Sulfatreiben ist jedoch umstritten. Nach Chiaverio und Hürzeler (1996) hat ein grösseres Untersuchungsprogramm der SBB gezeigt, dass die blosser Verwendung von C_3A -armen Zementen bei höherer Sulfatbelastung keinen genügenden Widerstand gewährleistet. Nach Schmid (1995) traten im Oberen Hauensteintunnel der SBB und im San Bernardino-tunnel der N13 trotz der Verwendung von Sulfacem als C_3A -armer Zement beträchtliche Schäden auf. Laboruntersuchungen von Scherer und Fidjeströl (1995) betreffend dem Sulfatangriff auf Betone zeigen, dass ein gewöhnlicher, mit Microsilica vergüteter Portlandzement dem sulfatresistenten Zement gleichwertig, teilweise sogar überlegen ist.

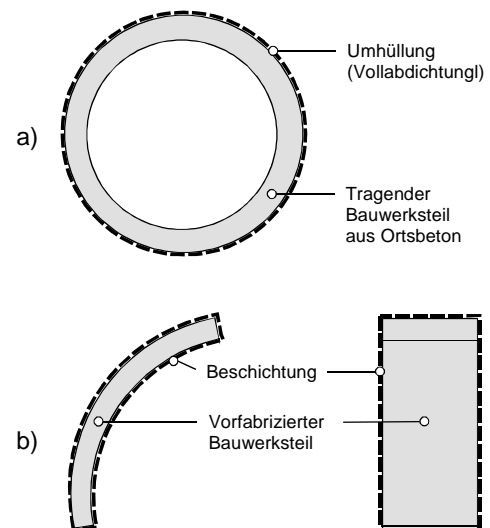


Bild 5-25 Massnahmen gegen aggressives Bergwasser:

- Umhüllung des aus Ortsbeton gefertigten tragenden Bauwerkteils mittels Vollabdichtung
- Beschichtung eines vorfabrizierten Tübbingelementes

Umhüllung mit Abdichtungsfolien

Zur Wasserhaltung und zum Schutz der dauerhaft tragenden Bauteile vor aggressivem Bergwasser werden im Untertagebau oft Kunststoffdichtungsbahnen verwendet. Bei stark betonaggressivem Bergwasser kann damit der zu schützende, aus Ortsbeton hergestellte Bauwerksteil gemäss Bild 5-25a vollständig umhüllt werden. Der Einsatz einer Vollabdichtung kann jedoch, wie zuvor erwähnt, den Aufbau eines auf die Innenschale wirkenden Wasserdruckes zur Folge haben. Die Abdichtung muss somit druckwasserhaltend ausgeführt werden. In diesem Zusammenhang sei auf die SIA-Empfehlung V 280 (1996) und auf die Anforderungen der Deutschen Bundesbahn DS 835 bzw. DS 853 (1996) hingewiesen.

Erfahrungen mit Vollabdichtungen im quellfähigen Fels mit stark aggressiven Bergwasservorkommen liegen u.a. aus dem Kappelbergstunnel (Kurz, 1986), aus dem Bözberg-Strassentunnel (N3-Information, 1994) und aus dem Freudensteintunnel (Klonsdorf und Schaser, 1991) vor.

Beschichtung von Bauwerksteilen

Eine Beschichtung kann bei Stahlbetontübbinggen (Bild 5-25b) und bei der Bewehrung in Frage kommen. Im Falle von Stahlbetontübbinggen ist jedoch die Verletzungsgefahr beim Transport und beim Einbau im Tunnel zu beachten. Beschädigungen der hohlraumseitigen Tübbingbeschichtung, wie sie in Bild 5-26 erkennbar ist, können vor Ort nachbehandelt werden. Beschädigungen der Schutzhaut bergseits der Tübbingge, welche sich beim Einbau und beim Verlassen des Schildschwanzes ergeben, sind aber weder erkennbar noch nachbehandelbar. Es ist daher fraglich, ob eine derartige Beschichtung als dauerhafter Schutz der Tübbingge vor aggressivem Bergwasser betrachtet werden kann.

Redundante Schutzmassnahmen

Ist bei der Erstellung eines Untertagebauwerkes mit dem Zutritt von stark bis sehr stark angreifendem Bergwasser zu rechnen, so sollten redundante Schutzmassnahmen ergriffen werden. In diesem Sinne wurde beim *Freudensteintunnel* für die Innenschale ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand zur Herstellung eines dichten Betons verwendet; zusätzlich wurde die Innenschale mit einer Vollabdichtung umschlossen (Klonsdorf und Schaser, 1991).



ca. 10 cm

Bild 5-26 Adlertunnel: Beschädigung der Beschichtung der Tübbingge nach dem Einbau im Schildschwanz (Photo IGT, ETH Zürich)

5.6 Statische Berechnung

Mit statischen Berechnungen wird das Ziel verfolgt, Verformungen und Beanspruchungen im Tragwerk quantitativ zu erfassen. Als Kriterium gilt einerseits die Gewährleistung einer ausreichenden Sicherheit gegen Bruch (Tragfähigkeit) und andererseits die Einhaltung von Grenzen für die Verformungen und die Rissbildung im Beton (Gebrauchstauglichkeit).

Im Untertagbau versteht man unter "Tragwerk" das hohlraumumgebende Gebirge und den Ausbau (Ausbruchsicherung und Innenschale). Auch im quellfähigen Fels steht die Klärung des Zusammenwirkens zwischen Gebirge und Ausbau, das ja das Tragverhalten bestimmt, im Vordergrund.

Statische Berechnungen werden an Modellen durchgeführt, die eine Abbildung der Wirklichkeit aus statischer Sicht darstellen. Den Ausgangspunkt einer statischen Berechnung bildet das Baugrundmodell, aufgrund dessen das eigentliche Berechnungsmodell erarbeitet wird. Bei der Modellbildung muss man sich der notwendigen Idealisierung aber stets bewusst sein, so verfeinert diese auch sein mag. Um die Übersicht über den Vorgang der Vereinfachung und ihrer möglichen Auswirkung zu gewährleisten, empfiehlt es sich, diesen Vorgang in die drei Kategorien

- Modell für das statische System,
- Modell für das Materialverhalten und
- Modell für die Lastgrößen

einzuordnen (Kovari, 1972). Es ist einleuchtend, dass die drei Modellelemente je nach der Grundidee der Modellbildung miteinander in Wechselwirkung stehen. Dies gilt in hohem Masse für die Modellierung des Materialverhaltens und der Belastung.

Zum Modell für das statische System: Man unterscheidet zwischen Stab-, Flächen- und Körpertragwerk. In Bild 5-27 sind drei ebene Systeme - vom einfachen bis zum komplexen ansteigend - schematisch dargestellt. Beschränkt man sich auf die Auswirkung des Quellvorganges im Sohlbe-

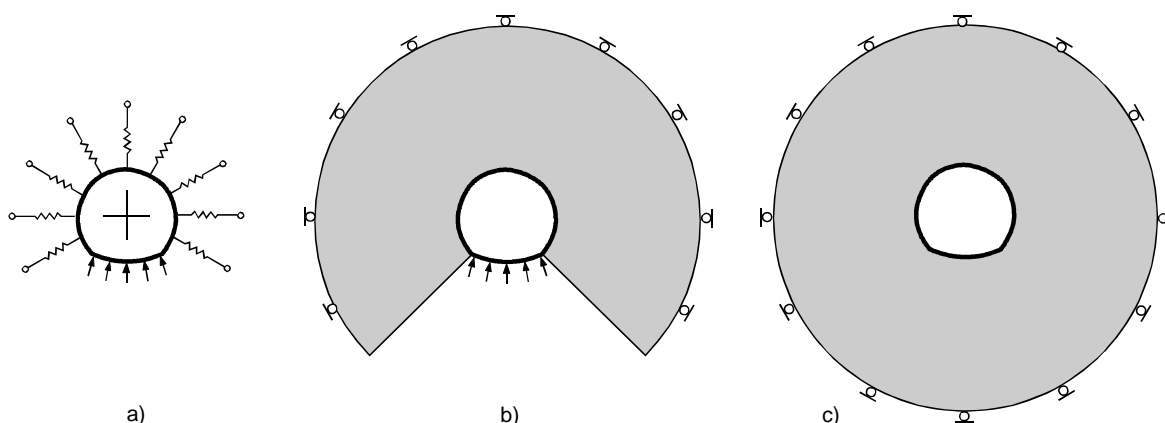


Bild 5-27 Modelle für das statische System und die Belastungsgrößen

- a) elastisch eingebettetes Gewölbe; Gebirge durch Federelemente simuliert; offene Sohle für äusseren Lastangriff
- b) elastisch eingebettetes Gewölbe; Gebirge durch elastische Scheibe simuliert; offene Sohle für äusseren Lastangriff
- c) elastisch eingebettete Scheibe; Gebirge als elastisch-plastisches, poröses Kontinuum mit Erfassung der Sickerströmung und des Quellvorgangs; Quelldruck als innere Spannung

reich eines Tunnels, so erübrigt sich in der Regel eine Untersuchung des Kräftespiels in der Umgebung der Ortsbrust. Man darf mit Recht annehmen, dass sich bei einem kontinuierlichen Vortrieb der Quellprozess weit genug von der Ortsbrust abspielt. Deshalb darf dem statischen System ein ebenes Stabwerk (Bild 5-27a) oder eine Scheibe (Bild 5-27b und c) zugrunde gelegt werden.

Zum Modell für das Materialverhalten: Bei den statischen Systemen nach Bild 5-27a und Bild 5-27b steht einzig das Zusammenwirken von Ausbau und Gebirge im Vordergrund. In beiden Fällen werden sowohl für das Tunnelgewölbe wie auch für die Federn und die Scheibe elastisches Materialverhalten angenommen. Es ist offensichtlich, dass das Scheibenmodell (Bild 5-27b) jenem des Federmodells (Bild 5-27a) überlegen ist. Der Elastizitätsmodul des Gebirges lässt sich nur durch Näherungsformeln in Federkonstanten umrechnen.

Der in Bild 5-27c angedeutete Fall bezieht sich auf ein Modellkonzept, bei dem der Quellvorgang im Gebirge mit Hilfe entsprechender Stoffgesetze verfolgt wird, sodass der Quelldruck auf das Sohlgewölbe nicht mehr als eine äussere Belastung, sondern als eine innere Spannung in Erscheinung tritt. Es ist offenkundig, dass die Abhängigkeit zwischen Spannungszustand und Verformungszustand auf der Berücksichtigung einer Sickerströmung und eines verallgemeinerten "Quellgesetzes" beruhen muss. Wir verweisen hier auf die Arbeit von Anagnostou (1992).

Zum Modell für die Lastgrössen: Aus dem oben Erwähnten geht bereits hervor, dass in Bezug auf die Lastgrössen zwischen den Modellen nach Bild 5-27 ein grundlegender Unterschied besteht. In den ersten zwei Fällen wird der auf das Sohlgewölbe wirkende Quelldruck angenommen, im dritten Fall jedoch errechnet. Im Bild 5-27a und Bild 5-27b ist die Sohle offen, da dort der Quelldruck als äussere Belastung wirkt.

5.6.1 Anwendung des Kennlinienverfahrens in tonhaltigem Fels

Einen besonderen Fall der Modellierung des Tragwerkes stellt das sog. Kennlinienverfahren dar. Als erstes wird anhand eines Scheibenmodells die Beziehung zwischen Sohlhebung und Ausbauwiderstand ermittelt (Bild 5-28a). Der nächste Schritt ist die Bestimmung der Kennlinie des Ausbaus (Bild 5-28b). Zusammen mit der Gebirgskennlinie ergibt sich dann - aufgrund der Kompatibilität der Verschiebungen - der eigentliche Gebirgsdruck.

Im quellfähigen Fels gibt eine Kennlinie den Zusammenhang zwischen der Sohlhebung u_a und dem Ausbauwiderstand p_a wieder (Bild 5-29b). Unter Ausbauwiderstand verstehen wir in diesem Falle den Druck, der vom Ausbau auf das Gebirge wirkt. Seine Reaktion ist der Quelldruck, d.h. der Druck, der vom Gebirge auf den Ausbau, z.B. auf das Sohlgewölbe wirksam ist.

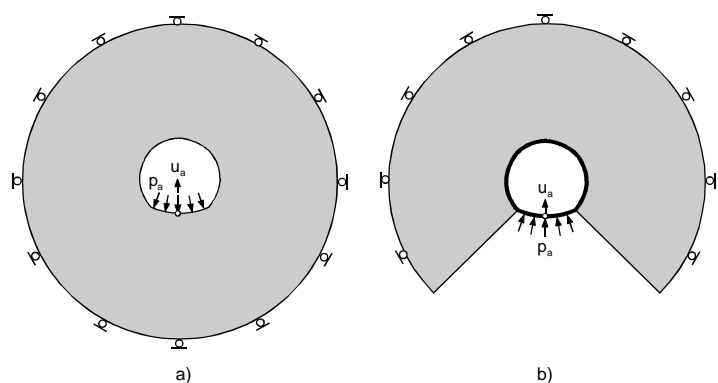


Bild 5-28 Modellierungsschritte zum Kennlinienverfahren

- a) zur Bestimmung der Kennlinie des Gebirges
- b) zur Bestimmung des Zusammenwirkens des Gebirges mit dem Ausbau

Ein einfaches Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Gebirgskennlinie für tonhaltige, anhydritfreie Gesteine wurde in einer Arbeit von Kovári et al. (1987) vorgeschlagen. Bei diesem Verfahren wird die Kenntnis des Verlaufes der Quelldehnung $\epsilon = \epsilon(z)$ im Gebirge als bekannt vorausgesetzt (Bild 5-30). In einem homogenen Gebirge weist die Quelldehnung ihren grössten Wert ϵ_a am Ausbruchsrand auf. Sie verschwindet gemäss Feldmessungen in einem Abstand von rund einem Hohlraumdurchmesser D . Neben dieser fundamentalen Annahme über den Verlauf der Dehnungen $\epsilon(z)$ benützt man bei diesem Verfahren noch eine zweite Annahme, nämlich das für tonhaltige, aber anhydritfreie Gesteine geltende Quellgesetz nach Bild 5-29a.

Unter den in Bild 5-30 genannten Annahmen ergibt sich die Sohlhebung u_a für das in Bezug auf Quellen homogen angenommene Gebirge aus der Integration von $\epsilon(z)$ mit der Randbedingung $\epsilon(0) = \epsilon_a$ und $\epsilon(D) = 0$.

Man erhält die allgemeine Form

$$u_a = k D \epsilon_a \quad (1)$$

wobei k eine Art Formfaktor für den Verlauf der Dehnungskurve $\epsilon(z)$ darstellt. In Bild 5-31 sind drei Beispiele für denkbare Quelldehnungsverteilungen dargestellt. Im Extremfall einer konstanten Quelldehnung bis zur Tiefe D erhält man $k = 1$, bei linear nach unten abnehmendem Verlauf $k = 1/2$ und bei einer parabelförmigen Verteilung $k = 1/3$.

Die Kennlinie erhält man, indem das Quellgesetz für die Randschicht ($z = 0$) formuliert wird, wo die Vertikalspannung gerade $\sigma = p_a$ beträgt, d.h.

$$\epsilon_a = a - b \log p_a. \quad (2)$$

Setzt man ϵ_a in die Formel (1) ein, so ergibt sich der Ausdruck

$$u_a = k D (a - b \log p_a). \quad (3)$$

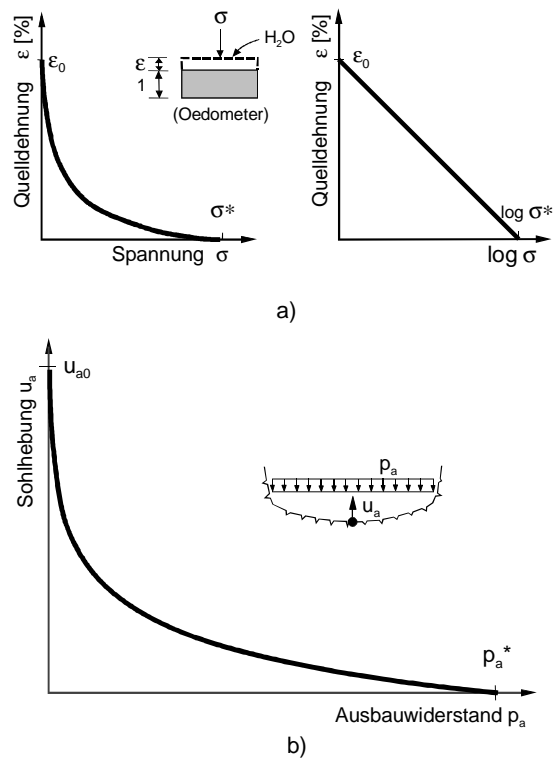


Bild 5-29 Quellgesetz und Gebirgskennlinie für tonhaltiges, anhydritfreies Gestein:
 a) Quellgesetz des Gesteins im normalen und im halblogarithmischen Massstab
 b) Kennlinie für das quellfähige Gebirge

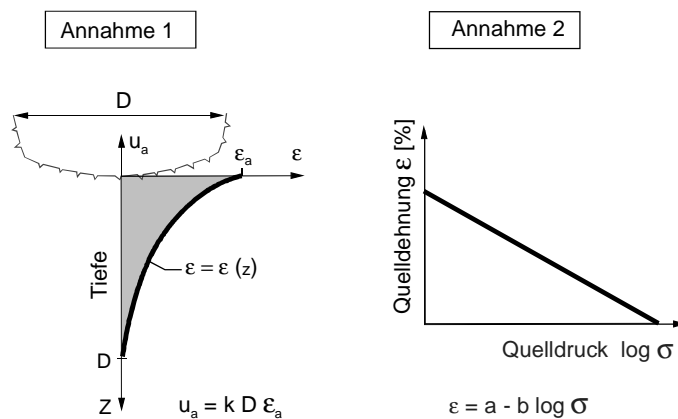


Bild 5-30 Die zwei fundamentalen Annahmen zur Bestimmung der Gebirgskennlinie (Kovári et al., 1987)

- Annahme 1: Die Dehnungsverteilung in der Sohle
- Annahme 2: Das Quellgesetz für das Gestein

Er sagt aus, dass die Quellhebung direkt proportional zur Spannweite D des Hohlraumes und zum Koeffizienten k ist, und dass sie linear mit dem Logarithmus des Ausbauwiderstandes ($\log p_a$) abnimmt.

Fassen wir die Produkte

$$A = k D a \text{ und } B = k D b \quad (4)$$

zusammen, so ergibt sich die Kennlinie für tonhaltigen, anhydritfreien Fels in der allgemeinen Form

$$u_a = A - B \log p_a. \quad (5)$$

Die so ermittelte Kennlinie weist somit grundsätzlich den gleichen Verlauf auf wie das "Quellgesetz" für tonhaltige, anhydritfreie Gesteine im Ödometer. Dem "Quellmass" ϵ_0 entspricht die unbehinderte Dehnung ϵ_a am Ausbruchrand und dem "maximalen Quelldruck" σ^* der Höchstwert des Ausbauwiderstandes p_a^* . Die Kennlinie stellt Zustände des Gleichgewichtes dar, die nach einer genügend langen Zeitperiode bestehen. Diese halblogarithmische Beziehung, die in Bild 5-32 veranschaulicht wird, hat zwei praktisch interessante Folgerungen.

Zum einen bewirkt schon ein verhältnismässig geringer Betrag an zugelassenen Sohlhebung ($+\Delta u_a$) eine verhältnismässig grosse Abnahme des Quelldruckes ($-\Delta p_a$) und umgekehrt verringert schon ein verhältnismässig geringer Ausbauwiderstand ($+\Delta p_a$) die Sohlhebung um einen verhältnismässig grosse Wert ($-\Delta u_a$). Wir haben uns hier, entsprechend den verschiedenen Problemstellungen, bewusst auf den Quelldruck bzw. auf den Ausbauwiderstand bezogen, weil diese Bezeichnungen den verschiedenen Betrachtungsweisen besser gerecht werden.

Ob sich das quellfähige Gebirge im Sohlbereich eines Hohlraumes nach der in Bild 5-32 dargestellten Kennlinie verhält, muss durch Feldversuche bzw. Feldmessungen überprüft werden. Einzelne Beobachtungen, welche die Auswirkung eines verhältnismässig geringen Ausbauwiderstandes auf die Quellhebung im Sinne von Bild 5-32 bestätigen, liegen bereits vor.

Kennlinienverfahren in inhomogenem Fels: Die Inhomogenität des Gebirges in Bezug auf Quellen ergibt sich am häufigsten durch eine Wechsellagerung von nicht quellfähigen und quellfähigen Schichten (Bild 2-32). Ein gutes Beispiel hierfür stellt die Molasse dar, bei welcher in der Regel eine Abfolge von nicht quellfähigen Sandsteinbänken und unterschiedlich quellfähigen Mergelschichten anzutreffen ist. Wir verweisen hier auf die Ausführungen in Kapitel 2.3.3 und

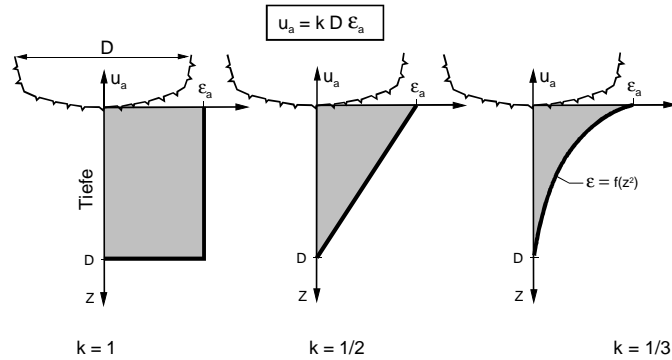


Bild 5-31 Formfaktor k und Sohlhebung U_a für verschiedene Dehnungsverteilungen (Kovári et al. 1987)

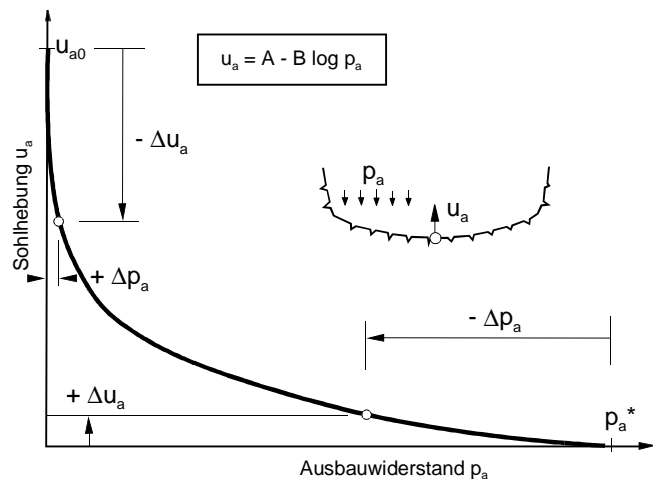


Bild 5-32 Eigenschaften der Gebirgskennlinie für tonhaltigen, anhydritfreien Fels im Bereich geringer Sohlhebungen ($+\Delta u_a$) und bei kleinem Ausbauwiderstand ($+\Delta p_a$) (Kovári et al., 1987)

Kapitel 2.3.5. Es ist offenkundig, dass man in den Fällen nach Bild 2-32 b) und c) grundsätzlich verschiedene Äusserungen des Quellvorganges im Tunnel erwarten muss. Es lassen sich deshalb für die Anwendung des Kennlinienverfahrens in einer Wechsellagerung unterschiedlich quellfähiger Schichten keine generellen Regeln aufstellen. In Einzelfällen kann die Kennlinie aus der Stärke der quellfähigen Schicht (Bild 2-32b) und der Annahme der Dehnungsverteilung (k-Wert) abgeschätzt werden. Beim *Zürichbergtunnel* wurde als Berechnungsgrundlage eine nahezu horizontal liegende, 2,5 m starke quellfähige Schicht direkt unter der Tunnelsohle berücksichtigt. Beim *Tunnel Birchi* bei Solothurn, welcher ebenfalls in der Süsswassermolasse liegt, wurde die Dimensionierung und Bemessung der Tunnelinnenschale mit Hilfe des Kennlinienverfahrens durchgeführt. Die Baugrundmodelle konnten aufgrund der Sondierbohrungen sowie aus den geologischen Aufschlüssen der beiden Pilotstollen und des Kalottenvortriebes erarbeitet werden. Anschliessend wurden die ungünstigsten Positionen des vollabgedichteten Tunnels relativ zur Gesteinsabfolge evaluiert. Daraus ergaben sich die Beanspruchungen des Ausbaus durch quellfähige Schichten und Wasserdruck.

Kennlinie des Gebirges und Kennlinie des Ausbaus: Wenden wir uns nun dem Zusammenwirken zwischen Gebirge und Ausbau zu. Der effektive Quelldruck im Endzustand des Quellprozesses ergibt sich aus der Forderung nach dem gleichen Wert für die Hebung der Sohle (Gebirge) und der Hebung des Ausbaus im Sohlpunkt. Diese Bedingung ist im Schnittpunkt der Kennlinie des Gebirges bzw. des Ausbaus erfüllt (Arbeitspunkt).

In Bild 5-33 sind neben der Gebirgskennlinie drei verschiedene Ausbaukonzepte mit den zugehörigen Kennlinien dargestellt. Hier sind zwei Extremfälle erwähnenswert. Der erste ist die offene Sohle, bei der im Schnittpunkt der Gebirgskennlinie mit der Ordinate ($u_{a,max}$) eine uneingeschränkte Hebung möglich ist. Den anderen Extremfall stellt ein theoretisch starres Sohlgewölbe dar, das keine Hebung zulässt und den maximalen Quelldruck $p_{a,max}$ ergibt. Der entsprechende Punkt der Gebirgskennlinie liegt auf der Abszisse.

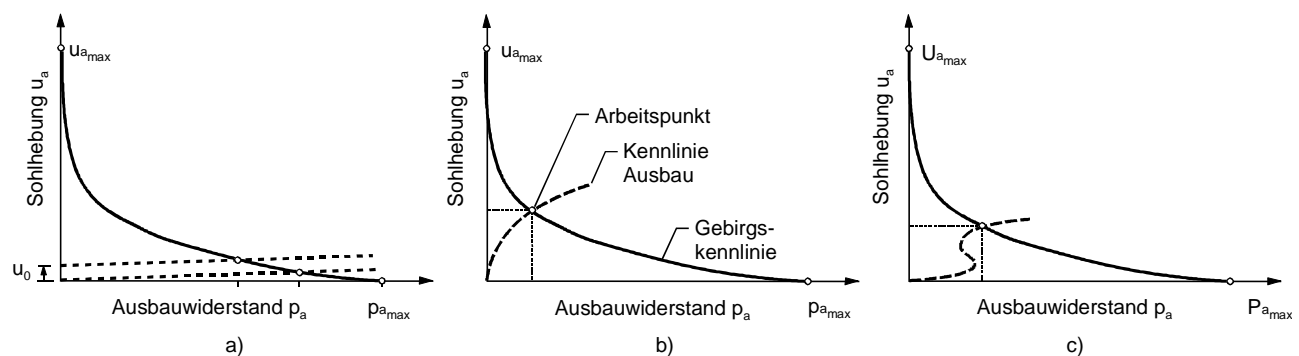


Bild 5-33 Schematische Darstellung des Zusammenwirkens verschiedener Ausbaukonzepte mit dem tonhaltigen Fels:

- Sohlgewölbe elastisch mit und ohne Vorverformung u_0
- Knautschzone
- Knautschzone mit Stützrippen

Betrachten wir in Bild 5-33a zunächst den Fall eines sich elastisch verhaltenden Sohlgewölbes. Infolge seiner hohen Steifigkeit werden Sohlhebungen stark eingeschränkt. Demzufolge stellt sich ein Quelldruck ein, der in der Nähe des Extremwertes $p_{a,max}$ liegt. Aus Bild 5-33a geht auch hervor, dass quellbedingte Vordeformationen (u_0) des tonhaltigen Gebirges vor dem Einbau des Sohlgewölbes an und für sich erwünscht sind, da dadurch der erforderliche Ausbauwiderstand reduziert wird. Die statische Berücksichtigung von Vordeformationen ist jedoch meistens problematisch, da klare Entscheidungsgrundlagen fehlen. In Ausnahmefällen kann es gerechtfertigt sein,

die mittels Sohlhebungsmessungen nachgewiesenen Vordeformationen statisch zu berücksichtigen. Dazu ist jedoch ein dichtes Messpunkteraster, ein Beobachtungszeitraum von mehreren Monaten und insbesondere ein Bauablauf mit temporär offener Sohle bzw. spätem Ringsschluss erforderlich.

Der Einbau einer Knautschzone zwischen Sohlgewölbe und Gebirge ergibt, entsprechend den gewählten Verformungseigenschaften der Knautschzone, den in Bild 5-33b dargestellten Arbeitspunkt. Im Vergleich dazu ist in Bild 5-33c die Kennlinie des Ausbaus mit einer Knautschzone mit nachgiebigen Stützrippen dargestellt. Gegenüber dem starren Ausbau mit Sohlgewölbe wird in beiden Fällen der erforderliche Ausbauwiderstand erheblich reduziert.

5.6.2 Zur Tunnelstatik in anhydrit-/tonhaltigem Fels

Zieht man in dieser Gebirgsart das Berechnungsmodell nach Bild 5-27 b für die statischen Untersuchungen heran, so muss auch hier unter Berücksichtigung der zugelassenen Sohlhebung mit einer Belastung entsprechend dem maximalen Quelldruck, der während der vorgesehenen Nutzungsdauer erwartet wird, gerechnet werden. Diese Lastgrösse wird bei einem Ausbau nach dem Widerstandsprinzip grösser sein als beim Ausweichprinzip. Bei der Ermittlung bzw. Annahme dieser Lastgrössen muss von Fall zu Fall auf die Erfahrungen im Feld und auf die Ergebnisse von Laborversuchen zurückgegriffen werden. Wie wir jedoch im Kapitel 3.3.11 und 3.3.12 ausgeführt haben, ist die Frage des Einflusses zugelassener Quellhebungen auf die Entwicklung des Quelldruckes nicht restlos geklärt. Die Laborversuche deuten unter der stark einschränkenden Bedingung des geschlossenen Systems nach Bild 3-46 (unterbundener Ionentransport) die Möglichkeit der Entwicklung hoher Quelldrücke trotz Zulassung von Quellhebung an. Dies scheint allerdings nur bei ununterbrochenem und unvermindertem Wasserzutritt und in längeren Zeiträumen der Fall zu sein. Die Erfahrungen mit Bauwerken und Feldmessungen lassen jedoch aufgrund von Beobachtungen von mehreren Jahrzehnten den Schluss zu, dass die zugelassene Sohlhebung den Quelldruck – wie etwa beim Tonquellen – vermindert. Wie man in einem konkreten Fall den Wert des Quelldruckes, sei es für das Widerstandsprinzip, sei es für das Ausweichprinzip festgelegt, hängt nicht nur von den vorliegenden geologischen Erkenntnissen und Laborversuchen ab, sondern auch von den Risikoabwägungen in Bezug auf Tragwerksicherheit und Gebrauchstauglichkeit. Die heutzutage im Verkehrstunnelbau geltende Gebrauchsdauer von rund 100 Jahren legt eine sehr umsichtige Vorgehensweise bei der Festlegung der Annahmen für die statischen Berechnungen nahe.

Die Autoren dieses Berichtes stellen sich auf den Standpunkt, dass unter Berücksichtigung aller Unsicherheiten in Bezug auf die zeitliche Entwicklung des Quelldruckes mit oder ohne Zulassung von Verformungen, das Ausweichprinzip gegenüber dem Widerstandsprinzip vorzuziehen ist. Im letzteren Fall könnte die vollständige Umwandlung von fein verteiltem Anhydrit in Gips selbst unter den ungünstigsten Bedingungen eines geschlossenen Systems bis zu einem gewissen Grad die Entwicklung grosser Drücke verhindern.

5.6.3 Quellproblematik bei oberflächennahen Untertagbauten

Tonhaltige, insbesondere aber anhydritführende Gesteine können auch oberflächennah über ein beträchtliches Quellpotential verfügen. Dies zeigen sowohl Laboruntersuchungen als auch Feldmessungen. Oberflächennah erstellte Untertagbauten, welche eine Fels- oder Lockergesteinsüberdeckung von nur wenigen Metern aufweisen, können daher im Laufe der Jahre angehoben werden. Dies kann zu einer Beeinträchtigung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes führen und ist sowohl bei im Tagbau erstellten als auch bei bergmännisch aufgefahrenen Tunneln und Stollen möglich.

Das in Bild 5-34 dargestellte Beispiel eines Tunnels im quellfähigen Molassefels verdeutlicht diese Problematik. Bild 5-34a zeigt die Situation eines oberflächennah zu erstellenden vierspurigen Autobahntunnels, welcher einen aus quellfähigen Molassegesteinen bestehenden Geländerücken anschneidet. Wird dieses Bauwerk im Tagbau erstellt, so kann es sich um eine kastenförmige Betontragkonstruktion (Bild 5-34b) oder um ein doppelröhriges Tunnelgewölbe (Bild 5-34c) handeln. Bild 5-34d zeigt den Fall des bergmännisch erstellten Tunnels.

Oberflächennahe Untertagbauten im tonhaltigen, anhydritfreien Fels

In diesem Falls steht der mit dem Bau des Tunnel verknüpfte Entlastungsvorgang des Gesteins im Vordergrund (Bild 5-34). Durch den Materialabtrag bzw. den Tunnelausbruch wird die Sohle entlastet und zu einem späteren Zeitpunkt durch das Eigengewicht des Tunnelgewölbes und dasjenige der Auffüllung wieder belastet. Gesamthaft gesehen führt dies zu einer Entlastung des Baugrundes im Sohlbereich, was eine Wasseranlagerung an quellfähige Tonminerale ermöglicht. Das Ausmass des damit zusammenhängenden Hebungsvorganges hängt im Wesentlichen vom Mass der Entlastung, vom Quellpotential des Gesteins und von der Verfügbarkeit von Wasser ab. Die statische Erfassung des Quellens kann mit dem Kennlinienverfahren vorgenommen werden. Es gilt jedoch zu beachten, dass ein unterschiedliches Mass an Hebungen entlang der Tunnelachse zu einer Beanspruchung der Tunnelverkleidung in Tunnel längsrichtung führt.

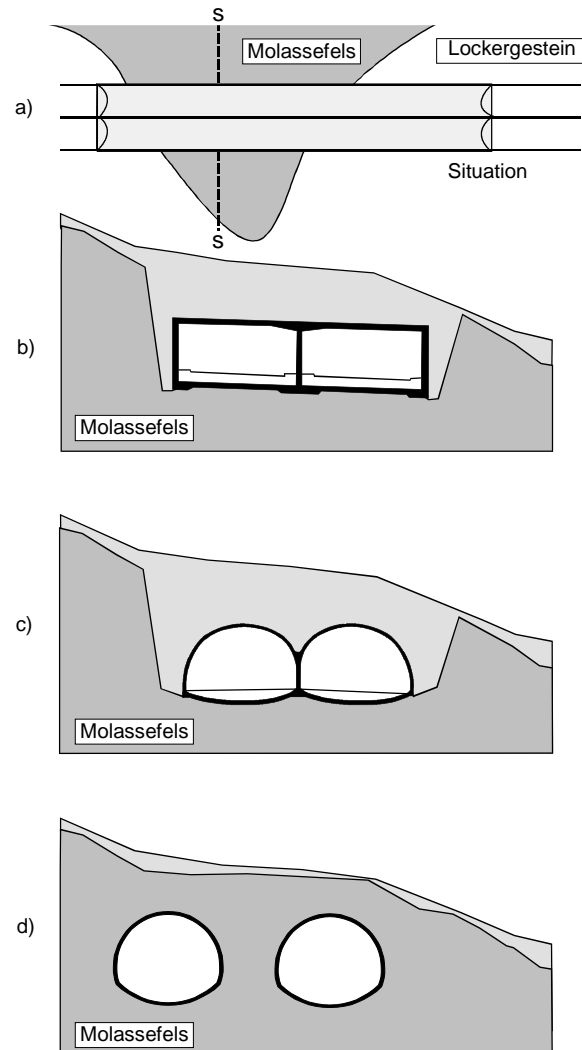


Bild 5-34 Autobahntunnel im quellfähigen Molassefels:

- Situation mit Schnitt S-S
- Variante 1: Ausführung als kastenförmige Betontragkonstruktion
- Variante 2: Ausführung als doppelröhriger Tagbautunnel
- Variante 3: Bergmännisch erstellter Tunnel

Oberflächennahe Untertagbauten in anhydrit-/tonhaltigem Fels

Erschwerte Bedingungen ergeben sich bei Untertagbauten in oberflächennah anstehenden, anhydritführenden Fels. Dies zeigte sich beispielsweise beim Bau der Autobahn Stuttgart-Singen im Raume Oberndorf. Das Anschneiden des quellfähigen Gipskeupers führte zu starken Sohlhebungen von *10 bis 15 cm pro Monat* (Henke und Hiller, 1982). Beim Chienbergtunnel der Umfahrung von Sissach stiess man bereits 20 m unterhalb der Geländeoberfläche auf den stark quellfähigen, anhydritführenden Gipskeuper.

Im Gegensatz zu anhydritfreien Tonsteinen ist das Quellpotential von tonhaltigen Gesteinen mit feiner Anhydritverteilung im Wesentlichen unabhängig von der Überlagerungshöhe. Man hat es somit mit einem hohen Quellpotential in Kombination mit einer geringen Gebirgsüberlagerung zu tun, was eine besonders ungünstige Konstellation darstellt. Massnahmen gegen ein Anheben der Tunnelröhre sind zudem nur beschränkt möglich. Die einfachste Massnahme besteht wohl darin, die horizontale oder vertikale Linienführung derart zu ändern, dass dieser geologischen Formationen ausgewichen wird (siehe Kapitel 5.2). Eine Rückverankerung der Tunnelverkleidung ist wegen den zu erwartenden hohen Quelldrücken nur begrenzt möglich und zudem unwirtschaftlich. Die Ausbildung des Tunnelgewölbes als armierte, fugenlose Röhre führt wohl zu einem Ausgleich der Sohlhebungen entlang der Tunnelachse, beeinflusst jedoch das Anheben der Tunnelröhre nur unwesentlich. Erfahrungen mit einer solchen Lösung liegen nach unserem Kenntnisstand zurzeit nicht vor.

Dimensionierung auf den "Überlagerungsdruck"

Bei oberflächennahen Untertagbauten, welche im anhydrit-/tonhaltigen Fels nach dem Widerstandsprinzip erstellt werden, besteht bei der statischen Erfassung ein Lösungsansatz darin, dass man sich bei der Festlegung des auf die Verkleidung wirkenden Quelldruckes auf den "Überlagerungsdruck" ($p_{\max} = \gamma \cdot h$) beschränkt. Auf diesem Ansatz basierten beispielsweise die statischen Berechnungen für den B-14 Tunnel in Stuttgart (Beiche, 1991). Dieser Ansatz liegt jedoch ingenieurmässig nicht auf der sicheren Seite. Dies zeigen die nachfolgenden Ausführungen.

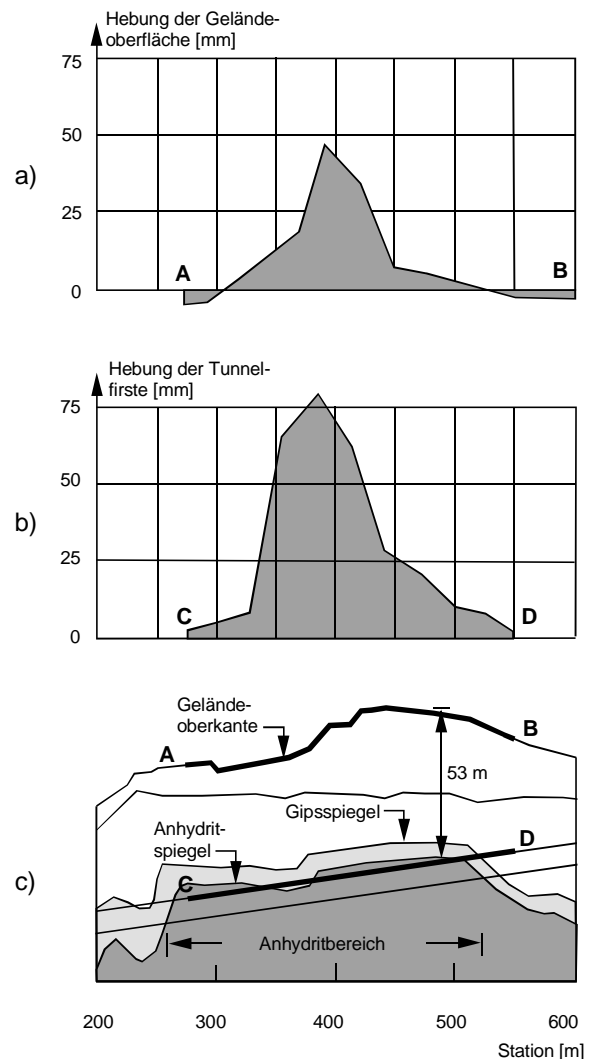


Bild 5-35 Wagenburgtunnel: Hebungswerte der Tunnelfirste und der Geländeoberfläche innerhalb von 12 Jahren (nach Paul und Wichter, 1996):

- Hebungen an der Geländeoberfläche (Messlinie A-B)
- Hebung der Tunnelfirste (Messlinie C-D)
- Geologisches Längenprofil mit der Tunnellage und den Messlinien A-B und C-D

Betrachtet man die Ergebnisse der über einen Zeitraum von 12 Jahren durchgeführten Hebungsmessungen im *Wagenburgtunnel*, so kann gemäss Bild 5-35b festgestellt werden, dass die Tunnelröhre bei einer Überlagerungshöhe von bis zu 53 m um maximal 78 mm angehoben wurde (Paul und Wichter, 1996). Im selben Zeitraum wurden an der Geländeoberfläche Hebungen von bis zu 46 mm festgestellt (Bild 5-35a), d.h. rund 60% der Hebungen der Tunnelröhre widerspiegeln sich an der Geländeoberfläche. Dies bedeutet, dass die Tunnelröhre bei oberflächennahen Bauwerken dem zunehmenden Quelldruck ausweicht, was mit einer Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit des Tunnels verbunden sein kann.

Eine rechnerische Erfassung dieses Beispiels ist mit verschiedenen Annahmen verbunden. Diese betreffen sowohl das statische Modell (Kontinuumsmodell oder Bruchkörpermodell) als auch die Gesteins- und Gebirgseigenschaften (Materialmodell). In Bild 5-36a ist ein erstes statisches Modell mit einem Bruchkörper im ausgelaugten Gebirgsbereich mit lockergesteinsartigen Eigenschaften dargestellt. Der maximal mögliche Quelldruck in der Sohle wird hier durch das Gewicht des Bruchkörpers und die maximalen Scherwiderstände entlang der Bruchkörperberandung bestimmt. Das in Bild 5-36b dargestellte Modell zeigt die mögliche Ausbildung eines Bruchkörpers im Bereich des nicht ausgelaugten Gebirges. Hier handelt es sich um Festgestein, in welchem angenommen wird, dass der Bruchkörper durch das Öffnen von Schichtfugen und Klüften sowie durch den Bruch von Materialbrücken entsteht. Der maximale Quelldruck ergibt sich analog Modell 1. Bei dem in Bild 5-36c dargestellten Modell handelt es sich um ein Kontinuumsmodell, bei welchem die Hauptschwierigkeiten in der Abgrenzung des statischen Systems und in der Annahme der Verformungseigenschaften des Gebirges liegen. Eine wirklichkeitsnahe Modellierung ist damit kaum möglich.

Aus Bild 5-36a und b geht hervor, dass bei der Annahme eines Bruchkörpermodells eine Begrenzung des Quelldruckes p auf den Überlagerungsdruck $p_{\max} = \gamma \cdot h$, wie bereits erwähnt, ingenieurmässig nicht auf der sicheren Seite liegt. Der Grund liegt darin, dass mit dieser Annahme die Bruchkörpergrösse und der Scherwiderstand entlang der Scherflächen nicht erfasst wird. Diese Erkenntnis führte beim Engelberg-Basistunnel dazu, dass als maximaler Quelldruck an der Tunnelsohle eine Belastung von 4 MPa angesetzt wurde, was etwa dem zweifachen Überlagerungsgewicht entspricht. Dieser Wert wurde aus der Rückrechnung eines durch Rissbildung im Gebirge abgegrenzten Hebungskörpers erhalten, der sich trichterförmig über dem Tunnel einstellen wird (Bernhardt, 1996).

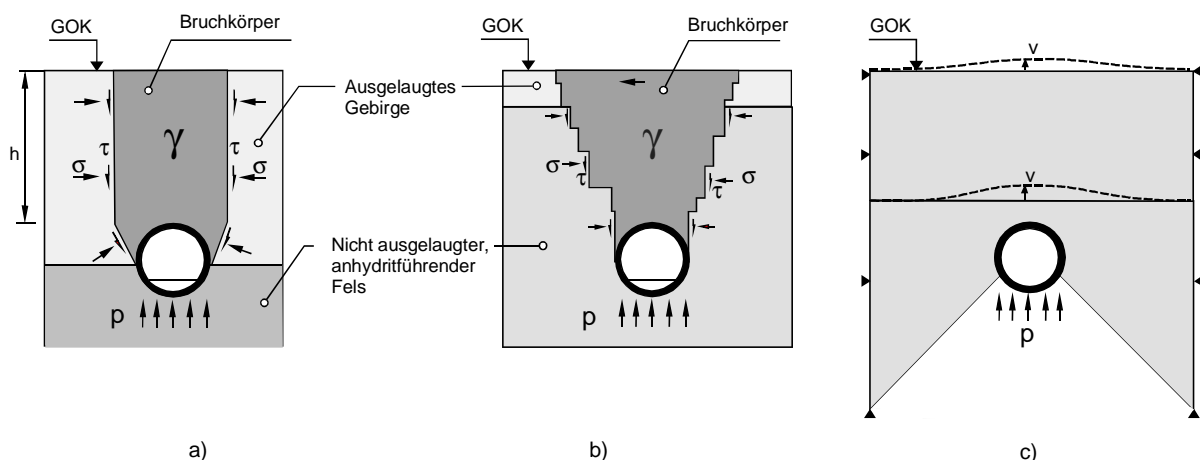


Bild 5-36 Dimensionierung auf den "Überlagerungsdruck": Mögliche Modellbildung für oberflächennahe Untertagbauten im anhydrit-/tonhaltigen Fels zur Ermittlung des maximalen Quelldruckes:
 a) Bruchkörperbildung im ausgelaugten Gebirge mit lockergesteinsartigen Eigenschaften
 b) Bruchkörperbildung im nicht ausgelaugten Fels
 c) Kontinuumsmodell zur Ermittlung der Verformungen v in Funktion der Belastung p

5.6.4 Vordimensionierung des Sohlgewölbes

Im folgenden Abschnitt und im Anhang B sind Bemessungsdiagramme zur Vordimensionierung eines Sohlgewölbes zusammengestellt. Damit kann der Einfluss der Profilform, der Belastungsrichtung und der Bettung des Ausbaus im Gebirge auf die Schnittkräfte und die Verformungen in der Verkleidung abgeschätzt werden. In der Vorprojektphase können diese Bemessungsdiagramme dem einfachen Vergleich verschiedener Ausbauelemente dienen, ohne dass umfangreiche statische Berechnungen durchgeführt werden müssen. Das statische Modell besteht aus einer gelochten Scheibe im ebenen Verformungszustand mit äusserem Lastangriff (Bild 5-37). Bei den FE-Berechnungen wurde sowohl für das Gebirge als auch für die Betonverkleidung ein elastisches Materialverhalten angenommen. Der obere Teil der Verkleidung ist im Gebirge eingebettet, im Sohlbereich wird die Belastung auf den Ausbau in einem 120° grossen Segment in radialer oder vertikaler Richtung aufgebracht. Die Berechnungen wurden unter symmetrischer Sohlbelastung durchgeführt. Dies ist der Grund dafür, dass das statische System eine vertikale Symmetrieachse aufweist. Zugspannungen, welche sich im Verlaufe einer Berechnung zwischen der Verkleidung und dem Gebirge in radialer Richtung ergaben, wurden iterativ eliminiert. Die Berechnungen wurden mit den in Tabelle 5-8 angegebenen Parametervariationen durchgeführt.

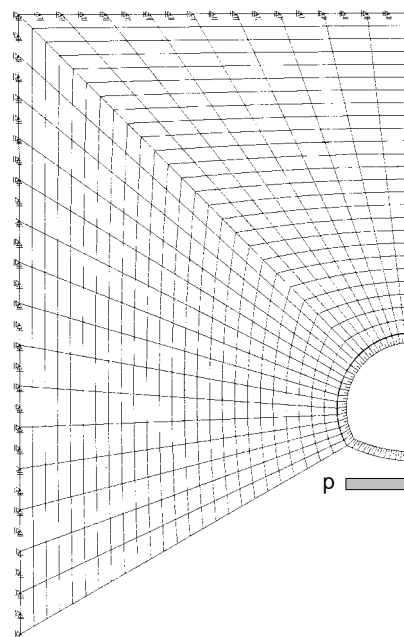


Bild 5-37 Statisches Modell in Form einer gelochten Scheibe im ebenen Verformungszustand mit äusserer, in radialer oder vertikaler Richtung angreifender Queldruckbelastung p

Profiltypen	<ul style="list-style-type: none"> • Kreisprofil Typ A (Pfeilhöhe $f = \text{Radius } R = 5\text{ m}$) • Hufeisenprofil Typ B (Pfeilhöhe $f = 0.83 R$) • Hufeisenprofil Typ C (Pfeilhöhe $f = 0.66 R$)
Elastizitätsmodul des Gebirges E_G	<ul style="list-style-type: none"> • 2'500 MPa (Poissonzahl $\nu_G = 0.2$) • 5'000 MPa • 7'500 MPa • 10'000 MPa
Elastizitätsmodul des Betons E_B	• 30'000 MPa (Poissonzahl $\nu_B = 0.2$)
Sohlbelastung	<ul style="list-style-type: none"> • radial, symmetrisch, Belastungsbreite $\alpha = 120^\circ$ • vertikal, symmetrisch, Belastungsbreite $\alpha = 120^\circ$
Verkleidungsstärke	<ul style="list-style-type: none"> • $t = 30\text{ cm}$ • $t = 50\text{ cm}$ • $t = 70\text{ cm}$ • $t = 90\text{ cm}$
Verbindung zwischen Betonverkleidung und Gebirge	• schubfreie Verbindung
Armierungsgehalt ρ	• variabel
Widerstandsbeiwert γ_R (gemäss Norm SIA 162, 1989)	• 1.2

Tabelle 5-8 Vordimensionierung des Sohlgewölbes: Variation der Parameter für die statischen Berechnungen

Bild 5-38 zeigt einen Gesamtüberblick über die Berechnungsergebnisse. Die Berechnungen wurden mit den Profilen Typ A, Typ B und Typ C mit variabler Betonstärke für radiale und vertikale Sohlbelastungen bei unterschiedlichen Bettungsverhältnissen der Tunnelverkleidung im Gebirge durchgeführt. Für jeden Profiltyp ist der maximal zulässige Quelldruck p (auf Bemessungsniveau nach Norm SIA 160, 1989) in Funktion der Profilform (f/R), des Elastizitätsmoduls des Gebirges E , der Betonstärke t und der Belastungsrichtung berechnet worden. Die in Bild 5-38 dargestellten Resultate gelten für eine schubfreie Verbindung zwischen Betonverkleidung und Gebirge, für einem Bewehrungsgehalt von $\rho = 1.8\%$ und einem Widerstandsbeiwert von $\gamma_R = 1.2$ (nach Norm SIA 162, 1989).

Diese Zusammenstellung zeigt deutlich, dass die maximal zulässige, auf die Betonverkleidung einwirkende Quelldruckbelastung primär von der Profilform und der Betonstärke abhängt. Die ausführlichen, in tabellarischer Form dargestellten Berechnungsergebnisse sind im Anhang B dieses Berichtes zu finden. Für einaxiale Biegung wurden die M/N-Interaktionsdiagramme für den

	Belastung radial			Belastung vertikal		
	A	B	C	A	B	C
f/R	$f = R$	$f = 0.83R$	$f = 0.66R$	$f = R$	$f = 0.83R$	$f = 0.66R$
E_{Gebirge} [MPa]	$\alpha = 120^\circ$					
	$t = 0.3 \text{ m}$					
2500	0.886	0.442	0.162	0.587	0.440	0.162
5000	0.918	0.471	0.205	0.621	0.523	0.209
7500	0.925	0.494	0.231	0.637	0.564	0.235
10000	0.929	0.507	0.240	0.647	0.590	0.246
	$t = 0.5 \text{ m}$					
2500	1.339	0.703	0.356	1.093	0.675	0.337
5000	1.463	0.770	0.394	1.172	0.765	0.394
7500	1.495	0.803	0.421	1.209	0.814	0.425
10000	1.509	0.822	0.440	1.234	0.845	0.466
	$t = 0.7 \text{ m}$					
2500	1.723	1.053	0.619	1.511	0.990	0.613
5000	1.831	1.130	0.682	1.641	1.065	0.677
7500	1.885	1.168	0.718	1.703	1.111	0.717
10000	1.915	1.192	0.743	1.741	1.140	0.745
	$t = 0.9 \text{ m}$					
2500	2.093	1.464	0.976	1.907	1.362	0.982
5000	2.277	1.528	1.035	2.088	1.455	1.009
7500	2.353	1.568	1.052	2.180	1.506	1.052
10000	2.395	1.593	1.074	2.238	1.539	1.073

Bild 5-38 Vordimensionierung des Sohlgewölbes: Maximal zulässiger Quelldruck p [MPa] (auf Bemessungsniveau nach Norm SIA 160, 1989) in Funktion der Profilform (f/R), des Elastizitätsmoduls des Gebirges E , der Stärke der Betonverkleidung t und der Belastungsrichtung. Berechnungen mit schubfreier Verbindung zwischen Betonverkleidung und Gebirge, Armierungsgehalt $\rho = 1.8\%$ und Widerstandsbeiwert $\gamma_R = 1.2$ (nach SIA 162, 1989).

Bruchzustand berechnet und die Resultate, zur Verbesserung der Übersicht, tabellarisch dargestellt. Die Anwendung dieser Tabellen ist sowohl beim Widerstandsprinzip als auch beim Ausweichprinzip möglich.

5.6.5 Einfluss der Wasserhaltung auf die Beanspruchung der Verkleidung

Wird die Forderung erhoben, dass das Bauwerk im Endzustand als wasserdichte Röhre ausgebildet sein muss, so ist der Einbau einer Vollabdichtung in Form von Kunststoffdichtungsbahnen, einer Innenschale aus WU-Beton oder von Tübbingem mit integrierten Dichtungsprofilen notwendig (Kapitel 5.5.1). Durch den Anstieg des Bergwasserspiegels erreicht das Wasser die im Ulm- und Firstbereich anstehenden quellfähigen Schichten.

Nach unserem Kenntnisstand wurde der Quellvorgang bei Untertagbauten mit Vollabdichtung bisher messtechnisch noch nicht erfasst. Dennoch sind bei der Durchführung von statischen Berechnungen für derartige Bauwerke andere Belastungsannahmen erforderlich als bei offener Wasserhaltung. Dies trifft auch dann zu, wenn Untertagbauten mit offener Wasserhaltung starken Versinterungen oder Gipsausfällungen ausgesetzt sind.

Bei der Wahl des Modells für die Lastgrößen stellt sich die Frage, ob der mit dem Anstieg des Bergwasserspiegels verbundene Wasserdruck dem Quelldruck zu überlagern ist oder nicht? Basieren die Quellerscheinungen im Gestein auf osmotischen Vorgängen, bei welchen freies Porenwasser zwischen den Elementarschichten bzw. den Tonteilchen vorhanden ist, so muss nach dem Prinzip der effektiven Spannungen der Wasserdruck dem Quelldruck überlagert werden. Für ein Molassegestein, welches aus einer Wechsellagerung von quellfähigen und nicht quellfähigen Gesteinen besteht, führt dies zu dem in Bild 5-39 dargestellten statischen System mit äusserem Lastangriff. Entlang der Kontaktfläche zwischen der quellfähigen Schicht und der Innenschale stellt sich eine Belastung ein, welche aus der Superposition des Quelldruckes p_{a1}' bzw. p_{a2}' mit dem Wasserdruck p_{w1} bzw. p_{w2} besteht.

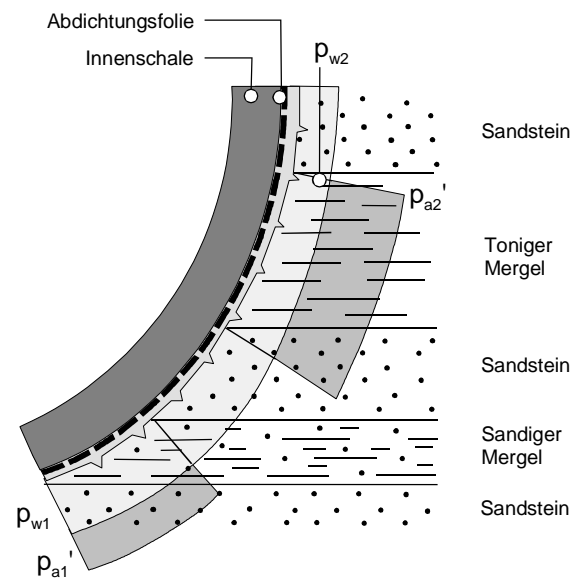


Bild 5-39 Innenschale mit Vollabdichtung in einer Wechsellagerung von stark unterschiedlicher Quellfähigkeit: Belastungsmodell mit der Überlagerung des Wasserdruckes p_{w1} bzw. p_{w2} und des Quelldruckes p_{a1}' bzw. p_{a2}'

Bei innerkristallinen Quellvorgängen ist der Sachverhalt nicht abschliessend geklärt. Untersuchungen von Müller-Vonmoos et al. (1988) an Bentonitproben haben gezeigt, dass bei einer Trockendichte der Proben von 1.90 bis 2.0 kN/m^3 nur noch eine Druckzunahme von $60 - 70 \%$ des Wasserdruckes zum Quelldruck festgestellt werden konnte. Die Autoren vermuten, dass in hochverdichtetem Bentonit das äusserst geringe Porenvolumen und damit das Fehlen von freiem Porenwasser von Bedeutung ist. Ob dies auch bei wasserarmen dichten Tonsteinen der Fall ist, wie beispielsweise beim Amdenermergel aus dem Seelisbergtunnel oder bei anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen, ist nicht bekannt.

6 BESONDERHEITEN DER BAUAUSFÜHRUNG

6.1 Einleitung

Da Quellvorgänge im Fels vom Moment des Ausbruchs an einsetzen können, muss dem Problem der Quellhebung bzw. des Quelldruckes in den verschiedenen Phasen der Bauausführung Aufmerksamkeit geschenkt werden. Es ist daher wichtig, dass mögliche Wechselwirkungen zwischen Bauausführung und Quellen bereits in der Phase der Projektierung erkannt werden. Die Kriterien für die Beurteilung möglicher, in der Bauphase gegebener Gefährdungsbilder sind naturgemäss anders als jene der Betriebszeit, weil während der Bauausführung ein Eingreifen für die Behebung allfälliger Schäden oder die Überwindung einer durch Quellvorgänge eingetretenen Schwierigkeit mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln noch möglich ist.

Ausgehend von der Dualität von Quellhebung und Quelldruck und der Erkenntnis, dass der Quellvorgang nach dem Ausbruch an die Möglichkeit eines Wasserzutrittes gebunden ist, sollen im folgenden typische Gefährdungsbilder diskutiert werden. Diese fallen je nach der gewählten Vortriebsmethode unterschiedlich aus. Um Risiken erkennen, beurteilen oder begrenzen zu können muss man sich als erstes die mögliche Herkunft des den Quellvorgang speisenden Wassers vergegenwärtigen. Es sei hier auch auf Kapitel 4 verwiesen.

6.2 Wasserzufluss während der Bauausführung

Voraussetzung für das Auslösen des Quellvorganges während der Bauausführung ist der Zutritt von Wasser. Ohne Wasserzufluss bleibt das gewählte Vortriebsverfahren von Quellerscheinungen unbeeinflusst.

Wie in Bild 6-1 schematisch dargestellt kann während der Bauphase ein Wasserzutritt in den Sohlbereich aus dem anstehenden Fels (1), aus entfernten Gebirgsbereichen (2) oder durch die Einleitung von Brauchwasser (3) erfolgen. Beim fallendem Vortrieb kann sich das Problem des Wasserzutrittes zum quellfähigen Gebirge in verschärfter Form äussern.

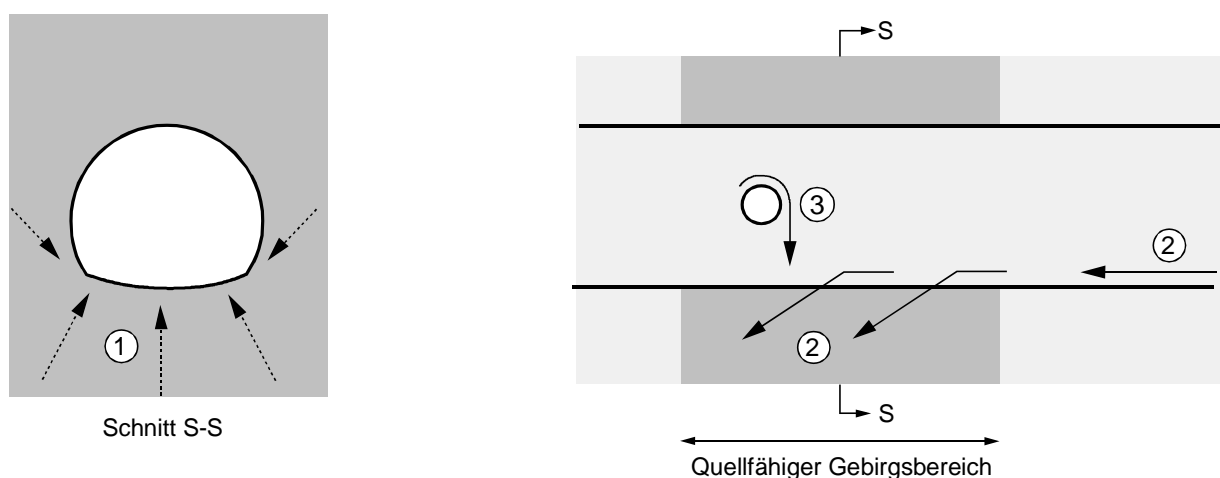


Bild 6-1 Wasserzufluss in einen quellfähigen Gebirgsbereich in der Bauphase:
 1) aus dem anstehenden Fels
 2) aus entfernten Gebirgsbereichen
 3) Brauchwasser

Fliesst Wasser in den Sohlbereich, so ist grundsätzlich mit Quellerscheinungen zu rechnen. Es ist lediglich eine Frage der Zeit, welches Ausmass sie in einem konkreten Fall annehmen. Die Zeitfrage ist aber eng verknüpft mit der Durchlässigkeit des Gebirges. Ein schonendes Lösen desselben kann die Auswirkungen des Quellens zwar verzögern, aber langfristig keineswegs unterbinden.

6.3 Quellbedingte Gefährdungsbilder

Je nach Vortriebsverfahren können sich während der Bauausführung infolge des Quellens unterschiedliche kritische Situationen bzw. unerwünschte Ereignisse ergeben. Der Ausbruchsicherung kommt dabei eine zentrale Rolle zu.

6.3.1 Aufgabe der Ausbruchsicherung im quellfähigen Fels

Im quellfähigen Fels besteht der Ausbau meistens aus der "Ausbruchsicherung" und der "Innenschale" (zweischaliger Ausbau). Dazwischen liegt, falls erforderlich, eine Teil- oder Vollabdichtung. Bei der Bauausführung folgt der Ausbruchsicherung die aus Ortsbeton erstellte Innenschale in einem vorgegebenen Abstandsbereich oder Zeitraum.

Die Aufgabe der "Ausbruchsicherung" besteht primär darin, den Schutz des Hohlraums gegen Gefährdungen wie Steinfall, Niederbruch oder Konvergenzen zu gewährleisten. Sie wird aus einzelnen Elementen (z.B. aus Tübbing) oder aus der Kombination verschiedener Sicherungselemente wie Stahlbogen, Spritzbeton, Anker, Netze oder Ortsbeton aufgebaut.

Im quellfähigen Fels kann die Ausbruchsicherung auch zur Beschränkung der Sohlhebungen eingesetzt werden. Damit kann das erforderliche Lichtraumprofil für den Einbau der Innenschale erhalten werden. Abgesehen von den in Kapitel 6.5.3 erwähnten Sonderlösungen wird dabei die Ausbruchsicherung zu einem Ring geschlossen (Aussenschale). Der Abstand zwischen der Ortsbrust und dem Ringschlussort wird als "Ringschlusslänge der Aussenschale" bezeichnet (Bild 6-2). Die für die Herstellung des "Ringschlusses" benötigte Zeit nennt man "Ringschlusszeit". Die "Aussenschale" hat gegenüber dem sich aufbauenden Quelldruck über eine ausreichende Tragfähigkeit zu verfügen.

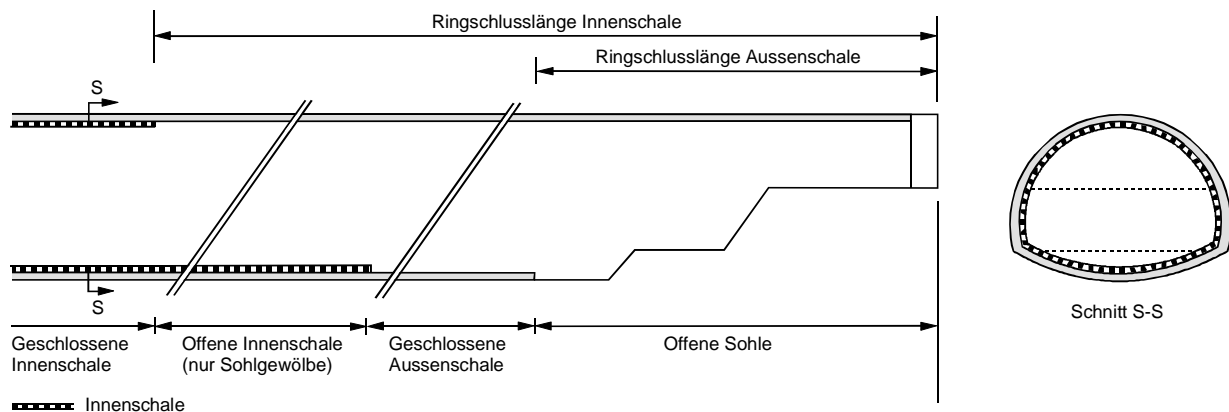


Bild 6-2 Vortrieb im Teilausbruch mit zweischaligem Ausbau

Bei der Dimensionierung und Bemessung der Aussenschale liegt das Hauptproblem in der Annahme des zu erwartenden Quelldruckes. Der Grund liegt im unbekanntem Verlauf des Quellvorganges. Die Schwierigkeit der Festlegung des Quelldruckes zeigte sich beispielsweise beim Engelberg-Basistunnel (Kapitel 3.1.1), wo die Aussenschale dem Quelldruck nicht zu widerstehen vermochte.

6.3.2 Quellbedingte Gefährdungen beim Vortrieb im Teilausbruch

Bei dem in Bild 6-2 dargestellten Beispiel eines Kalottenvortriebes mit zweischaligem Ausbau können sich die quellbedingten Gefährdungen bzw. unerwünschten Ereignisse gemäss Tabelle 6-1 ergeben:

Tunnelabschnitt (gemäss Bild 6-2)	Gefährdung bzw. unerwünschtes Ereignis
Offene Sohle	• Verletzung des Lichtraum- oder Sollprofils durch Quellhebungen
	• Einsinken des Kalottengewölbes infolge Gesteinsentfestigung im Widerlagerbereich
	• Verschlammung der Sohle
	• Verwitterung des tonhaltigen Gesteins entlang des Ausbruchprofils mit Ablösungen als Folge
Geschlossene Aussenschale	• Versagen der Aussenschale mit anschliessendem Anheben der Sohle
Offene Innenschale (nur Sohlgewölbe)	• Anheben der offenen Innenschale (nur Sohlgewölbe) vor erfolgtem Ringschluss

Tabelle 6-1 Quellbedingte Gefährdungen beim Vortrieb im Teilausbruch am Beispiel des Kalottenvortriebes mit zweischaligem Ausbau

6.3.3 Quellbedingte Gefährdungen beim maschinellen Vortrieb

Beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen sind unabhängig vom gewählten Vortriebssystem die folgenden quellbedingten Gefährdungen zu beachten:

- Beeinträchtigung der Steuerbarkeit der TBM in stark tonhaltigen oder in ausgelaugten Gebirgsbereichen infolge der "Kopflastigkeit" der Tunnelbohrmaschine
- Verkleben der Rollenmeissel, Verbacken der Räumeröffnungen und Verschluss der Transportwege in tonhaltigen und zugleich wasserführenden Tunnelabschnitten.

In Abhängigkeit vom gewählten Vortriebssystem können sich zusätzlich die in Tabelle 6-2 erwähnten Gefährdungen ergeben:

Tunnelbohrmaschine mit Schild

- Gefahr des Einklemmens des Schildes bei Wasserzurtitt im Ortsbrustbereich (Bild 6-3a). Dass diese Gefährdung im stark quellfähigen Fels gegeben sein kann, zeigen die in Tabelle 6-3 zusammengestellten Sohlhebungsdaten. Sie wurden bei verschiedenen, im anhydritführenden Fels erstellten Bauwerken in der Mitte der freien Sohle gemessen. Unter Annahme eines linearen Hebungsverlaufes wurde aus diesen Werten die täglichen Hebungsdaten berechnet.

System	Tunnelabschnitt (Bild 6-3)	Gefährdungsbilder bzw. unerwünschte Ereignisse
TBM mit Schild	Schild	• Einklemmen des Schildes
	Geschlossene Aussenschale (Tübbingring)	• Unzulässige Verformungen der Tübbingverkleidung • Versagen der Tübbingverkleidung, Anheben der Sohle
TBM ohne Schild (Gripper- oder Ausweitungs-TBM)	Offene Sohle	• Verspannbarkeit der Gripperplatten • Sohlhebungen, Verschlammung der Sohle
	Geschlossene Aussenschale	• Verletzung des LRP durch Sohlhebungen • Versagen der Aussenschale

Tabelle 6-2 Quellbedingte Gefährdungen beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen

- Unzulässige Verformungen der geschlossenen Aussenschale (i.d.R. Tübbingverkleidung) bis zum Zeitpunkt des Ringschlusses der Innenschale
- Versagen der Aussenschale mit anschließendem Anheben der zerstörten Sohle noch vor dem Ringschluss der Innenschale.

Tunnelbohrmaschinen ohne Schild

Beim Einsatz einer Gripper- oder Ausweitungs-Tunnelbohrmaschine stehen im Bereich der offenen Sohle (Bild 6-3b) quellbedingte Gefährdungsbilder wie die ungenügende Verspannbarkeit der Gripperplatten, Sohlhebungen und die Verschlammung der Sohle als Folge des Gesteinszerfalls im Vordergrund. Im Bereich der geschlossenen Aussenschale sind die Verletzung des Lichtraumprofils durch Sohlhebungen sowie das Versagen der Aussenschale zu beachten.

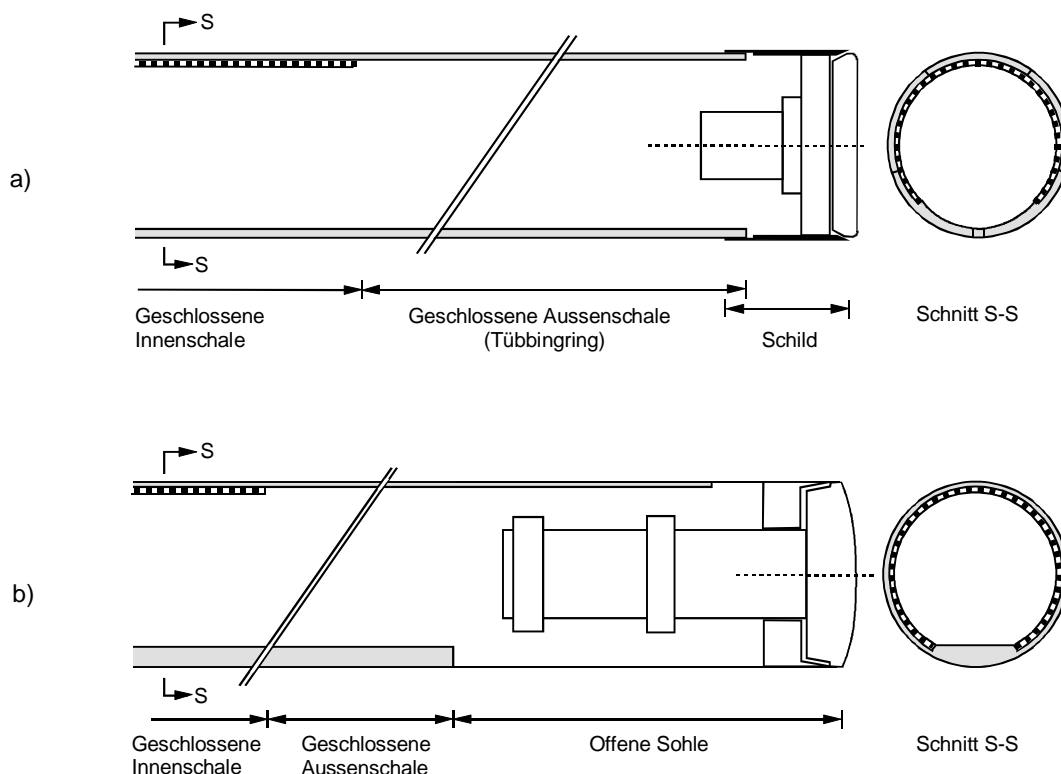


Bild 6-3 Maschineller Vortrieb mit zweischaligem Ausbau (Beispiele)
a) Tunnelbohrmaschine mit Schild
b) Tunnelbohrmaschine ohne Schild (Gripper-TBM)

Bauwerk im Bauzustand	Breite [m]	In Sohlmitte gemessene Hebungsrates [cm]	Tägliche Hebungsrates* [mm / Tag]	Literaturangabe
Hauenstein-Basistunnel (Stollen mit flacher Sohle)	3.0	66 cm innerhalb von 2.3 Monaten	9.5	Wiesmann (1917)
Engelberg-Basistunnel: Sondierstollen (Kreisprofil)	3.5	10 cm innerhalb von 4 Stunden 65 cm innerhalb von 5 Monaten	600.0 4.3	Kuhnhehn et al. (1979)
Wagenburgtunnel, Südröhre (Tunnel mit flacher Sohle)	13.4	9.0 cm innerhalb von 2 Monaten	1.5	Krause und Wurm (1975)
Belchentunnel (ausgerundete Sohle nach Vollaussbruch)	12.0	12 cm innerhalb von 8 Tagen 40 cm innerhalb von 2 Monaten (einige Wochen nach dem Vollaussbruch)	15.0 6.7	Schillinger und Spang (1965)
Freudensteintunnel (ausgerundete Sohle nach Vollaussbruch)	15.0	5.8 cm innerhalb von 40 Tagen 1.8 cm innerhalb von 6 Tagen	1.5 3.0	

* bei Annahme eines linearen Verlaufes der Sohlhebungen innerhalb der Beobachtungszeit

Tabelle 6-3 Im anhydrit-/tonhaltigen Fels im Bauzustand gemessene Sohlhebungsdaten

6.4 Besondere Aspekte verschiedener Bauverfahren

Grundsätzlich sind sämtliche Bauverfahren, welche sich für den Vortrieb in Festgesteinen eignen, auch im quellfähigen Fels anwendbar. In Tabelle 6-4 sind die wichtigsten Vortriebsverfahren mit Einsatzbeispielen zusammengestellt. Die zuvor erwähnten quellspezifischen Gefährdungsbilder zeigen, dass beim Einsatz einer geschlossenen Aussenschale dem Einfluss des Wassers in der Bauphase am Besten mit der Wahl einer kurzen Ringschlusszeit entgegengetreten wird. Sind bei einem komplexen Bauablauf mit mehreren aufeinanderfolgenden Bauphasen lange Ringschlusszeiten nicht zu vermeiden, so sollte die Wassereinleitung in den quellfähigen Fels zwischen Ortsbrust und Ringschlussort der Aussenschale minimiert oder eine der in Kapitel 6.5.3 dargestellten Sonderlösungen gewählt werden. Eine Minimierung der Wasserzuführung in diesen Bereich kann durch den restriktiven Einsatz von Brauchwasser beim Lösen des Gesteins, durch eine wasserfreie Staubbekämpfung, durch die Verwendung eines gebirgsschonenden Ausbruchverfahrens im Sohlbereich oder durch die Eindämmung des Bergwasserzuflusses mittels Injektionen erreicht werden.

6.4.1 Lösen des Festgesteins

Je nach Gesteinseigenschaften und Gebirgsaufbau kann quellfähiger Fels sprengtechnisch oder mechanisch mittels Rollenmeisseln (Tunnelbohrmaschine), Rundschäftmeisseln (Teilschnittmaschine oder Schrämbagger), Reisszahn oder Abbauhammer gelöst werden. Die Erfahrung mit dem Abbau von quellfähigen Festgesteinen zeigt, dass bei geeigneter Werkzeugwahl unter trockenen Verhältnissen keine zusätzlichen Schwierigkeiten zu erwarten sind. Das Lösen von tonhaltigen Gesteinen kann aber durch Wasserzutritte im Bereich der Abbauwerkzeuge erschwert werden. Beim maschinellen Vortrieb kann sich dies durch das Verkleben der Rollenmeissel oder durch das Verbacken der Räumeröffnungen äussern und mit zeitaufwendigen Unterhaltsarbeiten verbunden sein.

Beim Lösen von quellfähigem Fels im Sohlbereich stellt sich die Frage, ob der Lösevorgang schonend vorgenommen werden soll oder nicht. Ein Abbauverfahren wird dann als "gebirgsschonend" bezeichnet, wenn die Eigenschaften des anstehenden Festgesteins, namentlich die Festigkeit und Durchlässigkeit, durch den Lösevorgang nicht oder nur unwesentlich beeinflusst werden. Durch einen nicht gebirgsschonenden Abbau wird der Fels in der Umgebung des Hohlraumes auflockert und der Wasserzufluss im Sohlbereich erleichtert, was zu einer Beschleunigung des Quellvorganges führen kann. Die Wahl eines gebirgsschonenden Abbauverfahrens ist daher nur dann angezeigt, wenn ein beschleunigter Quellverlauf die Bauausführung nachteilig beeinflusst.

Vortriebsverfahren			Einsatzbeispiele
Sprengvortrieb Vortrieb mit Teilschnittmaschine, Bagger oder Abbauhammer	Teil- oder Vollausschub	Aussenschale mit kleiner Ringschlusslänge	<ul style="list-style-type: none"> • Heselachtunnel in Stuttgart • Engelberg-Basistunnel in Stuttgart
		Aussenschale mit grosser Ringschlusslänge	<ul style="list-style-type: none"> • Milchbuckeltunnel • Flurlingtunnel • Tunnel Mont Terri • Belchentunnel • Freudensteintunnel
Offener Schild	Gesteinsabbau mit Bagger, Reisszahn oder Teilschnittmaschine		<ul style="list-style-type: none"> • Seelisbergtunnel • Rosenbergtunnel • Tunnel des Brujères • Tunnel les Vignes
Maschineller Vortrieb	TBM ohne Schild (offene TBM)	Gripper-TBM	<ul style="list-style-type: none"> • Heitersbergtunnel • Werkleitungstollen Baregg • Pilotstollen Freudensteintunnel West • Pilotstollen Girsbergtunnel
		Ausweitungs-TBM	<ul style="list-style-type: none"> • Sonnenbergtunnel Luzern
	TBM mit Schild (Schild-TBM)	Einfachschild	<ul style="list-style-type: none"> • Bözbergtunnel • Tunnel Mont Russelin • Umfahrgstunnel Sachseln • Tunnel de Pomy • Tunnel d' Arrisoules • Tunnel de Gorgier • Adlertunnel
		Doppelschild (Teleskopschild)	<ul style="list-style-type: none"> • Hochwasserentlastungstollen Langenthal

Tabelle 6-4 Überblick über den Einsatz verschiedener Vortriebsverfahren im quellfähigen Fels mit Beispielen aus Deutschland und der Schweiz

6.4.2 Sprengvortrieb

Der Sprengvortrieb wurde in der Vergangenheit oft als wenig gebirgsschonend bezeichnet. Dies war beispielsweise der Grund dafür, dass er in der 615 m langen Mergelzone des Tunnels "Mont-Sagne" bei La Chaux-de-Fonds in der Ausschreibung ausgeschlossen wurde (Jeanneret et al., 1992). Das in Bezug auf die Gebirgsschonung vorhandene schlechte Image des Sprengvortriebes muss heutzutage relativiert werden. Es sei hier auf die Fortschritte auf dem Gebiet der Bohrtechnik hingewiesen, wo elektronische Steuersysteme zur Verbesserung der Genauigkeit der Lage der Ansatzpunkte und der Winkelstellungen der Bohrungen eingesetzt werden. Neben der höheren Bohrgenauigkeit verfügen moderne Bohrerjumbos auch über eine grössere Bohrleistung. Diese führt dazu, dass kleinere Bohrlochabstände für die Kranzschüsse gewählt werden können, ohne dass sich daraus eine nennenswerte Einbusse der Vortriebsleistung ergibt. Mit

dieser Massnahme kann die Lademenge pro Kranzbohrloch reduziert und der Fels im Bereich des Ausbruchprofils exakter und unter geringerem Energieeinsatz geschnitten werden. Auch die Wahl der Sprengmittel spielt eine Rolle. Es sei hier an die Entwicklung von überschweren Sprengschnüren mit hoher Detonationsgeschwindigkeit erinnert, welche heutzutage für Profilsprengungen eingesetzt werden. Elektronische Zünder neuester Generation, welche über einen genaueren Zündzeitpunkt verfügen, ermöglichen ein nahezu gleichzeitiges Zünden der Ladungen in den Kranzbohrlöchern und damit ein profilgenaueres Lösen des Festgesteins. Dies zeigt, dass ein fachkundig ausgeführter Sprengvortrieb heutzutage bedeutend gebirgsschonender ausgeführt werden kann als früher.

Beim Sprengvortrieb sind auch kombinierte Lösungen möglich. Nach dem sprengtechnischen Abbau der Kalotte und Strosse kann der Ausbruch der Sohle beispielsweise mit einem Schrämbagger vorgenommen werden (Tunnel Mont Terri). Beim Vortrieb des Engelberg-Basistunnels machte man in den Übergangszonen zwischen dem ausgelaugten und dem nicht ausgelaugten Gipskeuper gute Erfahrungen mit einem kombinierten Bagger-Sprengvortrieb (Rehbock, 1998). Im ausgelaugten Gipskeuper konnte das Gestein mit dem Reissbagger leicht und profilgenau gelöst werden. Standen kompakte Gesteinsschichten an, wurden Lockerungssprengungen vorgenommen. In jenen Fällen, in denen der Fels mit dem Bagger nicht mehr wirtschaftlich abgebaut werden konnte, was im nicht ausgelaugten Gipskeuper der Fall war, wurde auf Sprengvortrieb mit pastös gebohrten Sprenglöchern umgestellt (Kapitel 6.7.4). Der Einsatz von Teilschnittmaschinen wurde aus Gründen der extremen Staubentwicklung verworfen.

6.4.3 Vortrieb mit einer Teilschnittmaschine

Der Abbau des Gesteins mit einer Teilschnittmaschine (TSM) kann als gebirgsschonend betrachtet werden. Abgesehen von der Problematik der Staubbekämpfung und den wirtschaftlichen Grenzen in Fällen hoher Gesteinsfestigkeit erweist sich der Einsatz von Teilschnittmaschinen im quellfähigen Fels als vorteilhaft.

6.4.4 Vortrieb mit einem offenen Schild

In der Schweiz wurden gemäss Tabelle 6-4 mehrere Tunnel im quellfähigen Fels mit dem offenen Schild aufgeföhren. Der Abbau des Gesteins erfolgte mittels Bagger, Reisszahn oder Teilschnittmaschine, wobei sich der Reisszahneinsatz nicht durchwegs als genügend leistungsfähig erwies. Während tonige Felspartien einfach abzubauen waren wurde bei massigen Gesteinsschichten hoher Festigkeit die Einsatzgrenze der Werkzeuge erreicht. Der Tübbingebau im Schildschwanz führt zu einer kurzen Ringschlusszeit der Aussenschale. Beim Einsatz eines offenen Schildes im stark quellfähigen Fels ist, analog zu Tunnelbohrmaschinen mit Schild, die Gefahr des Festfahrens des Schildes zu beachten (siehe Kapitel 6.4.6).

6.4.5 Maschineller Vortrieb mit einer Tunnelbohrmaschine ohne Schild

Bei Tunnelbohrmaschinen ohne Schild, sogenannten offenen Tunnelbohrmaschinen, ist eine Beeinträchtigung der Vortriebsarbeiten im Bereich der TBM durch Quelldruck oder Quellhebungen kaum zu erwarten. Probleme können sich jedoch als Folge der Gesteinsentfestigung ergeben. Dies war beim Vortrieb des Pilotstollens für den 1'770 m langen Girsbergtunnel bei Kreuzlingen der Fall. In der oberen Süsswassermolasse, welche einen Mergelanteil von bis zu > 50% aufwies, wurde im fallenden Vortrieb eine Gripper-TBM eingesetzt. Der Zufluss von

Wasser aus durchlässigen Gesteinsschichten und der Einfluss der Stollenluft führte zu einer raschen Entfestigung bzw. zum Zerfall der oberflächennah anstehenden tonhaltigen Gesteine. Die Gripperplatten konnten stellenweise nicht mehr verspannt werden, die unverkleidete Sohle verschlammte. Die Vortriebsleistungen sanken auf wenige Meter pro Arbeitstag.

6.4.6 Maschineller Vortrieb mit einer Schild-Tunnelbohrmaschine

Mit dem Einsatz von Schild-Tunnelbohrmaschinen im quellfähigen Fels ist in der Schweiz ein grosser Erfahrungsschatz vorhanden. Dieser stammt hauptsächlich aus maschinellen Vortrieben mit Bohrdurchmessern zwischen 10 m und 12.5 m (Kovari et al., 1992) in der Molasse des Schweizerischen Mittellandes sowie in den Schichtfolgen des Juragebirges bzw. des Helvetikums (Tabelle 6-4).

Mit grossen Bohrdurchmessern liegen im anhydrit-/tonhaltigen Fels bisher erst Erfahrungen mit der im *Adlertunnel* bei Basel eingesetzten Schild-TBM vor. Der Vortrieb erfolgte steigend mit einem Bohrdurchmesser von 12.58 m (Bild 6-4). Laut Bauleitung wurden in einer ersten, rund 700 m langen Gipskeuperstrecke im zweischichtigen Betrieb mittlere tägliche Vortriebsleistungen von rund 20 m erreicht. Die maximale Tagesleistung betrug in diesem Tunnelabschnitt gar 23 m. Diese Leistungswerte zeigen, dass sich die Schild-TBM für das Auffahren des stark quellfähigen, anhydritführenden Gipskeupers bestens eignete. Ob im Ortsbrustbereich Wasserzutritte vorhanden oder ob gar Quellvorgänge im Bereich des Schildmantels zu verzeichnen waren, ist nicht bekannt.

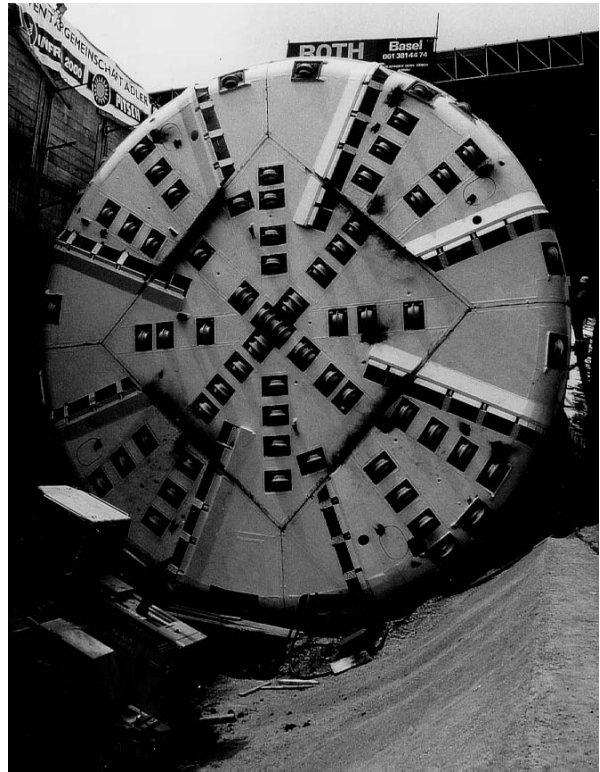


Bild 6-4 Adlertunnel: Einsatz einer Schild-Tunnelbohrmaschine von 12.58 m Bohrdurchmesser im anhydritführenden Gipskeuper und im Opalinuston (Foto IGT, ETHZ, 1995)

Diese und andere Erfahrungen zeigen, dass der Einsatz einer Schild-TBM mit nachfolgendem Tübbingausbau im quellfähigen Fels verschiedene Vorteile aufweist:

- hohe Vortriebsleistungen bei trockener Ortsbrust
- Behinderung allfälliger Sohlhebungen im Ortsbrustbereich durch das Gewicht des Bohrkopfes und des Schildes (Sohlpressung von ca. 0.06 bis 0.1 MPa)
- kurze Ringschlusszeit der Aussenschale durch den Einbau des Tübbingrings im Schildschwanz
- statisch günstige Profilform der Tübbingverkleidung mit einem beachtlichen Ausbauwiderstand
- kurze Ringschlusszeit der Innenschale bei entsprechender Betriebsweise möglich.

Die Hauptgefährdung beim Einsatz einer Schild-TBM im quellfähigen Fels besteht im Festfahren des Schildes. Eine Doppelschild-TBM ist dabei wegen der grösseren Schildlänge eher gefährdet als ein Einzelschild. Nach unser Kenntnis liegen jedoch bisher kein Bericht über ein

derartiges Vorkommnis vor. Ein Festfahren ist ja auch nur beim Zusammenwirken mehrerer ungünstiger Faktoren wahrscheinlich, beispielsweise bei einem längeren Stillstand der TBM infolge Lagerschaden in einem Bereich, wo stark quellfähiges Gestein im Sohlbereich ansteht und Wasser den Ortsbrust- und Schildbereich erreichen kann. Diese ungünstige Kombination kann beim maschinellen Vortrieb im Bereich des Gips- und Anhydritspiegels gegeben sein.

Gegen das Einklemmen des Schildes können präventiv die folgenden Massnahmen ergriffen werden:

- Wahl eines kurzen Schildes (unter Beachtung der Steuerbarkeit)
- konische oder stufenweise Verjüngung des Schildmantels zur Erleichterung des Freifahrens
- Vergrößerung der Vorschubkräfte
- Vergrößerung des Bohrdurchmessers.

Letzteres kann durch einen Überschritt der Kalibermeissel erreicht werden. So wurde die Schild-TBM für den *Bözbergtunnel* im Hinblick auf mittel bis stark quellfähige Mergel und Opalinustone derart ausgelegt, dass der Bohrdurchmesser von normalerweise 11.87 m auf 11.93 m vergrößert werden konnte (Bild 6-5). Der Schilddurchmesser betrug 11.81 m, sodass durch den Überschritt theoretisch ein Hohlraum von 12 cm zur Aufnahme von Gebirgsverformungen zur Verfügung stand. Beim Vortrieb zeigte sich aber, dass der trockene Opalinuston bei steigendem Vortrieb punkto Vortriebsleistungen ein ideales Gestein für die eingesetzte Hartgesteins-TBM darstellte. Auf die Option der Vergrößerung des Bohrdurchmessers konnte verzichtet werden.

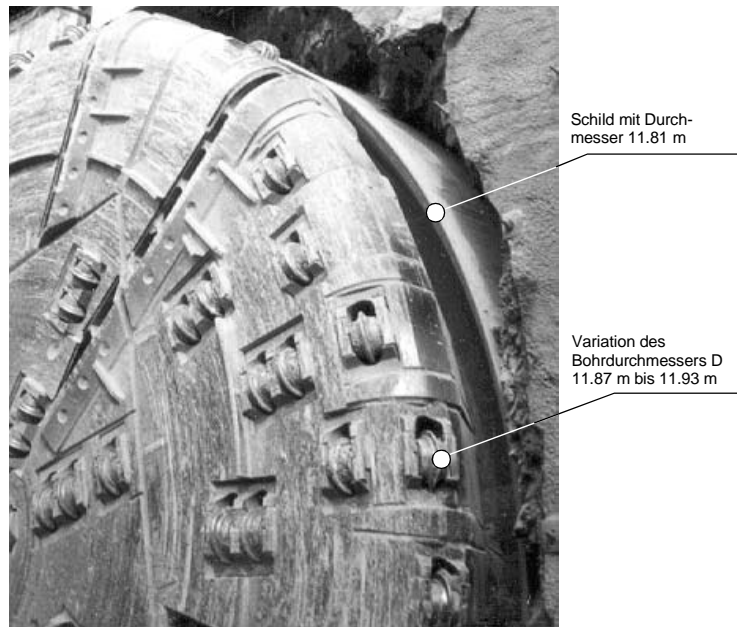


Bild 6-5 Bözbergtunnel: Bohrkopf der Tunnelbohrmaschine mit einem Aussendurchmesser von $D = 11.87$ m. Überschrittmöglichkeit auf $D = 11.93$ m für den Einsatz im stark quellfähigen Fels (Foto IGT, ETHZ, 1994)

Zeichnet sich ein längerer Stillstand der Schild-TBM im Bereich von stark quellfähigem, wasserführendem Fels ab, so stehen im Wesentlichen die folgenden Zusatzmassnahmen zur Wahl:

- Messung des zeitlichen Verlaufs der Hebung des Schildes sowie der Spaltbreite zwischen dem Schildmantel und dem standfesten Fels
- Erstellen von vertikalen Bohrungen zur Entwässerung von Schichtfugen und offenen Klüften (mittels Bohrlochpumpen) bis in eine Tiefe von rund einem Bohrdurchmesser unterhalb des Schildes
- Einpressen eines Gleitmittels in den Spalt zwischen Schildmantel und Fels.

6.5 Einbau der Aussenschale

6.5.1 Ringschlusszeit beim Teilausbruch

Erfahrungen mit Vortrieben im Teilausbruch im quellfähigen Fels liegen u.a. aus dem Belchentunnel, Heschlachtunnel, Pfändertunnel, Freudensteintunnel und dem Engelberg-Basistunnel vor. Teilausbrüche werden hauptsächlich zum Auffahren der grossen Ausbruchquerschnitte von Kavernen, von Tunneln für Hochgeschwindigkeitszüge oder von dreispurigen Autobahntunneln eingesetzt. Für derartige Bauwerke stehen zur Zeit kaum alternative Vortriebsverfahren zur Verfügung.



Bild 6-6 Freudensteintunnel: Betriebsweise mit grosser Ringschlusszeit der Aussenschale. Bauzustand nach dem Einbau der Betonschulter (rechts im Bild) und des rechten Sohlgewölbeteils der Aussenschale (Klonsdorf und Schaser, 1991)

Im Vergleich zum Vollausschub ist ein Teilausbruch mit einer Verlängerung der Ringschlusszeit der Aussenschale verbunden. Beim Auftreten von Quellerscheinungen innerhalb der Ringschlusslänge können kostspielige Massnahmen zur Profilerhaltung erforderlich werden, insbesondere dann, wenn das Sohlgewölbe abschnittsweise nur halbseitig eingebaut wird. Beim Vortrieb des *Freudensteintunnels* zeigte sich dies in einem Anheben der bereits eingebauten Sohlgewölbehälfte, welche einseitig auf dem in der Sohle verbleibenden Felskeils abgestützt war (Bild 6-6). Nach erfolgtem Ringschluss versagte die 10 cm starke Spritzbetonschale in mehreren Tunnelabschnitten. Die Hebungen und Schadenfälle waren auf jene Tunnelabschnitte beschränkt, wo Wasser die Sohle erreichen konnte. Die Profilerhaltung bis zum Ringschluss der Aussenschale musste in diesem Falle mit einer Verstärkung des Sohlgewölbes und einer systematischen Sohlverankerung sichergestellt werden (Kapitel 3.1.1).

Um die Ringschlusszeit trotz Teilausbruch möglichst kurz halten zu können sollte der Ringschluss der Aussenschale unmittelbar nach dem Ausbruch des Sohlsegmentes vorgenommen werden. Beim Bau des *Heschlachtunnels* in Stuttgart wurde der kreisförmige Querschnitt

($F_A = 130 \text{ m}^2$) im Bereich des Gipsspiegels im Teilausbruch mit abgestufter Ortsbrust aufgeföhren (Beiche, 1991). Der Ringschluss der mindestens 25 cm starken Aussenschale konnte damit abschnittsweise bereits in einem Abstand von 15 m von der Ortsbrust vorgenommen werden (Heslachertunnel, 1991). Beim Bau der beiden Tunnelröhren des *Engelberg-Basistunnels* war in einem 430 m langen anhydritführenden Tunnelabschnitt mit einem im Teilausbruch aufzuföhrenden Ausbruchquerschnitt von $F_A=265 \text{ m}^2$ der Ringschluss der Aussenschale nach spätestens 100 m vorgeschrieben (Bernhardt, 1996).

6.5.2 Ringschlusszeit beim Vollaushub

Wird ein Stollen oder Tunnel im Vollaushub aufgeföhren, so kann der Ringschluss der Aussenschale bereits in Ortsbrustnähe vorgenommen werden. Dies ist auch beim maschinellen Vortrieb mit einer Schild-TBM der Fall (siehe Kapitel 6.4.6).

6.5.3 Sonderlösungen

Eine erste Sonderlösung besteht darin, im Sohlbereich eines Teilaushubes ein ca. 1.0 bis 1.5 m starkes Felssegment solange zu belassen, bis das Sohlgewölbe eingebaut wird (Bild 6-7a). Die Verschlammung im Bereich der offenen Tunnelsohle kann durch den Einbau einer provisorischen Fahrpiste vermieden werden. Mit dem Ausbruch des Felssegmentes werden auch jene Sohlhebungen beseitigt, welche sich zwischenzeitlich im Bereich der offenen Sohle ergeben haben. Mit dem Einbau des Sohlgewölbes auf den noch intakten Fels wird die Aussenschale geschlossen. Der Ringschluss der Innenschale kann nach Bedarf zu einem späteren Zeitpunkt vorgenommen werden.

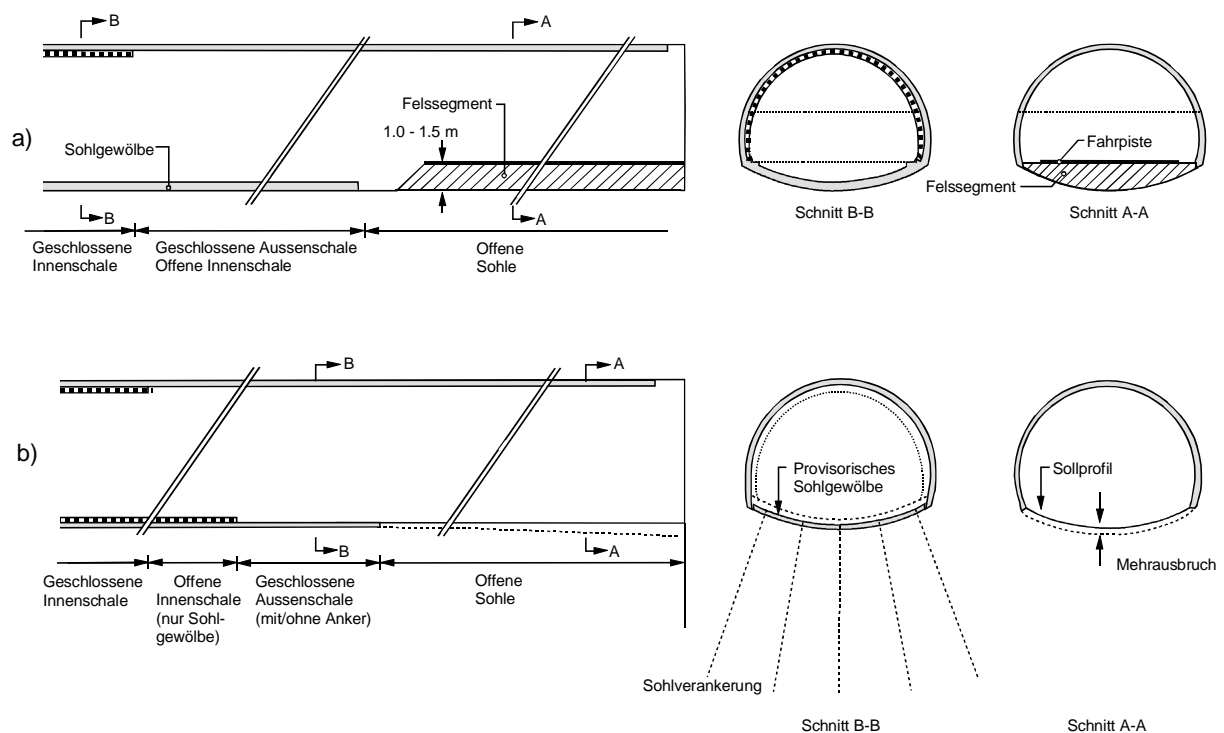


Bild 6-7 Sonderlösungen:

- Belassen eines Felssegmentes in der Sohle bis zum Einbau des Sohlgewölbes
- Mehrausbruch und provisorisches Sohlgewölbes mit oder ohne Sohlanker

Eine zweite Sonderlösung besteht darin, in der Sohle einen Mehrausbruch anzuordnen (Bild 6-7b). Damit kann einer allfälligen Verletzung des Sollprofils durch Quellhebungen vorgebeugt werden. Zur Begrenzung der Sohlhebungen bis zum Zeitpunkt des Ringschlusses der Innenschale kann das provisorische Sohlgewölbe zudem mit einer Sohlverankerung ergänzt werden. Der Entscheid für eine allfällig notwendige Nachankerung (Bild 6-8) kann auf der Grundlage von Feldmessungen getroffen werden.



Bild 6-8 Freudensteintunnel: Versetzen von SN-Ankern in der Tunnelsohle zusätzlich zum provisorischen, 30 cm starken Ortsbeton-Sohlgewölbe in den als Nassbereiche eingestuften Tunnelabschnitten (Klonsdorf und Schaser, 1991)

6.6 Einbau der Innenschale

Der Einbauort der Innenschale und die für den Einbau erforderliche Zeit hängen sowohl vom Ausbaukonzept als auch von der Betriebsweise ab. Die Ringschlusszeit der Innenschale kann daher sehr unterschiedlich ausfallen. Dass der Einbau der Innenschale insbesondere im anhydrit-/tonhaltigen Fels baubetrieblich sehr anspruchsvoll und zeitaufwendig sein kann zeigen die beiden folgenden Beispiele.

Beim *Freudensteintunnel* bestand das Ausbaukonzept aus einer mehrlagig aufgebauten und verdichteten Knautschzone aus gebrochenem Blähton, einem darüberliegenden Schutzbeton, einem Schutzvlies, der Abdichtungsfolie, einer Schutzfolie, des 10 cm starken Schutzbetons, der Bewehrung und des Sohlgewölbebetons (Bild 6-9). Für das Betonieren des Innengewölbes waren mehrere Arbeitsetappen erforderlich. Aus Termingründen sah sich der Unternehmer veranlasst, zur Bewältigung der aussergewöhnlich grossen Kubaturen an Blähton, Beton und Stahl einen sich ständig wiederholenden Arbeitsablauf (Taktbauweise) zu wählen. Trotz dieser Massnahme verblieb zwischen dem Ringschluss der Aussenschale und demjenigen der Innenschale ein Zeitraum von bis zu 1 ½ Jahren. In dieser Zeit erwartete man, dass die Aussenschale dem sich aufbauenden Quelldruck zumindest streckenweise nicht standhalten würde. In solchen Abschnitten wurden Sohlanker gemäss Bild 6-8 eingesetzt.

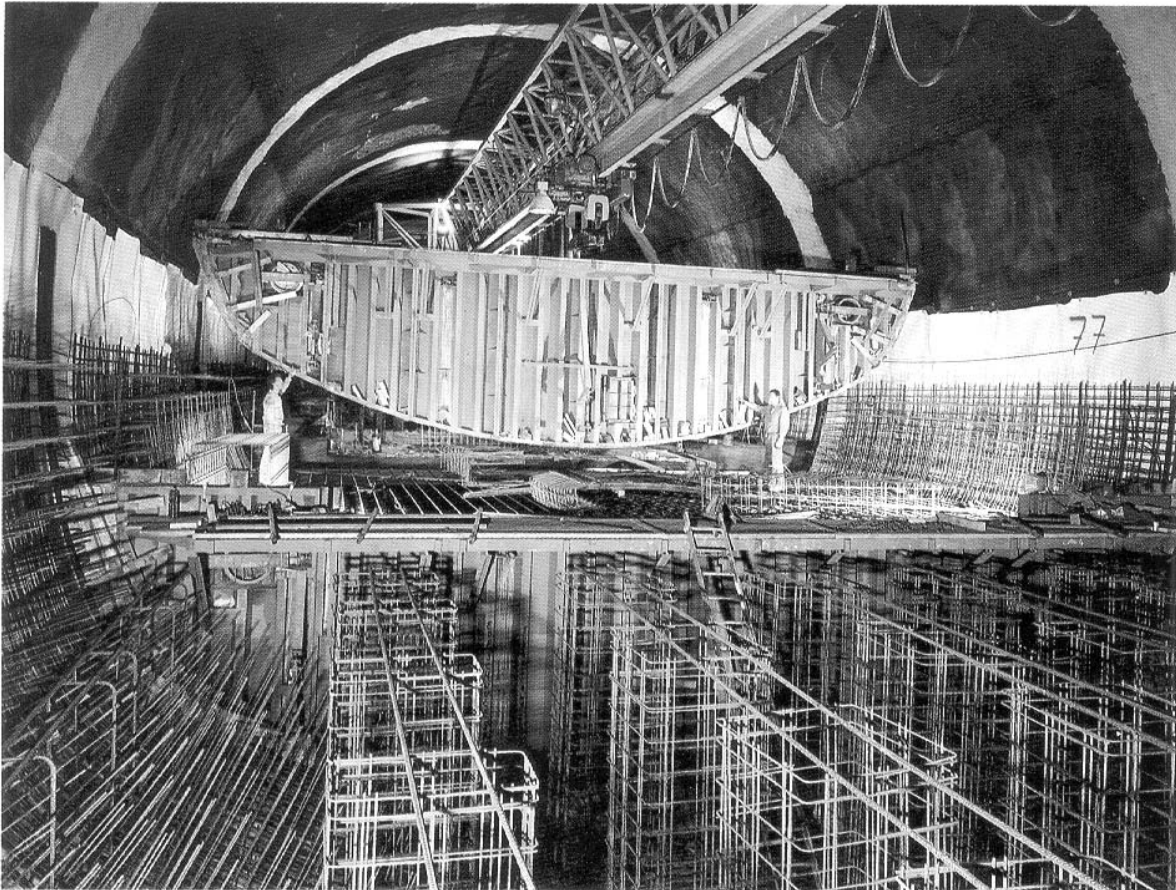


Bild 6-9 Freudensteintunnel: Einbau des stark bewehrten Sohlgewölbes oberhalb der Knautschzone aus gebrochenem Blähton (Klonsdorf und Schaser, 1991).

Auch beim *Engelberg-Basistunnel* war der Einbau der Innenschale baubetrieblich höchst anspruchsvoll. Für die Innenschale wurde ein wasserundurchlässiger Beton B35 mit hohem Sulfatwiderstand und niedriger Hydratationswärmeentwicklung gefordert. Die Innenschale wies in der Sohle eine Stärke von 3.00 m und in der Firste eine solche von 1.70 m auf. Die Abdichtung wurde auch in der Sohle angeordnet, sodass diese die Innenschale vollständig umschloss. Die aussergewöhnliche Stärke des Sohlbetons erforderte ein spezielles Transport- und Einbaukonzept. Dabei wurde das Sohlgewölbe in einzelne Sohlblöcke unterteilt. In einem gleichmässigen Abstand wurden als erstes 30 cm starke Stirnscheiben betoniert, welche mit einem aussenliegenden Fugenband versehen waren. Die auf Absätzen in der Stirnwand montierte Kranbahn diente dabei als Längsaussteifung (Bild 6-10). Nachdem die Abdichtungs- und Bewehrungsarbeiten zwischen den Stirnwänden ausgeführt waren, wurde die Sohle im Nachgang mit Hilfe eines Sohlchalwagens blockweise eingeschalt und betoniert. Der Pumpbeton wurde über einen Tunnelverteilmast eingebracht (Prawit, 1997). Die Zeitspanne zwischen dem Einbringen der Aussenschale und dem Ringschluss der Innenschale dauerte in der Oströhre rund 4 bis 15 Monate. Wie in Kapitel 3.1.1 erwähnt hielt die Aussenschale in dieser Zeitspanne dem sich rasch entwickelnden Quelldruck nicht überall stand. Nach Rock und Schömig (1999) ergab sich nach dem Bruch der Aussenschale im Kernbereich der Anhydritstrecke innerhalb von 12 Monaten eine totale Sohlhebung von bis zu 1.5 m



Bild 6-10 Engelberg-Basistunnel: Unterteilung des 3 m starken Sohlgewölbes mit Stirnscheiben, welche gleichzeitig als Blockfugen dienten (Foto aus Tunnel 8/1987)

6.7 Wasserhaltungsmassnahmen

Fliesst während der Bauausführung Berg-, Meteor- oder Brauchwasser in den Tunnelabschnitt zwischen Ortsbrust und Ringschlussort der Innenschale, so kann dies zu einer Beeinträchtigung der Bauausführung führen. Es stellt sich daher die Frage nach der Beziehung zwischen der Wassermenge und Quellhebung bzw. Quelldruck. Erst das Verständnis dieser Beziehung kann Anhaltspunkte liefern über allenfalls erforderliche Wasserhaltungsmassnahmen.

6.7.1 Wasserbedarf beim Quellvorgang

Welche Wassermenge bei der Quellung von 1 m^3 Festgestein aufgenommen wird hängt vom mineralogischen Aufbau des Gesteins (u.a. vom Gehalt an quellfähigen Tonmineralen und feinverteiltem Anhydrit) sowie vom Mass der Behinderung der Volumendehnung ab.

Tonhaltige Gesteine: Bei diesen stützt man sich am Besten auf die Ergebnisse von Laborversuchen und überträgt diese auf die Verhältnisse in situ. Untersuchungen an Mergelproben aus dem *Girsbergtunnel* zeigten beispielsweise, dass der Wassergehalt der Proben bis zum Erreichen des maximalen Quelldruckes im Mittel um 2.2 % zunahm. Wird dieses Ergebnis auf die Verhältnisse in situ übertragen, so bedeutet dies, dass eine Menge von rund 50 Liter Wasser je m^3 Fels ausreicht, um den maximal möglichen Quelldruck zu erreichen. Im Falle der unbehinderten Quellung der Mergelproben ergab sich eine mittlere Wassergehaltszunahme von 5%. Die Übertragung dieser Versuchsergebnisse auf die Verhältnisse in situ bedeutet, dass eine Wasser-

zugabe von weniger als 120 Liter pro m³ Festgestein ausreicht, um das maximale Quellmass von 4.2% zu erreichen.

Anhydrit-/tonhaltige Gesteine: Bei anhydritführenden Gesteinen ist Wasser sowohl für die Tonquellung als auch für die Hydratation des Anhydrits erforderlich. Die für die Tonquellung benötigte Wassermenge hängt einerseits vom Gehalt an quellfähigen Tonmineralen, andererseits von einer allfälligen Wasserarmut der Tonminerale ab (mögliche Reduktion der Anzahl innerkristallin angelagerter Wasserschichten als Folge der Anwesenheit von Anhydrit). Da die Gipsbildung über eine Lösungsphase verläuft (Kapitel 3.3.2), muss zudem Wasser zur Lösung des Anhydrits bzw. zur Gipsausfällung zur Verfügung stehen. Aus dem Gesagten geht hervor, dass quantitative Angaben über die Beziehung zwischen den am Quellvorgang beteiligten Wassermengen und dem hierdurch bewirkten Quelldruck bzw. Quellmass nicht möglich ist. Man darf jedoch davon ausgehen, dass für die Quellung von anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen mehr Wasser benötigt wird als in rein tonhaltigen.

6.7.2 Zeitlicher Verlauf der Quellung

Bei der Bauausführung ist neben der Wassermenge auch der zeitliche Verlauf der Quellung von Interesse. Dieser hängt nicht nur von der zufließenden Wassermenge ab, sondern auch davon, innert welcher Zeit das zur Verfügung stehende Wasser die im Gestein vorhandenen quellfähigen Tonminerale bzw. den feinverteilten Anhydrit erreichen kann. Der zeitliche Verlauf der Quellung ist somit auch vom Wassertransport im Gestein und von den Fliess- und Sickerwegen im Fels abhängig (siehe Kapitel 4.5). Diese quantitativ kaum fassbaren Vorgänge und Wechselwirkungen führen dazu, dass uns zur Prognose des zeitlichen Verlaufes der Sohlhebungen bzw. des Quelldruckes die Grundlagen fehlen. Einen gewissen Hinweis liefern diesbezügliche Erfahrungen. Für die Tonquellung wurde im Kapitel 2.3.6 kurz darauf eingegangen. Für anhydrit-/tonhaltigen Fels zeigt Tabelle 6-3, welche Sohlhebungsraten bei der Bauausführung beobachtet wurden.

6.7.3 Überblick über mögliche Wasserhaltungsmassnahmen

Insbesondere im stark quellfähigen Fels stellt sich bei längeren Ringschlusszeiten die Frage, mit welchen Massnahmen der Wasserzufluss zur Tunnelsohle verhindert oder einschränkt werden kann. In Kapitel 4.2.3 wurde dargelegt, dass die Sickerströmung im sohlnahen Gebirge nur mit grossem Aufwand eingeschränkt werden kann. Wir befassen uns deshalb hier nur mit Massnahmen, welche Wasserzutritte vom Hohlraum in den Sohlbereich unterbinden.

Gemäss Bild 6-11 kann zwischen präventiven und reaktiven Wasserhaltungsmassnahmen unterschieden werden. Die präventiven Massnahmen im Rahmen des Vortriebskonzeptes bezwecken die Vermeidung oder die Reduktion von Wasserzuflüssen innerhalb der Ringschlusslänge der Innenschale. Die reaktiven Massnahmen zielen auf die Beherrschung des anfallenden Wassers bei der Bauausführung (Wasserhaltungskonzept). Sowohl präventive als auch reaktive Massnahmen können im Rahmen eines Vortriebskonzeptes geplant und ausgeschrieben werden.

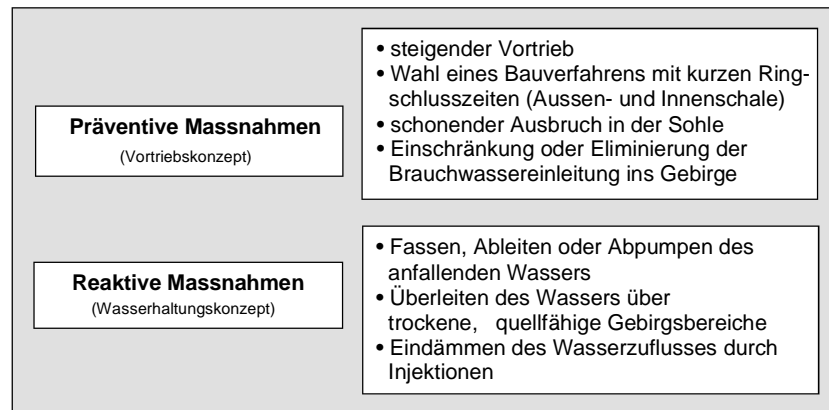


Bild 6-11 Beispiele von Massnahmen zur Beschränkung oder Verhinderung von Wasserzutritten in den Sohlbereich des Bauwerkes im Bauzustand

6.7.4 Präventive Wasserhaltungsmassnahmen

Zur Wasserhaltung können gemäss Bild 6-11 präventive Massnahmen geplant und ergriffen werden wie die Wahl eines steigenden Vortriebes, die Wahl eines Vortriebsverfahrens mit möglichst kurzen Ringschlusszeiten, der schonende Ausbruch des Hohlraumprofils in der Sohle sowie die Einschränkung oder gar die Elimination der Brauchwassereinleitung ins Gebirge. Auf die Aspekte der Ringschlusszeit und des schonenden Ausbruchs wurde bereits in Kapitel 6.3 und 6.4 eingegangen.

Verwendung von Brauchwasser beim Vortrieb

Eine Frage von erheblicher praktischer Bedeutung ist jene, ob zur Vermeidung von Quellerscheinungen während der Bauausführung die Einleitung von Brauchwasser ins Gebirge erlaubt, eingeschränkt oder gar verboten werden soll. Je nach Bauverfahren wird Brauchwasser an verschiedenen Arbeitsorten und zu unterschiedlichen Zwecken verwendet, beispielsweise zur Erstellung von Bohrlöchern, zur Kühlung von Maschinenteilen, zur Staubbekämpfung oder zu Reinigungszwecken. Wird dieses Wasser nicht vollständig gefasst und abgeleitet, so kann es innerhalb der Ringschlusslänge der Aussen- oder der Innenschale in den Sohlbereich gelangen. Insbesondere im stark quellfähigen Fels sowie bei langen Ringschlusszeiten wird man deshalb danach trachten, auch das Brauchwasser von der Sohle fernzuhalten. Bei stärkerem Wasseranfall aus dem anstehenden Gebirge bzw. infolge Längsläufigkeit erübrigt sich die restriktive Verwendung von Brauchwasser.

Verwendung von Brauchwasser beim Bohren

Beim konventionellen Vortrieb werden die Sprenglöcher normalerweise unter Verwendung von Wasser gebohrt (Bild 6-12). Auch bei der Erstellung von Erkundungs-, Mess- oder Ankerbohrungen fällt Brauchwasser an. Das vollständige Fassen und Ableiten des anfallenden Bohrwassers wäre umständlich und praktisch kaum durchführbar.

Die Einleitung von Brauchwasser ins Gebirge kann mit dem sogenannten "Trockenbohrverfahren" vermieden werden. Kern- und Rotationsbohrungen werden beim Trockenbohren mittels Luftspülung erstellt, wobei im Untertagbau eine Staubabsaugung am Bohrlochmund erforderlich ist. Aus Salzbergwerken liegen damit Erfahrungen mit der Erstellung von über 100 m lan-

gen Bohrungen vor. Im Falle des Sprengvortriebes wurde das Trockenbohrverfahren versuchsweise zur Erstellung der Sprenglöcher eingesetzt. Die mit Staubabsaugevorrichtungen versehenen Bohrhämmer funktionierten jedoch nicht zufriedenstellend.

Mit dem "Nassbohren mit chemischem Spülmittel" oder dem "pastösen Bohren" kann jedoch sowohl die Brauchwassereinleitung ins Gebirge als auch die Staubbildung reduziert werden. Auf das Nassbohren mit chemischem Spülmittel wird im Anhang C 4.3 näher eingegangen.



Bild 6-12 Pfändertunnel: Sprengtechnisch ausgeführter Strossenabbau. Bewässerung der quellfähigen Mergel durch das beim Erstellen der Sprenglöcher verwendete Brauchwasser ("Pfändertunnel", 1978)

Beim Sprengvortrieb im stark quellfähigen Fels wird in der Regel das *Verfahren des pastösen Bohrens* angewandt. Dabei werden die Bohrhämmer mit einem Mischventil versehen, über welches die Wasserzugabe zur Luftspülung dosiert werden kann. Dem Prinzip nach wird "mit feuchter Luft gebohrt", wobei nur soviel Wasser zugegeben wird, wie zur Materialförderung bzw. zur Staubbildung unbedingt erforderlich ist. Die meisten Erfahrungen mit dieser Bohrmethode stammen aus Gips- und Salzbergwerken. Im Untertagbau wurde dieses Verfahren beispielsweise beim Sprengvortrieb im *Freudensteintunnel* eingesetzt. Nach Klonsdorf und Schaser (1991) konnte durch Beigabe geringer Wassermengen in die Spülluft der Bohrgestänge erreicht werden, dass am Bohrlochmund ein pastöses Bohrgut austrat, mit dem eine nahezu vollständige Staubbildung erzielt werden konnte. Auch im nicht ausgelaugten Gipskeuper des Engelberg-Basistunnels wurde dieses Verfahren im Rahmen des kombinierten Bagger-Sprengvortriebes eingesetzt.

Brauchwassereinsatz zur Staubbekämpfung

Der Einsatz von Brauchwasser zur Staubbekämpfung ist im Untertagbau weit verbreitet. Wird bei einem Vortrieb zur Vermeidung von Quellerscheinungen eine Einschränkung oder gar ein

Verbot des Brauchwassereinsatzes angeordnet, so führt diese Massnahme unweigerlich zu einer erhöhten Staubentwicklung und Staubbelastung.

Im Untertagbau sind insbesondere die folgenden Staubquellen zu beachten (Bild 6-13b):

- Werkzeugeinsatz beim Lösen des Gebirges
- Herunterfallen und Aufprall des gelösten Gesteins
- Bohren von Ankerlöchern, Auftragen von Spritzbeton etc.
- Handhabung des Ausbruchmaterials beim Schüttern und bei Zwischendeponien
- Transporte, Staubaufwirbelung durch Fahrzeuge
- Materialaufbereitung (Brecher, Siebe, ..) etc.

Eine *präventive Staubbekämpfung* kann mit der Wahl eines staubarmen Löseverfahrens (z.B. Sprengvortrieb anstelle eines Teilschnittmaschineneinsatzes gemäss Bild 6-14) oder eines staubarmen Transportmittels (z.B. Bandförderung anstelle des Pneubetriebes) erreicht werden. Die *reaktive Staubbekämpfung* dient dazu, den bei einer Staubquelle anfallenden Staub zu konzentrieren, zu binden, niederzuschlagen und abzusaugen.

Anstelle eines Brauchwassereinsatzes können u.a. die folgenden *reaktiven* Staubbekämpfungsmassnahmen ins Auge gefasst werden:

- Staubabsaugung zur Verhinderung der Staubausbreitung am Entstehungsort (Absaugung via Pilotstollen, direkte Staubabsaugung aus dem Bereich des Bohrkopfes von Tunnelbohrmaschinen, integrierte Ansaugluten bei Teilschnittmaschinen, in die Schutteröffnung eingehängte Stahltrichter mit integrierter Staubabsaugung)
- Verhinderung der Staubausbreitung durch Staubeingrenzung (Staubschild bei Tunnelbohrmaschinen, Aufbau einer Staubwand oder Einsatz einer Wetterwand in Kombination mit Absaugluten)
- Niederschlagen des Staubes mit Hilfe von Entstaubungsanlagen (Entstauber auf dem Nachläufer einer TBM, Entstauber in Kombination mit einer Wetterwand)
- Kombination einzelner dieser Massnahmen.

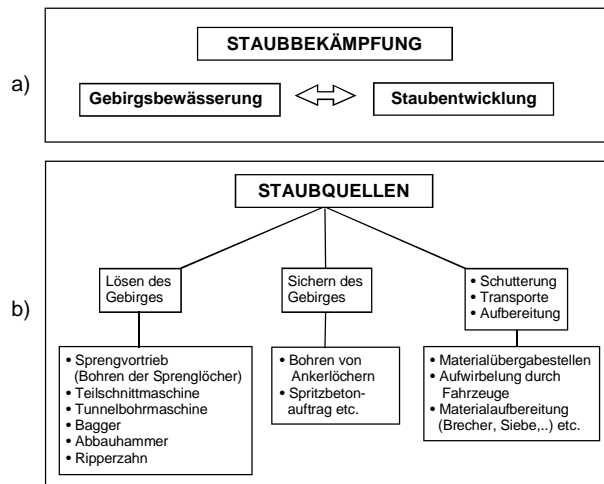


Bild 6-13 Brauchwassereinsatz bei der Staubbekämpfung

a) mit dem Wassereinsatz verbundene Gebirgsbewässerung

b) Staubquellen im Untertagbau



Bild 6-14 Staubentwicklung beim Lösen des Gesteins mit einer Teilschnittmaschine (Foto IGT, ETHZ)

Der Einsatz der Wasserbedüsung zur Staubbekämpfung ist im trockenen, stark quellfähigen Fels problematisch. Im Sondierstollen des *Engelberg-Basistunnels* wurde beim Einsatz einer Teilschnittmaschine im nicht ausgelaugten Gipskeuper eine Verdüsung von Wasser zur Staubbindung nicht zugelassen (Kuhnenn und Lorscheider, 1979). Im trockenen anhydrit-/tonhaltigem Fels sollte auch auf eine Bedüsung der Fahrpisten verzichtet werden. Im *Freudensteintunnel* wurde die Staubaufwirbelung durch das Ausstreuen von hygroskopischen Salzen bekämpft, welche durch das Anziehen der Feuchtigkeit aus der Tunnelluft staubbindend wirkten (Klonsdorf und Schaser, 1991).

6.7.5 Reaktive Wasserhaltungsmassnahmen

Diese zielen auf das Eindämmen, Fassen, Ab- und Überleiten des anfallenden Wassers zur Minimierung der dem quellfähigen Fels zufließenden Wassermenge.

Fassen und Ableiten des anfallenden Bergwassers

Mit den Massnahmen *Fassen* und *Ableiten* wurde beim Bau des *Freudensteintunnels* mit grosser Akribie versucht, das anhydritführende Gebirge trocken zu halten. Nach Klonsdorf und Schaser (1991) wurden im ansonsten trockenen Fels in einigen nahe des Gipsspiegels gelegenen Tunnelabschnitten Bergwasserzutritte festgestellt. Zur Fassung und Ableitung der klein- und grossflächigen Wasserzutritte wurden Abschlauungen, halbschalenförmige Drainagerinnen und Noppenfolien verwendet (Bild 6-15 und Bild 6-16). Sämtliche Wasserfassungen waren an Sammelleitungen angeschlossen, welche zu Pumpensümpfen in der Kalottensohle führten. Über eine Sammelleitung wurde das Wasser Zwischensammelbehältern zugeführt, von wo aus Tankfahrzeuge das Wasser übernahmen und es zu den Hauptsammelbehältern in den Aufweitungsstrecken unter den Tälern transportierten. Von dort aus konnte es dann auf die ausfahrenden Züge, die Spezialbehälter auf Niederbordwaggons mit sich führten, übergepumpt werden. Dank diesen aufwendigen Massnahmen konnte eine Ausbreitung des aus dem anstehenden Fels zufließenden Wassers in der Sohle wohl verzögert, nicht aber verhindert werden.

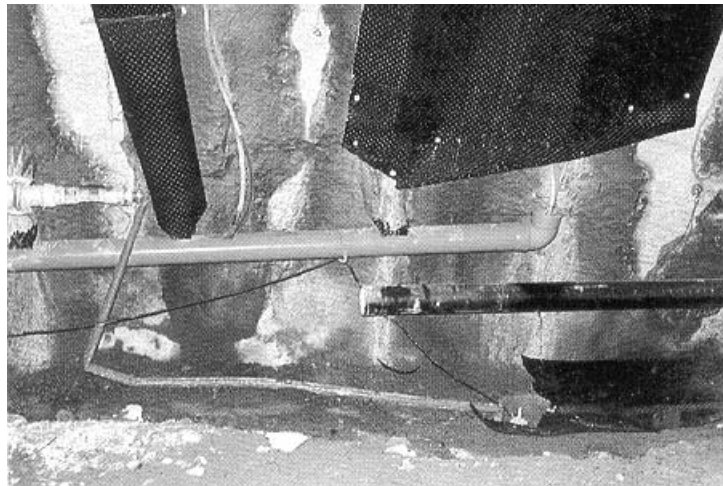


Bild 6-15 Freudensteintunnel: Fassen und Ableiten des dem anhydritführenden Fels zufließenden Wassers mittels Noppenfolienbahnen und Abschlauungen am Kalottenfuss (Klonsdorf und Schaser, 1991)

Eindämmung des anfallenden Bergwassers durch Injektionen

Verschiedentlich wurde in der Bauphase versucht, mit Hilfe von Injektionen das Einsickern von Bergwasser in trockene quellfähige Gebirgsbereiche zu verhindern bzw. die Längsläufigkeit einzudämmen. Diese zeit- und kostenaufwendigen Versuche waren in der Regel nicht erfolgreich.

Beim *Belchentunnel* beabsichtigte man, den Zufluss von Wasser aus den klüftigen Kalken längs der Tunnelröhre zu den quellfähigen Gesteinen mit Hilfe von Injektionsschirmen zu verhindern (Grob, 1972). Als Injektionsmittel dienten wahlweise Zementsuspension und Kunstharz. Mit Hilfe von 21 Sperrstellen, welche jeweils aus mehreren hintereinander liegenden "Injektionsfächern" bzw. "Dichtungsschleiern" bestanden, wurde versucht, die vermutete Wasserströmung längs des Tunnels in den Kontaktzonen zwischen Gipskeuper und wasserführendem Kalk bzw. Schilfsandstein zu unterbinden. Um den Wasserdruck auf die Dichtungsschleiern zu vermindern wurde auf der Seite des durchlässigen Gesteins ein Entwässerungsschlitz angeordnet und mit einer selbstansaugenden Schachtpumpe versehen. Den Sperrstellen war jedoch kein Erfolg beschieden. Die Hebungen in den quellfähigen Tunnelabschnitten konnten durch diese Massnahmen nicht verhindert werden.

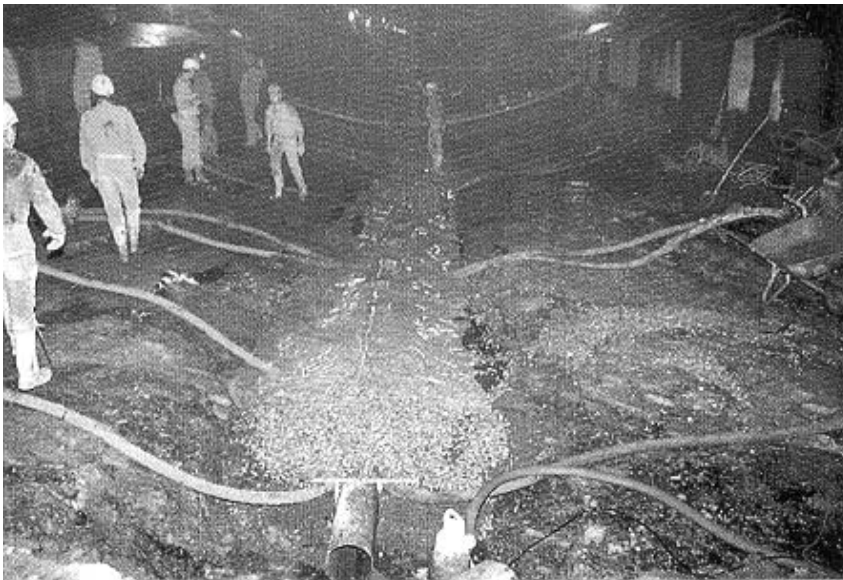


Bild 6-16 Freudensteintunnel: Anschluss der Abschlachungen an die Sohl drainage nach beendetem Vollaussbruch (Klonsdorf und Schaser, 1991)

Im Bereich der Amdenermergelzone des *Seelisbergtunnels* versuchte man ebenfalls, die Längsläufigkeit mittels Injektionen zu unterbinden. Dazu wurde auf der Südseite der nahezu trockenen Mergelstrecke ein Injektionsschirm ausgeführt und der Rigolenbereich in der Grenzzone des wasserführenden Seewerkalkes zu den Amdenermergeln ausinjiziert (Schneider, 1984). Quellerscheinungen traten aber dennoch auf.

Beim Bau des bei Salzburg gelegenen *Achbergtunnels* drang im südlichen Tunnelabschnitt Bergwasser über eine Distanz von 400 m in der Kontaktfläche zwischen Gebirge und Sohlgewölbe in einen bis dahin noch trocken gebliebenen Anhydritbereich vor. Obwohl versucht wurde, mit einem Dichtschott samt Ringspaltinjektionen dem Sickerwasser Herr zu werden, erreichte es den kritischen Anhydritbereich (Kapitel 4.2.3). Letztlich führten zwei tiefreichende Injektionssperrschirme aus Mineralharzschaum und das Verdrängen des eingeflossenen Wassers aus der Kontaktfläche Sohlgewölbe-Gebirge in der Anhydritstrecke zum Erfolg (Laabmayr und Eder, 1996).

Weitere Erfahrungen mit Injektionsschleiern mit unterschiedlichen Ergebnissen liegen aus dem Stollen Isère-Arc (Kobilinsky, 1955), aus dem Freudensteintunnel (Klonsdorf und Schaser, 1991) sowie aus dem Schanzentunnel vor (Erichsen und Kurz, 1996).

All diese Erfahrungen zeigen, dass das Einsickern von Bergwasser in quellfähige Gebirgsbereiche trotz noch so ausgeklügelter Abdichtungsmassnahmen langfristig nicht ausgeschlossen werden kann (Kovari et al., 1987). In einigen Fällen gelang es aber, mit Hilfe von Injektionschleiern eine Verzögerung des Quellvorgangs innerhalb der Ringschlusszeit zu erreichen.

Verhinderung des Bergwasserzuflusses aus Erkundungsbohrungen

Wird beim Vortrieb eine Erkundungsbohrung angeschnitten (Kapitel 4.2.4), so kann dies zu einem unerwünschten Wasserzufluss in den trockenen Sohlbereich führen. Quellerscheinungen sind die Folge. Beim Vortrieb des Sondierstollens des *Engelberg-Basistunnels* wurde eine schlecht abgedichtete Erkundungsbohrung angefahren, durch welche eine Wassermenge von ca. 3 l/sec in den Stollen eindrang. Das aus der Bohrung fliessende Wasser führte zu Hebungen, die man nach Kuhnhehn und Lorscheider (1979) am besten mit dem Aufgehen eines Hefekuchens vergleichen konnte. Im stark quellfähigen Fels sollten daher sämtliche der Erkundung dienenden Bohrungen im Vortriebsbereich mit geeigneten Mitteln verpresst werden, beispielsweise mit einem tonhaltigen Verpressmörtel unter Zugabe eines Quellmittels.

6.8 Fehlbeurteilungen und Fehlentscheidungen

Quellerscheinungen während der Bauausführung sind bei allen Vortriebsmethoden jederzeit möglich. Bedingung ist nur, dass Wasser quellfähige Gesteine im Sohlbereich erreichen kann. Die Erfahrung zeigt, dass diesbezüglich Fehleinschätzungen und Fehlentscheidungen möglich sind. Auswirkungen auf die Bauausführung ergeben sich insbesondere im stark quellfähigen Fels. Diese betreffen weniger die maschinellen Schildvortriebe mit einem raschen Ringschluss des Tübbingringes als Vortriebsverfahren mit offener Sohle.

Bei den häufigsten Fehlbeurteilungen bzw. Fehlentscheidungen handelt es sich

- um die Einschätzung, dass die Sohle bis zum Ringschluss der Innenschale trocken bleibt. Berg-, Meteor- oder Brauchwasser finden nämlich meistens einen Weg zu den quellfähigen Gesteinen im Sohlbereich. Die Wirksamkeit von "Dichtungsschleiern" zur Verhinderung der Längsläufigkeit wird in der Regel überschätzt.
- um die Entscheidung, die Aussenschale auf einen geringen Quelldruck zu bemessen. Eine zu optimistische Einschätzung der Quelldruckentwicklung kann dazu führen, dass die Aussenschale zu schwach dimensioniert ist und noch vor dem Ringschluss der Innenschale zerstört wird.
- um die Entscheidung, aus bauverfahrenstechnischen Gründen eine grosse Ringschlusszeit der Innenschale zuzulassen. Quellvorgänge im Sohlbereich können dazu führen, dass das Sohlgewölbe noch vor dem Ringschluss der Innenschale angehoben wird.
- um die Einschätzung der quellbedingten Gesteinsentfestigung. Wird das Mass und der zeitliche Verlauf des Gesteinszerfalls nicht zutreffend eingeschätzt oder die Möglichkeit einer Entfestigung gar nicht erkannt, so können sich Instabilitäten im Bereich der Aussen- oder Innenschale ergeben. Die Verschlammung der Sohle kann zudem den Bauablauf erschweren und die Motivation der Vortriebsmannschaften beeinträchtigen.

7 BAUWERKSERHALTUNG

7.1 Einleitung

Wie in Kapitel 2 und 3 dargelegt kann die Wasseranlagerung an quellfähige Gesteine über mehrere Jahre oder gar Jahrzehnte andauern. Es ist daher naheliegend, dass in der Nutzungsphase die Tragfähigkeit bzw. die Gebrauchstauglichkeit eines Untertagebauwerkes beeinträchtigt werden kann.

Unter *Bauwerkserhaltung* wird die Gesamtheit der Tätigkeiten und Massnahmen zur Sicherstellung des Bestandes eines Bauwerkes verstanden (Norm SIA 469, 1997). Die Bauwerkserhaltung ist Sache der Eigentümerschaft. Es ist an ihr, die zur Erhaltung eines Untertagebauwerkes erforderlichen Massnahmen zu planen und durchzuführen bzw. Fachleute mit der Planung oder Durchführung zu beauftragen. In der zuvor erwähnten Norm werden die Massnahmen und Tätigkeiten im Zusammenhang mit der Bauwerkserhaltung systematisch geordnet, Standardabläufe festgelegt und die entsprechenden Begriffe definiert.

Mit der *Überwachung* wird die Entwicklung des Zustandes eines Bauwerkes festgestellt. Der Überwachung von Untertagbauten, welche im quellfähigen Fels erstellt wurden, kommt eine besondere Bedeutung zu. Im stark quellfähigen Fels empfiehlt es sich gar, neben der *Beobachtung* und der *Inspektion* eine systematische Überwachung des Langzeitverhaltens des Bauwerkes mittels *Kontrollmessungen* vorzunehmen. Die Resultate der Beobachtungen, Inspektionen und Kontrollmessungen sind in den Bauwerksakten festzuhalten.

Im folgenden konzentrieren wir uns auf zwei Teilaspekte der Bauwerkserhaltung, nämlich auf die *Überwachung* von Untertagbauten in der Nutzungsphase und auf die *Instandsetzung/Erneuerung*.

7.2 Überwachung von Untertagbauten in der Nutzungsphase

Ziel der Überwachung von Untertagbauten ist es, die Entwicklung des Zustandes des Bauwerkes festzustellen und festzuhalten. Nach Norm SIA 469 (1997) umfasst die Überwachung planbare und nicht planbare Tätigkeiten. Zu den *planbaren Überwachungstätigkeiten* gehören u.a.:

- gezielte Beobachtungen
- Haupt- und Zwischeninspektionen
- Kontrollmessungen.

Zu den *nicht planbaren Überwachungstätigkeiten* sind Beobachtungen Dritter sowie Sonderinspektionen zu rechnen.

Die *gezielte Beobachtung* des Bauwerkes ist auch im Untertagebau eine Daueraufgabe. Sie wird normalerweise im Rahmen der Instandhaltung durchgeführt. *Inspektionen* umfassen gezielte, in der Regel visuelle und einfache Untersuchungen (Zustandsaufnahmen) sowie deren Bewertung (Zustandsbewertungen). Damit wird festgehalten, ob der Zustand bzw. das Verhalten des Bauwerkes den Nutzungsanweisungen entspricht. Die Inspektionen können in regelmässig durchzuführende Hauptinspektionen, welche sich über das gesamte Bauwerk erstrecken, sowie in nach

Bedarf veranlasste Zwischen- und Sonderinspektionen unterteilt werden. Auf die Überwachung eines Bauwerkes mit Kontrollmessungen wird nachfolgend näher eingegangen.

7.3 Kontrollmessungen zur Überwachung von Untertagbauten

Mit Kontrollmessungen werden nach der Norm SIA 469 "Erhaltung von Bauwerken" (1997) Informationen über das Verhalten ausgewählter Kenngrößen oder über die Entwicklung von Schäden gewonnen. In unserem Falle können damit die Auswirkungen von Quellvorgängen auf das Bauwerk in der Nutzungsphase quantitativ erfasst werden. Das angestrebte "Verstehen" des Verhaltens des Bauwerkes gehört zu jenen Messproblemen, welche an alle Beteiligten hohe Ansprüche stellt (Kovari und Amstad, 1998). Kontrollmessungen betreffen ausgewählte Teile des Bauwerkes oder seiner Umgebung. Sie werden meistens periodisch vorgenommen und bei Bedarf veranlasst. Die Messergebnisse werden schriftlich festgehalten.

Insbesondere im quellfähigen Gebirge, wo statische Berechnungen auf vielen Modell-, Belastungs- und Materialannahmen basieren, sind Feldmessungen ein wertvolles Hilfsmittel. Damit kann das prognostizierte Langzeitverhalten des Bauwerkes überprüft bzw. ein unerwartetes Verhalten frühzeitig erkannt werden. Drängt sich eine Instandsetzung oder eine Erneuerung des Bauwerkes auf, so stellen die gewonnenen Messwerte eine wertvolle Basis bei der Planung geeigneter Massnahmen dar. Oft sind Schadensbilder und Feldmessungen die einzigen Entscheidungsgrundlagen des Ingenieurs.

7.3.1 Wahl der Messgrösse, Festlegung des Messprinzipes und Wahl des Messinstrumentes

Seit dem Jahre 1970 haben wir verschiedene Erfahrungen mit der Instrumentierung von Untertagbauten und mit Langzeitmessungen im quellfähigen Gebirge gewinnen können. Nachfolgend soll auf einige dieser Erfahrungen eingegangen werden.

Den Ausgangspunkt eines jeden Messvorhabens bildet die klare Formulierung des geotechnischen Problems. Im quellfähigen Fels stehen in der Nutzungsphase die Erfassung des Bauwerks- und des Gebirgsverhaltens, die Erfassung der Interaktion zwischen verschiedenen Bauwerkselementen sowie die Kontrolle der Sicherheit im Vordergrund. Die Wahl der Messgrösse, die Festlegung des Messprinzipes und die Wahl des Messinstrumentes hängen eng zusammen (Kovari und Amstad, 1998). Je nach Messinstrument können die Messgrößen periodische oder kontinuierlich erfasst werden. Im quellfähigen Fels mit seinen lang andauernden Quellvorgängen reicht es in der Regel aus, die Ablesung der Messinstrumente im Rahmen der periodischen Zwischen- oder Hauptinspektionen vorzunehmen.

Je nach den herrschenden Bedingungen führt die Wasseraufnahme von quellfähigen Gesteinen zu einer Druckzunahme, einer Volumenzunahme oder einer Kombination der beiden Erscheinungen. Es ist daher naheliegend, als Messgrösse entweder eine Deformation (Dehnung, Verschiebung, Krümmung), eine Spannung (z.B. Kontaktspannung) oder eine Kombination von Messgrößen zu wählen.

7.3.2 Kontaktspannung zwischen Gebirge und Ausbau

Im quellfähigen Fels ist die Grösse des in situ auf den Ausbau wirkenden Quelldruckes von grossem Interesse. Langjährige Erfahrungen zeigen aber, dass die direkte Messung der Kontaktspannung zwischen Sohlgewölbe und Fels hohe Anforderungen an die Messinstrumente und an den Einbau derselben stellt.

Als Messinstrumente kommen sogenannte Spannungsmessgeber bzw. Druckdosen in Frage. Beim Einbau dieser Instrumente gilt es zu beachten, dass die Steifigkeit des Einbettungsmaterials derjenigen des Spannungsmessgebers entspricht. Besitzt der Einbettungsmörtel gegenüber der Messzelle eine zu hohe Steifigkeit bzw. Festigkeit, führt dies zu einer Brückenbildung im Bereich der Messzelle. Am Spannungsmessgeber wird ein zu kleiner oder überhaupt kein Quelldruck gemessen. Ist im Gegensatz dazu die zwischen Fels und Sohlgewölbe eingebaute Messzelle gegenüber dem Einbettungsmörtel zu steif, so wirken die Spannungen konzentriert auf die Messdose ein, was zu einer Überschätzung des Quelldruckes führt. Die praktischen Auswirkungen dieses Sachverhaltes schlagen sich in einer starken Streuung der Messwerte nieder, welche deshalb oft nicht interpretierbar sind. Probleme können sich auch mit der Korrosionsanfälligkeit der Messzellen ergeben. Insbesondere im sulfatführenden Gebirge zeigen die Erfahrungen, dass Spannungsmessgeber bereits nach wenigen Jahren korrodierten bzw. nicht mehr funktionstüchtig sind. Aus unserer Sicht kann daher die Verwendung von Spannungsmessgebern zur direkten Messung der Kontaktspannung zwischen Gebirge und Ausbau nicht empfohlen werden.

7.3.3 Spannungen im Ausbau

Von praktischem Interesse ist auch die Kenntnis der im Ausbau herrschenden Spannungen, welche sich aus dem Quelldruck ergeben. Nach unseren Erfahrungen existiert aber bis heute kein zuverlässiges Messverfahren, mit welchem bei bestehenden Untertagbauten die Spannungen oder Schnittkräfte in der Verkleidung direkt gemessen werden können.

Im Belchentunnel wurde versucht, den am Innenrand der Betonverkleidung herrschenden ebenen Spannungszustand mit Hilfe des *Überbohrverfahrens* zu ermitteln (Grob, 1976). Die sich durch das Überbohren der an der Innenseite der Tunnelschale befestigten Messbolzen ergebenden Betondehnungen wurden gemessen und, unter Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens, in Spannungen umgerechnet. Das in den unteren Laststufen aber nicht lineare Materialverhalten der Betonproben sowie die unterschiedlichen Korngrössen des Betons führten zu Streuungen der Messwerte und damit zu Ungenauigkeiten bei der Berechnung der Betonspannungen.

Im Hauenstein-Basistunnel wurde das *Schlitzpressenverfahren* zur Bestimmung der Tangentialspannungen am Innenrand der Verkleidung eingesetzt (Steiner, 1989). Bei diesem Verfahren werden die durch die Schlitzherstellung verursachten Verformungen mit Hilfe einer Schlitzpresse zurückgestellt. Dabei wird angenommen, dass der Kompensationsdruck in der Schlitzpresse der Tangentialspannung entspricht. Da die Krafteinleitung durch die Schlitzpresse die komplexe räumlichen Spannungsverteilung im Schlitz nicht exakt zu kompensieren vermag, müssen auch bei diesem Verfahren vereinfachende Annahmen gemacht bzw. Ungenauigkeiten in Kauf genommen werden.

Bei neu zu erstellenden Bauwerken können ausgewählte Messquerschnitte im Hinblick auf eine indirekte Schnittkraftbestimmung instrumentiert werden. Dies geschieht in der Regel mit dem Einbau von *Beton- und Stahldehnungsaufnehmern*. Die damit gemessenen Dehnungswerte werden dann, unter vereinfachenden Annahmen, in Spannungen bzw. Schnittkräfte umgerechnet.

Werden *Spannungsmessgeber* (Druckmessdosen) zur Schnittkraftbestimmung eingebaut, so sollte beachtet werden, dass die Dosenfläche bei hohem Momentanteil klein gewählt wird. Auch das schwierige Nachspannen der Dosen und die damit verbundenen Fehlerquellen sollten beachtet werden.

7.3.4 Deformationen des Ausbaus und des Gebirge

Die *Deformationen des Ausbaus* können mit Hilfe von hochpräzisen Messinstrumenten erfasst werden. Der Vorteil derartiger Beobachtungen besteht darin, dass die gewonnenen Messwerte eine direkte Beurteilung des Langzeitverhaltens des Bauwerkes ermöglichen, welche weder auf Annahmen noch auf Umrechnungen beruht. So kann sich beispielsweise eine Gefährdung in einem bestimmten Tunnelabschnitt in der Bestätigung eines neuen Gleichgewichts durch einfache Deformationsmessungen erschöpfen.

Als Messverfahren zur Langzeitüberwachung des Verformungsverhaltens des Bauwerkes stehen *Konvergenz- und Nivellementmessungen* zur Verfügung. Für hochpräzise Konvergenzmessungen eignet sich auch heutzutage noch das an der ETH Zürich entwickelte *Distometer* (Kovari et al., 1974), welches auf dem Prinzip des gespannten Invardrahtes beruht (Bild 7-1). Die Langzeiterfassung der Deformationen von Untertagbauten erfordert in der Nutzungsphase hochpräzise Messinstrumente mit langzeitstabilen Kalibriervorrichtungen. Eine solche ist beim Distometer in Form einer Eichlehre vorhanden. Zur Langzeiterfassung der Hebungen des Sohlgewölbes eignen sich auch Präzisionsnivelemente mit einer Genauigkeit von ± 0.1 bis ± 0.2 mm.



Bild 7-1 Konvergenzmessung hoher Präzision mit dem Distometer zur Überwachung des Langzeitverhaltens von Untertagbauten (Foto Solexperts, Schwerzenbach)

Das *Verformungsverhalten des Gebirges* wird normalerweise entlang von Bohrlöchern vorgenommen, vorwiegend mit Hilfe des Gleitmikrometers oder des Extensometers.

Im *Seelisbergtunnel* und im *Belchentunnel* wird das an der ETH Zürich entwickelte *Gleitmikrometer* (Kovari et al., 1979) zur Erfassung des Langzeitverhaltens des Gebirges in einer grossen Anzahl von Bohrungen eingesetzt. Mit diesem Messinstrument werden die sich in Bohrlochachsenrichtung ergebenden Dehnungen meterweise erfasst (Bild 7-2). Daraus ergibt sich ein Dehnungsprofil entlang der Bohrung (Amstad et al., 1994), welches die Hauptquellbereiche aufzeigt. Auch der zeitliche Verlauf der Dehnungen kann damit meterweise erfasst werden. Das Gleitmikrometer leistete bei den beiden zuvor erwähnten Tunnelbauwerken wertvolle Dienste zum Verständnis der Quellvorgänge sowie im Hinblick auf allenfalls notwendige Instandsetzungs- und Erneuerungsarbeiten.

Die in der Umgebung des Hohlraumes im Gebirge ablaufenden Quellvorgänge können auch mit Hilfe von *Extensometern* erfasst werden. Gegenüber dem Gleitmikrometer ist jedoch die Messgenauigkeit um ca. einen Faktor 100 kleiner, da die Dehnungsmessung nicht direkt zwischen zwei Messankern vorgenommen wird, sondern sich aus der Differenzbildung zweier Verschiebungswerte ergibt. Der Einsatz der einfach ablesbaren, kostengünstigen Extensometer ist jedoch zur Erfassung von grösseren Verschiebungswerten, wie sie beispielsweise im Bauzustand im Sohlbereich auftreten können, durchaus berechtigt.



Bild 7-2 Gleitmikrometer: Messung des Dehnungsprofils entlang einer subhorizontalen Bohrung im Gebirge mit (v.l.n.r) Messgestänge, Messkopf mit Kabelanschluss, Gleitmikrometersonde (Foto Solexperts, Schwerzenbach)

Beim Einsatz von Gleitmikrometern und Extensometern gilt es zu beachten, dass die im Gebirge eingebauten Messrohre auf die zu erwartenden Quelldrücke zu bemessen sind. Bei Langzeitmessungen ist auch dem aggressiven Bergwasser und einer möglichen Gipsausfällung in den Messrohren Beachtung zu schenken. Dies kann den Einbau von korrosionsfesten, wasserdichten und druckfesten Messrohren und Messmarken erforderlich machen. Einer allfälligen Wasserzirkulation entlang den Messrohren ist mit einer satten Verpressung des Raumes zwischen Messrohr und Gebirge entgegenzutreten.

Im Sohlbereich eingebaute Instrumente sollten auch in der Nutzungsphase im Bereich des Bohrlochmundes für die periodisch durchzuführenden Ablesungen zugänglich sein. Die kontinuierliche Registrierung der Messwerte mit Hilfe einer elektrischen Fernablesung ist bei Extensometern technisch wohl möglich, hat sich aber bei Langzeitbeobachtungen nicht bewährt. Die Funktionstüchtigkeit und Kalibrierbarkeit der Verschiebungsaufnehmer war nicht über mehrere Jahre gewährleistet.

7.3.5 Messanordnung zur Langzeitüberwachung

Bekannterweise beschränken sich Quellerscheinungen auf den Sohlbereich des Bauwerkes. Davon ausgenommen ist der vollabdichtete Ausbau. Im Falle von Deformationsmessungen ist daher naheliegend, die Messpunkte im Gebirge unterhalb der Tunnelsohle, im Bereich des Sohlgewölbes sowie im Hohlraumquerschnitt selbst zu konzentrieren. Bild 7-3 zeigt dies am Beispiel eines Tunnels mit Teilabdichtung. Die einfache Messanordnung umfasst Konvergenzmessungen und Präzisionsnivellemente im In-

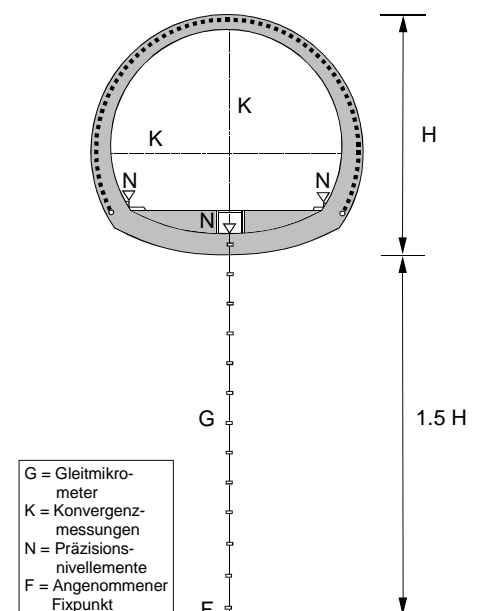


Bild 7-3 Beispiel einer einfachen Messanordnung für einen Tunnel im quellfähigen Fels

nenraum des Tunnels sowie Gleitmikrometer-Messlinien im Fels unterhalb des Sohlgewölbes. Mit dieser Messanordnung werden die Verschiebungen im Gebirge und am Verkleidungsrand erfasst.

Bei der Erstellung der Bohrungen für den Einbau von Gleitmikrometern ist es ratsam, diese als Kernbohrungen auszuführen. Die detaillierte Aufnahme und Analyse der Bohrkerne sowie Quelldruck- und Quellmassversuche an ausgewählten Bohrkernstücken erlauben nämlich die Korrelation zwischen der im Rahmen der Langzeitüberwachung gemessenen Dehnungsprofile und dem Quellpotential des anstehenden Gesteins. Neben der Bohrkernaufnahme und den Quellversuchen kann auch die mineralogische Zusammensetzung ausgewählter Gesteinsproben untersucht werden. Der natürliche Wassergehalt des Gesteins entlang der Messlinie des Gleitmikrometers kann an Laborproben stichprobenartig ermittelt werden.

7.4 Instandsetzung und Erneuerung von Untertagbauten

Unter *Instandsetzung* eines Bauwerkes verstehen wir das Wiederherstellen der Sicherheit und der Gebrauchstauglichkeit für eine festgelegte Dauer. Mit dem Begriff *Erneuerung* wird das Wiederherstellen eines gesamten Bauwerkes oder von Teilen desselben in einen mit dem ursprünglichen Neubau vergleichbaren Zustand verstanden (Norm SIA 469, 1997).

7.4.1 Risikobetrachtungen in der Projektierungsphase

Ein wichtiges Ziel der Projektierung von Untertagbauten ist es, die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes über die volle Nutzungsdauer zu gewährleisten. Im stark quellfähigen, anhydrit-/tonhaltigen Fels sind jedoch die Dimensionierungsgrundlagen nicht vollends geklärt (siehe Kapitel 5.6.2). Bei der Annahme des auf das Sohlgewölbe wirkenden Quelldruckes kann es daher um ein Abwägen zwischen dem wirtschaftlich vertretbaren Aufwand für die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes und der Akzeptierung von Risiken durch den Bauherrn (Risikoübernahme) gehen. Bei diesen Überlegungen sollte aber auch in Betracht gezogen werden, dass Instandsetzungs- und Erneuerungsarbeiten bei Verkehrstunnelbauten in der Regel mit Nutzungseinschränkungen und entsprechenden Folgekosten verbunden sind. Auch das hohe Sicherheitsbedürfnis bei der Instandsetzung und Erneuerung ist mit entsprechenden Kosten verbunden (Bild 7-4).

7.4.2 Schadensbilder und Rückschlüsse auf mögliche Schadensursachen

Die Palette beobachteter Schäden an Betonverkleidungen als Folge von Quellerscheinungen ist breit. Die Schadensbilder reichen von Rissen und Betonabplatzungen über Korrosionserscheinungen an der Bewehrung und Wasserzutritten mit Gipsausfällungen bis zu Scherbrüchen im Sohl- und Kalottengewölbe.

In den seltensten Fällen sind eindeutige Rückschlüsse von einem beobachteten Schadensbild auf die Schadensursache möglich. Wohl sind die Schäden am Betonausbau zumeist die Folge eines zu grossen oder eines in unerwarteter Verteilung auftretenden Quelldruckes. Ein Schaden kann aber auch durch das zufließende aggressive Bergwasser und die damit verbundene Betonzersetzung verursacht worden sein. Auch Ausführungsmängel wie Kiesnester in der Betonverkleidung

oder eine ungenügende Betonüberdeckung der Bewehrung können dazu führen, dass der Tragwiderstand nicht den vorgegebenen Anforderungen entspricht.

7.4.3 Beurteilung des Zustandes des Bauwerkes

Beim Auftreten von Schäden am Bauwerk, deren Behebung die Möglichkeiten der Instandhaltung im Rahmen des baulichen Unterhaltes übersteigen, wird eine *Beurteilung des Zustandes* des Bauwerkes oder von Teilen davon erforderlich (*Überprüfung* gemäss Norm SIA 469, 1997). Dies basiert auf einer *Zustandsbeschreibung*, mit welcher neben den Schadensbilder auch die geologischen, hydrogeologischen, geotechnischen und konstruktiven Gegebenheiten und Zusammenhänge erfasst werden. Zur Bestandesaufnahme gehört auch die Auswertung, grafische Darstellung und Interpretation aller Messwerte, welche in einem bestimmten Bauwerksabschnitt erfasst wurden.

Die Zustandsbeschreibung bildet die Grundlage für die *Zustandsbeurteilung*, bei welcher auch die möglichen Ursachen der Schäden zu ergründen sind. Zudem stellt sich die Frage, ob noch eine ausreichende Trag- und Betriebssicherheit vorhanden ist, ob die Gebrauchstauglichkeit noch gewährleistet ist und ob allenfalls gar Sondermassnahmen anzuordnen sind. Schlussendlich umfasst die Überprüfung auch eine Prognose der Zustandsentwicklung sowie Empfehlungen für das weitere Vorgehen. Es empfiehlt sich, verschiedene Schadensstufen mit einer unterschiedlichen Dringlichkeit der Erneuerung zu definieren. Damit kann jeder einzelne Bauwerksabschnitt bzw. jeder Bauwerksteil einer bestimmten Schadens- und Dringlichkeitsstufe zugeordnet werden.

Die *Beurteilung der Tragsicherheit* eines bestehenden Bauwerkes ist ein sehr schwieriges Unterfangen. Nach Schneider (1994) ist dies deshalb der Fall, weil Aussagen über das Verhalten des Tragwerks in Extremsituationen gemacht werden müssen, die in der Regel ausserhalb des direkt erschlossenen Erfahrungsbereiches liegen. Dazu gehört oft auch die äusserst schwierige und für die Beurteilung der Tragsicherheit entscheidende Frage, in welchem Zustand sich gewisse schlecht oder gar nicht inspizierbare Tragelemente befinden, wie z.B. das Sohlgewölbe. Nach Schneider (1994) ist jede Aussage über die Sicherheit eines bestehenden Tragwerks mehr oder weniger subjektiv und spiegelt den Stand des Wissens und der Kenntnisse desjenigen, der die Aussage macht.

Bei Untertagbauten wird die Frage nach der Tragsicherheit noch dadurch erschwert, dass neben den nicht hinreichend bekannten physikalischen Eigenschaften der beim Bau verwendeten Materialien der auf den Ausbau wirkende Quelldruck nicht bekannt ist. Offen sind auch die Fragen nach der Zunahme des Quelldruckes sowie nach der Reduktion des Tragwiderstandes infolge aggressivem Bergwasser und Korrosion, welche im Verlaufe der Restnutzungsdauer zu erwarten sind.

Um diese Frage wenigstens teilweise zu klären, ist eine sorgfältige Bestandesaufnahme der Bauwerksakten und eine Analyse des Tragwerkszustandes und seines Verhaltens erforderlich, da die durch Beobachtung gesicherten objektiven Eigenschaften des Tragwerks die zunächst weitgehend subjektive Meinung über die Tragsicherheit beeinflussen (Schneider, 1994). Die Beurteilung der Tragsicherheit eines bestehenden Untertagebauwerkes kann sich auf die Richtlinie SIA 462 (1994) abstützen.

Die *Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit* bestehender Untertagbauten für die Restnutzungsdauer erfolgt ebenfalls im Auftrag des Eigentümers bzw. des Betreibers. Nach Schneider (1994) bestehen Zweifel an der Gebrauchstauglichkeit selten, denn entweder hat sich das Tragwerk als gebrauchstauglich erwiesen, oder die entsprechenden Mängel sind aus der vorangegangenen Nutzung bekannt (z.B. quellbedingte Aufweitungen bzw. Höhensprünge in den Blockfugen der Tunnelverkleidung). Allenfalls stellen sich Fragen der Zumutbarkeit gewisser Erscheinungen für die Benutzer, beispielsweise bei einer durch Quellerscheinungen hervorgerufenen Welle in der Fahrbahn eines Strassentunnels. Gravierender ist die Sachlage bei Hochgeschwindigkeitszügen, wo die Veränderung der Gleislage die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes nachhaltig beeinflussen kann.

7.4.4 Massnahmenplanung

Die Zustandsbeurteilung stellt die Basis für die Planung der erforderlichen baulichen Massnahmen dar. Die *Massnahmenplanung* umfasst die Projektierung der notwendigen Instandsetzungs- oder Erneuerungsarbeiten, welche im Untertagbau im Wesentlichen die folgenden Möglichkeiten umfassen:

- Verstärkung, Abbruch oder Ersatz von beschädigten Gewölbeteilen, Ersatz von Entwässerungsleitungen oder Abdichtungen etc. in einem lokal begrenzten Einzelabschnitt. Ein Beispiel dafür ist die Erneuerung der Oströhre des *Belchentunnels* bei Tm 715 im Gipskeuper (Werder, 1989), mit welcher das Bauwerk in diesem Abschnitt in einen mit dem ursprünglichen Neubau vergleichbaren Zustand versetzt wurde. Bei dieser in Bild 7-4 dargestellten Erneuerung mussten 26 % der Gesamtkosten für Verkehrsschutzmassnahmen aufgewendet werden.
- Erneuerung der Tragkonstruktion in einem bestimmten Tunnelabschnitt durch den Ersatz der gesamten Verkleidung
- Vollersatz des gesamten Bauwerkes durch einen Neubau. Eine solche Lösung wurde beim *Belchentunnel* in Form einer dritten Tunnelröhre geprüft.

7.4.5 Instandsetzung oder Erneuerung von Verkehrstunnelbauten unter Betrieb

Die Instandsetzung oder Erneuerung eines Bauwerkes unter Betrieb, wie sie bei Verkehrstunnelbauten normalerweise ausgeführt werden muss, stellt hohe Anforderungen an alle Beteiligten. Dies zeigte sich beispielsweise beim *Hauenstein-Basistunnel*, der in den Jahren 1980 bis 1987 erneuert wurde. Es handelte sich dabei um eine der grössten Bauwerkserneuerungen, welche in der Schweiz je realisiert wurde. Die Arbeiten mussten unter einem hohen Verkehrsaufkommen von täglich rund 200 Zügen durchgeführt werden.

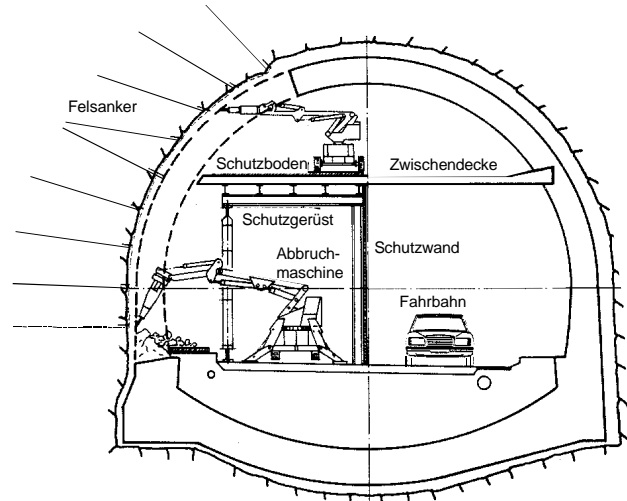


Bild 7-4 Bauwerkserneuerung im Belchentunnel: Installationen zum Abbruch und zur Instandsetzung eines Gewölbeteils unter Verkehr (Werder, 1989)

Besondere Schwierigkeiten können sich beim Abbruch von bestehenden und beim Einbau von neuen Sohlgewölben und Widerlagerfundamenten ergeben. Müssen diese Arbeiten unter Betrieb ausgeführt werden, so sind die Aufgaben auch für den Bauunternehmer oft nur schwer zu lösen, namentlich in Bezug auf den Einsatz von geeigneten Arbeitskräften zur Verrichtung der schweren und nicht ungefährlichen Arbeiten (Golta, 1976). Beim Abbruch eines unter hohem Quelldruck stehenden Sohlgewölbes sollte zudem beachtet werden, dass dieser Vorgang mit einer Spannungsumlagerung auf den benachbarten Ausbau verbunden ist, was dort zu zusätzliche Schäden führen kann. Aus diesem Grunde sollte als Minimalmassnahme eine messtechnische Überwachung der benachbarten Tunnelabschnitte vorgenommen werden.

Bei der Instandsetzung und Erneuerung von Verkehrstunnelbauwerken unter Betrieb ist ein hohes Sicherheitsbedürfnis vorhanden. Mit einem Sicherheitskonzept wird die grösstmögliche Sicherheit für den Baustellenbetrieb angestrebt. Dieses Konzept betrifft neben den Fahrzeug- bzw. Bahnreisenden die Belegschaft, die im Baustellenbereich zirkulierenden Fahrzeuge und Geräte und das Bauwerk selbst. Es ist das Ziel, machbare Lösungen unter Einhaltung einer grösstmöglichen Sicherheit zu realisieren.

Nach den Erfahrungen von Etterlin (1985) im *Hauenstein-Basistunnel* (Bild 7-5) muss auch die Wahl der Unternehmung bzw. der Arbeitsgemeinschaft wohl überlegt und abgewogen werden. Die Vergebung darf nur an versierte, im Tunnelbau erfahrene Unternehmungen erfolgen. Fachkenntnis, Zuverlässigkeit, Beweglichkeit im Denken und Handeln sind Voraussetzungen, Gesprächs- und Verhandlungsbereitschaft Notwendigkeit.



Bild 7-5 Erneuerung des Hauenstein-Basistunnels: Bohrarbeiten in der Tunnelsohle unter Einspurbetrieb im Baustellenbereich mit 200 Zügen pro Tag (Etterlin, 1987)

ANHANG A: GLOSSAR

<i>Auslaugung</i>	Allgemeine Bezeichnung für den Abtransport leichtlöslicher Gesteinsbestandteile aus dem Gesteinsverband.
<i>Baugrund</i>	Lockergestein oder Fels, in dem Bauwerke gegründet oder eingebettet werden sollen oder der durch Baumassnahmen beeinflusst wird. Im Untertagbau wird der Begriff "Gebirge" als Synonym für "Baugrund" verwendet (DIN 4020, 1990).
<i>Boden</i>	Lockergestein im oberen Bereich der Erdkruste. Er besteht aus mineralischen und gelegentlich aus organischen Substanzen sowie aus Hohlräumen (Poren) (DIN 4022, 1987).
<i>Diagenese</i>	Bezeichnung für die Summe aller Veränderungen und Prozesse, welche sich bei der Verfestigung und Umbildung lockerer Sedimente zu festen Gesteinen durch mehr oder weniger langzeitige Wirkung von Druck, Temperatur, chemischer Lösung und Abscheidung usw. ergeben.
<i>Evaporit</i>	Evaporit ist ein Eindampfungssediment, welches aus Stoffen entstanden ist, welche bei der Verdunstung (Evaporation) von wässrigen Lösungen ausgeschieden wurden (Karbonat, Sulfat, Salze).
<i>Festgestein</i>	Verband von Gesteinen einschliesslich Diskontinuitäten und Hohlräumen aller Art (Empfehlung SIA 199, 1998).
<i>Fels</i>	Synonym für den Begriff "Festgestein" (Empfehlung SIA 199, 1998).
<i>Gebirge</i>	Gesamtheit der den Untertagbau umgebenden Fest- und Lockergesteine einschliesslich Diskontinuitäten und Hohlräume (Norm SIA 198, 1993).
<i>Gefährdungsbild</i>	Mögliche kritische Situation oder unerwünschtes Ereignis für ein Bauwerk und/oder seine Umgebung in der Bau- und Nutzungsphase (SIA 199, 1998).
<i>Gestein</i>	Natürlich entstandenes, fest zusammenhängendes Gemenge einer oder mehrerer Mineralarten oder zementierter Komponenten (Empfehlung SIA 199, 1998).
<i>Hydratation</i>	Anlagerung der als Dipole wirkenden Wassermoleküle an Ionen, an neutrale Moleküle oder an Kolloidteilchen (Brockhaus, 1989).
<i>Molasse</i>	Festgestein aus Ablagerungen im Vorland eines sich faltenden Gebirges (Labhart, 1987). "Molasse" wird auch als stratigraphische und regional-geologische Bezeichnung für die tertiären Schichtserien der nördlichen Vortiefe der Alpen verwendet.

Mergel Regional und stratigraphisch weit verbreitetes Sedimentgestein, das aus Ton und Kalziumcarbonat besteht und häufig als Meeressediment abgelagert wurde. Nach Correns (1949) können unterschieden werden:

	CaCO ₃	Ton
Kalkstein	bis 95 %	5 %
Mergeliger Kalk	bis 85 %	15 %
Mergelkalk	bis 75 %	25 %
Kalkmergel	bis 65 %	35 %
Mergel	bis 35 %	65 %
Tonmergel	bis 25 %	75 %
Mergelton	bis 15 %	85 %
Mergeliger Ton	bis 5 %	95 %
Ton/Tonstein	0 %	100 %

Quellung Zeitabhängige Wasseraufnahme von ton- und anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen, welche eine Volumenzunahme und/oder einen Quelldruck zur Folge hat.

Oft auch als "Schwellen", "Blähen" oder "Treiben" bezeichnet. Unter "Schwellen" verstand man früher die Volumenvergrößerung eines Gesteins infolge der chemischen Umwandlung von Anhydrit in Gips unter Wasseraufnahme (Hydratation des Anhydrits). Es wurden auch abgeleitete Begriffe wie "Schwelldruck" und "Schwellpotential" verwendet. Unter "Schwellpotential" verstand man den Anhydritgehalt des Gesteins.

Innerkristalline Quellung: Wasseranlagerung zwischen den zwei- und dreilagigen Elementarschichten bestimmter Tonmineralkristalle. Sie kann insbesondere bei Smectit (Montmorillonit) und bei Mixed-Layer-Tonmineralien wie Illit-Smectit, Corrensit (Chlorit-Smectit) und Kaolinit-Smectit beobachtet werden.

Osmotische Quellung: Vergrößerung des Gesteinsvolumens bei Tongesteinen durch osmosebedingte Wasseraufnahme. Bei der osmotischen Quellung bewirken die Unterschiede in der Ionenkonzentration eine Wasseranlagerung an den inneren und äusseren Oberflächen der Tonminerale.

Chemische Quellung: Volumenzunahme des Gesteins infolge Anhydritauflösung und Gipsausfällung (Chemische Bindung des Wassers).

Quellerscheinung Oft als Synonym für den Begriff "Quellung" verwendet. Äusserung des Quellens in Form von Volumenzunahme und/oder Auftreten von Druck im Labor sowie Sohlhebung und/oder Quelldruck im Untertagbau.

Quellpotential Mass der Quellfähigkeit eines Gesteins, welches durch die Ermittlung des als "maximal" bezeichneten Quelldruckes und des "freien Quellmasses" an Prüfkörpern im Labor zahlenmässig erfasst werden kann (Empfehlung SIA 199, 1998).

"Maximaler Quelldruck"

Axialer Druck σ^* , welcher sich als Folge der Bewässerung eines unbelasteten zylindrischen Prüfkörpers bei verhinderter Volumendehnung im Endzustand ergibt (Empfehlung SIA 199, 1998).

"Freies Quellmass"

Axiale Dehnung ϵ_0 , welche sich als Folge der Bewässerung eines zylindrischen Prüfkörpers bei unbehinderter Volumendehnung im Endzustand ergibt (Empfehlung SIA 199, 1998).

Eine Einstufung des Quellpotentials kann nach der Empfehlung SIA 199 Anhang A 4 2 (1998) wie folgt vorgenommen werden:

Stufe	Quellpotential	"Maximaler" Quelldruck σ^* [MPa]	Freies Quellmass ϵ_0 [%]
1	nicht quellfähig		
2	gering	< 1	< 3
3	mittel	1 - 3	3 - 15
4	hoch	> 3	> 15

Quellvorgang

Ablauf der Quellung.

Subrosion

Unter der Erdoberfläche stattfindende Ablaugung an leichtlöslichen Gesteinen insbesondere Salzen, durch Grundwässer (Geol. Wörterbuch, Enke, 1992).

Im sulfatführenden Festgestein können sich Subrosionserscheinungen in Form von Gipskarsten ergeben.

Tongesteine

Gesteine, welche durch die Verfestigung von tonhaltigen Lockergesteinen entstanden sind. Als "Tonsteine" bezeichnet man diagenetisch verfestigte, ungeschieferte Tone.

Tonmineral

Bezeichnung für wasserhaltige Aluminiumsilikate (Schichtsilikate), die durch Verwitterung silikatischer Gesteine entstanden sind und in feinsten Bestandteilen abgelagert wurden. Es handelt sich dabei um kleine, meist plättchenförmige Teilchen mit einem Durchmesser von meistens weniger als 2 μm (0.002 mm).

Verwitterung

Veränderung der physikalischen, chemischen und mechanischen Eigenschaften des Locker- oder Festgesteins durch Wasser und atmosphärische Einflüsse an der Erd- oder Felsoberfläche (Empfehlung SIA 199, 1998).

ANHANG B: BEMESSUNGSDIAGRAMME

B 1 Einleitung

Die nachfolgenden Diagramme dienen der Vordimensionierung und Vorbemessung einer im quellfähigen Fels zu erstellenden Betonverkleidung auf Quelldruck. Der Quelldruck wird durch eine entweder radial oder vertikal auf das Sohlgewölbe wirkende Flächenlast idealisiert.

Mit Hilfe dieser Diagramme kann der Einfluss der Profilform, der Betonstärke sowie der Bettung der Betonverkleidung im Gebirge auf die Schnittkräfte und auf die Verformungen ermittelt werden. Sie ermöglichen es, im Rahmen einer Vordimensionierung für einen vorgegebenen Quelldruck, die optimale Profilform, die geeignete Betonstärke sowie den erforderlichen Bewehrungsgehalt zu bestimmen.

B 2 Statisches System sowie Material- und Belastungsgrößen

Sämtliche Berechnungen wurden mit dem Finite-Element-Programm "Tunnel" der Firma RIB in Stuttgart durchgeführt, einem Programm für lineare und nichtlineare Scheibeberechnungen. Die Modellbildung betraf das statische System, das Material (Gebirge, Betonverkleidung) und die Belastungen.

B 2.1 Statisches System

Das verwendete statische System ist in Bild B-1 dargestellt. Es besteht aus einer im Gebirge eingebetteten Betonschale, welche im Sohlbereich durch den Quelldruck belastet wird (Bild B-2). Zwischen der Betonverkleidung und dem Gebirge wird mit Hilfe von sogenannten "Kluftelementen" eine schubfreie Verbindung modelliert. Treten radiale Zugspannungen entlang der Hohlraumoberandung auf, so wird die Verbindung iterativ gelöst. Dadurch wird erreicht, dass entlang des Ausbruchprofils nur Druckspannungen übertragen werden können.

Die Aussenberandung der Scheibe ist gemäss Bild B-1 oben und seitlich unverschieblich, entlang der vertikalen Symmetrieachse vertikal verschiebbar gelagert. Für die Berechnungen wurde ein ebener Verformungszustand angenommen.

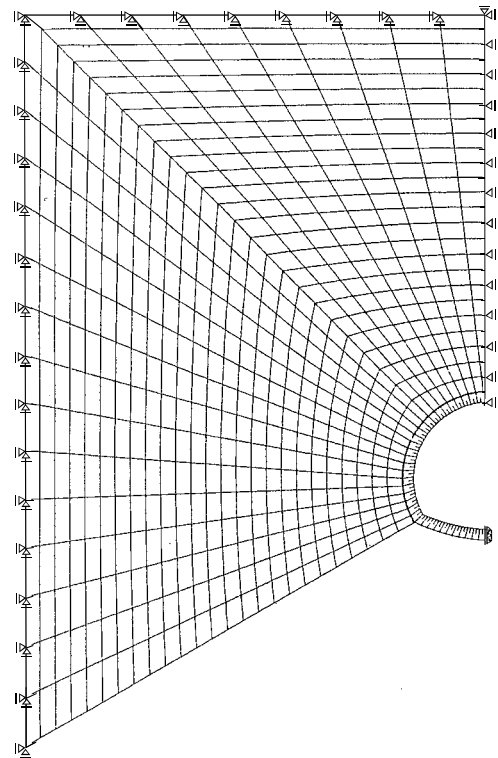


Bild B-1 Statisches System: gelochte Scheibe im ebenen Verformungszustand mit der Lagerung der Aussenberandung

B 2.2 Materialmodell

Zur Berechnung der Schnittkräfte in der Stahlbetonverkleidung wurde sowohl für den Ausbau als auch für das Gebirge ein linear elastisches Materialverhalten angenommen. Den unterschiedlichen Bettungsverhältnissen der Betonschale im Gebirge wurde durch eine Variation des Elastizitätsmoduls des Gebirges E_G Rechnung getragen ($E_G = 2'500, 5'000, 7'500$ und $10'000$ MPa). Im Falle von $E_G = 2'500$ Mpa beträgt die Poissonzahl $\nu_G = 0.25$, ansonsten $\nu_G = 0.20$.

Die Verkleidung wurde mit Hilfe von 72 Membranschalenelementen modelliert. Die Berechnungen wurden mit einem Beton B 40/30 durchgeführt ($f_{cw,min} = 30$ MPa, $E_B = 30'000$ MPa, $\nu_B = 0.20$).

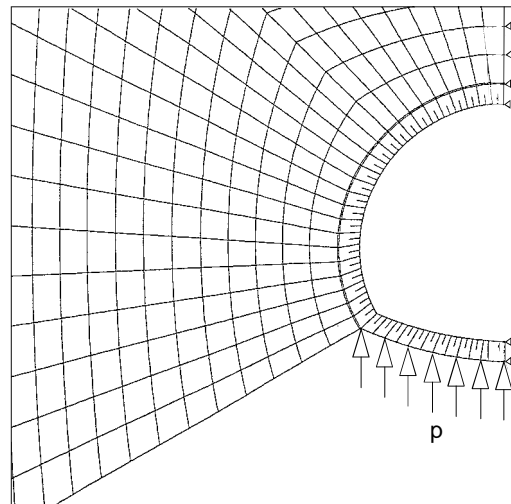


Bild B-2 Modellierung der vertikal wirkenden Quelldruckbelastung p auf das Sohlgewölbe

B 2.3 Belastungsmodell

Der auf das Sohlgewölbe wirkende Quelldruck wurde durch eine radial oder gemäss Bild B-2 vertikal wirkende, gleichmässig verteilte Flächenlast p idealisiert. Die Sohlbelastung wirkt symmetrisch zur Vertikalachse, ihre Wirkungsbreite wird mit dem Winkel $\alpha = 120^\circ$ festgelegt (siehe Anhang B0). Sämtliche Berechnungen wurden für eine einheitliche Belastung von $p = 1$ MPa durchgeführt.

B 3 Berechnungsergebnisse

B 3.1 Profilformen

Die Berechnungen wurden für drei verschiedene Profiltypen durchgeführt (siehe Anhang B0). Der obere Teil der Betonverkleidung wurde bei allen Profilen kreisförmig mit einem Innenradius von $R = 5.0$ m gewählt. Die Sohlgewölbe weisen unterschiedliche Radien auf, nämlich

- | | |
|--------------------------------|---------------------------------|
| • Profiltyp A (Kreisprofil) | Sohlgewölbe-Innenradius 5.00 m |
| • Profiltyp B (Hufeisenprofil) | Sohlgewölbe-Innenradius 6.50 m |
| • Profiltyp C (Hufeisenprofil) | Sohlgewölbe-Innenradius 11.70 m |

Die Berechnungen wurden für Betonstärken des Ausbaus von 30 cm, 50 cm, 70 cm und 90 cm durchgeführt.

B 3.2 Interaktionsdiagramme

Mit Hilfe des Programmes "Fagus" der Firma Cubus AG in Zürich wurden für die verschiedenen Profiltypen, Querschnittsabmessungen, Bewehrungsgehalte und für unterschiedliche Bettungen im Gebirge die im Anhang B9 bis B12 dargestellten M/N-Interaktionsdiagramme berechnet. Der

Bewehrungsgehalt des Gewölbes wurde im Bereich von $\rho = 0$ bis $\rho = 1.8\%$ variiert ($\rho = A_s / b \cdot d$). Die Bewehrung A_s wurde gleichmässig auf die Druck- und Zugseite verteilt, der Abstand zwischen Mitte Bewehrung und Betonoberfläche beträgt 50 mm (\approx Betonüberdeckung). Auf diesen Interaktionsdiagrammen basieren die nachfolgend im Anhang B1 bis B8 dargestellten Bemessungsdiagramme und Tabellen.

B 3.3 Bemessungsdiagramme

In den Anhängen B1, B3 und B5 ist der maximal zulässige Quelldruck p [MPa] auf Bemessungsniveau bezogen auf die *Sohlmitte* in Abhängigkeit des Profiltyps (A, B oder C), des Elastizitätsmoduls des Gebirges E_G , der Verkleidungsstärke t und des Bewehrungsgehaltes ρ dargestellt. Die Anhänge B2, B4 und B6 zeigen dieselben Informationen bezogen auf den *Übergangsbereich* zwischen Parament und Sohlgewölbe.

Aus der Kombination der Berechnungsergebnisse aus diesen beiden Bereichen ergibt sich der maximal zulässige Quelldruck für einen bestimmten Profiltyp. Die Anhänge B7 und B8 zeigen den Vergleich der maximal zulässigen Quelldrücke in [MPa] und in [%] für eine radiale und eine vertikale Belastung am Beispiel eines Bewehrungsgehaltes von $\rho = 1.8\%$. Bei dieser Zusammenstellung wurden nur der ungünstigere M/N-Wert der Sohlmitte bzw. des Paramentbereiches berücksichtigt. Bei radialer Belastung ist für den maximal zulässigen Quelldruck der Paramentbereich massgebend. Bei der Annahme eines vertikal wirkenden Quelldruckes ergeben sich, im Vergleich zur radialen Belastung, nur geringe Unterschiede. Bei kleiner Betonstärke ist der Einfluss der Belastungstrichtung auf den maximal zulässigen Quelldruck grösser.

In den Anhängen B9 bis B12 sind die für verschiedene Betonstärken des Ausbaus ($t = 30$ cm, 50 cm, 70 cm und 90 cm) und unterschiedliche Bewehrungsgehalte ($\rho = 0$ bis $\rho = 1.8\%$) berechneten M/N-Interaktionsdiagramme veranschaulicht. Für $\rho = 0$ wurde zum Vergleich auch der ungerissene Zustand dargestellt. In diesen Diagrammen sind die bei den Profiltypen A, B, und C bei unterschiedlicher Bettung (E_1 bis E_4) für einen radialen Quelldruck von $p = 1$ MPa in Sohlmitte resultierenden Biegemomente und die Normalkräfte eingetragen. Diese Darstellungsart verdeutlicht den Einfluss der unterschiedlichen Bettung bzw. Profilformen.

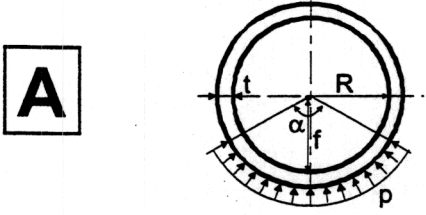
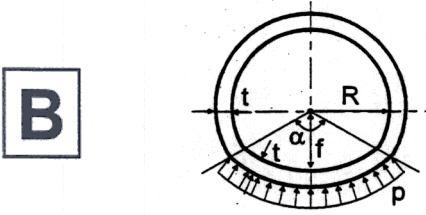
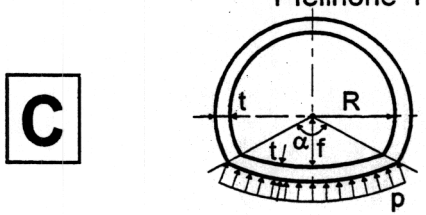
In den Diagrammen B1 bis B12 ist der Widerstandsbeiwert von $\gamma_R = 1.2$ nach SIA 162 (1989) bereits berücksichtigt (Bemessungsniveau).

B 3.4 Verformungen der Verkleidung

In den Anhängen B13 und B14 sind die vertikalen Verschiebungen in Sohlmitte und im Paramentbereich dargestellt, welche sich aus der *elastischen* FE-Berechnung mit einer radialen Quelldruckbelastung von $p = 1$ MPa ergeben (ungerissener Zustand). Variiert wurden dabei die Profilform (Profiltyp A, B und C), der E-Modul des Gebirges sowie die Verkleidungsstärke. Im Anhang B15 sind die entsprechenden Horizontalverschiebungen in den Paramenten dargestellt. Anhang B16 zeigt schliesslich den tabellarisch dargestellten Vergleich der vertikalen Verschiebungen in Sohlmitte für eine radiale und eine vertikale Quellbelastung von $p = 1$ MPa.

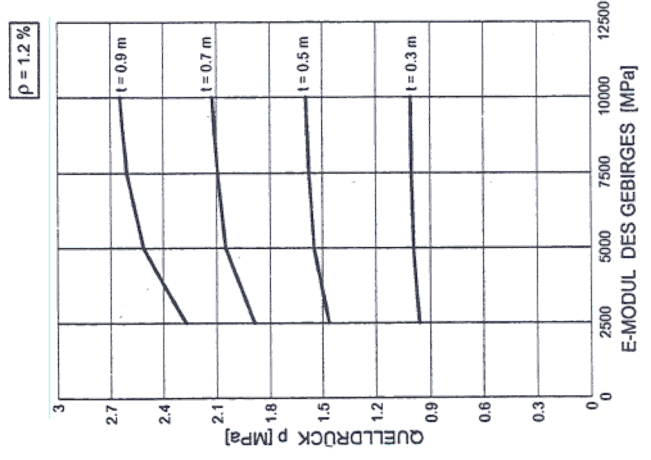
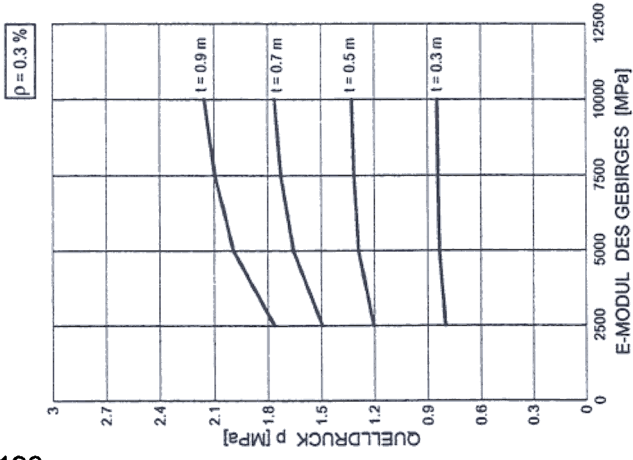
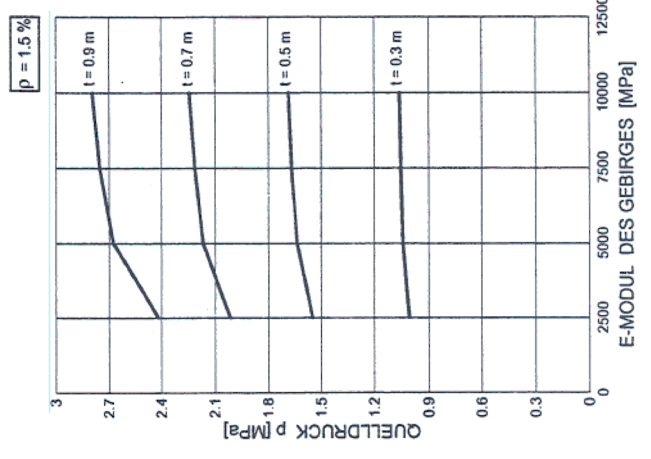
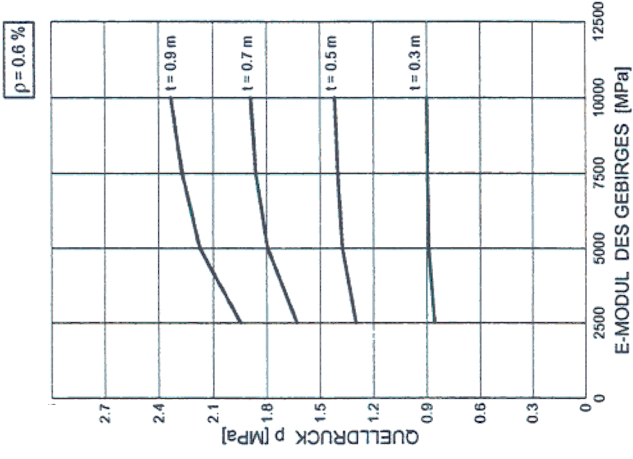
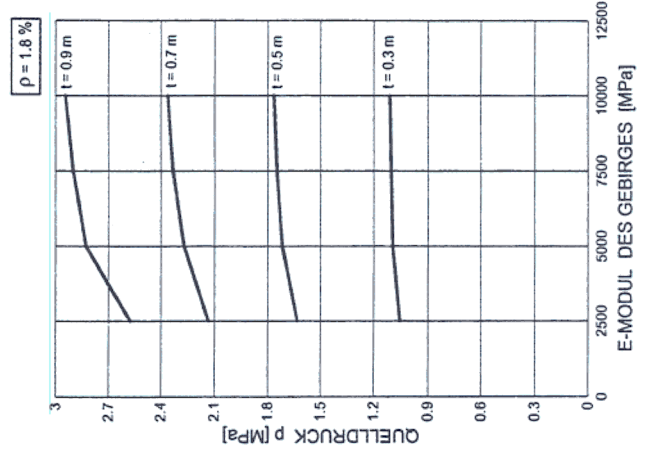
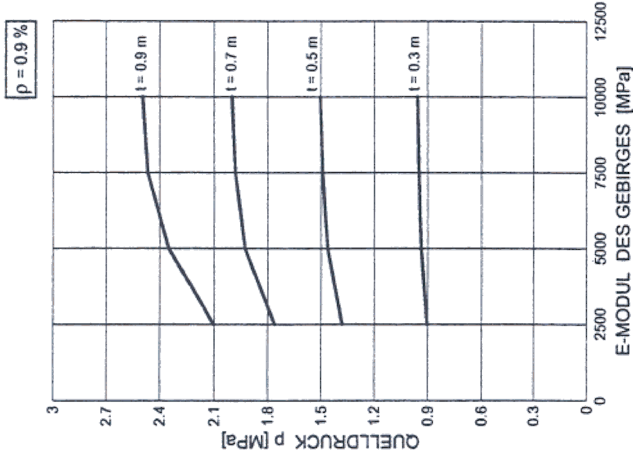
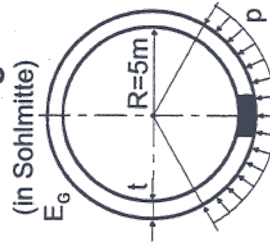
Profiltypen und Berechnungsannahmen

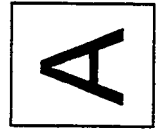
Anhang B0

Profiltypen	<ul style="list-style-type: none"> • Kreisprofil Typ A: Radius $R = 5\text{m}$ Pfeilhöhe $f = R$ 
	<ul style="list-style-type: none"> • Hufeisenprofil Typ B: Radius $R = 5\text{m}$ Pfeilhöhe $f = 0.83 R$ 
	<ul style="list-style-type: none"> • Hufeisenprofil Typ C: Radius $R = 5\text{m}$ Pfeilhöhe $f = 0.66 R$ 
Elastizitätsmodul des Gebirges E_G	<ul style="list-style-type: none"> • 2'500 MPa ($\nu_G = 0.25$) • 5'000 MPa ($\nu_G = 0.20$) • 7'500 MPa ($\nu_G = 0.20$) • 10'000 MPa ($\nu_G = 0.20$)
Elastizitätsmodul des Betons E_B (B 40/30)	<ul style="list-style-type: none"> • 30'000 MPa • $\nu_B = 0.2$
Sohlbelastung p	<ul style="list-style-type: none"> • radial • vertikal
	• symmetrisch
Belastungsbreite α	• 120°
Verkleidungsstärke t	<ul style="list-style-type: none"> • 30 cm • 50 cm • 70 cm • 90 cm
Schubverbindung zwischen Ausbau und Gebirge	• schubfreie Verbindung
Armierungsgehalt $\rho = A_S / A_B$	• $\rho = 0.0, 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5, 1.8 \%$
Widerstandsbeiwert γ_R	• 1.2 (nach Norm SIA 160 (1989))

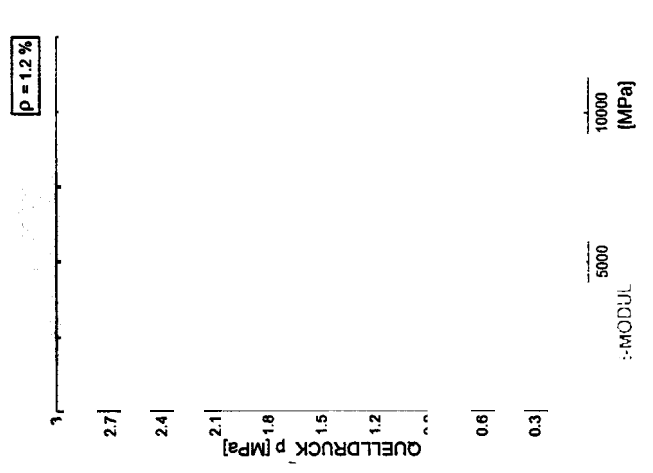
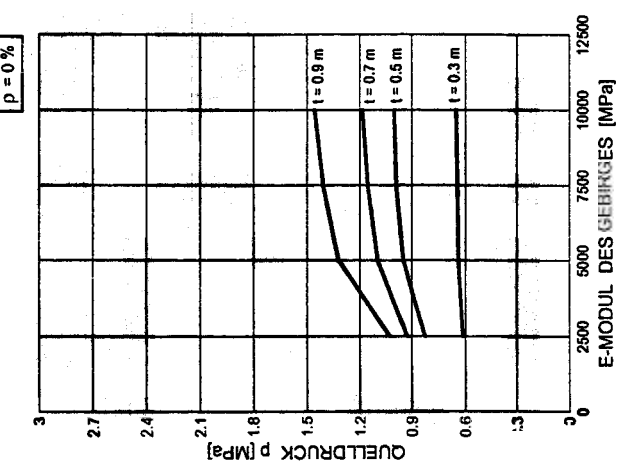
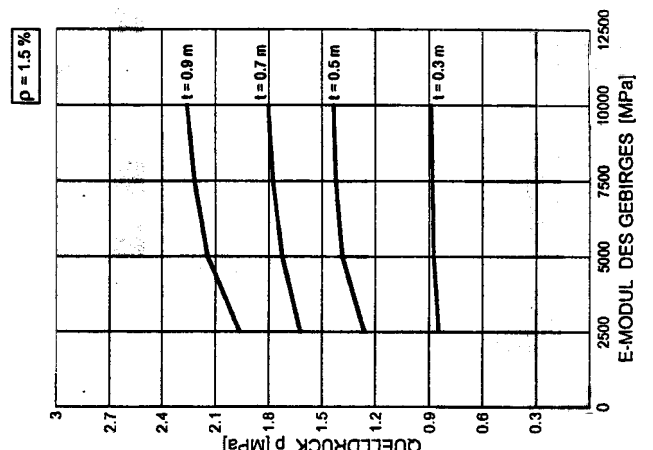
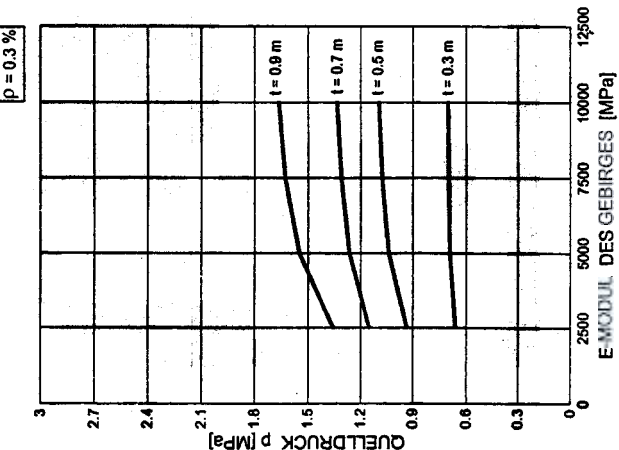
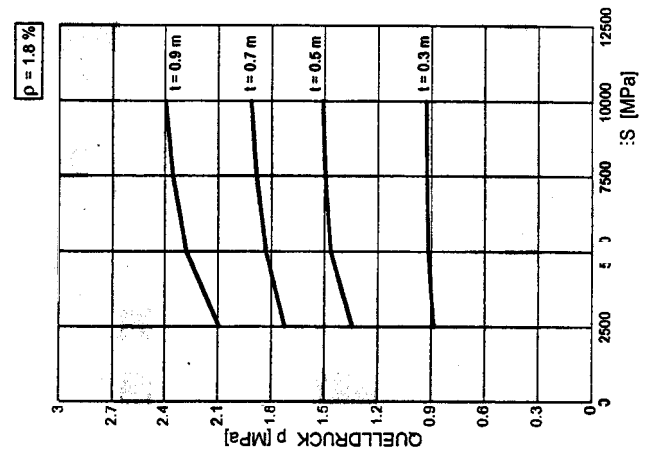
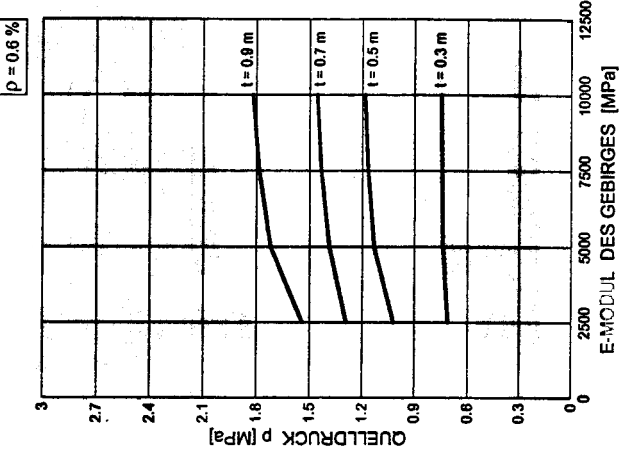
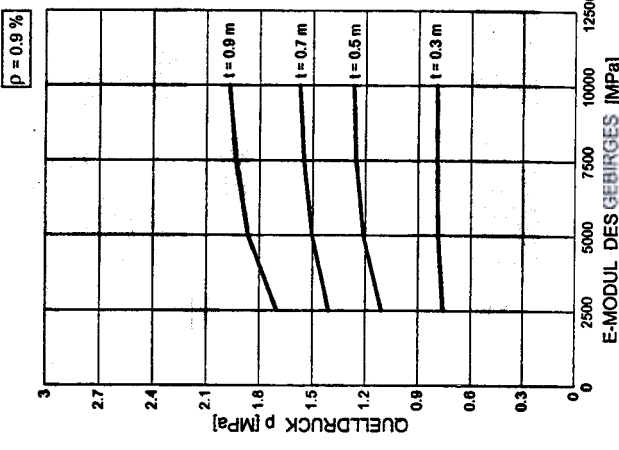
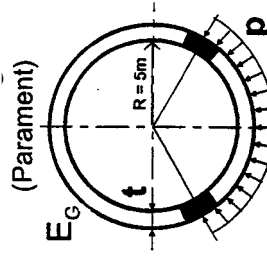
Anhang B1

Max. zulässiger Quelldruck p [MPa]
(auf Bemessungsniveau)





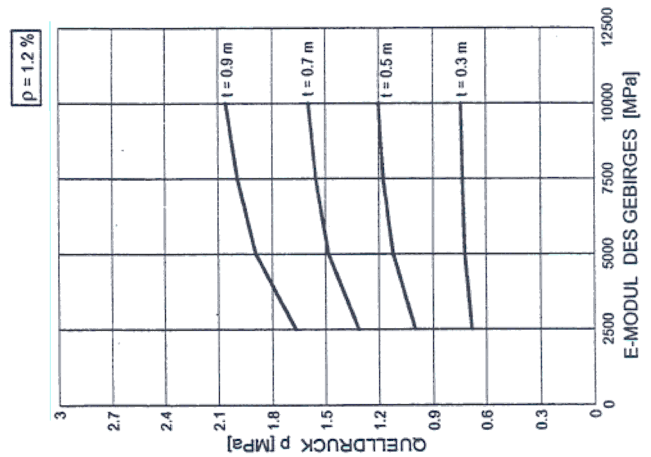
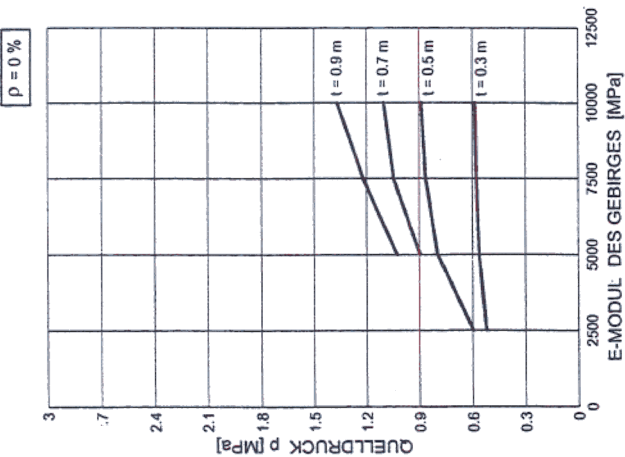
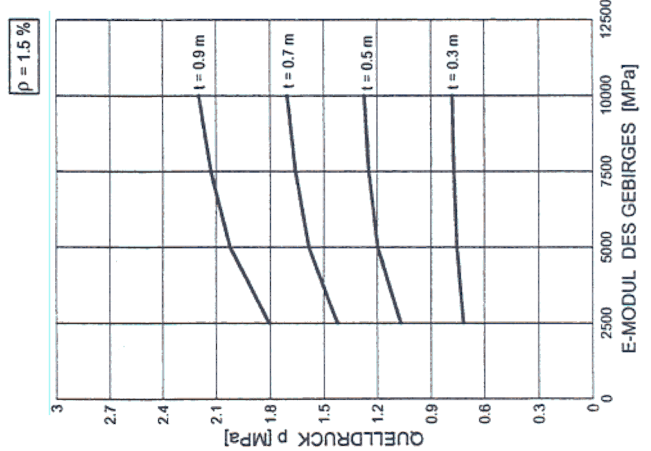
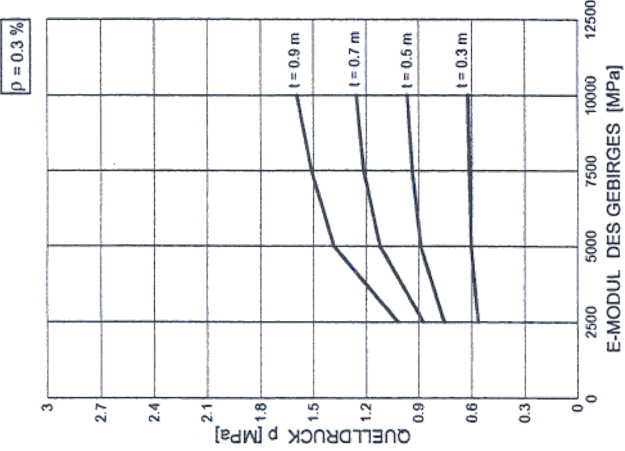
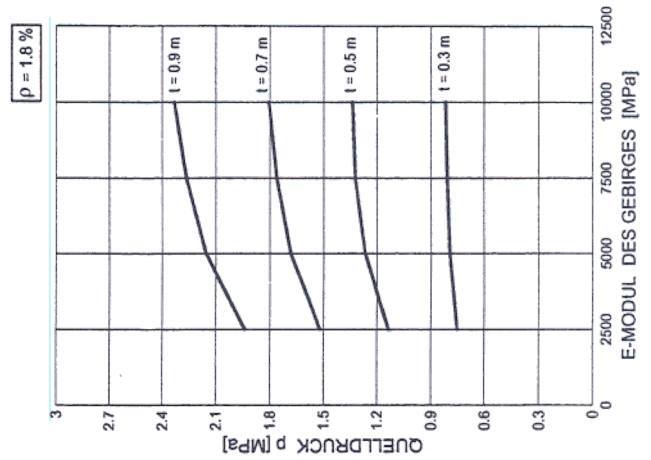
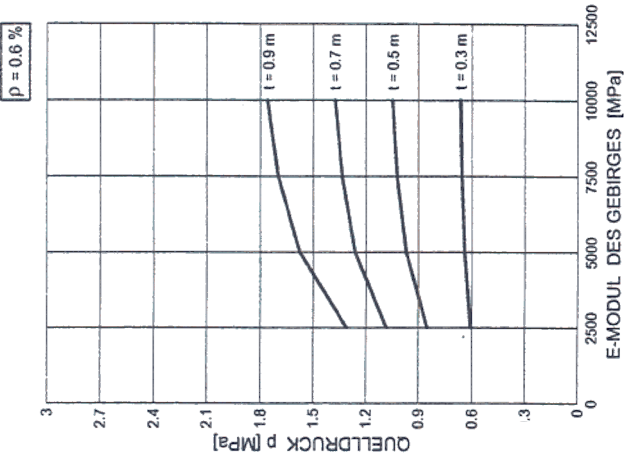
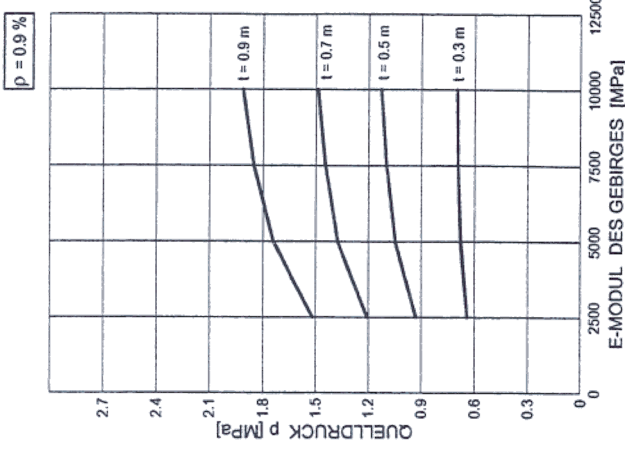
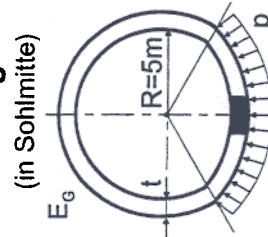
Max. zulässiger Quelldruck p [MPa]
 - Bemessungsniveau

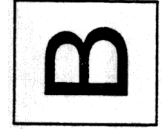


Anhang B3

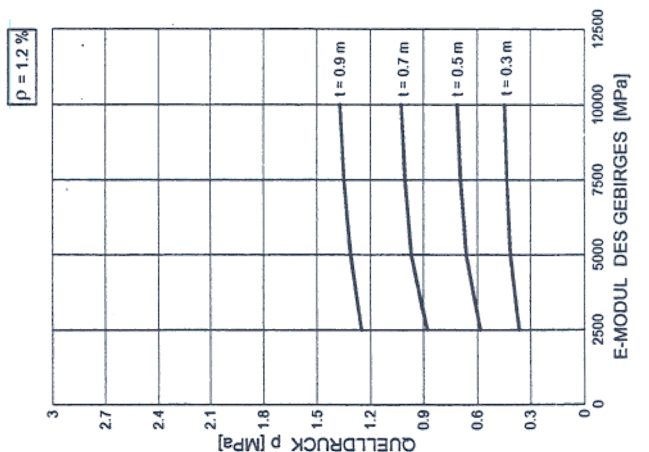
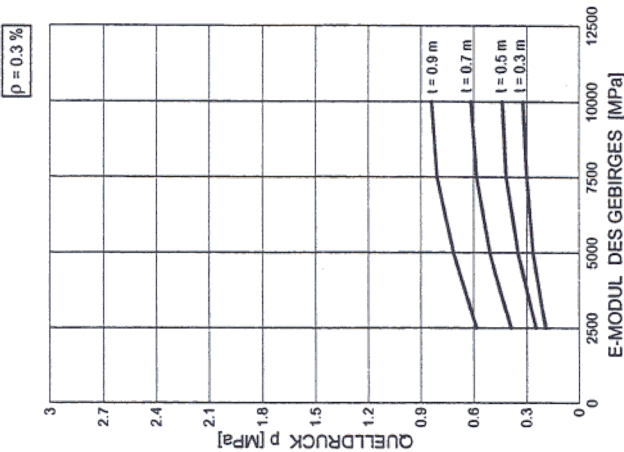
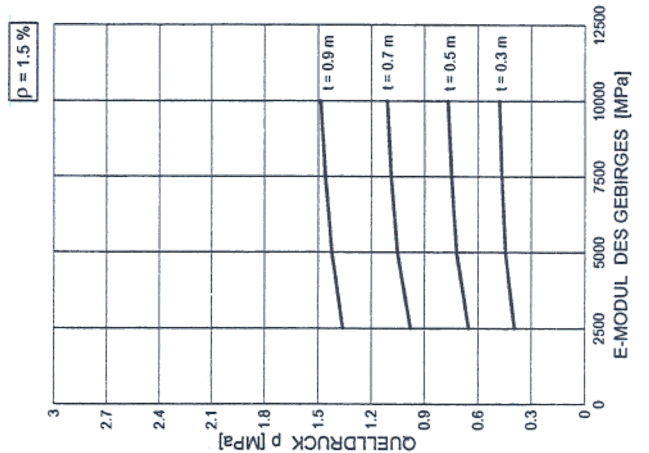
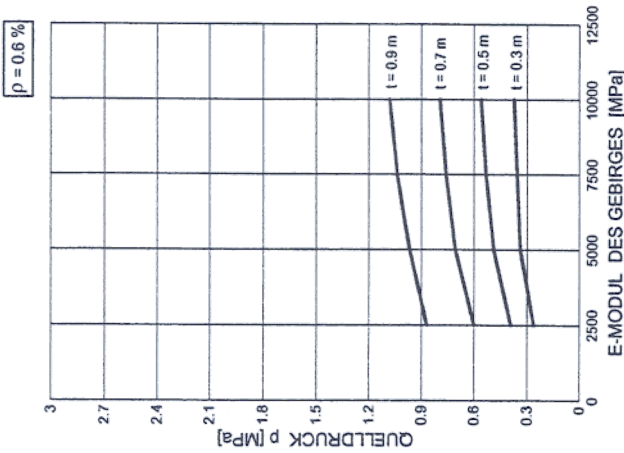
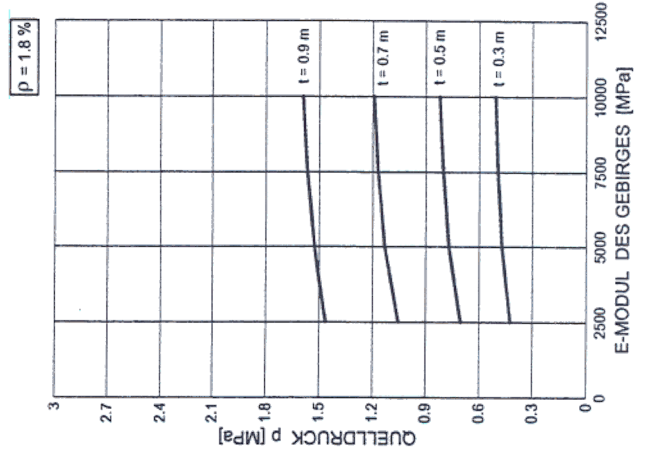
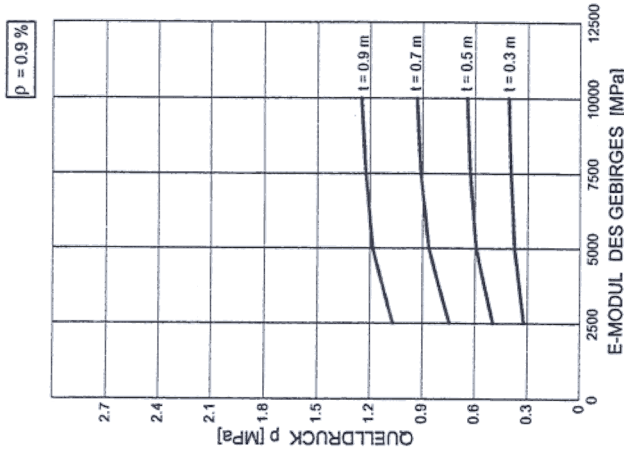
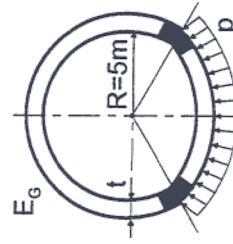


Max. zulässiger Quelldruck p [MPa]
(auf Bemessungsniveau)

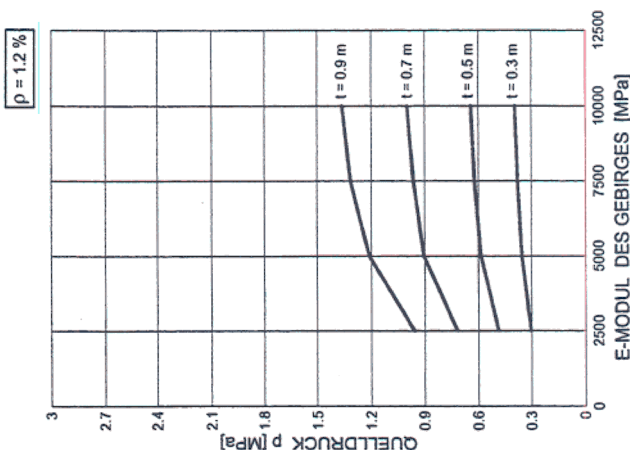
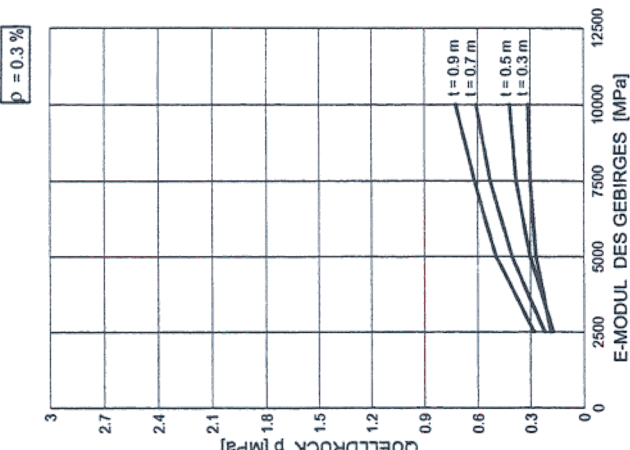
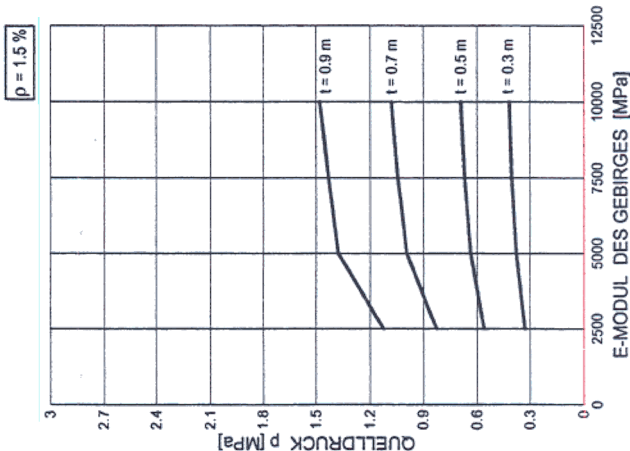
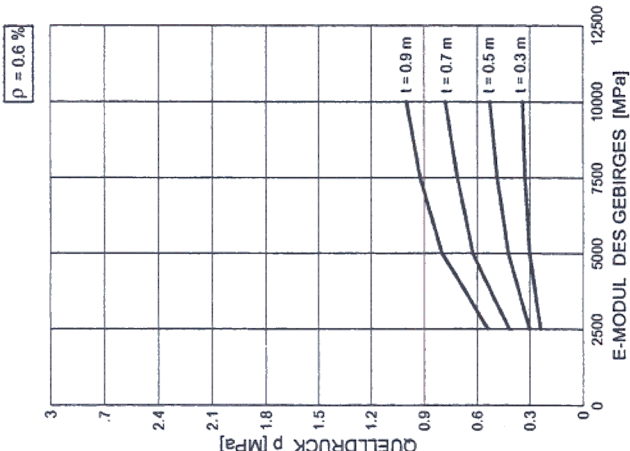
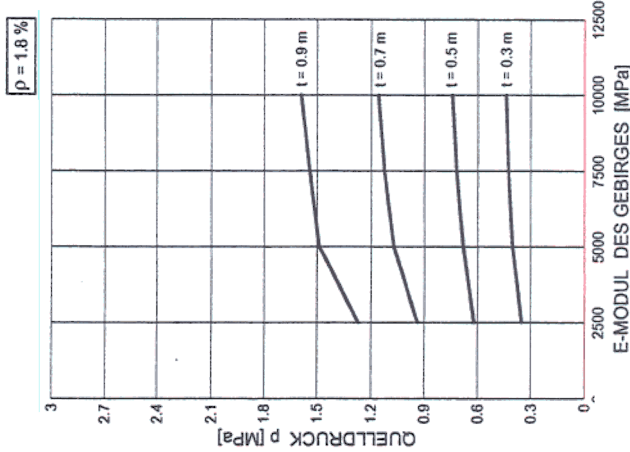
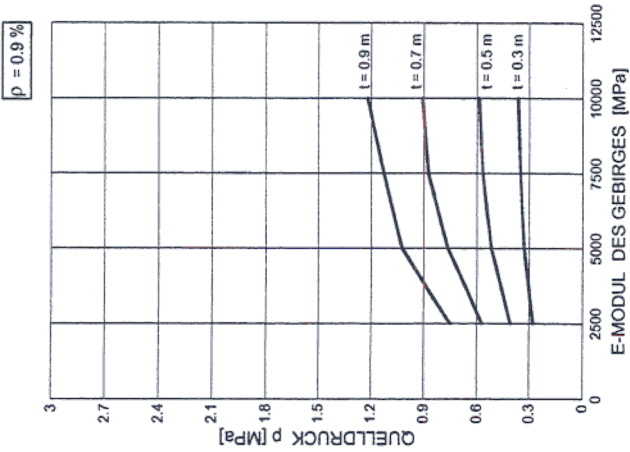
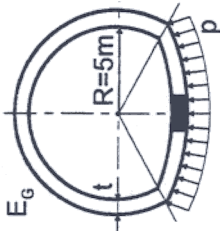




**Max. zulässiger Quelldruck p [MPa]
(auf Bemessungsniveau)**
(Parament)

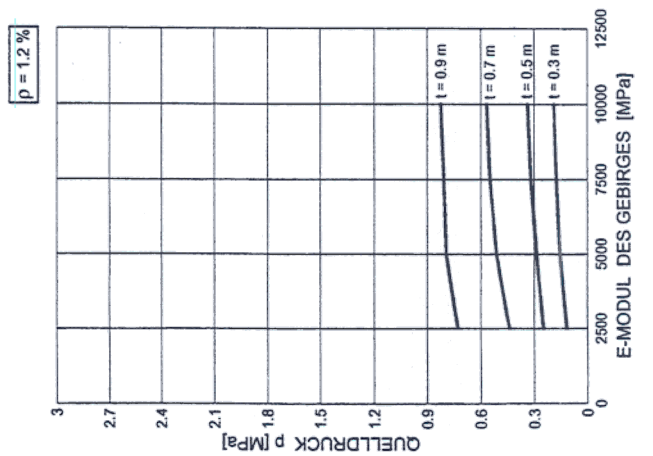
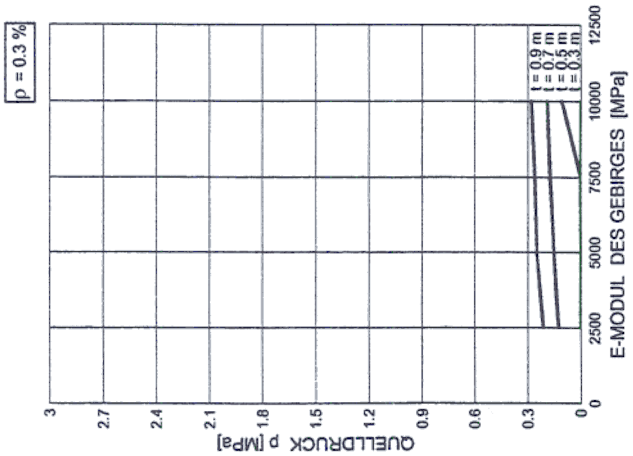
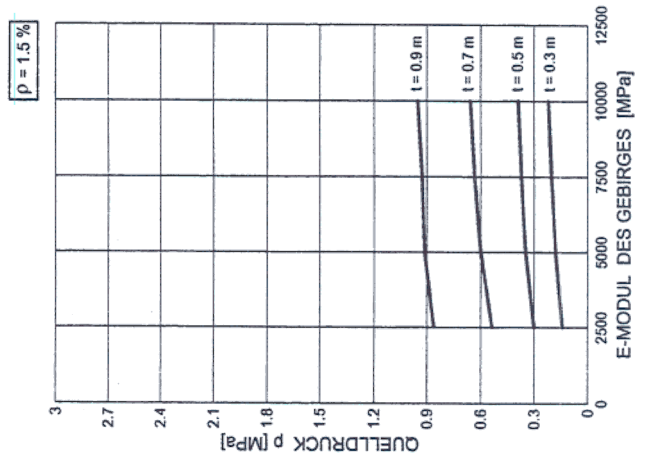
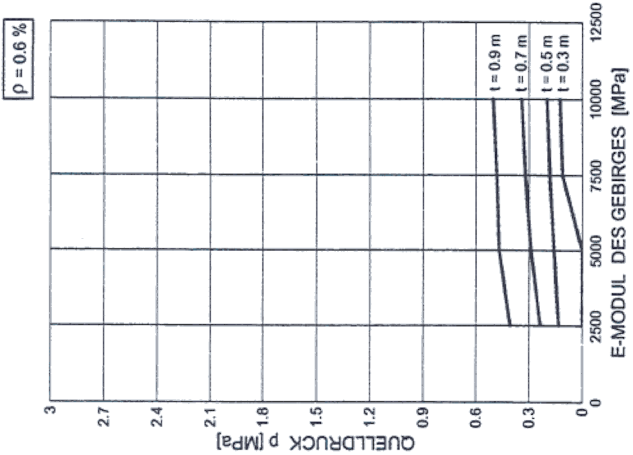
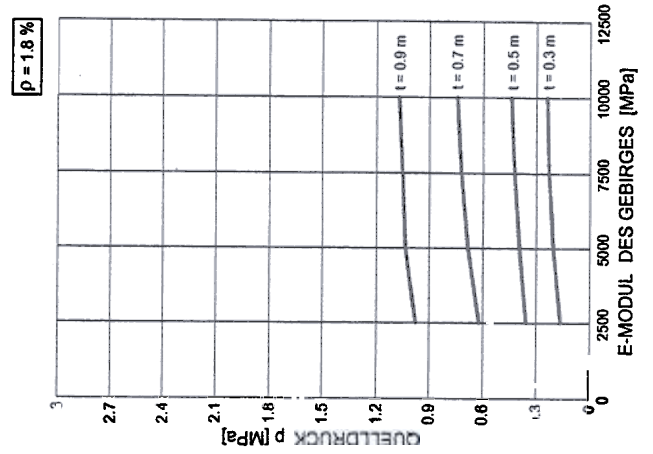
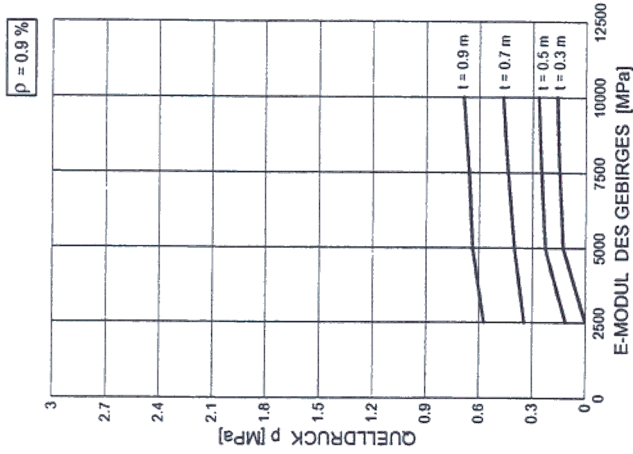
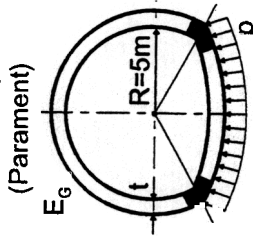


Max. zulässiger Quelldruck p [MPa]
(auf Bemessungsniveau)
(in Sohlmitte)

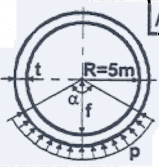

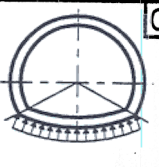
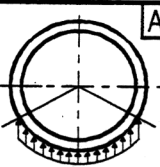
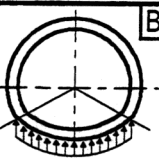
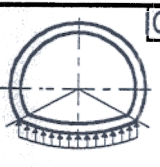


Anhang B6

Max. zulässiger Quelldruck p [MPa]
(auf Bemessungsniveau)



Anhang B7

	Belastung radial			Belastung vertikal		
						
f/R	f = R	f = 0.83R	f = 0.66R	f = R	f = 0.83R	f = 0.66R
E _{Gebirge} [MPa]	$\alpha = 120^\circ$					
	$t = 0.3 \text{ m}$					
2500	0.886	0.442	0.162	0.587	0.440	0.162
5000	0.918	0.471	0.205	0.621	0.523	0.209
7500	0.925	0.494	0.231	0.637	0.564	0.235
10000	0.929	0.507	0.240	0.647	0.590	0.246

	$t = 0.5 \text{ m}$					
2500	1.339	0.703	0.356	1.093	0.675	0.337
5000	1.463	0.770	0.394	1.172	0.765	0.394
7500	1.495	0.803	0.421	1.209	0.814	0.425
10000	1.509	0.822	0.440	1.234	0.845	0.466

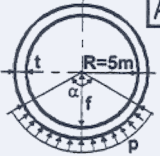
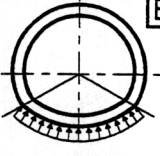

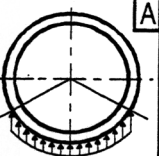
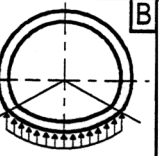

	$t = 0.7 \text{ m}$					
2500	1.723	1.053	0.619	1.511f	0.990	0.613
5000	1.831	1.130	0.682	1.641	1.065	0.677
7500	1.885	1.168	0.718	1.703	1.111	0.717
10000	1.915	1.192	0.743	1.741	1.140	0.745

	$t = 0.9 \text{ m}$					
2500	2.093	1.464	0.976	1.907	1.362	0.982
5000	2.277	1.528	1.035	2.088	1.455	1.009
7500	2.353	1.568	1.052	2.180	1.506	1.052
10000	2.395	1.593	1.074	2.238	1.539	1.073

- Schubfreie Verbindung zwischen Verkleidung und Gebirge
- Armierungsgehalt $\rho = 1.8 \%$
- B 40/30, $\gamma_R = 1.2$

**Max. zulässiger Quelldruck p [MPa]
für radiale und vertikale Belastung
(auf Bemessungsniveau)**

Anhang B8

	Belastung radial			Belastung vertikal		
						
f/R	f = R	f = 0.83R	f = 0.66R	f = R	f = 0.83R	f = 0.66R
E _{Gebirge} [MPa]	$\alpha = 120^\circ$					
	t = 0.3 m					
2500	100 %	49.9 %	18.3 %	66.3 %	49.7 %	18.3 %
5000	100 %	51.3 %	22.3 %	67.6 %	57.0 %	22.8 %
7500	100 %	53.4 %	25.0 %	68.9 %	61.0 %	25.4 %
10000	100 %	54.6 %	25.8 %	69.6 %	63.5 %	26.5 %

	t = 0.5 m					
2500	100 %	52.5 %	26.6 %	81.6 %	50.4 %	25.2 %
5000	100 %	52.6 %	26.9 %	80.1 %	52.3 %	26.9 %
7500	100 %	53.7 %	28.2 %	80.9 %	54.4 %	28.4 %
10000	100 %	54.5 %	29.2 %	81.8 %	56.0 %	29.6 %

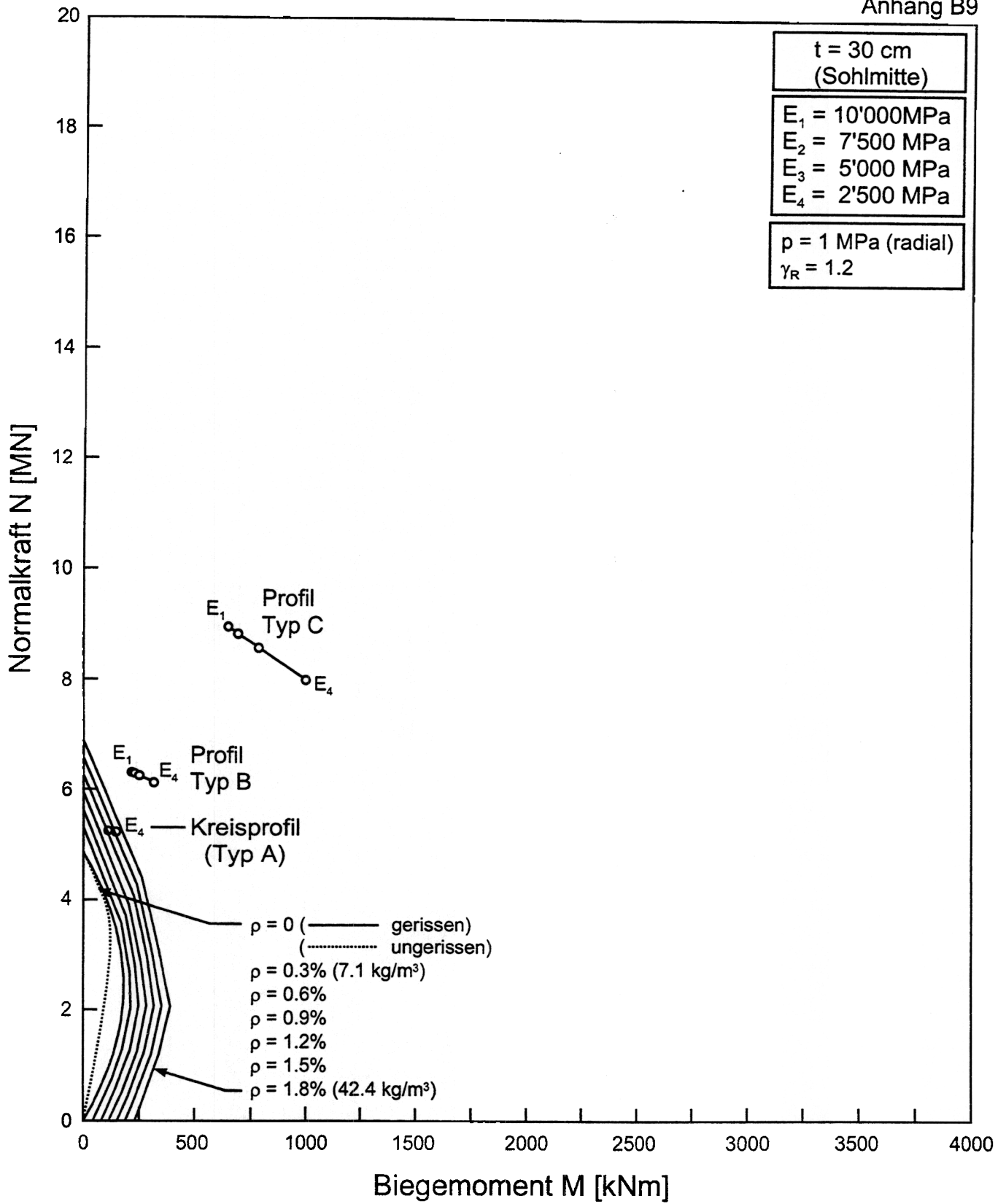
	t = 0.7 m					
2500	100 %	61.1 %	35.9 %	87.7 %	57.5 %	35.6 %
5000	100 %	61.7 %	37.2 %	89.6 %	58.2 %	37.0 %
7500	100 %	62.0 %	38.1 %	90.3 %	58.9 %	38.0 %
10000	100 %	62.2 %	38.8 %	90.9 %	59.5 %	38.9 %

	t = 0.9 m					
2500	100 %	69.9 %	46.6 %	91.1 %	65.1 %	46.9 %
5000	100 %	67.1 %	45.5 %	91.7 %	63.9 %	44.3 %
7500	100 %	66.6 %	44.7 %	92.6 %	64.0 %	44.7 %
10000	100 %	66.5 %	44.8 %	93.4 %	64.3 %	44.8 %

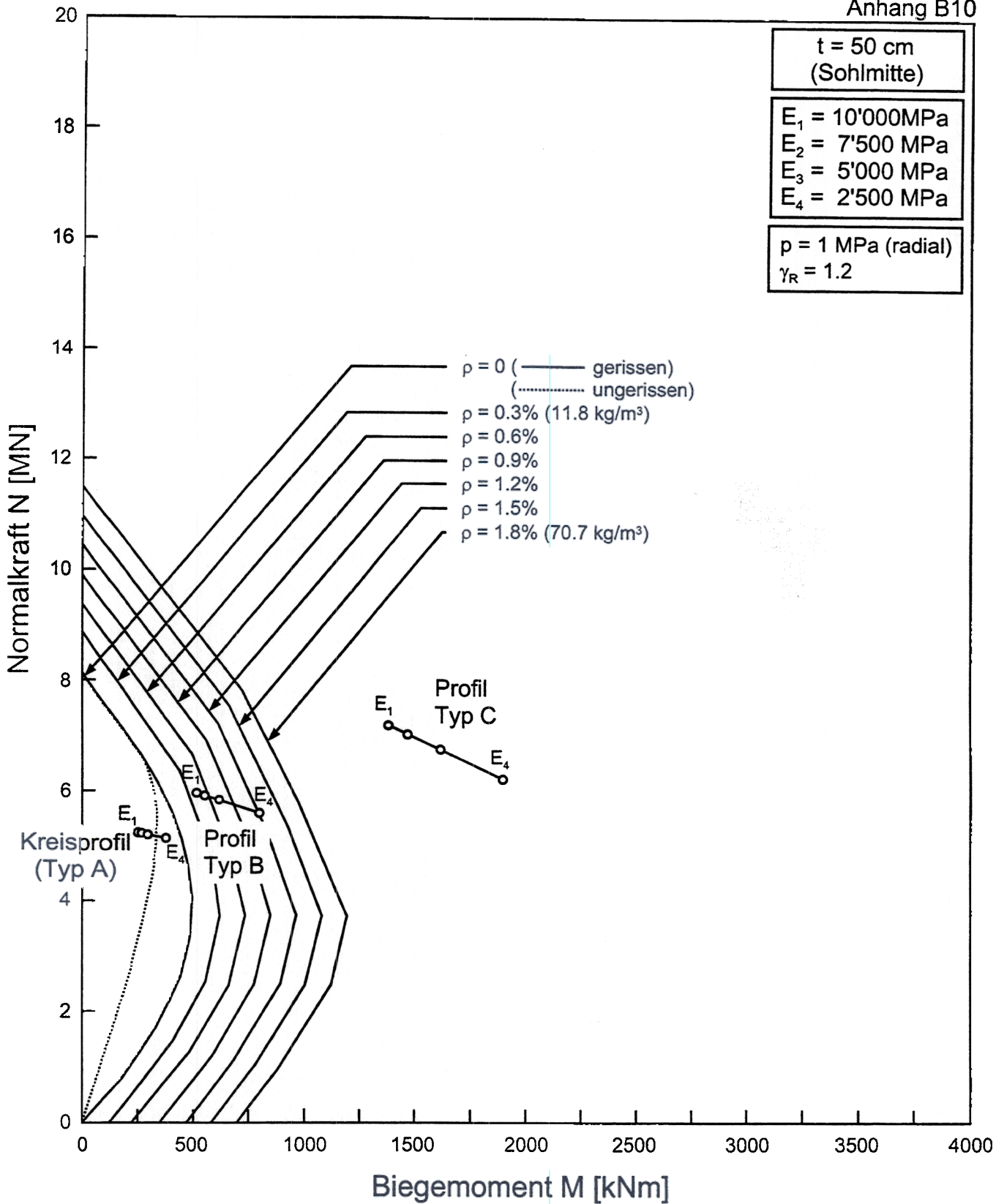
- Schubfreie Verbindung zwischen Verkleidung und Gebirge
- Armierungsgehalt $\rho = 1.8 \%$
- B 40/30, $\gamma_R = 1.2$

**Max. zulässiger Quelldruck p in [%]
für radiale und vertikale Belastung
(auf Bemessungsniveau)**

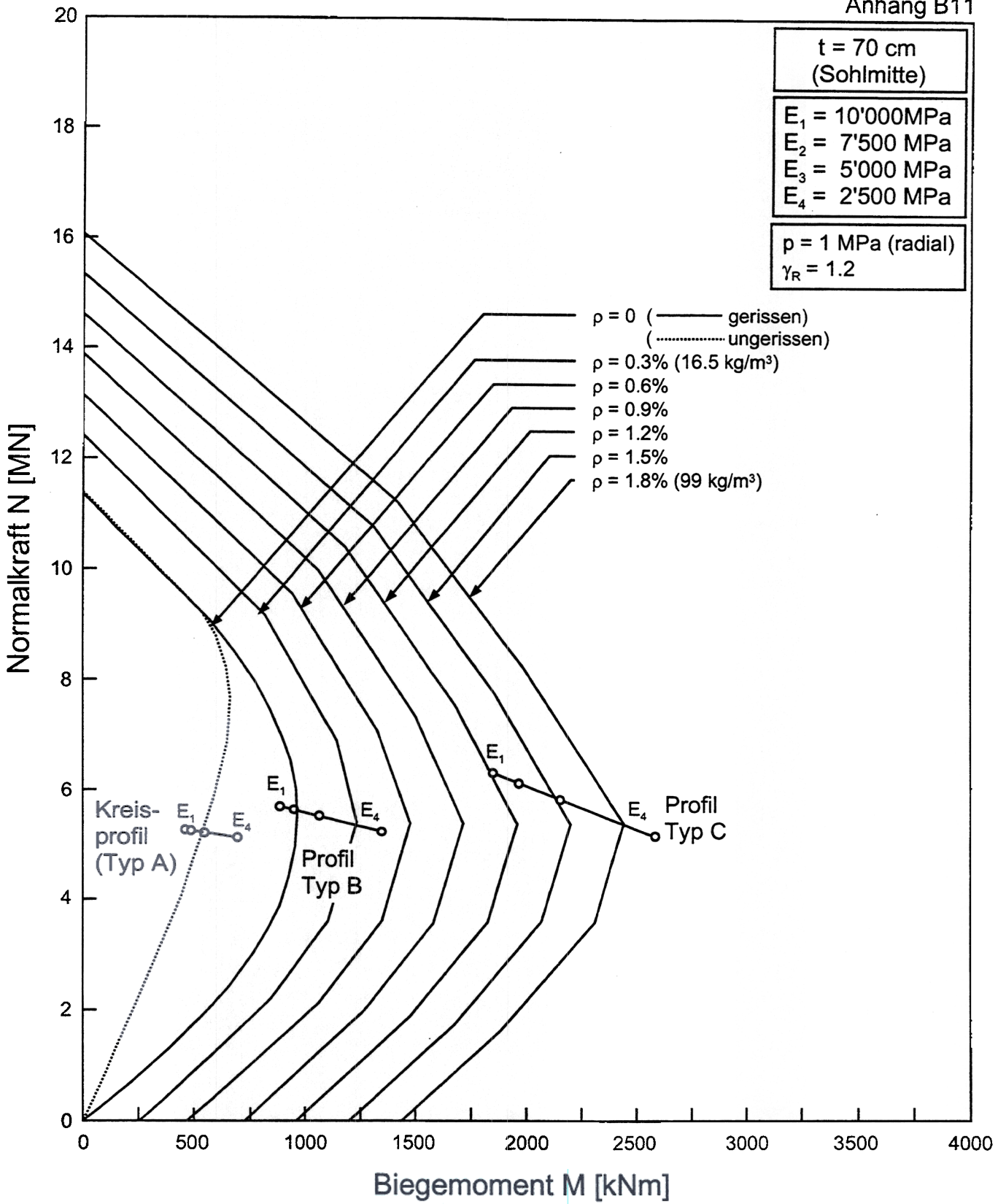
Anhang B9



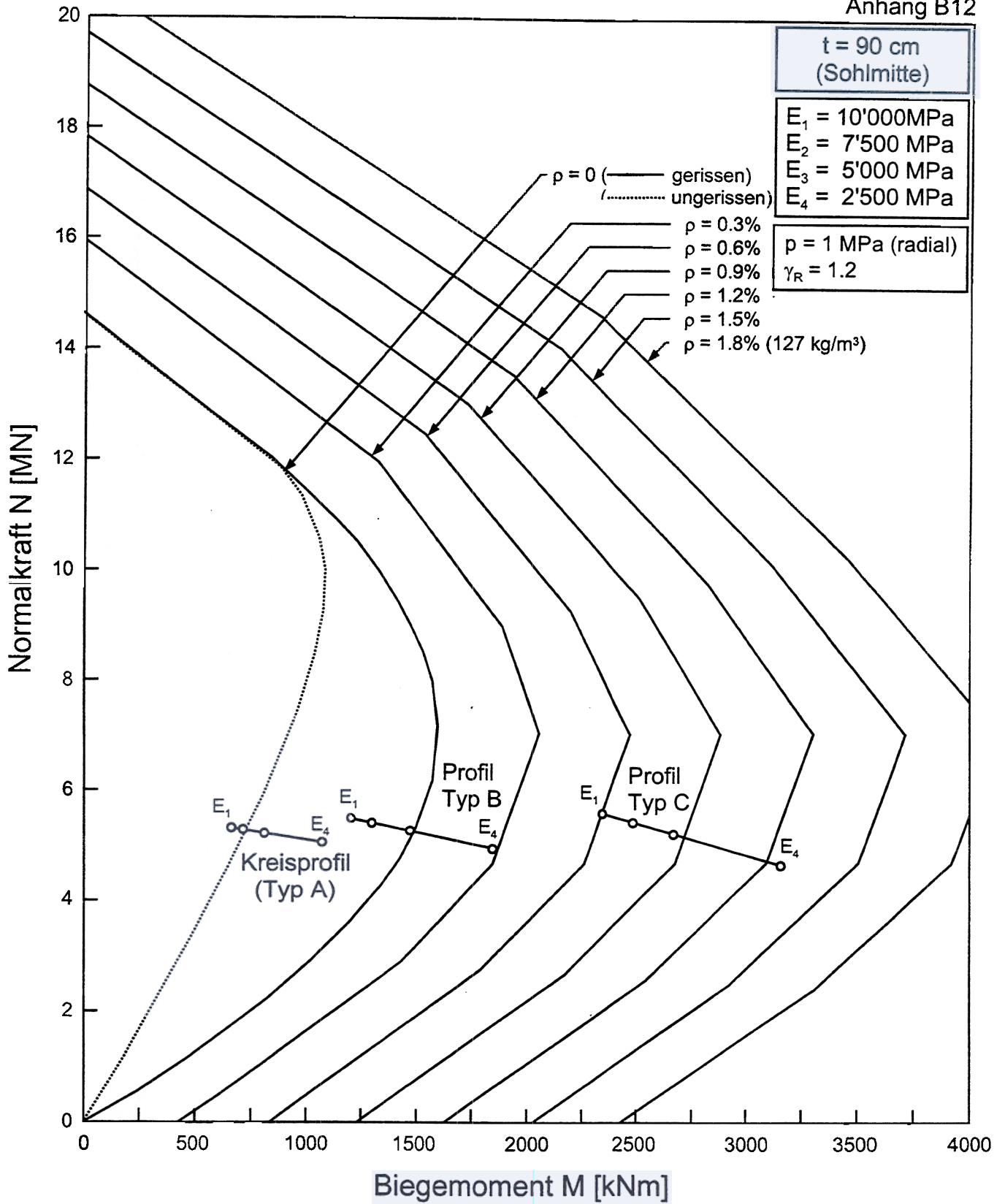
Anhang B10

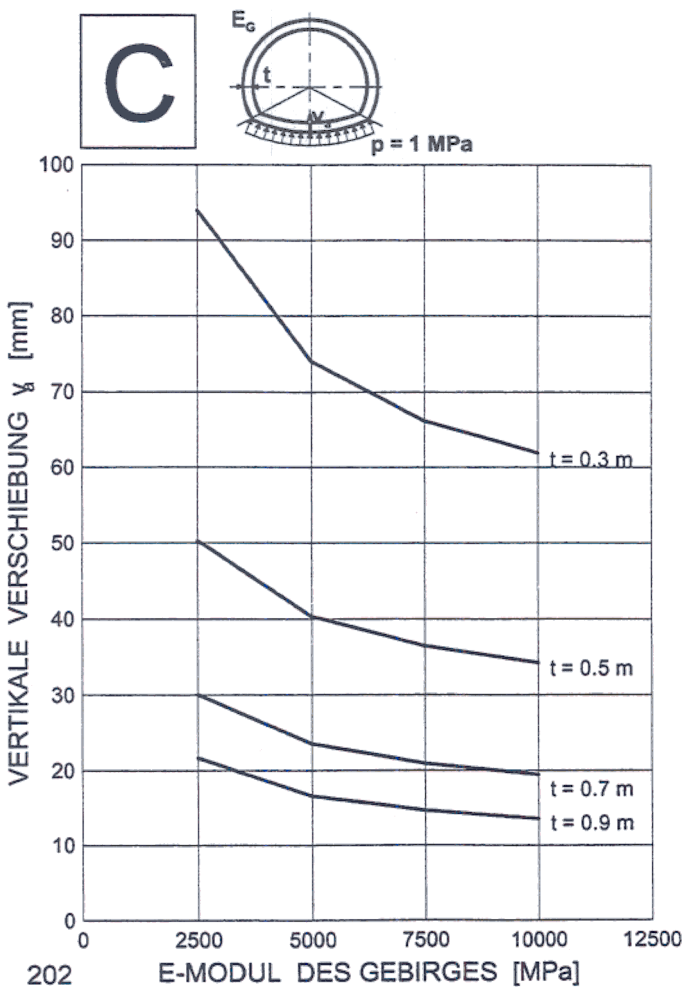
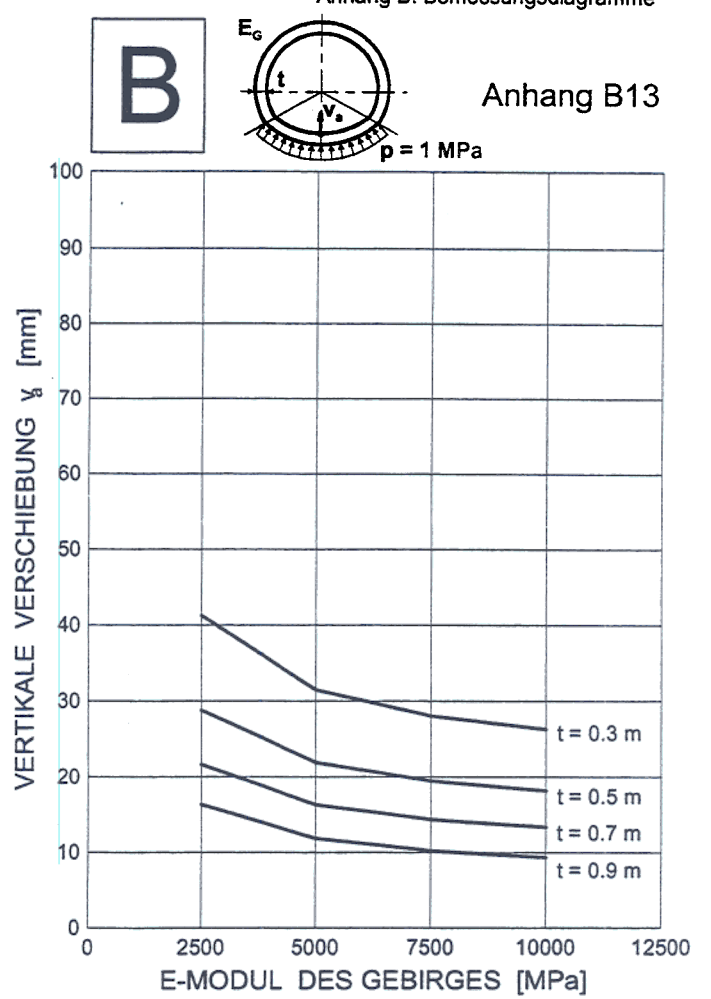
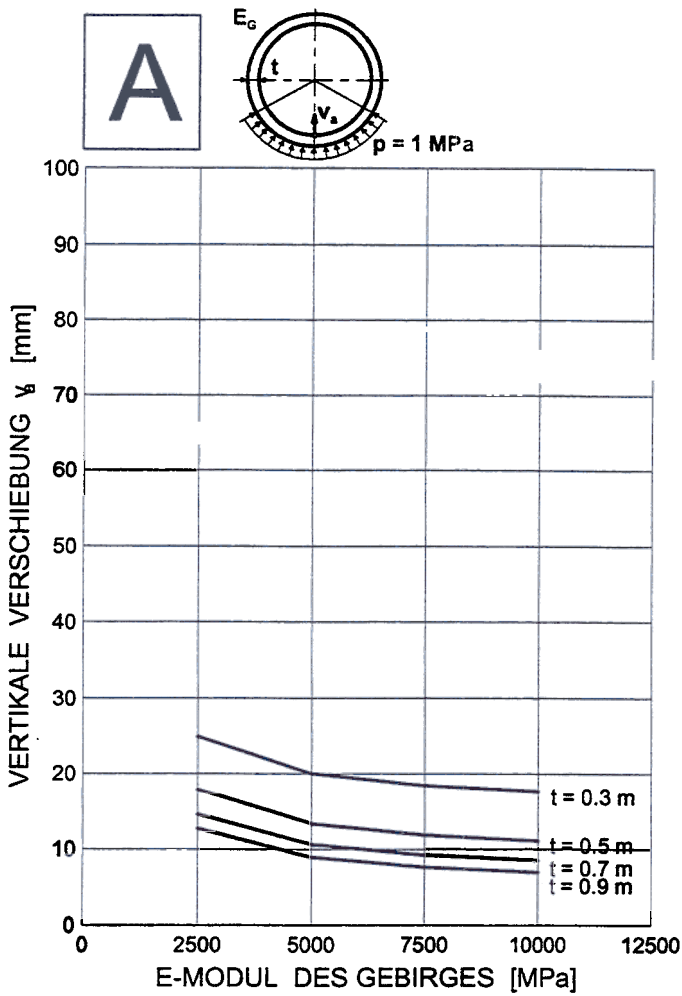


Anhang B11



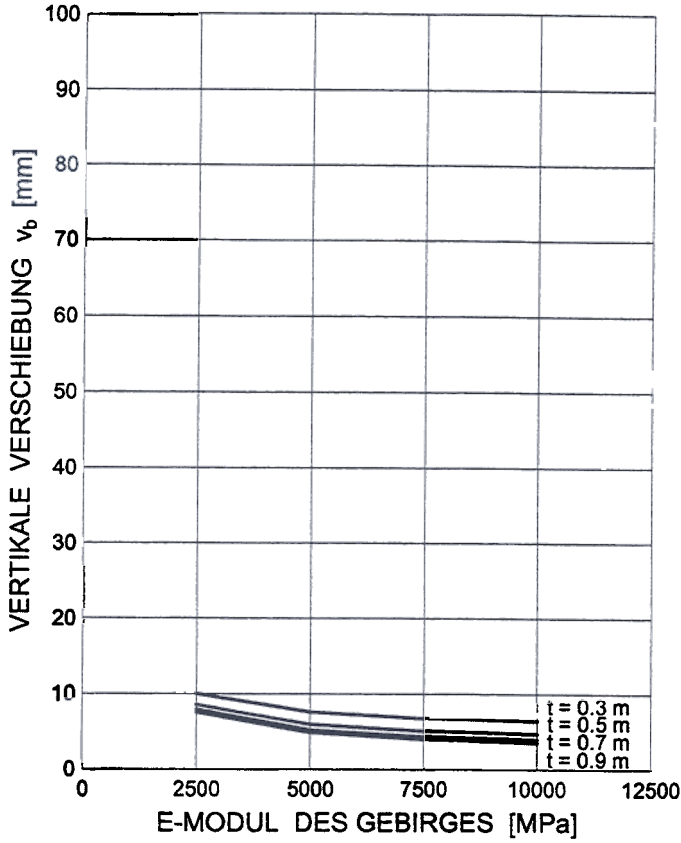
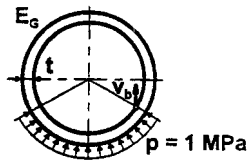
Anhang B12



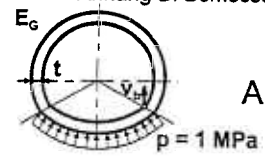


Vertikale Verschiebung v_s [mm] in Sohlmitte
(radiale Belastung $p = 1 \text{ MPa}$)

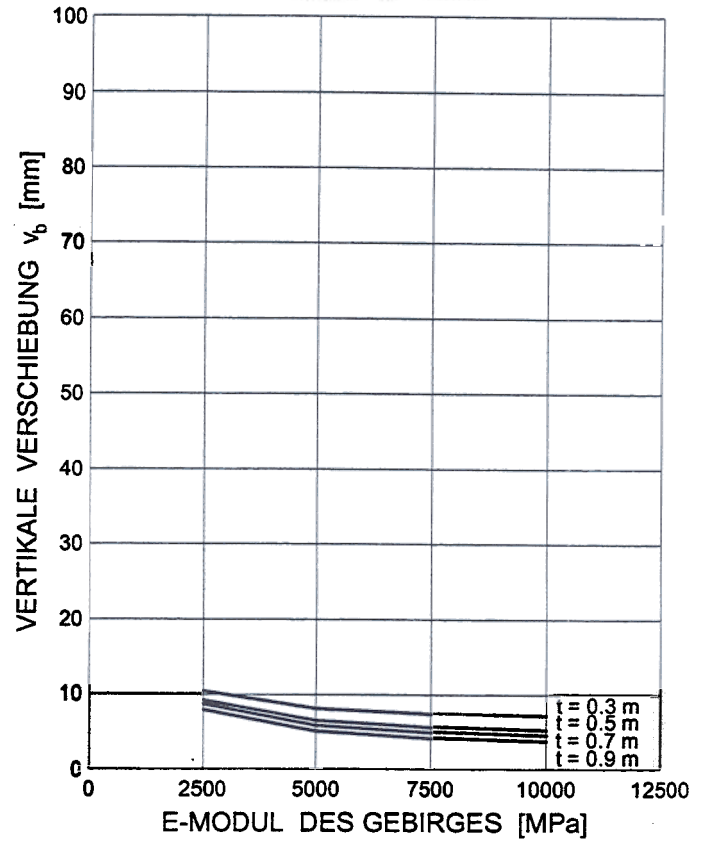
A



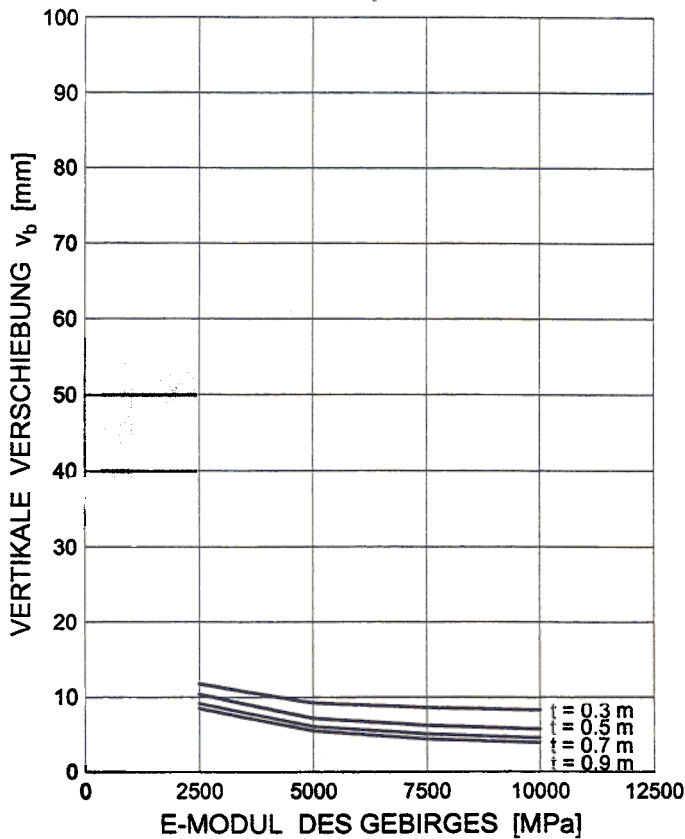
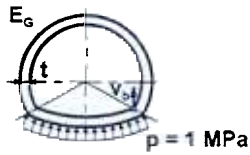
B



Anhang B14

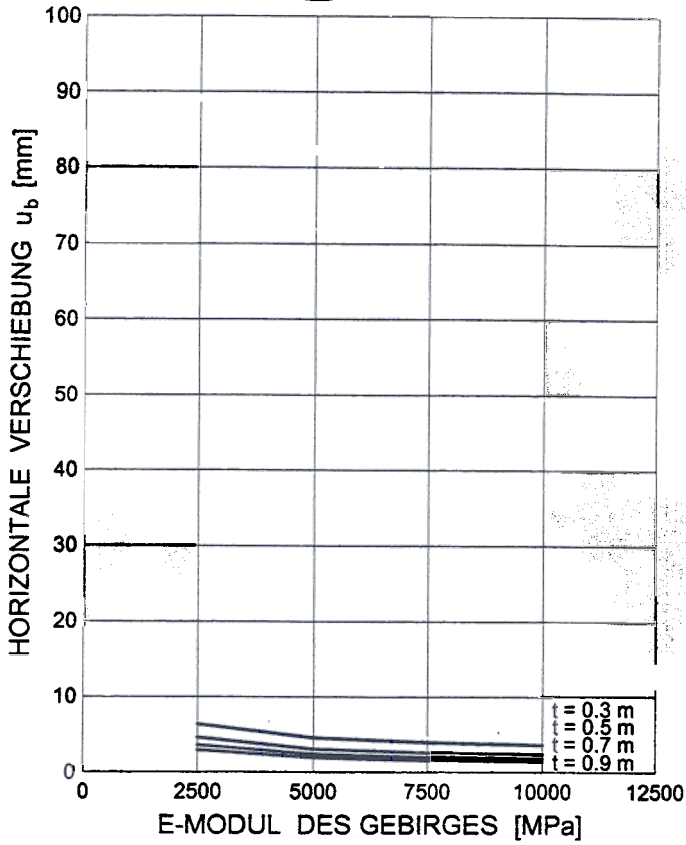
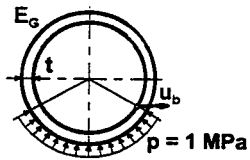


C

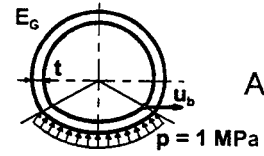


Vertikale Verschiebung v_b [mm] in den Paramenten
(radiale Belastung $p = 1$ MPa)

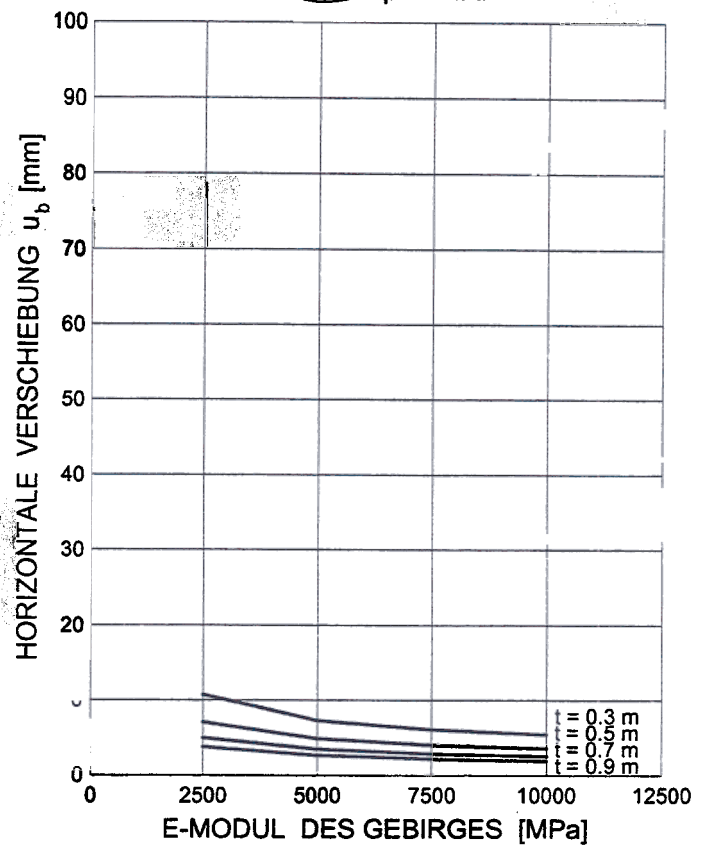
A



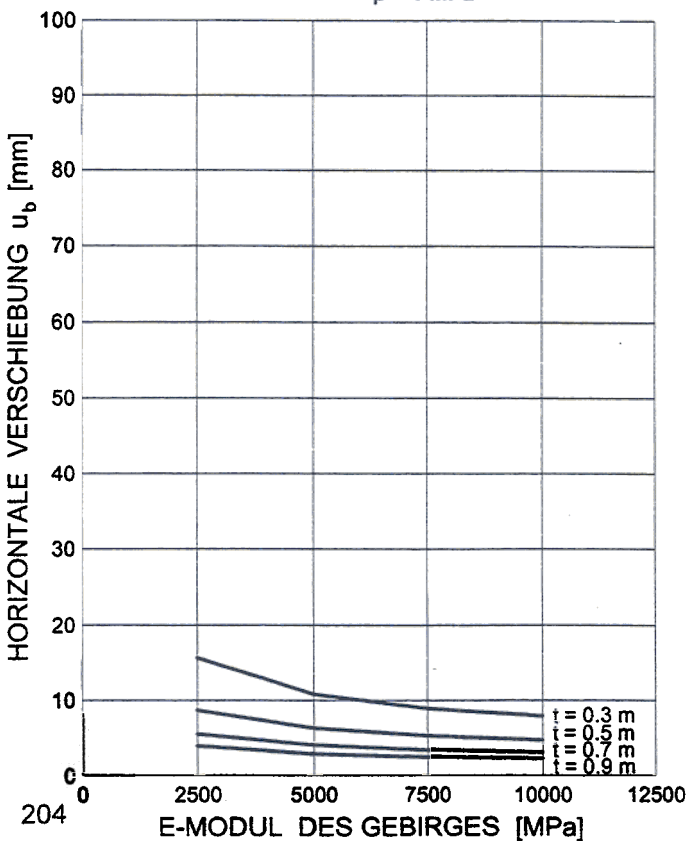
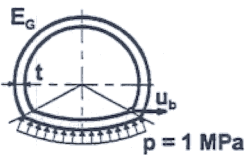
B



Anhang B15

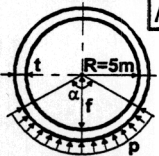
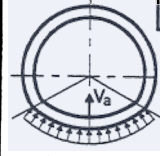
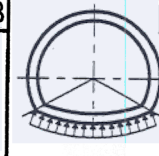
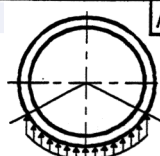
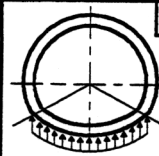
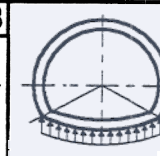


C



Horizontale Verschiebung u_b [mm] in den Paramenten
(radiale Belastung $p = 1$ MPa)

Anhang B16

	Belastung radial			Belastung vertikal		
						
f/R	f = R	f = 0.83R	f = 0.66R	f = R	f = 0.83R	f = 0.66R
E_{Gebirge} [MPa]	$\alpha = 120^\circ$ $t = 0.3 \text{ m}$					
2500	24.91	41.25	94.01	41.40	49.80	97.27
5000	20.01	31.45	73.98	34.06	38.23	76.41
7500	18.43	28.00	66.13	31.43	34.03	68.20
10000	17.65	26.23	61.89	30.04	31.83	63.74

	$t = 0.5 \text{ m}$					
2500	17.86	28.78	50.25	24.14	32.07	51.33
5000	13.40	21.90	40.33	18.48	24.39	41.10
7500	11.90	19.43	36.38	16.49	21.56	36.99
10000	11.15	18.14	34.21	15.49	20.07	34.73

	$t = 0.7 \text{ m}$					
2500	14.63	21.62	30.07	18.06	23.28	30.52
5000	10.62	16.27	23.48	13.27	17.54	23.81
7500	9.23	14.33	20.88	11.58	15.42	21.15
10000	8.52	13.31	19.46	10.71	14.29	19.68

	$t = 0.9 \text{ m}$					
2500	12.73	16.32	21.64	14.81	17.33	21.81
5000	8.96	11.84	16.57	10.62	12.60	16.71
7500	7.65	10.18	14.62	9.12	10.84	14.71
10000	6.97	9.31	13.55	8.34	9.90	13.61

- elastische Berechnung
- Schubfreie Verbindung zwischen Verkleidung und Gebirge
- B 40/30, $\gamma_R = 1.2$

Vertikale Verschiebung v_a [mm] in Sohlmitte
(radiale und vertikale Belastung $p = 1 \text{ MPa}$)

ANHANG C: ERMITTLUNG DES QUELLPOTENTIALS IM LABOR

Bei der Beurteilung der Quellfähigkeit von Gesteinen stützt sich der Projektverfasser in der Regel auf Laborversuche an Bohrkernen (siehe Kapitel 5.3.2). Im folgenden werden die wichtigsten Versuchsmethoden kurz beschrieben und mit Erfahrungen und Hinweisen ergänzt. Dabei wird der Weg des Gesteins von der Bohrkernentnahme in situ über den Transport ins Labor und die Prüfkörpervorbereitung bis hin zum Einbau in die Versuchsaapparaturen verfolgt. Auf die Versuchsdurchführung wird nicht näher eingegangen, doch wird auf die entsprechenden Normen und Empfehlungen hingewiesen.

C 1 Normen und Empfehlungen

C 1.1 Empfehlung zur Identifikation quellfähiger Gesteine in situ

Hinweise auf die Quellfähigkeit von Gesteinen können bereits einfache Feldversuche geben. Solche werden in der ISRM-Empfehlung *"Suggested Methods for Rapid Field Identifikation of Swelling and Slaking Rocks"* (1994) beschrieben. Zur Abschätzung des Tongehaltes werden darin Versuche wie der "Fingertest" (smear test), der "Geschmackstest" (taste test) und der "Wasser-Reaktionstest" (water reaction test) beschrieben. Diese Tests eignen sich nicht für die quantitative Bestimmung des Quellpotentials; sie geben lediglich Hinweise auf eine mögliche Quellfähigkeit.

C 1.2 Normen und Empfehlungen zur Ermittlung des Quellpotentials im Labor

Zur Erfassung des Quellpotentials von Gesteinsproben im Labor sind klare Randbedingungen bzw. Prozeduren erforderlich. Die Vorgehensweise bei der Probenentnahme, der Lagerung der Prüfkörper, der Prüfkörpervorbereitung sowie bei der Durchführung und Auswertung der Laborversuche ist in verschiedenen Empfehlungen der "International Society for Rock Mechanics" sowie im "Eurocode 7-2" festgehalten:

- *"Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties, part 1 and 2"* (ISRM, 1979)
- *"Suggested methods for laboratory testing of swelling rocks"* (ISRM, 1999)
- *"Geotechnical design assisted by laboratory testing", Eurocode 7, Part 2* (ENV 1997-2)

C 2 Quellversuche an Gesteinsproben im Labor

Die Erfassung der Quellfähigkeit von Gesteinsproben im Labor basiert im wesentlichen auf mineralogischen Untersuchungen sowie Versuchen an Prüfkörpern. Zur Ermittlung des Quellpotentials im Labor werden im Wesentlichen drei der in der Empfehlung der ISRM *"Suggested methods for laboratory testing of swelling rocks"* (ISRM, 1999) erwähnten Standardversuche eingesetzt:

- der "Quellmassversuch" zur Ermittlung des "freien Quellmasses",
- der "Quelldruckversuch" zur Ermittlung des "maximalen Quelldruckes" und
- der "Quellhebungsversuch" zur Bestimmung des axialen Quelldruckes in Funktion der axialen Dehnung.

Es handelt sich dabei um radialsymmetrische Versuche an Bohrkernscheiben von 50 bis 100 mm Durchmesser und 20 bis 30 mm Höhe (ISRM, 1999). Für anhydrit-/tonhaltige Gesteine sind grundsätzlich dieselben Standardversuche anwendbar; es sind aber einige Besonderheiten zu beachten.

Der *Wassergehalt* des Probenmaterials wird vor und nach der Durchführung eines Standard-Quellversuches ermittelt. Der Wassergehalt vor Versuchsdurchführung wird an einem, dem Prüfkörper angrenzenden, gleichwertigen Bohrkernstück bestimmt. Dabei sollte der Anlieferungswassergehalt der Gesteinsproben dem natürlichen, im Gebirge vorhandenen Wassergehalt ($\pm 1\%$) entsprechen. Der Wassergehalt nach der Versuchsdurchführung wird an den geprüften Proben vorgenommen. Bei sulfatführenden Gesteinsproben ist ein spezielles Vorgehen bei der Wassergehaltsbestimmung erforderlich (ISRM, 1999, Teil 1).

Bei der Durchführung von Laborversuchen sollte der *Quellanisotropie* Beachtung geschenkt werden. Die Symmetrieachse der Prüfkörper wird bei tonhaltigen Gesteinen in der Regel senkrecht zur Sedimentationsebene gewählt.

C 2.1 Ermittlung des "freien Quellmasses"

Als "freies Quellmass" wird jene axiale Dehnung ϵ_0 bezeichnet, welche sich als Folge der Bewässerung eines zylindrischen Prüfkörpers bei unbehinderter Volumendehnung im Endzustand ergibt (Empfehlung SIA 199, 1998). Die Durchführung von Quellmassversuchen ist einfach und kostengünstig. Die Versuchsanordnung und die Versuchsdurchführung ist in der zuvor erwähnten ISRM-Empfehlung (1999) festgehalten.

Es gilt jedoch zu beachten, dass aus versuchstechnischen Gründen kein völlig freies Quellen möglich ist. Die Quellung der Gesteinsprobe wird nämlich durch das Gewicht der Glasplatte und die Rückstellkraft des Uhrenstiftes leicht behindert (Bild C-1). In der ISRM-Empfehlung (1999) wird die Grösse der Belastung σ_0 nicht vorgegeben, ihre Kenntnis ist für die Darstellung der Versuchsergebnisse im $\epsilon/\log\sigma$ Diagramm erforderlich. Nach Pimentel (1996) sollte ϵ_0 bei einer minimalen Belastung von $\sigma_0 = 0.01$ MPa ermittelt werden. Der gewählte Wert von σ_0 ist im Versuchsprotokoll anzugeben.

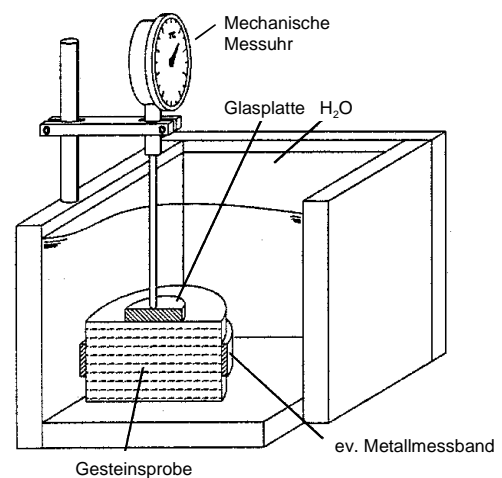


Bild C-1 Ermittlung des "freien Quellmasses": Versuchsanordnung (Darstellung nach Pimentel, 1996)

Bei Quellmassversuchen an anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen können sich axiale Dehnungswerte von $\epsilon_0 > 100\%$ ergeben. Der Grund dafür ist die Bildung von Gipskristallrasen und Gipsausblühungen in einzelnen Schichtflächen des Prüfkörpers, welche zum Aufspalten dieser Flächen und damit zu klaffenden Schichtfugen führen. Bei Laborversuchen, welche im stehenden, hochmineralisierten Wasser durchgeführt werden, ist dies besonders deutlich zu beobachten. Klaffende

Schichtfugen können aber auch in situ beobachtet werden, so beispielsweise in der unverkleideten Stollensohle der Nordröhre des Wagenburgtunnels, wo ein freies Quellen möglich war.

C 2.2 Ermittlung des "maximalen Quelldruckes"

Als "maximaler Quelldruck" wird jene axiale Spannung σ^* bezeichnet, welche sich als Folge der Bewässerung einer unbelasteten zylindrischen Bohrkernscheibe bei verhinderter Volumendehnung ergibt (Empfehlung SIA 199, 1998). In der ISRM-Empfehlung (1999) wird σ^* als "maximum axial swelling stress" bezeichnet.

Um den maximalen Quelldruck σ^* zu ermitteln wird die zu prüfende Gesteinsprobe in einen passgenauen, feinpolierten, 5 bis 10 mm starken Stahlring eingebaut, der eine seitliche Ausdehnung des Prüfkörpers verhindert (Bild C-2). Bei Quelldruckversuchen unter Volumenkonstanz hat die Gerätesteifigkeit einen Einfluss auf die gemessenen Quelldrücke (Anagnostou, 1992). Es gilt daher zu beachten, dass die Axialdehnung des Prüfkörpers ε nicht via diverse Gerätekomponenten gemessen wird sondern, wie in Bild C-2 dargestellt, direkt am Prüfkörper.

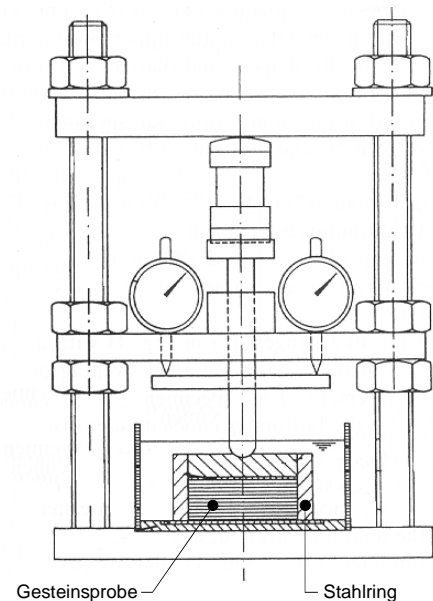


Bild C-2 Apparatur zur Messung des maximalen Quelldruckes (ISRM, 1999)

Bei *tonhaltigen, anhydritfreien* Gesteinen wird die Axialspannung σ nach der Bewässerung mit Hilfe einer Rückstellvorrichtung in kleinen Schritten derart gesteigert, dass die über die Prüfkörperhöhe gemessene Axialdehnung ε auf Null reduziert wird. Durch diese Nachregulierung und den steifen Metallring wird annähernd Volumenkonstanz erreicht. Als maximalen Quelldruck σ^* wird schlussendlich jene Axialspannung bezeichnet, bei der über längere Zeit (mehrere Wochen) keine Zunahme der Axialdehnung mehr beobachtet werden kann.

Bei *anhydrit-/tonhaltigen* Gesteinen wird die Axialkraft zur Erhaltung der Volumenkonstanz nicht nachreguliert, da man damit den chemischen Prozess der Gipskristallbildung rückgängig machen müsste. Dies würde zu völlig unrealistischen Quelldrücken führen. Bei Quelldruckversuchen an anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen wird daher keine Volumenkonstanz erreicht. Neben dem Messwert σ^* ist somit auch der Wert der Axialdehnung ε^* anzugeben.

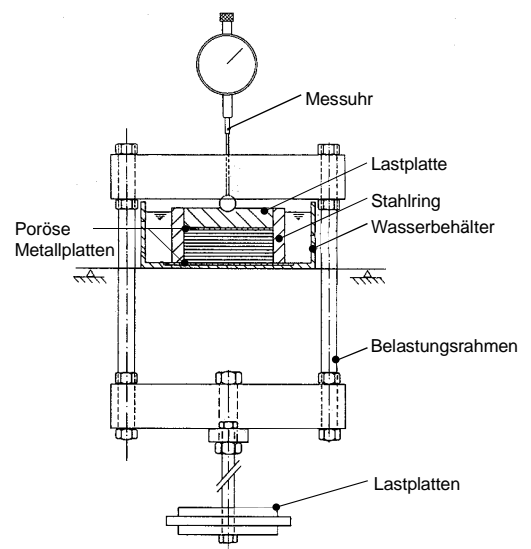


Bild C-3 Quellhebungsversuch: Versuchsanordnung zur Bestimmung der axialen Dehnung in Funktion der axialen Spannung (nach ISRM, 1999)

C 2.3 Quellhebungsversuch

Mit dem "Quellhebungsversuch" wird der Zusammenhang zwischen dem axialen Quelldruck und der axialen Quelldehnung einer Gesteinsprobe ermittelt.

Dazu dient die in Bild C-3 dargestellte Versuchsanordnung (ISRM, 1999). Die Gesteinsprobe wird wie beim Quelldruckversuch in einen passgenauen, feinpolierten Stahlring eingebaut, welcher ein seitliches Ausdehnen des Gesteins verhindert. Noch vor der Wasserzugabe wird mit Hilfe von Lastplatten eine konstante Belastung auf die Gesteinsprobe aufgebracht. Nach der Bewässerung wird das Quellen mit einer Messuhr erfasst; der zeitliche Verlauf der Axialdehnung unter konstanter Axialspannung wird registriert. Der Endzustand einer Belastungsstufe wird dann erreicht, wenn über längere Zeit keine Dehnungszunahme mehr beobachtet werden kann.

Wie in Kapitel C 4.7 dargestellt können Quellhebungsversuche an diagenetisch hochverfestigten Tongesteinen oder bei anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen Monate bis Jahrzehnte in Anspruch nehmen. Ein Ausweg besteht darin, Parallelversuche zu fahren. Auf jedem Prüfkörper wird eine unterschiedliche, über die Versuchszeit aber konstant bleibende Belastung aufgebracht. Bei dieser Vorgehensweise besteht jedoch die Schwierigkeit darin, mehrere Prüfkörper mit identischen Quelleigenschaften auszuwählen. Ferner gilt es zu beachten, dass die Versuchsdurchführung für Quelldrücke von > 3 MPa auch bei kleinen Probendurchmessern sehr aufwendig ist.

Bei der Versuchsdurchführung wird die Gesteinsprobe gemäß Bild C-4 vor der Wasserzugabe belastet, nach Huder und Amberg (1970) nochmals entlastet und wiederbelastet. Unter einer konstanten Axialspannung (Punkt A_2), welche nach ISRM (1999) ungefähr dem Überlagerungsdruck am Entnahmestort der Gesteinsprobe entsprechen sollte, wird der Prüfkörper bewässert. Gemessen wird anschliessend die quellbedingte Axialdehnung ε_q (A_2 bis D_2) unter der konstanten Axialspannung. Nach dem Erreichen des Endwertes (Punkt D_2) wird die Belastung um jeweils rund 50 % reduziert und der Versuch auf jeder Laststufe unter konstant bleibender Belastung in analoger Weise fortgesetzt. Aus dieser stufenweisen Entlastung und dem Abwarten des Quellens auf jeder Stufe ergibt sich die Kurve q .

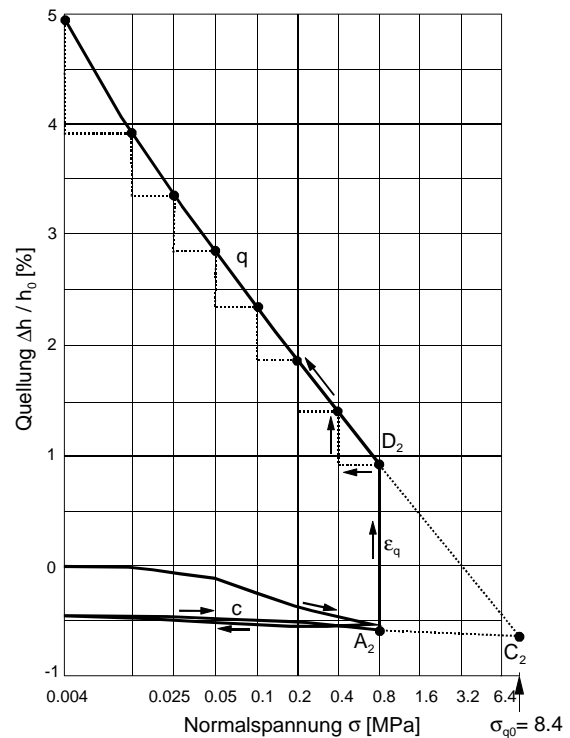


Bild C-4 Beispiel eines Quellhebungsversuches in Anlehnung an Huder und Amberg (1970) mit der Extrapolation des Quelldruckes auf den Wert σ_{q0}

Nach Huder und Amberg (1970) kann mittels Extrapolation der Wiederbelastungskurve c und der Entlastungskurve q derjenige Quelldruck σ_{q0} ermittelt werden, welcher notwendig ist, um eine Quellung des Gesteins auszuschliessen. Bei dem in Bild C-4 dargestellten Versuchsbeispiel ist dies beim Punkt C_2 bei einem Quelldruck von $\sigma_{q0} = 8.4$ MPa der Fall. Zu diesem Extrapolationsverfahren, welches auch heutzutage noch vereinzelt in der Praxis angewandt wird, ist zu bemerken, dass die Bemessung der Tunnelverkleidung auf eine Belastung, welche dem durch Extrapolation gewonnenen Quelldruck σ_{q0} entspricht, selbst bei einem völlig starren Ausbau *nicht wirklichkeitsnah* ist. Der Ausbruch des Hohlraumes wird nämlich von Deformationen begleitet, welche mit einer derartigen Extrapolation nicht berücksichtigt werden. Der Quelldruck p , welcher auf das Sohlgewölbe einwirkt, kann somit nur kleiner oder gleich dem im Labor unter Volumenkonstanz ermittelten maximalen Quelldruck σ^* sein (Kovari et al., 1981).

C 3 Mineralogische Untersuchungen

Neben den zuvor erwähnten Versuchen kann die Quellfähigkeit von Gesteinen auch mit Hilfe von mineralogischen Untersuchungen erfasst werden. Da für derartige Untersuchungen bedeutend kleinere Gesteinsproben erforderlich sind als dies bei Laborversuchen an Bohrkernscheiben der Fall ist, muss bei einem inhomogenen Gebirgsaufbau eine grössere Anzahl Proben untersucht werden.

Bei der Ermittlung der mineralogischen Zusammensetzung einer Gesteinsprobe sind die folgenden Angaben von Interesse:

- *Mineralmodus* in Gew. % der Gesamtprobe, z.B. Anteil an Quarz, Feldspat, Calcit, Dolomit, Anhydrit, Gips, organische Substanzen, Tonminerale und Akzessorien. Nach Madsen und Nüesch (1990) kann, je nach Mineral, die quantitative Ermittlung des Gehaltes einzelner Minerale einfach und genau vorgenommen werden (z.B. bei Karbonaten), bei anderen ist dies aufwendig und weniger genau (z.B. bei Sulfaten). In anhydritführenden Gesteinen interessiert ferner der Anhydritanteil an der Gesamtprobe sowie der Gehalt an feinverteiltem Anhydrit.
- *Anteil der Tonfraktion* ($< 2\mu\text{m}$) in Gew. % der Gesamtprobe. Hier gilt es zu beachten, dass dieser Korngrössenbereich mineralogisch recht unterschiedlich aufgebaut sein kann und i.d.R. nicht nur Tonminerale enthält.
- *Identifikation der quellfähigen und der nicht quellfähigen Tonminerale* der Tonfraktion (z.B. von Illit, Kaolinit, Montmorillonit, Corrensit, Chlorit und von Mixed-Layer-Tonmineralen). Die Mengenverhältnisse der einzelnen Tonminerale in Gew. % der Tonfraktion werden quantitativ angegeben. Auf diese und weitere tonmineralogische Spezialuntersuchungen wie beispielsweise die Ermittlung der inneren und äusseren spezifischen Oberfläche der Tonminerale, der Anzahl der an den Tonmineralen angelagerten Wasserschichten, des von den Tonmineralen adsorbierten Wasseranteils sowie der die Ermittlung der Kationen-Austauschkapazität verweisen wir auf die Literatur (z.B. Mitchell 1993, Madsen 1976 und 1977).

Bei der Entnahme der Gesteinsproben für mineralogische Untersuchungen ist der Entnahmeort und seine Umgebung im Detail zu dokumentieren (z.B. mittels Photoaufnahmen des Handstückes, eingezeichnetem Entnahmeort, Beschreibung und Darstellung des angrenzenden Gebirgsbereiches). Die Aussagekraft von mineralogischen Untersuchungen kann dadurch verbessert werden.

C 4 Planung und Durchführung von Laborversuchen

C 4.1 Festlegung der Art und der Anzahl von Laborversuchen

Die Art und die Anzahl von Laborversuchen, welche bei einem bestimmten Projekt in einer bestimmten Projektierungsphase anzuordnen sind, hängen von verschiedenen Faktoren ab, so von der Grösse und Wichtigkeit des Bauvorhabens, von dem zu erwartenden Quellpotential, dem Gebirgsaufbau (homogener Aufbau, Wechsellagerung), der Verteilung des Tones und des Anhydrits in den Gesteinsschichten (Tongehalt, Anhydritgehalt, Verteilungsmuster des Anhydrits) sowie der Länge der quellfähigen Bauwerksabschnitte.

Quellmassversuche sind aussagekräftig, einfach durchführbar und kostengünstig. Es empfiehlt sich daher, derartige Versuche bereits in einer frühen Projektphase in grösserer Anzahl anzuordnen. Zusätzlich sollten einige Quelldruckversuche veranlasst werden. Die Durchführung von Quellhebungsversuchen ist nur in Ausnahmefällen erforderlich.

Bei Wechsellagerungen oder bei stark unterschiedlichen Verteilungsmustern des Anhydrits sind Laborversuche an Bohrkernen in grösserer Anzahl erforderlich. Parallel dazu sollte der Wassergehalt der Gesteinsproben vor und nach der Versuchsdurchführung erfasst werden. Von Interesse sind ferner das Raumgewicht der tonhaltigen Gesteinsproben sowie der Sättigungsgrad.

In einer frühen Projektierungsphase oder bei starkem Bohrkernzerfall können auch tonmineralogische Untersuchungen zur Beurteilung der Quellfähigkeit von Gesteinen herangezogen werden. Im anhydrit-/tonhaltigen Fels sind Angaben über den Mineralmodus, über den Anhydritgehalt pro dm^3 oder besser pro m^3 Festgestein sowie über den entsprechenden Anteil an feinverteiltem Anhydrit von besonderem Interesse.

C 4.2 Erhaltung des natürlichen Wassergehaltes

Das Quellpotential von Gesteinen sollte an Bohrkernscheiben ermittelt werden. Eine Gewinnung von Prüfkörpern aus Gesteinsblöcken, welche beispielsweise beim Sprengvortrieb anfallen, ist nicht zu empfehlen. Einerseits können diese Blöcke Mikrorisse aufweisen, welche das Quellverhalten beeinflussen, andererseits ist bei Gesteinsblöcken die Erhaltung des natürlichen Wassergehaltes beim Transport problematisch sowie bei der Bohrkerngewinnung im Labor aufwendig.

Quellversuche an tonhaltigen Bohrkernscheiben sind nur dann aussagekräftig, wenn der natürliche Wassergehalt des Gesteins vom Zeitpunkt der Umbohrung im Bohrloch bis zur Bewässerung im Labor unverändert bleibt. Eine Austrocknung der Proben führt unweigerlich zu einer Überschätzung des Quellpotentials, eine vorzeitige Wasseraufnahme der Gesteinsprobe zu einer Unterschätzung. Nach Madsen und Nüesch (1990) ergaben Laborversuche an Opalinustonproben bei Beibehaltung des natürlichen Wassergehaltes Quelldrücke von 0.1 bis 1.7 MPa, nach einer künstlich herbeigeführten Austrocknung (2-tägige Lagerung der Gesteinsproben bei $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ und 40 % relativer Luftfeuchtigkeit) wurden Quelldrücke von bis zu 3.6 MPa gemessen .

Um den natürlichen Wassergehalt des ton- oder das anhydrit-/tonhaltigen Gesteins zu erhalten müssen verschiedene Massnahmen beim Bohren, bei der Bohrkernentnahme, beim Transport, bei der Lagerung der Bohrkernscheiben, beim Zuschneiden der Prüfkörper und beim Einbau der Gesteinsproben in die Prüfapparaturen ergriffen werden. Einige Massnahmen sind im Teil 1 der ISRM-Empfehlung "*Suggested Methods for Laboratory Testing of Swelling Rocks*" (1999) beschrieben. Diese werden im folgenden Abschnitt mit eigenen Erfahrungen ergänzt.

C 4.3 Bohrkernentnahme

Auf die Baugrunderkundung mittels Sondierbohrungen mit Bohrkernentnahmen wurde bereits im Kapitel 5.3.1 hingewiesen. Bei der Festlegung des Erkundungsprogramms sollten im Hinblick auf Laborversuche einige Besonderheiten beachtet werden.

Bohrrichtung

Bei der Baugrunderkundung sollte die Bohrrichtung auch im Hinblick auf allenfalls notwendige Laboruntersuchungen gewählt werden. Wenn möglich sollte senkrecht zur Ebene der Tonminerale bzw. zur Ebene des feinverteilten Anhydrits gebohrt werden. Mit den zuvor erwähnten Laborversuchen erhält man dann direkt die Maximalwerte des Quelldruckes bzw. des freien Quellmasses. Ein nachträgliches Überbohren des gewonnenen Bohrkernmaterials entfällt.

Bohrdurchmesser

Der Bohrdurchmesser sollte derart gewählt werden, dass Laboruntersuchungen direkt am Bohrkern, d.h. ohne ein nachträgliches Überbohren der Kerne im Labor, vorgenommen werden können. Eine vorgängige Kontaktaufnahme mit der Prüfzelle ist zu empfehlen. Üblicherweise wird ein Kerndurchmesser zwischen 80 und 100 mm gewählt. Nach Madsen (1993) liefern kleinere Bohrdurchmesser oft unbrauchbare Proben, da diese schon im Bohrloch quellen und zerfallen.

Bohrunternehmer

Die Erstellung der Bohrung, die Kernentnahme und die Behandlung der quellfähigen Gesteinsproben verlangt ein spezielles Know-how vor Ort. Die Bohrarbeiten sollten daher an eine erfahrene Bohrunternehmung vergeben werden.

Bohrverfahren

Wie bereits erwähnt hat bei Quellversuchen im Labor der Wassergehalt der Gesteinsprobe demjenigen des ungestörten Gesteins in situ zu entsprechen. Es ist daher ein Bohrverfahren zu wählen, welches eine rasche Kernentnahme unter Wasserabschluss ermöglicht. Diese Bedingung kann mit dem *Trockenbohrverfahren* erreicht werden. Zur Förderung des Bohrkleins und zur Kühlung der Bohrkronen ist jedoch eine ausreichende Druckluftversorgung erforderlich (Pressluftspülung). Gegen die Staubentwicklung sind beim Trockenbohren geeignete Massnahmen zu ergreifen. Trockenbohren mit Pressluftspülung ist sowohl bei einer Rotationskernbohrung mit Doppelkernrohr als auch bei einer Rotations-Seilkernbohrung mit Doppelkernrohr möglich. Verglichen mit dem Nassbohrverfahren ist der Bohrkronenverschleiss beim Trockenbohren etwas höher.

Kann nicht trocken gebohrt werden oder fliesst Wasser beim Trockenbohren aus dem Gebirge in die Bohrung, so kann auf *Nassbohren mit Spülungszusatzmittel* umgestellt werden. Als solches kann z.B. das Betonnachbehandlungsmittel "Antisol" der Firma SIKA eingesetzt werden (ISRM, 1999). Dieses rein organische Zusatzmittel auf Emulsionsbasis (Polyolefine) wird primär zum Schutz von Beton- oder Mörteloberflächen angewendet. Die Zugabe von Antisol zur Spülflüssigkeit in einer Konzentration von 0.5 bis 1 Gew.% umschliesst den Bohrkern mit einem verdunstungshemmenden Film. Bild C-5 zeigt jedoch, dass damit aber der Quellvorgang nicht vollständig unterbunden werden kann.

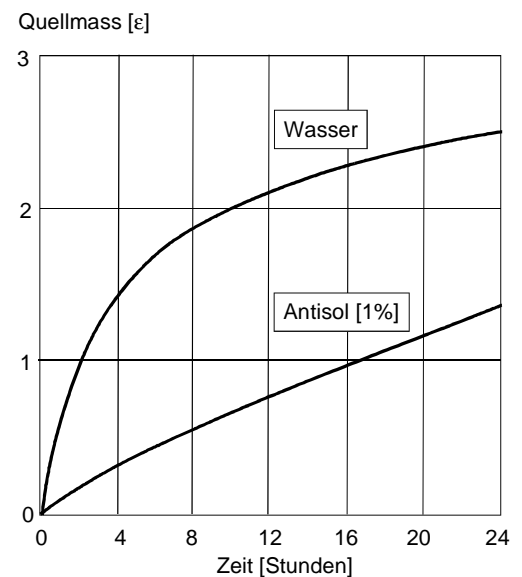


Bild C-5 Verwendung eines Spülungszusatzmittels. Quellmass von Proben in Abhängigkeit der Zeit:

- Probe in Wasser gelagert
- Probe in Wasser mit 1% Antisol Zusatz gelagert (nach Madsen, 1993)

C 4.4 Bohrkernaufnahme und Bohrkerntransport

Die Gewinnung von Gesteinsproben für Quellversuche erfordert eine enge Zusammenarbeit zwischen dem Geologen, der Bauleitung, dem Bohrunternehmer und dem Prüflabor.

Aufnahme der Bohrkerne

Die geologische Aufnahme der gewonnenen Bohrkerne erfolgt im üblichen Rahmen in Form einer Beschreibung sowie von Photoaufnahmen und Skizzen. Ein spezielles Augenmerk sollte auf die Abschätzung des Tongehaltes (Fingertest, Geschmackstest, Wasser-Reaktionstest), des Anhydrit- und Gipsgehaltes und auf die Beschreibung der Anhydritverteilungsmuster gerichtet werden (Adern, Fasern, Knollen, Bänder, Schichten, Bänke etc.).

Wahl von repräsentativen Bohrkernstücken für Laborversuche

Der Geologe sollte zum Zeitpunkt der Entnahme der Bohrkerne auf der Bohrstelle persönlich anwesend sein, um die für Laborversuche geeigneten und massgebenden Bohrkernstücke auszuwählen. Es sind dies jene Gesteinsproben, bei denen die Auswirkungen auf das zu erstellende Bauwerk als massgebend betrachtet werden. Es betrifft dies insbesondere die stark quellfähigen Gesteinsschichten, aber auch jene Gesteine, welche ein geringeres Quellpotential aufweisen, aber in grosser Mächtigkeit anstehen. Im anhydrit-/tonhaltigen Fels sollten Laboruntersuchungen auf den unterschiedlichen Anhydritgehalt und auf die verschiedenen Verteilungsmuster des Anhydrits ausgerichtet werden. Im Vordergrund stehen jene Bohrkerne, in welchen fein verteilter Anhydrit eingelagert ist.

Die Orte der Probenentnahmen, die typischen Verteilungsmuster des Anhydrits, die Homogenbereiche sowie die Schichtstärken sind zu dokumentieren und photographisch festzuhalten, sodass eine Zuordnung der Laborresultate zu den entsprechenden Bohrkernabschnitten möglich ist.

Bohrkernlänge

Bei der Auswahl von Bohrkernstücken für Laboruntersuchungen gilt es zu beachten, dass diese mindestens 15 bis 20 cm lang sein sollten und nach visueller Beurteilung über die volle Länge eine möglichst gleichmässige Quellfähigkeit aufweisen. Mit einem derartigen Kernstück können dann parallel verschiedenartige Laborversuche durchgeführt werden.

Stark tonhaltige Gesteine können von einem raschen Gesteinszerfall betroffen sein, was dazu führt, dass bei grossen Bohrlängen keine labortauglichen Bohrkernstücke gewonnen werden können. Dies zeigte sich beispielsweise bei der zweiten Sondierkampagne für den Bözberg-Strassentunnel, wo in den bis zu 225 m tiefen Bohrungen die stark tonhaltigen Mergelproben trotz Antisolzusatz durch das Bohren völlig aufgeweicht wurden und zerfielen. Quellfähige Bohrkernbereiche, welche sich wegen des Zerfalls nicht für Quellversuche eignen, können jedoch mit tonmineralogischen Untersuchungen erfasst werden.

Anzahl Bohrkerne

Da Laborversuche projektstufengerecht durchgeführt werden empfiehlt es sich, die mit Erkundungsbohrungen gewonnenen Bohrkerne in ausreichender Anzahl fachgerecht zu verpacken und zwischenzulagern. Diese Vorgehensweise erlaubt es, im Bedarfsfall auch in einer späteren Projektphase Laborversuche durchzuführen zu können.

Verpackung und Lagerung der Bohrkernstücke

Um den natürlichen Wassergehalt zu erhalten müssen Bohrkernstücke, welche für Laboruntersuchungen ausgewählt wurden, unmittelbar nach der Entnahme aus der Bohrung und der geologischen Aufnahme fachgerecht verpackt werden. Nach ISRM (1999) bewährt sich ein Mehrlagen-

system bestehend aus einer Plastikhülle, einer Aluminiumfolie und einer Paraffinwachs-Ummantelung (flüssig aufgetragene Mischung aus 75% Paraffin und 25% Wachs). Nach Madsen (1993) können derart konservierte Proben jahrelang aufbewahrt werden, ohne dass sich ihr Wassergehalt verändert. Proben hingegen, welche tagelang ungeschützt in den Kernkisten aufbewahrt werden, ergeben unrealistische Ergebnisse.

Transport der Bohrkernstücke

Die fachgerecht verpackten Bohrkernstücke müssen beim Transport von der Bohrstelle ins Labor in Behältern weich gelagert werden, um sie vor Erschütterungen zu schützen. Zudem sind die Kerne vor Frost und extremer Hitze zu bewahren, d.h. die Temperatur der Bohrkernstücke sollte im Bereich von 5 bis 30 °C gehalten werden (ISRM, 1999).

C 4.5 Vorbereitung der Gesteinsproben und Einbau in die Versuchsapparaturen

Auch in dieser Phase ist die Forderung zu beachten, dass der natürliche Wassergehalt des Gesteins vom Zeitpunkt des Auspackens der Bohrkernstücke im Labor bis zur Bewässerung der Gesteinsprobe in der Versuchsapparatur erhalten bleibt. Die Versuchsvorbereitung einschliesslich der Schneid- und der allenfalls notwendigen Überbohrarbeiten sollten deshalb in einer möglichst kurzen Zeit und ohne den Einsatz von Wasser vorgenommen werden (ISRM, 1999).

Der Einbau der Prüfkörper in die Versuchsapparaturen erfolgt nach den Empfehlungen der ISRM (1999). Beim Einbau ist die Quellanisotropie des Gesteins zu beachten. Die Raumstellung der Sedimentationsebene bezüglich der Geräteachse ist festzuhalten.

C 4.6 Bewässerung der Gesteinsproben und Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau des Prüfkörpers in die entsprechende Versuchsapparatur wird die Nullablesung vorgenommen. Anschliessend wird die Probe bewässert. Für die drei im Abschnitt C 2.1, C 2.2 und C 2.3 erwähnten Laborversuche kann entweder destilliertes Wasser, Wasser aus der Bohrung in situ (aus der der Prüfkörper entnommen wurde) oder Wasser mit einer speziellen Zusammensetzung verwendet werden.

Bewässerung von tonhaltigen Gesteinsproben

Tonhaltige, anhydritfreie Prüfkörper werden in der Regel mit destilliertem Wasser bewässert (ISRM-Empfehlung, 1999). Ausnahmen können sich dann ergeben, wenn damit gerechnet werden muss, dass die chemische Zusammensetzung des in situ zufließenden Wassers (Gebirgswasser, Meteorwasser, Brauchwasser) die Quellfähigkeit des anstehenden Gesteins beeinflusst (Madsen und Müller-Vonmoos, 1985).

Bewässerung von anhydrit-/tonhaltigen Gesteinsproben

Auch in diesem Falle sind Laborversuche möglichst unter den in situ gegebenen Bedingungen durchzuführen. Die Schwierigkeiten bestehen hier einerseits darin, dass der Zusammenhang zwischen der Wasserzusammensetzung und der via Lösungsphase verlaufenden Anhydritauflösung-Gipsausfällung sehr komplex ist. Die Zusammensetzung der Lösung und die Konzentration der verschiedenartigen Ionen ist sowohl für das Lösen des Anhydrits wie auch für das Ausfällen von

Gips von grosser Bedeutung. Andererseits kann das im sulfatführenden Fels zirkulierende Wasser von Ort zu Ort eine sehr unterschiedliche mineralogische Zusammensetzung aufweisen.

Bei der Bewässerung von anhydrit-/tonhaltigen Gesteinsproben im Labor muss daher von vereinfachten Randbedingungen ausgegangen werden. Die Prüfkörper werden normalerweise mit CaSO_4 -Wasser in einer Konzentration von 2.4 g CaSO_4 pro Liter Wasser bewässert (Empfehlung ISRM, 1999). Eine weitere Vereinfachung gegenüber der Natur ist das ruhende Wasser; ein Lösungstransport via Sickerströmung findet unter Laborbedingungen nicht statt.

Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgt nach der ISRM-Empfehlung "Suggested Methods for Laboratory Testing of Swelling Rocks" (1999).

C 4.7 Dauer von Quellversuchen und Kriterien für den Versuchsabbruch

Der Zeitbedarf zur Durchführung eines Quellversuches hängt u.a. vom Aufbau, von der diagenetischen Verfestigung der Gesteinsprobe, von den in ihr ablaufenden Quellprozesse und von den Versuchsbedingungen ab.

Versuchsdauer bei tonhaltigen, anhydritfreien Gesteinen

Die Durchführung von Laborversuche an tonhaltigen, anhydritfreien Gesteinsproben kann, je nach der diagenesebedingten Dichte des Gesteins, einige wenige Tage bis mehrere Monate Zeit beanspruchen (Kapitel 5.3.3). Beim "Quellhebungsversuch" wird der Zeitbedarf zudem durch die Anzahl Laststufen vergrössert. Der Versuch an einer Opalinustonprobe aus einer Bohrung des Bözbergtunnels mit 7 Laststufen dauerte beispielsweise rund 3 Monate.

Versuchsdauer bei anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen

Laborversuche benötigen in diesem Falle je nach Versuchsart Monate bis Jahrzehnte, bis der Endwert (Druck oder Dehnung) erreicht ist. Quelldruckversuche an Prüfkörpern aus der Anhydritgruppe (Bohrung Weiach) zeigen selbst nach mehr als 4 Jahren Versuchsdauer noch keine Anzeichen eines Endwertes (Madsen und Nüesch, 1990). Proben aus dem Walgaustollen mit 80% Anhydrit, rund 9% Gips und rund 3% Ton erreichten auch nach 6 Jahren den Endzustand noch nicht (Tabelle 3-1). Die Durchführung von lastabhängigen Quellversuchen mit stufenweiser Entlastung ist bei anhydritführenden Gesteinen nicht praxisingerecht, da der Zeitbedarf für die Durchführung eines einzigen derartigen Laborversuches 20 und mehr Jahre beanspruchen würde.

Versuchsabbruch

Bei Quellversuchen, welche Jahre oder gar Jahrzehnte andauern, stellt sich die Frage, wann die Versuche als abgeschlossen und die Messwerte als Endwerte betrachtet werden können. Die ISRM-Empfehlung (1999) vermittelt dazu keine klaren Kriterien. Erfahrungen zeigen aber, dass Prüfkörper aufgrund einer scheinbaren Stabilisierung der Messwerte auf einer bestimmten Laststufe aus Zeitgründen oft nicht bis zum Endwert beobachtet werden. Nach Kirschke (1996) werden die Versuche fast immer viel zu früh abgebrochen, häufig schon, wenn das Quellen noch gar nicht richtig angelaufen ist. Die so gewonnenen Ergebnisse können per definitionem nicht richtig sein, da sie keinen Gleichgewichtszustand beschreiben. Dies führt zu einer falschen Beurteilung

der Quellfähigkeit des Gesteins und damit zu falschen Annahmen für die Dimensionierung und Bemessung des Bauwerkes.

Mit einem grossen Zeitbedarf ist bei diagenetisch stark verfestigten Tonsteinen zu rechnen, da wegen der dichten Lagerung die Wasserzirkulation hin zu den quellfähigen Tonmineralen erschwert ist. Laborversuchen an den dichtgelagerten Amdenermergeln des Seelisbergtunnels erforderten eine Versuchsdauer von rund 6 Monaten (Schneider, 1984). Bei anhydrit-/tonhaltigen Gesteinen ist die lange Dauer des Quellvorganges einerseits auf die geringe hydraulische Durchlässigkeit der Anhydrit/Tonmatrix zurückzuführen, andererseits besteht ein erheblicher Zeitbedarf für das "in Lösung gehen" des Anhydrits, das Erreichen der Sättigungskonzentration der Lösung sowie für das Ausfällen von Gipskristallen.

Bei einem Quellversuch sollte der Abbruch erst dann vorgenommen oder die Belastung verändert werden wenn ein eindeutiger Gleichgewichtszustand erreicht worden ist. Nach unseren Erfahrungen ist dies dann der Fall, wenn innerhalb eines Zeitraumes von 20 % der totalen Versuchszeit (bzw. 20 % der Versuchszeit pro Laststufe) keine Dehnungs- bzw. Spannungszunahme mehr registriert wird. Die Beobachtung von tonhaltigen Gesteinen sollte mindestens einen Monat andauern, bei stufenweisen Be- oder Entlastungen mindestens 14 Tage pro Laststufe. Bei anhydritführenden Gesteinen ist die Versuchsdauer aus den erwähnten Gründen bedeutend grösser anzusetzen.

LITERATURVERZEICHNIS

- Acatos A., Seitz A., Sommer H. (1911): Bodensee-Toggenburg-Zürichsee, Denkschrift über die Eisenbahnverbindung, Buchdruckerei Zollikofer & Cie., St. Gallen
- Anagnostou G. (1992): Untersuchungen zur Statik des Tunnelbaus in quellfähigem Gebirge, Dissertation, ETH Zürich, VDF, Band 201
- Amstad Ch., Köppel J. (1977): A multihead borehole rod-extensometer design, Field Measurements in Rock Mechanics, International Symposium, Zurich
- Amstad Ch., Kovári K. (1984): Strain monitoring in the subsoil of the Munich subway, 2nd Conference on Mass Transportation in Asia, Singapore
- Amstad Ch. (1998): Beurteilung des Gebirges, SIA-Einführungstagung zur Empfehlung SIA 199, Fribourg
- Andreae C. (1956): Gebirgsdruck und Tunnelbau, Schweizerische Bauzeitung, Heft Nr. 8
- Anrich H. (1958): Zur Frage der Vergipsung in den Sulfatgesteinen des Mittleren Muschelkalkes und des Gipskeupers in SW Deutschland, Neues Jahrbuch für Geologie und Paläontologie, Abhandlungen, Bd. 106
- Beck A., Golta A. (1972): Tunnelsanierungen der Schweizerischen Bundesbahnen, Schweiz. Bauzeitung, Heft 36
- Beiche H. (1991): Bemessung und Bau eines Tunnels in anhydrithaltigem Gebirge (B-14 Tunnel in Stuttgart), Geotechnik, Sonderheft
- Berner D. (1991): Die Geologie des Freudensteintunnels, Ingenieurbauwerke, DB Neubaustrecke Mannheim-Stuttgart, Nr. 7
- Bernhardt K., Rock D. (1995): Der Engelberg-Basistunnel; Bau und Finanzierungskonzept eines Autobahntunnels mit aussergewöhnlichen Querschnittsabmessungen in schwierigen Gebirgsformationen, STUVA-Tagung in Stuttgart, Forschung + Praxis, No. 36
- Bernhardt K. (1996): Der Engelberg-Basistunnel - Planung, Bauablauf und Ausschreibung, Geotechnik 19, Nr.3
- Binder C. (1864): Jahreshefte des Vereins für vaterländische Naturkunde in Württemberg, 20. Jahrgang
- Blount C.W., Dickson F.W. (1973): Gypsum-Anhydrite Equilibria in Systems $\text{CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ and $\text{CaCO}_3\text{-NaCl-H}_2\text{O}$, American Mineralogist, 58
- Böhringer J., Jenni J.P., Hürlimann W., Resele G., Grauer R., Norbert J. (1990): Anhydritvorkommen als Wirtgestein für die Lagerung schwach- und mittelaktiver Abfälle, Technischer Bericht 88-15, Nagra
- Bruder J. (1974): Der Autobahntunnel bei Hölzern, Strasse Brücke Tunnel, Heft 4
- Bucher F., Müller-Vonmoos M. (1988): Bentonit als technische Barriere bei der Endlagerung hochradioaktiver Abfälle, Mitteilung Nr. 133 des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich
- Chiaverio F., Hürzeler D. (1996): Adlertunnel; Bergmännische Tunnelstrecke, Schweizerischer Ingenieur und Architekt, Nr. 18
- Conley R.F., Bundy W.M. (1958): Mechanism of gypsification, Geochimica et Cosmochimica Acta, 15
- Correns C.W. (1949): Growth and dissolution of crystals under linear pressure, Discuss. of the Faraday Society, Nr. 5
- Diethelm W. (1984): Description des projets des tunnels Est, Ouest et de Prébarreau, Mitteil. der Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Nr.110

- Einfalt H.-C. (1979): Umwandlung von Anhydrit in Gips - Mechanismus und Einflussfaktoren, 2. Nat. Tagung für Ing.-Geologie, Fellbach
- Einfalt H.C., Fecker E., Götz H.P. (1979): Das Dreiphasensystem Ton, Anhydrit, Gips und dessen zeitabhängiges Verhalten bei der Zugabe von wässrigen Lösungen, ISRM Kongress, Montreux
- Einsele G., Heitfeld K.H., Lempp Ch., Schetelig K. (1985): Auflockerung und Verwitterung in der Ingenieurgeologie, in: Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein, Springer, Berlin
- Einstein H., Bischoff N., Hofmann E. (1972): Verhalten von Stollensohlen in quellendem Mergel, Int.Symp. für Untertagebau, Luzern
- Ehrke E., Pfisterer W. (1998): 40jähriges Jubiläum des Stuttgarter Wagenburgtunnels, Tunnel 5
- Ericksen C., Kurz G. (1996): Instandsetzung des Schanztunnels - Entwurf und Ausführung, Geotechnik 19, Nr. 3
- Ericksen C., Kurz G. (1996): Sanierung eines alten im quellenden Gipskeuper gelegenen Eisenbahntunnels, Taschenbuch für den Tunnelbau, Verlag Glückauf, Essen
- Etterlin A. (1985): Die Sanierung des Hauenstein-Basistunnels, Schweizer Eisenbahn-Revue 5
- Fecker E. (1996): Untersuchung von Schwellvorgängen und Erprobung von Auskleidungskonzepten beim Freudenteintunnel, Tunnelbau 1996, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Glückauf GmbH, Essen
- Felber P. (1990): Zürichbergtunnel; Geologischer Befund, Projektierung und Bau der S-Bahn Zürich, Stäubli Verlag, Zürich
- Frölich B. (1986): Anisotropes Quellverhalten diagenetisch verfestigter Tonsteine, Veröffentlichungen des Inst. für Boden- und Felsmechanik, Uni Karlsruhe, Nr.99
- Gamble J.C. (1971): Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks, Ph.D. Thesis, University of Illinois
- Gassmann J., Gysel M., Schneider J.F. (1979): Anhydrit als Wirtgestein für die Endlagerung radioaktiver Abfälle in der Schweiz, Technischer Bericht Nr. 12, Nagra
- Götz H.P. (1978): Auswirkungen des Blähverhaltens von Gesteinen auf die Sohlhebungen im Tunnelbau, Dissertation, Universität Karlsruhe
- Golta A. (1967): Sohlhebungen in Tunneln und Stollen, Bericht No. 01459 des Ing. Büros Wehrli, Weimer & Golta, Zürich
- Golta A. (1973): Sohlhebung in blähendem Gebirge, in Müller L., Der Felsbau, Dritter Band, Tunnelbau, F. Enke Verlag, Stuttgart, 1978
- Golta A. (1975): Rekonstruktion des Rickentunnels, Schweizerische Bundesbahnen, Zürich
- Golta A. (1976): Schwellvorgänge im Planum schweizerischer Bahntunnels, Rock Mechanics, Suppl. 5
- Gremminger G., Spang J. (1978): Instandsetzung des Weinsberger Tunnels, Eisenbahningenieur, Heft 29
- Grim R.E. (1968): Clay Mineralogy, 2nd ed., McGraw-Hill, New York
- Grob H. (1972): Schwelldruck im Belchentunnel, Int. Symp. für Untertagebau, Luzern
- Gröger J. (1881): Statik der Tunnelgewölbe in druckreichem Gebirge, Verlag H. Dominicus, Prag
- Hardie L.A. (1967): The Gypsum-Anhydrite equilibrium at one atmosphere pressure, The American Mineralogist, 52
- Hauber L., Vögli B., Jordan P. (1995): Laufende Untersuchungen an Sulfatgesteinen, Quell-Kolloquium, Basel

- Hauber L. (1996): Die Geologie des Adlertunnels, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 18
- Henke K.F., Kaiser W., Nagel D. (1975): Geomechanische Untersuchungen im Gipskeuper, Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 184
- Henke K.F. (1976): Magnitude and rate of heave in tunnels in calcium sulphate bearing rocks, Bulletin of the Int. Assoc. of Engineering Geology, No. 13, Krefeld
- Henke K.F., Hiller M. (1982): Gipskeuper als Baugrund, Bauverwaltung, 1/82
- Hoff J.H., Armstrong E.F., Hinrichsen W., Weigert F., Just G. (1903): Gips und Anhydrit, Zeitung Phys. Chem., 52
- Holliday D.W. (1970): The Petrology of Secondary Gypsum Rocks, Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 40, Nr.2
- Huder J., Amberg G. (1970): Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit, Schweizerische Bauzeitung, 43
- Innerhofer G. (1966): Geotechnische Eigenschaften der Aquitan-Mergel, ISRM-Congress, Lisbon
- Jäckli H. (1989): Geologie von Zürich, Orell Füssli Verlag
- Jeanneret A., Koenig A., Rabemanantsoa H., Bouquin M. (1992): Aspects techniques et constructifs des tunnels des Hauts-Geneveys et du Mont Sagne, Publicat. de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, 126
- John M., Wogrin J. (1979): Geotechnische Auswertung des Richtstollens für den Vollaussbruch am Beispiel Pfändertunnel, Rock Mechanics, Suppl.8
- John M. (1981): Gegenüberstellung der Ergebnisse geotechnischer Messungen beim Arlberg- und Pfändertunnel, 4th Int. Congress on Rock Mech., Montreux, Balkema, Rotterdam
- Jordan P. (1994): Evaporite als Abscherhorizonte, Beiträge zur Geologischen Karte der Schweiz, Lieferung 164
- Kauffmann J. (1889): Über die Ausführung von Tunnels in pressbaren und in blähenden Gebirgsarten, Deutsche Bauzeitung, 23
- Kastner H. (1971): Statik des Tunnel- und Stollenbaus, Springer Verlag, Berlin
- Kiel J.R. (1991): Ein dreidimensionales Quellgesetz und seine Anwendung auf den Felshohlraumbau, Proc. 9. Nat. Felsmechanik Symposium, Aachen
- Kiel J.R., Wittke W. (1991): Interpretation der Ergebnisse von Grossquellversuchen in situ durch dreidimensionale numerische Berechnungen, Int. Congress on Rock Mechanics, Aachen
- Kirschke D., Kuhnhen K., Prommersberger G. (1991): Der Freudensteintunnel; Eine Herausforderung für den planenden Ingenieur, Ingenieurbauwerke, DB Neubaustrecke Mannheim-Stuttgart, Nr. 7
- Kirschke D., Kovari K., Prommersberger G. (1991): Bemessungsgrundlagen und Konstruktion der Sohle des Freudensteintunnels, Ingenieurbauwerke, DB Neubaustrecke Mannheim-Stuttgart, Nr. 7
- Kirschke D. (1996): Neue Versuchstechniken und Erkenntnisse zum Anhydritschwellen, Taschenbuch für den Tunnelbau, Verlag Glückauf, Essen
- Klonsdorf G., Schaser F. (1991): Baudurchführung des Freudensteintunnels, Bergmännische und offene Bauweisen, Ingenieurbauwerke, DB Neubaustrecke Mannheim-Stuttgart, Nr. 7
- Kobilinsky M. (1955): Der Durchstich Isère-Arc des Kraftwerks Randens, Schweiz. Bauzeitung, Heft 53
- Kovári K. (1972): Methoden zur Dimensionierung von Untertagbauten, Int. Symp. für Untertagbau, Luzern
- Kovári K., Amstad Ch., Grob H. (1974): Messung von Verschiebungen und Deformationen an Bauwerken mit dem Distometer-ISETH, Schweiz. Bauzeitung, Heft 36

- Kovári K., Amstad Ch. (1979): Field Instrumentation in Tunnelling as a Practical Design Aid, Proc. of the 4th Int. Congress on Rock Mechanics, Montreux, Balkema, Rotterdam
- Kovári K., Madsen F.T., Amstad Ch. (1981): Tunnelling with yielding support in swelling rocks, Proc. of the Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo
- Kovári K. (1986): Freudensteintunnel; Ausbaukonzept mit nachgiebiger Stützung, Gutachten, ETH-Zürich (internes Dokument)
- Kovári K., Amstad Ch., Anagnostou G. (1987): Tunnelbau in quellfähigem Gebirge, Mitteilung der Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik Nr. 115
- Kovári K., Fechtig R., Amstad Ch. (1992): Erfahrungen mit Vortriebsmaschinen grossen Durchmessers in der Schweiz, Forschung + Praxis, Nr. 34
- Kovári K., Amstad Ch. (1998): Feldmessungen in der Geotechnik, Fachseminar des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig
- Kraehenbuehl F., Stoeckli H.F., Brunner F., Kahr G., Müller-Vonmoos M. (1987): Study of the Water-Bentonite System by Vapour Adsorption, Immersion Calorimetry and X-ray Techniques, Clay Minerals, 22
- Krause H., Wurm F. (1975): Geologische Grundlagen und Untersuchungen zum Problem der Sohlhebungen in Keupertunneln Baden-Württembergs, Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 184
- Krause H. (1976): Sulphate rocks in Baden-Württemberg and their importance in relation to civil engineering, Bulletin of the Int. Ass. of Engineering Geology, Nr. 13
- Krause H. (1977): Zur Geologie und Statistik des Tunnelbaus in Baden-Württemberg unter besonderer Berücksichtigung der Keupertunnel, Jh. geol. Landesamt, Baden-Württemberg
- Kuhnhehn K., Bruder J., Lorscheider W. (1979): Sondierstollen und Probestrecken für den Engelberg-Basistunnel, Ber. 2. Nat. Tag. Ing.-Geol., Fellbach
- Kuhnhehn K., Lorscheider W. (1979): Sondierstollen mit Probestrecken für den Engelberg-Basistunnel der Autobahn Heilbronn-Stuttgart, Rock Mechanics, Suppl. 8
- Kuhnhehn K. (1997): Anhydrit setzt Tunnelbauer unter Druck, Sonderausgabe der ARGE-Engelberg zum Durchschlag
- Kurz G. (1983): Sanierung des Kappelbergstunnels, Manuskript zum Vortrag, Technische Akademie Esslingen
- Kurz G., Spang J. (1984): Instandsetzung und Erneuerung der Blähstrecke des Kappelbergstunnels, Bautechnik, Heft 11
- Kurz G. (1986): Sanierung des Kappelbergstunnels, Tunnelbau, Kontakt & Studium, Band 184
- Laabmayr F., Eder M. (1994): Achbergstunnel - ein Tunnelbau in einer grossen Störungszone der nördlichen Kalkalpen, Tunnel 2
- Laabmayr F., Eder M., Schwab P. (1996): Der Achbergstunnel - Umfahrung Unken, Felsbau 14, Nr.3
- Labhart T. P. (1987): Geologie der Schweiz, Hallwag Verlag Bern und Stuttgart
- Labhart T.P. (1988): Geologie, Einführung in die Erdwissenschaften, Hallwag Verlag Bern und Stuttgart
- Lang H.J., Nüesch R. (1994): Seelisbergstunnel, Untersuchung von Kernproben, Int. Bericht Nr. 4463, Institut für Geotechnik, ETH Zürich
- Lienhard F. (1947): Tunnelbauten, Ein Jahrhundert Schweizer Bahnen 1847-1947, Band II

- Lippmann F. (1976): Corrensite, a swelling clay mineral and its influence on floor heave in tunnels in the Keuper formation, *Bulletin of the Int. Ass. of Eng. Geology*, Nr. 13
- Lippmann F., Schüle F. (1975): Mineralogische Untersuchungen an Keupergesteinen unter besonderer Berücksichtigung der Tonminerale, *Strassenbau und Strassenverkehrstechnik*, Heft 184
- Lombardi G. (1972): Diskussionsbeitrag zum Thema 2, *Int. Symp. für Untertagbau*, Luzern
- Lombardi G. (1979): Rock Mechanics at the CERN Proton-Antiproton Facilities, 4th. *Int. Congress on Rock Mechanics*, Montreux, Vol. 3
- Lombardi G. (1984): Underground Openings in Swelling Rock, *First National Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Lahore
- Macdonald G.J.F. (1953): Anhydrite-Gypsum Equilibrium Relations, *American Journal of Science*, 251
- Madsen F. (1976): Quelldruckmessung an Tongesteinen und Berechnung des Quelldrucks nach der DLVO-Theorie, *Mitteil. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik*, Nr. 108, ETH Zürich
- Madsen F. (1977): Surface area measurements of clay minerals by glycerol sorption on a thermobalance, *Thermochimica Acta*, 21
- Madsen F., Müller-Vonmoos M. (1985): Swelling pressure calculated from mineralogical properties of a jurassic opalinum shale, *Clay and Clay Minerals*, Vol. 33, No. 6
- Madsen F., Kahr G. (1985): Quellende Gesteine als Ursache von Problemen im Untertagbau, *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Nr. 19
- Madsen F., Müller-Vonmoos M. (1988): Das Quellverhalten der Tone, *Tonmineralogie und Bodenmechanik*, *Mitteil. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik* Nr. 133, ETH Zürich
- Madsen F., Nüesch R. (1990): Langzeitverhalten von Tongesteinen und tonigen Sulfatgesteinen, *Mitteil. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik* Nr. 140, ETH Zürich
- Madsen F. (1993): Quellfähige Gesteine, *Tonmineralogie für die Geotechnische Praxis*, *Veröffentl. des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern*, Heft 64
- Madsen F., Flückiger A., Hauber L., Jordan P., Vögtli B. (1995): New investigations on swelling rocks in the Belchentunnel, Switzerland, *Proc. Int. Congress on Rock Mechanics*, Vol. 1, Tokyo
- Märki E. (1987): Zielsetzungen und Prioritäten bei der Sanierung von Tunneln der SBB, *Sonderausgabe zur Rekonstruktion des Hauenstein-Basistunnels*, A. Etterlin, Luzern
- Marsal D. (1952): Der Einfluss des Druckes auf das System $\text{CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$. *Heidelb. Beitr. zur Mineralogie und Petrographie*, 3
- Meyer E. (1980): Der Seelisberg-Strassentunnel, *Übersicht über das Projekt*, *Schweizer Ingenieur und Architekt*, 50
- Meyer E., von Mandach F., Hasler M., Kress H. (1980): Seelisbergtunnel, *Bau- und Montagearbeiten*, *Schweizer Ing. und Architekt*, Heft 50
- Mitchell J.K. (1993): *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley & Sons, Inc., New York
- Müller-Vonmoos M. et al. (1988): *Tonmineralogie und Bodenmechanik*, *Mitteil. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik* Nr. 133, ETH Zürich
- Murray R.C. (1964): Origin and Diagenesis of Gypsum and Anhydrite, *Journal of Sedimentary Petrology*, 34
- Nagel D. (1986): Sohlhebungen in den Keupertunneln von Baden-Württemberg, *Tunnelbau, Kontakt & Studium*, Band 184

- Nagra (1984): Die Kernbohrung Beznau, Technischer Bericht NTB 84-34
- Nüesch R. (1991): Das mechanische Verhalten von Opalinuston, Mitteilungen aus dem geol. Institut der ETH Zürich und der Universität Zürich, Nr. 293
- Nüesch R. (1993): Das Mikrogefüge in Tongesteinen, Tonmineralogie für die geotechnische Praxis, Veröffentl. des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Eigenverlag
- Nüesch R., Madsen F., Steiner W. (1995): Long time swelling of anhydritic rocks; Mineralogical and microstructural evaluation, Proc. Int. Congress on Rock Mechanics, Tokyo
- Olsen H.W. (1969): Simultaneous fluxes of liquid and charge in saturated kaolinite, Soil Science Society of America, Proc., Vol. 33, No. 3
- Olsen H.W. (1972): Liquid movement through kaolinite under hydraulic, electric and osmotic gradients, The American Assoc. of Petroleum Geologist Bulletin, Vol. 56, No.10
- Oudotte G., Guitaut F. (1957): Souterrain de Genevrevuille, Travaux, Revue mensuelle, Editions Science et Industrie, No. 278
- Paul A., Wichter L. (1996): Das Langzeitverhalten von Tunnelbauwerken im quellenden Gebirge - Neuere Messergebnisse vom Stuttgarter Wagenburgtunnel, Taschenbuch für den Tunnelbau, Verlag Glückauf, Essen
- Petrascheck W. (1914): Über einige für die Tiefbohrtechnik wichtige Eigenschaften von Tongesteinen, Österreichische Zeitschrift für Berg- und Hüttenwesen, No.8
- Pfändertunnel, Rheintal Autobahn A14 (1978): Bundesstrassenverwaltung, Abt. VIIb, Strassenbau, Amt der Vorarlberger Landesregierung
- Pimentel E. (1996): Quellverhalten von diagenetisch verfestigtem Tonstein, Dissertation, Veröffentl. des Institutes für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe
- Posnjak E. (1938): The system CaSO_4 , American Journal of Science, 5th. ser., 35-A
- Prader D. (1976): Heitersbergtunnel der Schweizerischen Bundesbahnen, Rock Mechanics, Suppl. 5, Springer-Verlag
- Prawit A. (1997): Einsatz von Betonpumpen und Verteilermasten beim Bau des Engelberg-Basistunnels, Tunnel 8
- Pregl O., Fuchs M., Müller H., Petschl G., Riedmüller G., Schwaighofer B. (1980): Dreiaxiale Schwellversuche an Tongesteinen, Geotechnik, Nr.1
- Prommersberger G. (1991): Der Freudensteintunnel, Ingenieurbauwerke, DB Neubaustrecke Mannheim-Stuttgart, Band 7
- Pressel W., Kauffmann J. (1860): Der Bau des Hauensteintunnels auf der Schweizerischen Centralbahn, Bahnmaier's Buchhandlung, Basel und Biel (Wissenschaftshistorische Sammlung der ETH Zürich)
- Priesnitz K. (1969): Das Karstrelief des südlichen Harzvorlandes im Lichte neuerer Arbeiten zum System $\text{CaSO}_4 - \text{NaCl} - \text{H}_2\text{O}$, 5. Int. Kongress für Speläologie, Stuttgart
- Rehbock H. (1998): Die Auffahrung des Engelberg-Basistunnels bei extremen Gebirgsbedingungen, Nobel Hefte 1
- Rick B. (1991): Geotechnische und hydrochemische Folgen der Verwitterung sulfathaltiger Gesteine, Beiträge zur Geologie der Schweiz, Geotechnische Serie, Lieferung 80
- Ritter W. (1879): Statik der Tunnelgewölbe, Verlag von Julius Springer, Berlin
- Rock D., Schömig E. (1999): Engelberg-Basistunnel und die dabei gewonnenen Erfahrungen beim Bau eines grossen Tunnelquerschnitts im quellenden Gebirge, Taschenbuch für den Tunnelbau, Verlag Glückauf, Essen

- Rothpletz F. (1918): Woran leiden unsere Eisenbahntunnel, wie kann abgeholfen und wie vorgebeugt werden, Schweizerische Bauzeitung, Nr. 7
- Sahores J. (1962): Contribution à l'étude des phénomènes mécaniques accompagnant l'hydratation de l'anhydrite, Revue des matériaux de construction
- Schaechterle K. (1926): Tunnelumbau in quellendem Gebirge, Die Bautechnik, Heft 30
- Schaechterle K. (1929): Die Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels bei Fichtenberg, Die Bautechnik, Heft 40
- Scherer J., Fidjeströl P. (1995): Microsilica-Betone unter Sulfatangriff, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 10
- Schillinger G., Spang J. (1966): Der Belchentunnel der schweizerischen Nationalstrasse N2, Strassen- und Tiefbau, Heft 1
- Schillinger G. (1970): Die Felsdrücke im Gipskeuper beim Bau des Belchentunnels, Strasse und Verkehr, Nr. 10
- Schlenker B. (1971): Petrographische Untersuchungen am Gipskeuper und Lettenkeuper von Stuttgart, Oberrhein. geol. Abh. Nr. 20, Karlsruhe
- Schmassmann H. (1964): Geologische Aufnahmen 1:200 im Belchentunnel, Tiefbauamt Kanton Basel-Land
- Schmid L. R. (1995): Tunnelbauten im Angriff aggressiver Bergwässer, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 44
- Schneider T.R. (1984): Geologischer Schussbericht Seelisbergtunnel, Zusammenfassung, Beiträge zur Geologie der Schweiz, Schweiz. Geotechn. Kommission
- Schneider T. R. (1994): Seelisbergtunnel; Amdenermergestrecke. Geologische Dokumentation der Gleitmikrometerbohrungen, Bericht des Tiefbauamtes des Kantons Nidwalden
- Schneider J. (1994): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Verlag der Fachvereine, Zürich
- Schneller A., Heierli W., Schindler J. (1990): Das Projekt Zürichbergtunnel, Projektierung und Bau der S-Bahn Zürich, Stäubli Verlag, Zürich
- Schurr E. (1991): Der Tunnelbau beginnt; Der Heschlacher Tunnel, Landeshauptstadt Stuttgart, Technisches Referat/Tiefbauamt
- Sonderegger U.C. (1985): Das Scherverhalten von Kaolinit, Illit und Montmorillonit, Dissertation ETH Zürich Nr. 7772
- Spaun G. (1974): Über die Ursachen von Sohlhebungen in Tunneln des Gipskeupers, Festschrift Leopold Müller, Karlsruhe
- Steiner W., Metzger R. (1988): Erfahrungen aus Tunneln in quellendem Gestein, Bahn 2000 Wiesenbergtunnel, Schweiz. Bundesbahnen, Kreisdirektion II, Luzern
- Steiner W. (1989): Wiesenbergtunnel (Bahn 2000), Dokumentation D 037, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
- Stini J. (1950): Tunnelbaugeologie, Springer Verlag, Wien
- Terzaghi K. (1936): Discussion No. J-8, Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, Cambridge
- Terzaghi K. (1946): Rock Defects and Loads on Tunnel Supports, Rock Tunnelling with Steel Supports, R.V. Proctor and Th. White, published by the Commercial Shearing and Stamping Company, Youngstown, Ohio
- Thury M. (1997): The Mont Terri Underground Rock Laboratory, European Geologist

- Uppal H.L. (1969): Modification of Expansive Soils for Use in Road Work, Proc. of the Second Int. Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A&M University
- Vardar M., Fecker E. (1984): Theorie und Praxis der Beherrschung löslicher und quellender Gesteine im Felsbau, Felsbau, Nr. 2
- Venter J.P. (1981): Free-swell Properties of Some South African Mudrocks, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo
- Vögtli B., Jordan P. (1996): Quelldruckentwicklung in Ton- und Sulfatgesteinen, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 18
- Von Moos A. (1949): Quellerscheinungen an schweizerischen Molassemergeln, Schweiz. Geologische Gesellschaft
- Wagenburgtunnel in Stuttgart, Die Arbeiten des Tiefbauamtes, Folge 1, Stuttgart 1957
- Wagner C.J. (1905): Tunnelbau und Gebirgsdruck, Schweizerische Bauzeitung
- Wallrauch E. (1997): Geologie des Engelberg-Basistunnels, Sonderausgabe der ARGE-Engelberg zum Durchschlag
- Werder F. (1989): Sanierungs- und Erneuerungsarbeiten im Belchentunnel (N2), Dokumentation D 037 des Schweiz. Ingenieur- und Architektenvereins
- Wichter L. (1989): Quellen anhydrithaltiger Tongesteine, Bautechnik 66, Heft 1
- Widmer Th. (1991): Zur Stratigraphie und Sedimentologie der Anhydritgruppe (Mittlere Trias) in der Region Liestal-Arisdorf, Beiträge zur Geologie der Schweiz, Lieferung 79
- Wiesmann E. (1914): Über die Stabilität von Tunnelmauerwerk unter Berücksichtigung der Erfahrungen beim Bau des Hauenstein-Basistunnels, Schweizerische Bauzeitung, Band 64, Nr.3
- Wiesmann E. (1917): Der Bau des Hauenstein-Basistunnels, Denkschrift
- Winkler E.M., Singer P.C. (1972): Crystallization Pressure of Salts in Stone and Concrete, Geol. Soc. of America Bulletin
- Winkler E.M. (1973): Stone: Properties, Durability in Man's Environment, Springer Verlag
- Wittke W. (1978): Grundlagen für die Bemessung von Tunnels in quellendem Gebirge, 3. Nationale Tagung über Felsmechanik, Aachen
- Zünd K., Bischoff N. (1987): Rekonstruktion Hauenstein-Basistunnel; Das Bauprojekt, Sonderausgabe zur Rekonstruktion des Hauenstein-Basistunnels, A. Etterlin, Luzern