

Role of brittle fracture on swelling behaviour: evidence from tunnelling case histories

Spröbruch in wenig festem Fels als Auslöser von Quellvorgängen: Erkenntnisse aus Fallstudien

The evaluation of several case histories of tunnels in swelling rock with sulfate bearing minerals shows that brittle fracture plays an important role in the development of swelling processes. Brittle failure by spalling has been directly observed in several tunnels, as early as the 19th century and more recently. Numerical analyses applied to different case histories with observed heave and development of strong swelling pressure, considering different construction processes; agree with the observed swelling zones. The effect of construction procedures on swelling in particular the development of pressures and swelling zones becomes evident from these analyses. For a better understanding of swelling processes brittle failure processes have to be considered in the analyses.

1 Introduction

In an article [1] published a few months ago, the role of brittle fracture in the behaviour of tunnels in weak, swelling rock was studied, considering brittle fracture processes observed near tunnels in similar stress to strength conditions and numerical analyses. Comparisons were also made with observations in clay shale [2] [3] [4] of similar strength. It was proposed that the swelling phenomenon is not only affected by ground conditions and brittle failure processes but, as a consequence, is also strongly influenced by excavation, construction and support sequences and procedures.

In the following article, several case histories are presented and discussed where on one hand swelling behaviour was observed during construction, causing locally severe problems during construction and during operation of the tunnel, in contrast to construction procedures permitting smooth construction. This experience dates back to the 19th and the early 20th century and provides an insight into factors that affect swelling and the magnitude of swelling pressures that can develop behind a tunnel lining.

2 Qualitative evidence of swelling induced by brittle failure

In this section, several case examples are discussed to support the hypothesis of brittle failure controlled swelling, as presented by Steiner et al. [1] and to draw practical conclusions for tunnelling in swelling rock. These considerations are based on experience from railway and road tunnels in the Jura mountains in north-western Switzerland and tunnels in south-western Germany in and around the

Die Auswertungen von Beobachtungen aus ausgeführten Tunneln im Sulfat führenden Gebirge zeigen, dass Spröbruchvorgänge eine entscheidende Rolle spielen im Aufbau von Quelldrücken und Quellhebungen. Einerseits wurden in verschiedenen Tunneln, teilweise im 19. Jahrhundert, Spröbruchvorgänge direkt beobachtet, wenn Abschaltungen auftraten. Andererseits konnte mit numerischen Analysen gezeigt werden, dass je nach Bauvorgang unterschiedlich große, zerbrochene Zonen auftreten, die mit beobachteten Quellzonen und Hebungen an ausgeführten Bauwerken gut übereinstimmen. Die Auswirkung unterschiedlicher Bauvorgänge auf Größe der Quelldrücke und der quellenden Bereiche kann zumindest qualitativ nachgewiesen werden. Bei Tunnelbauten in quellendem Gebirge ist die Ausbildung von Spröbrüchen zu berücksichtigen.

1 Einleitung

In einem kürzlich veröffentlichten Beitrag [1] wurde die Auswirkung von Spröbrüchen im weichen Gestein auf das Quellverhalten mit Beobachtungen und numerischen Analysen dargelegt. Das Verhalten von Gebirge im Opalinuston [2] [3] [4] mit vergleichbarer Festigkeit und Beanspruchung wurde mit einbezogen. Wie im früheren Beitrag erläutert, werden Quellvorgänge nicht nur vom Baugrund beeinflusst, sondern wesentlich durch die Ausbruch-, Bau- und Sicherungsverfahren mitbestimmt. Im Folgenden werden verschiedene Fallstudien analysiert, beiden beim Bau und im Betrieb große Schwierigkeiten auftraten oder bei denen während des Baus besondere Probleme auftraten. Diese Erfahrungen reichen teilweise ins 19. Jahrhundert zurück oder stammen aus dem frühen 20. Jahrhundert und geben Hinweise auf das Gebirgsverhalten und die Beanspruchungen der Tunnelauskleidung.

2 Beobachtungen

Hier werden Beobachtungen aus verschiedenen Fallstudien dargelegt, welche die Hypothese der Auslösung von Quellvorgängen durch Spröbrüche aufgrund unterschiedlicher Erfahrungen stützen. Aus diesen Erfahrungen werden Folgerungen für die Ausführung von Tunneln abgeleitet. Diese Überlegungen stützen sich auf Erfahrungen von Bahn- und Straßentunneln im Jura der Nordwestschweiz, südlich von Basel und aus der Umgebung von Stuttgart in Baden-Württemberg, die für das Projekt



Fig. 1. Core with slickensides in anhydrite-bearing claystone (gypsum keuper) from a boring in western side wall of the Hauenstein Base Tunnel (1988)

Bild 1. Bohrkern mit anhydritführendem Tonstein (Gipskeuper) mit Harnischflächen aus einer Bohrung in der westlichen Ulme des Hauenstein Basistunnels (1988)

city of Stuttgart The information presented was previously compiled for the design of the Wisenberg tunnel [5] [6] [7] and is supplemented by later experience [8].

2.1 Observations from Hauenstein Base Tunnel

The Hauenstein Base Tunnel was built between 1912 and 1916 and was reconstructed from 1919 to 1923 and from 1980 to 1986.

In 1988, stress measurements with flat jacks were carried out in the lining of the Hauenstein Base Tunnel to assist the design of the planned parallel Wisenberg tunnel [7] [9] and to estimate the swelling pressure acting on the liner. The back-calculated swelling pressures are of the order of 1.8 to 2.5 MPa [7] [9] and do not correspond to the highly variable swelling pressures (1.5 to 4.7 MPa) measured on small laboratory samples from a horizontal boring drilled in the western side wall of the tunnel. The samples from the gypsum keuper (Anhydrite shale) are very heterogeneous (Figure 1), and show a large scatter in mineralogical composition [10] [11]. After the swelling tests [11], gypsum veins were observed with crystallized gypsum across the rock matrix created in the sample by brittle cracks and shears.

2.2 Observations and interpretation of events at Belchen Tunnel

The 3.2 km long dual-tube Belchen Motorway Tunnel was constructed between 1961 and 1969 and crosses the folded section of the Jura mountains (Faltenjura) with nearly half in gypsum keuper [12]. The overburden is about 100 m for 0.8 km and 150 to 200 m for the remainder of the tunnel length in gypsum keuper; the maximum overburden is 370 m in shale. During construction, 1,900 m of invert already had to be replaced by a stronger invert arch. The tunnels had to undergo several phases of local repair [13] and a major reconstruction between 2002 and 2004 in an effort to extend the safe use life of the tun-

Wisenberg Tunnel [5] [6] [7] zusammengetragen wurden. Weitere Erfahrungen sind in [8] enthalten.

2.1 Beobachtungen aus dem Hauenstein Basistunnel

Der Hauenstein Basistunnel wurde von 1912 bis 1916 gebaut und musste bereits 1919 bis 1923 ein erstes Mal saniert werden. Eine zweite Sanierung erfolgte 1980 bis 1986.

Für die Planung des Wisenbergtunnels, der als zweiter Juradurchstich ungefähr parallel zum Hauensteintunnel vorgesehen ist, wurden 1988 mit Schlitzpressen die Spannungen im Tunnelgewölbe des Hauensteinbasistunnels gemessen, um daraus die wirkenden Quelldrücke, insbesondere im Gipskeuper, abzuschätzen [7] [9]. Die so ermittelten Quelldrücke sind mit 1,8 bis 2,5 MPa geringer und streuen weit weniger als die an kleinen Proben in Laborversuchen ermittelten Quelldrücke (1,5 bis 4,7 MPa)

Die Proben aus Gipskeuper (Bild 1) waren sehr heterogen, was auch die durchgeführten mineralogischen Untersuchungen [10] [11] zeigen. In Laborproben wurden nach der Durchführung von Quellversuchen [11] gipsgefüllte Klüfte und Schichtfugen aus kristallisiertem Gips festgestellt, die durch die ursprüngliche Felsmasse verliefen und sich offensichtlich in neuen Rissen (Sprödbrüchen) gebildet hatten.

2.2 Beobachtungen und Interpretationen aus dem Belchentunnel

Der 3,2 km lange zweiröhrige Belchen Autobahn Tunnel wurde von 1961 bis 1969 erbaut und quert den Faltenjura. Er liegt zur Hälfte in Gesteinen des Gipskeupers [12]. Die Überlagerung im Gipskeuper beträgt etwa 100 m für 0,8 km und im übrigen Abschnitt 150 bis 200 m; die größte Überlagerung beträgt 370 m im Opalinuston. Größere bautechnische Probleme ergaben sich schon während des Baus. Noch während des Baus musste auf einer Länge von ca. 1.900 m das ursprüngliche Sohlgewölbe herausgerissen und durch ein stärkeres Sohlgewölbe ersetzt werden. Seit Inbetriebnahme mussten verschiedene Instandsetzungsarbeiten [13] vorgenommen werden. Von 2002 bis 2004 wurden beide Röhren durchgehend saniert, um die Lebensdauer um 20 Jahre zu verlängern. Nun wird eine dritte Röhre gebaut, damit die bestehenden Röhren nacheinander außer Betrieb genommen und erneut saniert werden können.

2.2.1 Bauvorgänge

Das Bauverfahren der Belchentunnel war mehrstufig (Bild 2). Zuerst wurden zwei Seitenstollen mit Wassergräben ausgebrochen, anschließend wurden Betonbankette erstellt, die als Fahrbahn für einen Hufeisenschild dienten [12] [14] Im Schutz dieses Schilts wurde der Tunnel im Vollaussbruch mit Sprengen aufgeföhren. Dabei stützte sich der Schild zuerst an umsetzbaren Stahlbögen ab, später wurde ein fahrbarer Vorschubrahmen verwendet. Als Sicherungsmaßnahmen wurden zuerst Stahlbögen mit Stahlblechen, später Spritzbeton und Felsanker, verwendet. Die Bauphasen erstreckten sich über lange Zeitperioden, bei der Weströhre mehrere Jahre, bei der Oströhre noch 12 bis 20 Monate. Das Innengewölbe folgte einige Monate bis ein Jahr später, darauf folgte das Sohlgewölbe.

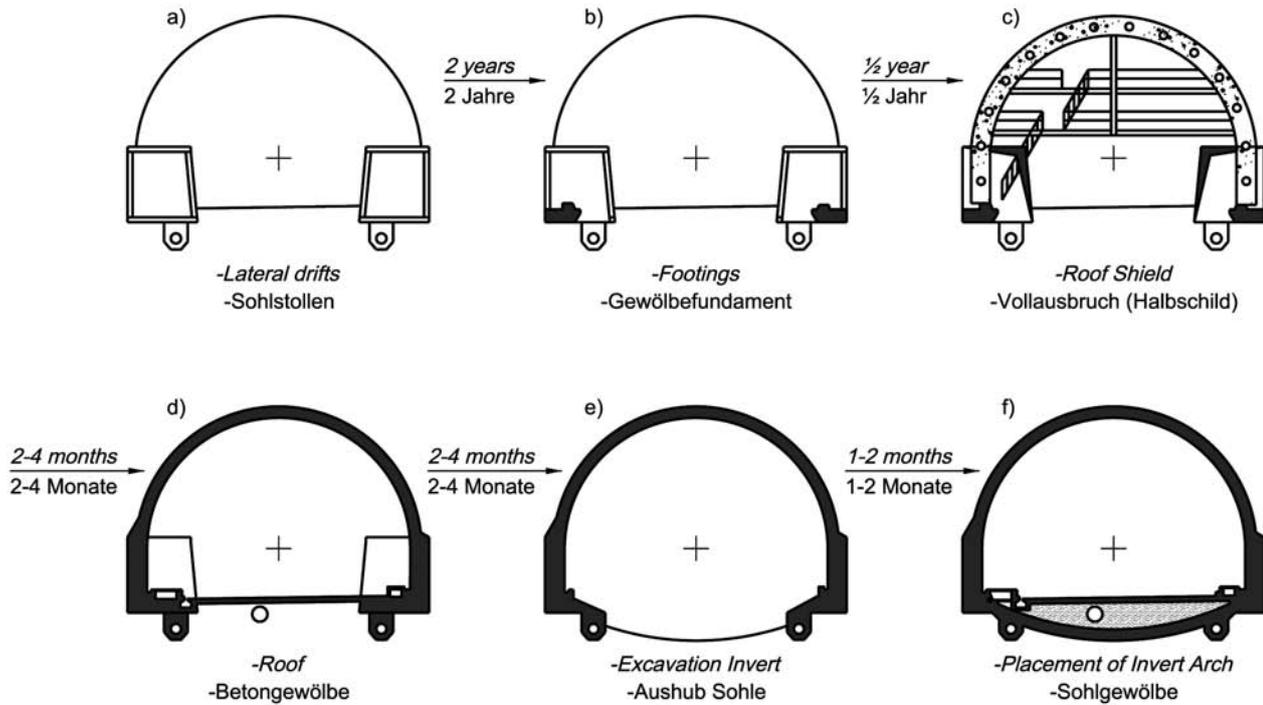


Fig. 2. Construction sequence of Belchen Tunnel (from top left to bottom right): a) Excavation of side drift with drainage ditches; b) Placement of strip footings to serve as track for shield; c) Excavation of heading under shield and installation of support with steel arches and steel plates, partly with backfill-concrete; d) Placement of concrete arch in crown; e) Excavation of invert; f) Pouring of invert concrete arch [14]

Bild 2. Bauvorgang des Belchentunnels (von oben links nach unten rechts): a) Ausbruch der Seitenstollen mit Wassergräben, b) Betonstreifen als Fahrbahn für den Schild, c) Ausbruch des Tunnels im Schutz des Schilds, d) Gewölbebeton, e) Ausbruch der Sohle, f) Betonieren der Sohlgewölbes [14]

nels by about 20 years. Now, a third tube is planned that will eventually allow for the reconstruction of the existing two tubes while maintaining four lanes of traffic.

2.2.1 Construction sequence

The Belchen Tunnels were initially constructed by first driving two side drifts (Figure 2), in which a concrete strip footing was placed that served as tracks for a horseshoe shaped half shield [12] [14]. The tunnel was then widened by drill and blast excavation to the full width under the protective roof of this shield. Initially, the shield was pushed from steel sets that were mounted and dismantled, which were later substituted by a moveable reaction frame. Spalling above the shield was observed. The initial support consisted of steel sets with steel plates; later shotcrete and rock bolts were used. In the western tube, which was excavated first, the time window from excavation of the side drifts to the full tunnel excavation extended over several years. The eastern tunnel excavation was achieved more rapidly over 12 to 20 months. The concrete in the roof and side walls was placed several months to a year later. The invert arch was concreted several weeks after the concrete arch in the top heading, 2 to 3 years after opening of the lateral drifts.

Swelling processes were already observed during the excavation of the lateral drifts [12]. Rock bolts in the invert of these drifts were not sufficient to control heaving [12] and the heaving process was augmented during the widening of the tunnel. After excavating the invert, the ini-

Quellhebungen wurden schon beim Bau der Seitenstollen [12] beobachtet. Felsanker in der Sohle der Seitenstollen reichten nicht aus, um Hebungen zu verhindern. Die Hebungen verstärkten sich mit Ausbruch des Tunnels. Das ursprünglich 0,45 m starke Sohlgewölbe (Bild 3) mit einem Radius von 10,4 m wies eine Traglast für Radial-

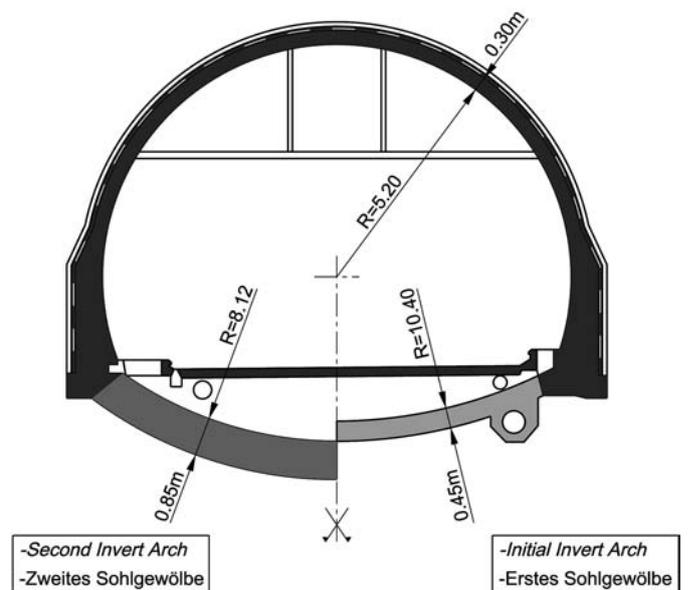


Fig. 3. Cross section of Belchen Tunnel with initial (right side) and second (left side) invert arch [12]
Bild 3. Querschnitt des Belchentunnels mit erstem (rechts) und zweitem (links) Sohlgewölbe [12]

tial, 0.45 m thick arch (Figure 3) with a radius of 10.4 m and a nominal radial stress capacity of 1.2 MPa could not prevent rapid heave. A stronger, 0.85 m thick invert, with a radius of 8.12 m and a radial stress capacity of 3 MPa was installed. The nominal capacity of the crown remained at about 1.6 MPa radial pressure, producing a capacity imbalance between floor and crown.

In 2.5 m deep exploratory pits, water flowed in and the degree of anhydrite to gypsum transformation decreased from top to bottom [12]. Layers of 1 to 2 mm thick gypsum were frequently observed. Water was circulating in newly formed fissures.

2.2.2 Behaviour of tunnel lining between 1966 – 1997

Shortly after construction, strains were measured reaching 0.1 to 0.2 % [12] in the crown arch, suggesting that the stresses in the concrete had reached or were approaching the limit of its compressive strength. Contact pressures from 0.5 to 3.5 MPa [12] were measured, with most of the cells being out-of-order after a few years. Substantial physical and chemical attack to the concrete was observed in several sections and it is assumed that the concrete has a reduced strength due to this chemical attack. Local repairs had to be executed in several sections [13] by replacing and reinforcing the crown lining. The thickness of the lining in the crown did not always reach the nominal thickness according to the design drawings (300 mm). Mineralogical investigations [15] [16] on samples from core borings indicate that the transformation of anhydrite into gypsum propagated 6m below the invert, and measurements with sliding micrometer [8] in these borings showed heave due to swelling.

2.2.3 Model of Belchen Tunnel

The complex construction sequence of the Belchen tunnel was modelled in pseudo-3D, plane-strain analyses with Phase2™ developed by Rocscience, Toronto. Brittle rock properties as shown in [1] for a tri-linear failure envelope were adopted to determine the extent of brittle failure (Table 1).

The analysed cross-section was somewhat simplified and represents a generic cross-section starting from a circular section. The construction sequence was simulated in stages. An overburden of 150 m resulting in overburden

spannungen von 1,2 MPa auf. Dieses Sohlgewölbe konnte rasche Sohlhebungen nicht verhindern und wurde zerstört. Ein zweites stärker bewehrtes Sohlgewölbe mit 0,85 m Stärke und 8,12 m Radius mit einer theoretischen Traglast von 3 MPa wurde eingebaut. Die radiale Traglast des Kalottengewölbes betrug 1,6 MPa Radialspannung. Somit bestand ein Ungleichgewicht der Traglasten zwischen Sohle und Kalotte.

In 2,5 m tiefen Sondierschächten wurde beobachtet, dass Wasser zuffloss und der Grad der Umwandlung von Anhydrit in Gips von oben nach unten zunahm. Weiterhin wurden 1 bis 2 mm starke Gipsbänder beobachtet. Wasser zirkulierte durch neu entstandene Risse im Gebirge.

2.2.2 Verhalten des Belchentunnels 1966 – 1997

Schon kurz nach dem Bau wurden Stauchungen des Betons in der Kalotte gemessen [12], diese erreichten 0,1 bis 0,2 %, was bedeutet, dass die Spannungen im Beton die einachsige Druckfestigkeit praktisch erreicht hatten. Kontaktspannungsmessungen zwischen Gipskeuper und Sohlgewölbe zeigten Quelldrücke von 0,5 bis 3.5 MPa [12]. Es wurden verschiedene kleinere und größere Reparaturen notwendig [13]; dabei wurden Teile des Gewölbes ersetzt und verstärkt. Man stellte auch fest, dass das Gewölbe in der Kalotte nicht immer die theoretische minimale Stärke von 300 mm aufwies. Mineralogische Untersuchungen von Proben aus Kernbohrungen [15] [16] zeigten, dass der Umwandlungsvorgang von Anhydrit in Gips sich tiefer unter die Sohle fortpflanzte. Messungen mit Gleitmikrometer in diesen Bohrungen zeigten Quellhebungen bis in eine Tiefe von 6 m unter die Sohle [8].

2.2.3 Numerisches Modell des Belchentunnels

Der komplexe Bauvorgang des Belchentunnels wurde mit dem Finite Element Programm Phase2™ von Rocscience, Toronto, in einem ebenen Pseudo-3D-Modell analysiert [1]. Die früher verwendeten Felseigenschaften [1] sind dem Modell zu Grunde gelegt (Tabelle 1)

Der analysierte Querschnitt weist einige Vereinfachungen auf und stellt einen generischen Kreisquerschnitt dar, in den die verschiedenen Ausbruchphasen eingepasst und phasenweise simuliert wurden. Angenommen wurde eine Überlagerung von 150 m, dies ergibt eine Vertikalspannung $\sigma_v = 4,1$ MPa, und einen geschätzten Horizon-

Table 1. Rock mass parameters applied with brittle failure envelope
Tabelle 1. Eigenschaften des Gebirges mit Spödrucheigenschaften

Uniaxial compressive strength UCS	Einachsige Druckfestigkeit	20 ± 5 MPa
m_i (Hoek-Brown)	Hoek-Brown Parameter	10–15
Geological Strength Index GSI	Geologischer Festigkeitsindex	70–80
Tensile strength	Zugfestigkeit	2 ± 1 MPa
Young's modulus	Elastizitätsmodul E	20 ± 10 GPa
Poisson's ratio	Querdehnungszahl ν	0.25–0.3
Spalling limit	Sprödruchgrenze σ_1/σ_3	7–10
Crack initiation threshold ratio CI/UCS	Rissbildungsgrenze CI/UCS	0.3

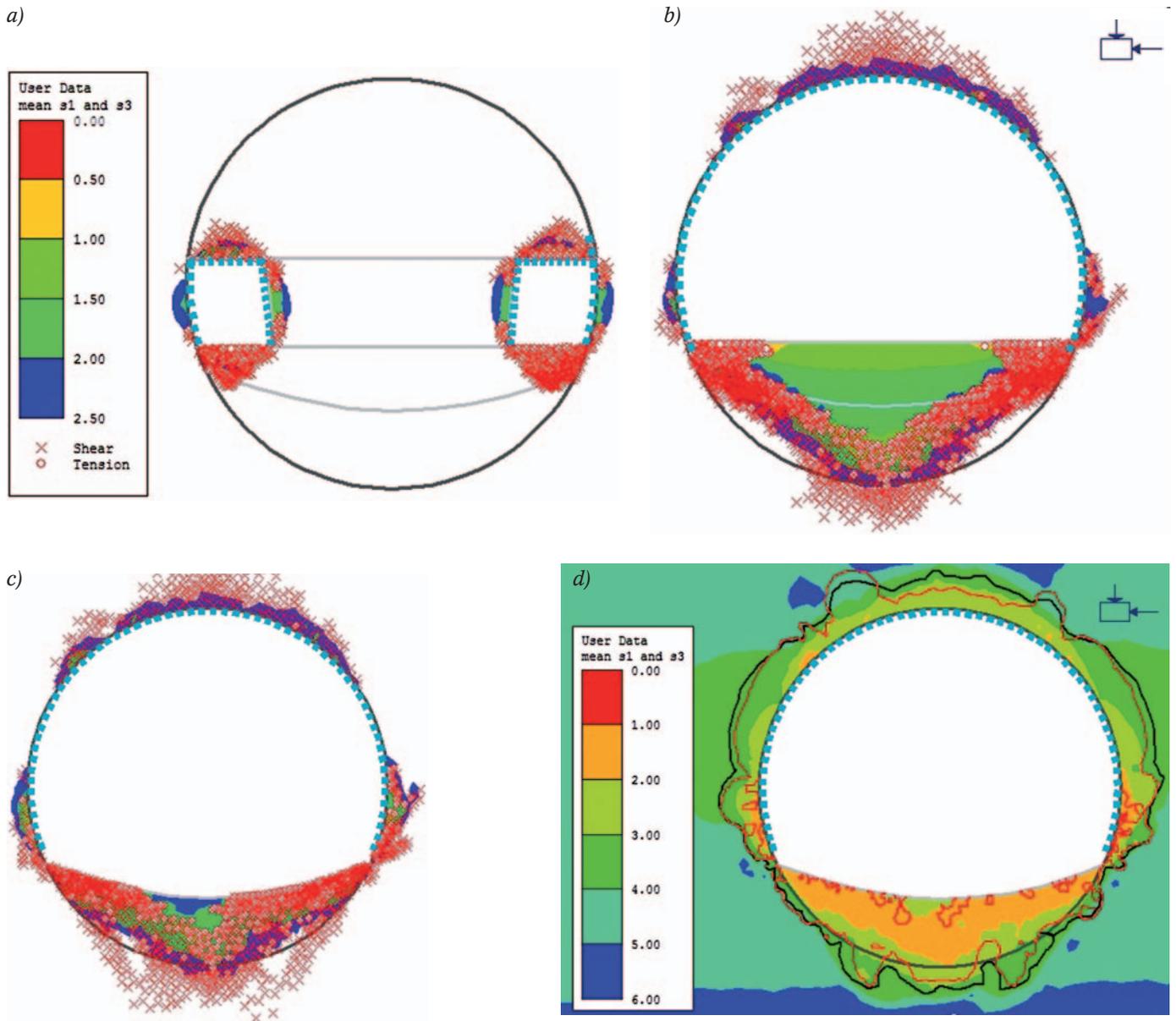


Fig. 4. Development of mean stresses (range 0 to 2.5 MPa): a) After excavation of side drifts with fractured zones below the floor of the side drifts to the depth of the eventual invert; b) During tunnel advance, simulated by softening the rock in the top heading; the fractured zone is deepened below the side drifts and coalesces below the heading, and the invert is becoming less confined (low mean stress near floor); c) After complete excavation of the invert, with fractured and softened zone in invert; the fractured zone extends slightly below the circular outline and the zone with swelling potential is slightly deepened; d) Mean stress distribution (range 0 to 6 MPa) at final stage (without support) showing that swelling potential as well as brittle failure potential ends at circular outline

Bild 4. Verlauf der mittleren Normalspannungen (Bereich 0 bis 2,5 MPa): a) nach Ausbruch der Seitenstollen mit Bruchzonen in deren Sohle bis zur Sohle des Tunnels reichend; b) während des Tunnelvortriebs, modelliert durch Verminderung der Steifigkeit des Felses in der Kalotte; die Bruchzone vertieft sich unter den Seitenstollen und die beiden Bruchzonen vereinigen sich unter der Sohle des Tunnels (Verminderung der Mittelspannung unter der Fahrbahn); c) nach Ausbruch der Sohle mit zerbrochener und aufgeweichter Sohle in der Sohle, die Bruchzone reicht unter den Kreisquerschnitt und die Zone mit Quellpotential reicht tiefer; d) Verlauf der Mittelnormalspannung (Bereich 0 bis 6 MPa) im Endzustand ohne Sicherung, hier zeigt sich, dass Sprödbrüche und Quellpotential am Kreisumriss enden

stress $\sigma_v = 4.1$ MPa and a $K_0 = 1.5$ was assumed. These analyses are intended to illustrate the failure process and do not fully reflect the detailed construction sequence with all support components.

The construction of the two side drifts was simulated in Step 1 (Figure 4a), the excavation of the heading is approximated with a reduced stiffness of the rock in the excavated section in Step 2 (Figure 4b), and the final excavation of the invert is executed in the last stage (Figure 4c). The

talspannungsbeiwert $K_0 = 1,5$ [1]. Der Zweck dieser Analysen ist die Darstellung der Bruchvorgänge im Gebirge. Daher wurden nicht alle Bauvorgänge im Detail modelliert.

In Schritt 1 wurde die Erstellung der beiden Seitenstollen (Bild 4a) modelliert, der Ausbruch des Tunnels über der Fahrbahn wurde durch Abminderung der Felssteifigkeit im Tunnelquerschnitt nachgebildet (Bild 4b). Der Ausbruch der Sohle erfolgte in einer dritten Phase

fractured zone with tensile (o) and shear (x) failure in the invert develops rapidly from the two side drifts when the confinement of the tunnel face disappears (between the stages illustrated in Figures 4 and 4b). Shortly after face excavation, two fracture zones coalesce and the entire zone in the floor of the top heading destresses and thus becomes prone to swelling. The mean stress is contoured for a range of 0 to 2.5 MPa (in Figures 4a to 4c, and from 0 to 6 MPa in Figure 4d to highlight where crystal growth is to be expected (at a mean stress of about 1.5 to 2.5 MPa). The sequence of figures shows how the zone of swelling potential propagates. As soon as the face passes, a deep zone with less than 2.5 MPa develops in the fracture zone, which reaches the circular outline. When the invert is excavated, the fracture zone deepens but the low mean stress zone (< 2.5 MPa) does not propagate beyond the circular outline.

The mean stress contours with an expanded scale to 6 MPa are shown in Figure 4d together with the $\sigma_3 = 1$ MPa contour and the spalling limit of $\sigma_1/\sigma_3 = 7$. This illustrates that the zone of high spalling potential (< 1 MPa confinement and > spalling limit of 7) and thus brittle fracture enhanced swelling potential is constrained by the circular outline (inside the two contours).

2.2.4 Interpretation of tunnel behaviour in light of these simulations

Long delays of many months occurred between the various construction phases and drainage ditches were located in the side drifts. Water could thus enter into the fractured zones in the base of the side drifts and eventually in the zone below the invert of the tunnel (at stage shown in Figure 4b). As a consequence, it must be assumed that swelling and softening processes started long before the top heading was completely excavated. The rapid heave after placement of the initial invert is therefore a likely consequence of long-term water infiltration into the fractured rock below the invert (Figures 4b and 4d).

In summary, the numerical analyses show that zones with tensile stress fracturing causing low normal and mean stresses develop with each excavation stage. Swelling behaviour was observed in the zones where water had easy access and fissuring had been observed in the field. This supports the hypothesis that swelling behaviour may be triggered by stress fracturing; and that the assumed material model reflects the behaviour of the rock. Most importantly, as discussed by Kaiser [17], the radial extensometer showed that swelling was localized at the yield front with high spalling potential, corroborating this interpretation [8].

2.3 Observations and interpretation from Adler Tunnel

The Adler Tunnel built from 1994 to 2000 is 5,700m long with 4,262 m driven by a shielded full-face TBM and was lined with precast segments. The tunnel crossed gypsum keuper (anhydrite shale) over a length of 1,095 m with overburden varying from 50 to 150 m. Four monitoring sections were placed in the zones with the highest swelling potential [18]. The main results of this monitoring are:

- The distribution of measured swelling pressure is irregular and ranges from 0.5 to 1.8 MPa radial stress; and

(Bild 4c). Die gebrochene Zone mit Zugbrüchen (o) und Scherung (x) in der Sohle entwickelt sich rasch von den beiden Seitenstollen her, wenn der Rückhalt in der Kalotte entfällt. In dieser Phase vereinigen sich die beiden Bruchzonen, und die Zone in der Sohle entspannt sich und wird damit dem Quellvorgang ausgesetzt. Der Bereich der mittleren Normalspannung ist von 0 bis 2,5 MPa dargestellt, um darzustellen, wo die Anhydrit-Gipsumwandlung bei Anwesenheit von Wasser zu erwarten ist. Die Entwicklung der Zonen mit Quellpotenzial ($\sigma_m < 2,5$ MPa) ist in der Folge der Bilder dargestellt, wie sie sich mit dem Ausweiten des Tunnels einstellt. Diese Zone erreicht den Kreisumfang; mit Ausbruch der Sohle verschiebt sich diese Zone aber kaum außerhalb des Kreisquerschnitts.

In Bild 4d sind die mittleren Normalspannungen in einem größeren Maßstab dargestellt zusammen mit dem Verlauf der kleinsten Hauptspannung $\sigma_3 = 1$ MPa und der Abplatzungsgrenze $\sigma_1/\sigma_3 = 7$. Diese Abbildung zeigt, dass diese rechnerischen Hauptquellzonen innerhalb des Kreisquerschnitts liegen.

2.2.4 Interpretation des simulierten Tunnelverhaltens

Zwischen den einzelnen Phasen verstrich meist eine lange Zeit, und die Wassergräben verliefen durch die Seitenstollen. Wasser konnte deshalb in die gebrochenen Zonen in der Sohle der Seitenstollen gelangen und später unter die ganze Sohle des Tunnels vgl. Bilder 4b bis 4d). Deshalb ist davon auszugehen, dass Quell- und Aufweichungsprozesse unter der Sohle einsetzten, lange bevor der Hauptquerschnitt ausgebrochen war. Die rasch aufgetretenen Hebungen des ersten Sohlgewölbes dürften eine Folge des Wasserzuflusses in den Fels in der Sohle sein vgl. Bilder 4b und 4d).

Zusammenfassend kann geschlossen werden, dass sich Zonen mit Sprödbrüchen, die zu niedrigen Haupt- und Mittelnormalspannungen führen, bei jeder Ausbruchphase ergaben. Quellhebungen wurden in Bereichen beobachtet, wo Wasser zufließen konnte und wo auch im Feld Risse beobachtet wurden. Diese Beobachtungen stützen Hypothesen, dass Quellprozesse durch Sprödbrüche ausgelöst werden und dass das gewählte Materialmodell das Gebirgsverhalten widerspiegelt. Weiter, wie von Kaiser [17] erläutert, zeigen radiale Gleitmikrometermessungen, dass spätere Quellvorgänge im Bereich der Bruchfront mit hohem Abplatzungspotenzial beobachtet wurden [8]. Somit werden obige Interpretationen weiter gestützt.

Obwohl durch die verhältnismäßig lange Zeit zwischen dem Ausbruch der Seitenstollen und dem Einbau des endgültigen Sohlgewölbes ein Zeitraum von mehreren Jahren lag, scheint der auf das Sohlgewölbe wirkende Quelldruck von bis zu 3 MPa sehr hoch und spricht nicht für eine Verminderung des langfristig wirkenden Quelldrucks durch die Zulassung großer Deformationen.

2.3 Adlertunnel: Beobachtungen und Interpretation

Der 5.700 m lange Adlertunnel wurde 1994 bis 2000 auf einer Länge von 4.262 m mit einer Schildmaschine aufgeföhren und mit Tübbing und einer Betoninnenschale ausgekleidet. Der Tunnel durchquert auf einer Länge von 1.095 m Gipskeuper mit Überlagerungen von 50 bis

- The zone of swelling determined by sliding extensometers is between 1 and 2 meters deep.

Numerical analysis of a circular cross-section with a light shotcrete ring installed near the face (Figure 5a) shows almost no tension, and shear failure is largely constrained to the zone with $\sigma_3 < 1$ MPa and the spalling limit of $\sigma_1/\sigma_3 > 7$ (black and red contours). Furthermore, Figure 5b illustrates that the mean stress in this zone is relatively high (>1.5 MPa). Hence, the zone of high swelling potential is much more constrained around a circular tunnel, to about 0.2-times the tunnel radius. The zone with mean stresses below 2.5 MPa extends to between 1 and 2 m into the rock below the invert and corresponds to the zones where swelling was monitored.

2.4 Chienberg Tunnel

The 2,293 m long Chienberg tunnel forms part of the road by-pass of Sissach south-east of Basel, Switzerland. The mined section is 1,443 m long and crosses mainly gypsum keuper (anhydrite shale) with 40 to 100 m overburden and various types of shale. The cross-section of the tunnel is nearly circular with a radius of 6.25 m and a 0.80 m thick liner. The maximum distance from the face to invert closure was 450 m or less than 18 weeks [19]. The recommended construction sequence [20] further specified a maximum 275 m long, semi-circular top heading to be excavated within eleven weeks, followed by a 105 m long bench excavation (four weeks) and invert closure within another 70 m (three weeks). In the 350 m long western section with shallow (30 and 70 m) overburden, and the 130 m long eastern section, a pilot tunnel of 18 m² was excavated by road header. In the central part, the pilot tunnel was excavated with a TBM. The top heading was widened and supported with a roof umbrella below built-up areas. Then the bench and invert followed.

A delay occurred due to a collapse of the tunnel between 300 to 340 m from the west portal (Chainage 1,100 to 1,140 m) when the tunnel collapsed during excavation of the bench. The face was some 200 m away from the collapse and not accessible for six months. After this period, near Chainage 1,148 m, 1.5 m of floor heave was observed in the semi-circular heading [21]. Extensometers were installed [21] and showed deformations that reached down to the complete circle and continued linearly with time at a constant rate of 7 mm per day resulting in 250 mm heave within 45 days [21], when measurements had to be terminated due to the advancing bench excavation.

2.4.1 Heave of the tunnel and ground on the side of the tunnel

Four month after placing the interior lining, heave of the tunnel (83 mm over nearly two years) was observed near the western end of the mined section at Chainage 850 to 920 m and nearly one year later, heave of the ground surface was observed (30 mm in 8 months). The average rate of heave was 4.5 mm/month. In a second section, at the eastern end of the western section between Chainage

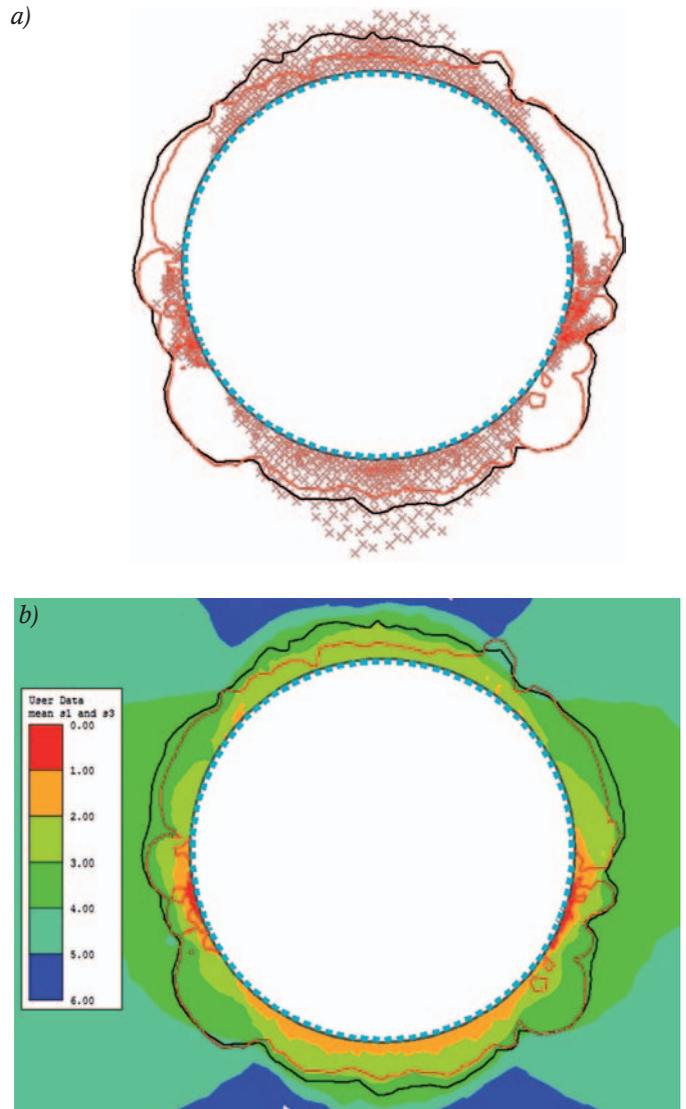


Fig. 5. Circular tunnel cross section: a) Yield distribution (\times shear failure) with spalling limit at 7 in red and confinement contour at 1 MPa in black; b) Mean stress distribution but for circular tunnel

Bild 5. a) Spröd gebrochene Bereiche (\times Scherbruch) mit Abplatzungsgrenze bei 7 in rot und Einspannungsgrenze für 1 MPa in schwarz; b) mittlere Spannungen für kreisförmigen Tunnel

150 m. In den Abschnitten mit Gipskeuper wurden vier Messquerschnitte angeordnet [18]. Die veröffentlichten Resultate der Messungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die gemessenen radialen Quelldrücke schwanken von 0,5 bis 1,8 MPa,
- Die gequollene Zone, ermittelt mit Gleitmikrometer, ist in der Sohle 1 bis 2 m mächtig.

Die numerische Analyse des Kreisquerschnittes (Bild 5a) mit nur einer dünnen Spritzbetonauskleidung zeigt wenig Bereiche mit Scher- und Zugbrüchen, und diese sind auf Zonen mit $\sigma_3 < 1$ MPa begrenzt (schwarze Linie); für die Abplatzungsgrenze gilt $\sigma_1/\sigma_3 > 7$ (rote Linie). Weiter zeigt Bild 5b, dass die mittlere Spannung in dieser Zone relativ hoch ist ($> 1,5$ MPa). Deshalb ist der Bereich mit großem Quellpotenzial um einen kreisförmigen Tunnel begrenzt

1,150 and 1,290 m, 30 mm of heave was observed in the tunnel with 40 to 70 m overburden.

In these zones, significant heave was also observed lateral to the tunnel over an approximately 50 m wide zone at the ground surface. A continuous horizontal fissure through the strong circular concrete liner was observed at the spring lines [22] and was interpreted as being caused by "horizontal" swelling pressure.

2.4.2 Reconstruction of the tunnel sections with heave and observations

In sections with heave, the tunnel was rebuilt [19] [22] [23] such that the rock below the tunnel could heave in a controlled manner without lifting the entire tunnel. At first, compressible packs were used but later substituted by a system of post-tensioned yielding anchors with anchor heads sliding along the anchor rods at a predetermined capacity, providing a resistance that slows down the heave. Once the allowed displacement is exceeded, which is likely after 25 years, the sections with excessive heave will have to be rebuilt. In the reconstructed section, the observed heave ceased with an applied stress (0.5 MPa) to the tunnel floor and 1 MPa below the footings of the arch.

2.4.3 Model of Chienberg Tunnel

The Chienberg Tunnel has shallow overburden, particularly near the western portal where the tunnel is close to the anhydrite limit, and where the tunnel and the ground heaved in two sections. In the eastern section, the overburden is 45 to 70 m. The zone with floor heave in the heading was modelled with 60 m overburden. The horizontal stresses were estimated as presented in [1] for overburden. In addition, possible tectonic stresses may also be present from the Alpine orogeny in the east-west trending valley. Hence, a $K_0 = 3$ was assumed. The analysis is based on the same rock mechanics parameters as for the Belchen Tunnel, as the studies by *Schwenk* [22] showed that they are comparable.

The modelling results are presented in Figure 6 with contours of mean stresses, confinement and spalling limit. The tunnel on the left of Figure 6 was excavated by top heading and bench, and on the right by full face excavation. In addition, for comparison purposes, the rock on the right of the tunnel was assumed to be homogeneous, whereas on the left side, a one meter thick, soft layer, separated by weak discontinuities, was introduced. This soft layer is located at the level where sliding micrometers showed heave in this layer (in reality on both sides of the tunnel) and of the ground surface [19] [23].

The heave of the floor in the top heading during the construction stoppage is easily explained by the fracturing below the top-invert (Figure 6a) and the substantially reduced mean normal stresses (< 1 MPa) in this zone. Water could flow into this zone and swelling by anhydrite solution and crystallization could take place during the standstill of the tunnel advance.

The analyses indicate that stress redistribution in a homogeneous rock mass (right side of both Figures 6a and 6b) may be insufficient to cause swelling far away from the tunnel. However, on the left side with a horizontal soft

und beträgt etwa ein Fünftel des Tunnelradius. Diese Zone, wo die mittlere Spannung weniger als 2.5 MPa beträgt, hat eine Mächtigkeit von 1 bis 2 m und entspricht der Zone, wo Quellung beobachtet wurde.

2.4 Chienbergtunnel

Der 2.293 m lange Chienbergtunnel bildet einen Teil der Umfahrung Sissach, Kanton Basel-Landschaft, südöstlich von Basel. Der bergmännische Abschnitt ist 1.443 m lang und durchfährt hauptsächlich Gipskeuper mit 40 bis 100 m Überlagerung und andere mergelige Gesteine des Juras [19]. Der ursprüngliche Querschnitt war nahezu kreisförmig mit 6,25 m Radius und besaß eine 0,7 bis 1,1 m starke Innenauskleidung. Der Ringschluss hatte spätestens nach 450 m oder 18 Wochen zu erfolgen [19]. Die Ausschreibung [20] schrieb eine höchstens 275 m lange, halbkreisförmige Kalotte vor, die innerhalb von elf Wochen ausgebrochen werden sollte, gefolgt von einer 105 m langen Strosse (vier Wochen) und dem Sohlschluss innerhalb von 70 m (drei Wochen). Im Bereich geringer Überlagerung (30 bis 70 m) bei km 1.100 im Westen und mit verwittertem Fels (Bunte Mergel) wurde ein Pilotstollen von 18 m² in der Kalotte bis in den Bereich von standfestem Fels ausgebrochen, im Westen über 350 m Länge, von Osten 130 m. Im mittleren Bereich wurde mit einer offenen TBM ein Pilotstollen aufgeföhren. Anschließend erfolgte die Aufweitung der Kalotte, die in überbauten Gebieten mit einem Rohrschirm gesichert wurde, gefolgt von Strosse und Sohle.

Eine Verzögerung ergab sich zwischen 300 und 340 m vom westlichen bergmännischen Portal (Kilometrierung 1.100 bis 1.140 m) als die Kalotte beim Ausbruch der Strosse einstürzte. Die Ortsbrust der Kalotte befand sich etwa 200 m weiter östlich des Einsturzes und war für sechs Monate nicht zugänglich. Als man diesen Abschnitt wieder betreten konnte, hatte sich bei Tunnelmeter 1.148 m die Kalottensohle um 1,5 m gehoben [21]. Unmittelbar nach Feststellen dieser Hebungen wurde ein Mehrfachextensometer eingebaut [21]. Dieser zeigte Verformungen, die bis zum Kreisquerschnitt reichten und 250 mm innerhalb von 45 Tagen erreichten, bis die Messungen abgebrochen werden mussten, da die Strosse (unterer Teil des Halbkreises) ausgebrochen wurde. Die Verformungsrate betrug 7 mm/d.

2.4.1 Hebungen des Tunnels und um den Tunnel

Vier Monate nach Einbau des Innengewölbes [22] stellte man nahe beim bergmännischen Westportal (Kilometrierung 850 bis 920 m) Hebungen des Tunnels fest (83 mm während nahezu zwei Jahren) und nahezu ein Jahr später stellte man auch Hebungen an der Geländeoberfläche fest (30 mm innerhalb von acht Monaten). Die konstante Hebungsrate betrug 4,5 mm/Monat. Ebenso stellte man in einem zweiten Bereich zwischen 1.040 und 1.180 m des Tunnels mit Überlagerungen von 40 bis 70 m Hebungen von bis zu 30 mm fest. In diesem Bereich wurden auch beidseits über eine Gesamtbreite von 50 m neben dem Tunnel Hebungen festgestellt. In diesen Bereichen bildete sich ein durchgehender horizontaler Riss im Innenbeton der Ulmen, der als eine Folge eines seitlich wirkenden Quelldrucks [22] interpretiert wurde.

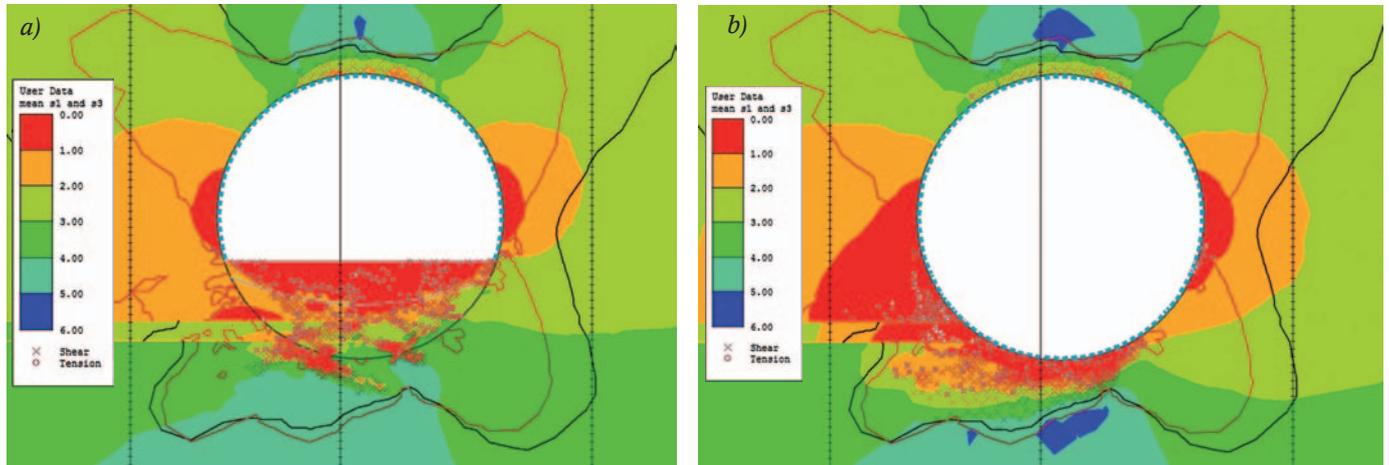


Fig. 6. Distribution of mean stresses after excavation: a) Top heading with development of fractured zone in lower part of tunnel; b) After excavation of full circular section; spalling limit at 7 (red) and confinement contour at 1 MPa (black) are also shown; weak layer is only modelled to left of centre to assist comparison

Bild 6. Verlauf der Mittelspannungen nach Ausbruch von a) Kalotte mit Sprödbbruchzone unter der Kalottensohle und b) nach Ausbruch des ganzen Kreisquerschnitts; Sprödbbruch (Abplatzungs)grenze mit 7 (rote Linie) und Einspannungsgrenze von 1 MPa (schwarze Linie); schwache Schicht nur auf linker Seite modelliert, um Einfluss vergleichen zu können

zone and weak discontinuities, yielding and the zone of low mean stress are deepened. As a result, the zone of low mean stress and thus of elevated swelling potential is far-reaching and may provide a plausible explanation for the lateral heave.

The stresses along three vertical lines (Figure 7b) through and on either side of the tunnel at approximately one radius from tunnel wall are shown in Figure 7a after excavation of the top heading and in Figure 7b after full tunnel excavation. This figure shows several aspects of practical significance. First, the zone with swelling potential (with mean stress < 2.5 MPa) reduces significantly upon invert excavation (with circular profile). Second, the mean stress is significantly reduced (on the left) due to the existence of the weak layer, which drags both the spalling limit and the confinement limit far to the left. Based on these analyses, it is speculated that the reason for the swelling at surprisingly large distances from the tunnel, where normally the confinement is sufficient to prevent swelling, might have been caused by deep-seated spalling. In the zone at the sides of the tunnel where the mean stress drops below 2.5 MPa, the transformation of anhydrite into gypsum is facilitated and this may also explain the apparent “horizontal” swelling.

2.4.4 Conclusion for Chienberg tunnel

The analyses with brittle failure parameters illustrate the formation of low stress zones (mean stresses < 2.5 MPa) around the tunnel, in particular with the presence of low strength discontinuities (left side of tunnels in Figure 6). Deep-reaching fracture zones developed during excavation of the top heading, creating a high heave potential. Stress redistribution and brittle fracturing are a likely explanation of the heaving of the floor of the top heading and the heaving of the ground around the tunnel.

Typically, heave is not always observed along a tunnel with similar geometric conditions. As is illustrated by Figure 8, the stress state in shallow tunnels may just be reach-

2.4.2 Rekonstruktion des Tunnels im Bereich mit Hebungen

Die Abschnitte mit Hebungen des Tunnels wurden umgebaut [19] [22] [23], damit sich die Quellvorgänge unter der Sohle entwickeln können, ohne den Tunnel zu heben. Zuerst wurden zusammendrückbare Elemente (Knautschelemente) eingebaut, die später durch ein System ersetzt wurden, bei dem 21 m lange Anker bei einer vorgegebenen Kraft am Kopf gleiten. Damit wird dem Quellvorgang ein vorgegebener Widerstand entgegengebracht, der die Quellhebungen bremst. Wenn der vorhandene Bewegungsraum ausgenutzt sein wird, voraussichtlich nach 25 Jahren, wird das System neu einzustellen sein. Im sanierten Tunnel wurde beobachtet [23], dass nach aktivem Aufbringen einer mittleren Spannung von 0,5 MPa mittels Vorspannanker auf die Sohlenplatte und einem Widerstand von 1 MPa unter dem Gewölbe die Quellhebungen anhielten.

2.4.3 Modell des Chienbergtunnels

Der Chienbergtunnel hat meist eine geringe Überlagerung, insbesondere im westlichen Abschnitt, wo der Tunnel in Nähe der Anhydritgrenze verläuft. Dort hoben sich der Tunnel und das angrenzende Gelände in zwei Abschnitten. Der östliche Bereich des Westabschnitts mit Hebungen weist über der Achse 45 bis 70 m Überlagerungen auf. Für die Berechnungen im Bereich mit den großen Hebungen in der Kalotte wurde eine homogene Schicht von 60 m über Tunnelachse modelliert. Die Horizontalspannungen wurden gemäß früher dargelegter Überlegungen infolge Überlagerung abgeschätzt [1]; weiter wurde berücksichtigt, dass sich der Tunnel nahe dem Ost-West verlaufenden Talboden befindet, wo tektonische Restspannungen, nord-südlich aus der Alpenfaltung stammend, vermutet werden können; deshalb wurde für die Analyse $K_0 = 3$ nahe einem passiven Grenzzustand angenommen. Aufgrund der Auswertung von Schwenk [24] wurden die gleichen felsmechanischen Eigenschaften [1] wie für den Belchentunnel angewendet.

ing the damage and spalling limit. Thus whether brittle spalling occurs or not is sensitive to the damage threshold and proximity to the spalling limit. Therefore variability in rock properties (UCS in this case) dictates whether brittle failure occurs or not. The stresses before and after excavation relative to the strength are presented in Figure 8. The acting stresses fall in the zone of intersection of crack initiation and spalling. In cases where the fracture initiation is higher than the induced stress, no damage is caused and the swelling potential is reduced.

A further observation may support the importance of the spalling limit. The heave movements [22] were stopped by actively applying an average pressure of 0.5 MPa on the slab below the tunnel and 1 MPa below the footings of the sidewalls. With these active stresses, the propagation of cracks, i.e. spalling, may be prevented, discontinuities closed, crystal growth prevented, and thus swelling will stop.

2.5 Tunnels with spalling in southern Germany

2.5.1 Weinsberg Tunnel (near Heilbronn)

This railway tunnel with a length of 891 m and a maximum overburden of 90 m was built from 1860 to 1861 in horizontally bedded layers of "gypsum keuper", consisting in the central part of a sequence of clay- and siltstones with layers rich in anhydrite and gypsum [26]. The tunnel was built according to the Old Austrian Tunnelling Method with an advancing gallery above the future invert and a following gallery in the roof prior to the final excavation and installation of the masonry. Excavation in the anhydrite-bearing strata was carried out by drilling and blasting, and no water inflow was observed during excavation.

Binder [26] described spalling in the vertical side walls parallel to the tunnel axis with a thickness of a few centimetres. The spalling happened frequently and was accompanied by cracking noises, sometimes even by a rather strong bang, occasionally causing light injuries to miners. The miners accelerated this spalling by wetting the walls.

During the excavation for the final invert, which was some feet below the invert of the pilot gallery *Binder* [26] made the following observations: *Additionally, it happened several times that during excavation of the ditch for the drainage pipe, harder layers cracked by themselves after their cover was removed. Cracking occurred over a considerable length with a bang stronger than a blast. It happened twice that pieces of such harder layers were thrown high into the air.* The violence of this cracking and uplifting of the strata in the invert suggest that high horizontal stresses existed and the rock behaved in a brittle, spalling manner.

Since 1862, the tunnel has shown severe uplift of the invert due to swelling and had to be repaired several times. In 1954 to 1959, repairs were carried out placing a lining of concrete without placing an invert arch. In 1973, a circular concrete lining was placed [27] in sections. For electrification, it was necessary to make the invert deeper over a length of 111 m in areas of originally anhydrite-bearing ground, a lining of reinforced concrete with a thickness of 1.40 m in the invert and of 0.7 m in the roof was placed in 2003 [28]. With each renovation phase, the

Die wesentlichen Resultate sind in Bild 6 als mittlere Spannungen, Einspannungsgrenze und Abplatzungsgrenze dargestellt: Auf der linken Seite nach Ausbruch der Kalotte und rechts nach dem Ausbruch des vollen Kreisquerschnitts. Weiter wurden im Bereich der Strosse unterschiedliche Bedingungen modelliert: Auf der rechten Seite ist das Gebirge homogen angenommen, auf der linken Seite wird eine ca. 1 m mächtige Schicht, oben und unten von Harnischen begrenzt, modelliert. Diese Schicht liegt auf einer Höhe, bei der mit Gleitmikrometer-Messungen Hebungen in einer Schicht beidseitig des Tunnels und seitliche Hebungen des Geländes festgestellt wurden [19] [23].

Die Analysen zeigen, dass sich unter der Kalottensohle Sprödbrüche ausbilden und sich die Mittelspannungen (< 1 MPa) wesentlich abbauen (vgl. Bild 6, links). Wasser konnte von der ungesicherten Kalottensohle ins Gebirge eindringen, während der Tunnelvortrieb blockiert war, und Quellhebungen auslösen.

Nach dem Vollausbuch zeigt sich, dass Spannungsumlagerungen allein nicht ausreichen, um weitreichende Quellhebungen auszulösen (vgl. Bild 6, rechts), sondern es müssen sich horizontale Gleitflächen ausbilden, oder diese sind schon vorhanden. Der Bereich mit abgeminderten Normalspannungen reicht nahezu einen Durchmesser vom Tunnel weg. Diese wesentliche Abminderung der Spannungen erscheint als plausible Ursache, dass Quellhebungen seitlich des Tunnels entstanden sind.

Der Verlauf der Spannungen entlang dreier vertikaler Linien ist in Bild 7 etwa in Tunnelachse und beidseits außerhalb des Tunnels dargestellt, in Bild 7a nach Kalottenausbruch und in Bild 7b nach vollständigem Tunnelausbruch. Daraus lassen sich verschiedene wesentliche Aspekte herleiten. Die Bereiche mit Quellpotenzial verkleinern sich in der Sohle vom Kalotten- zum Sohlausbruch. Die Mittelspannung wird auf der linken Seite, wo eine von Harnischflächen begrenzte Zwischenschicht angenommen wird, weit stärker vermindert, und die Sprödbruch- und die Einspannungsgrenze wandern weit vom Tunnel weg. Aufgrund dieser Analysen kann gefolgert werden, dass tiefreichende Sprödbrüche die Einspannung und die mittleren Spannungen herabminderten. Deshalb scheinen die Ursachen der seitlichen Quellung und des „seitlichen“ Quelldrucks erklärbar und eine Folge hoher natürlicher Horizontalspannungen und von Sprödbrüchen nach dem Tunnelausbruch zu sein.

2.4.4 Folgerungen für den Chienbergtunnel

Die Analyse mit Sprödbruchvorgängen zeigt die Bildung von Bereichen geringer Spannungen (Mittelspannung < 2,5 MPa) um den Tunnel, besonders, wenn wenig feste Schichten oder Klüfte vorhanden sind (linke Seite der Abbildungen). Nach Ausbruch der Kalotte entwickeln sich tiefreichende Sprödbrüche unter der Sohle, wo später Quellhebungen beobachtet wurden. Spannungsumlagerungen mit Abbau der Spannungen sind wahrscheinliche Erklärungen für das Einsetzen von Quellhebungen in der Kalottensohle sowie von Hebungen des Tunnels und des Gebirges um den Tunnel, siehe auch *Noher et al* [25].

Hebungen sind beim Chienbergtunnel bei sonst vergleichbarer Bedingung nicht überall aufgetreten. Die Spannungsverhältnisse vor dem Tunnelausbruch und die

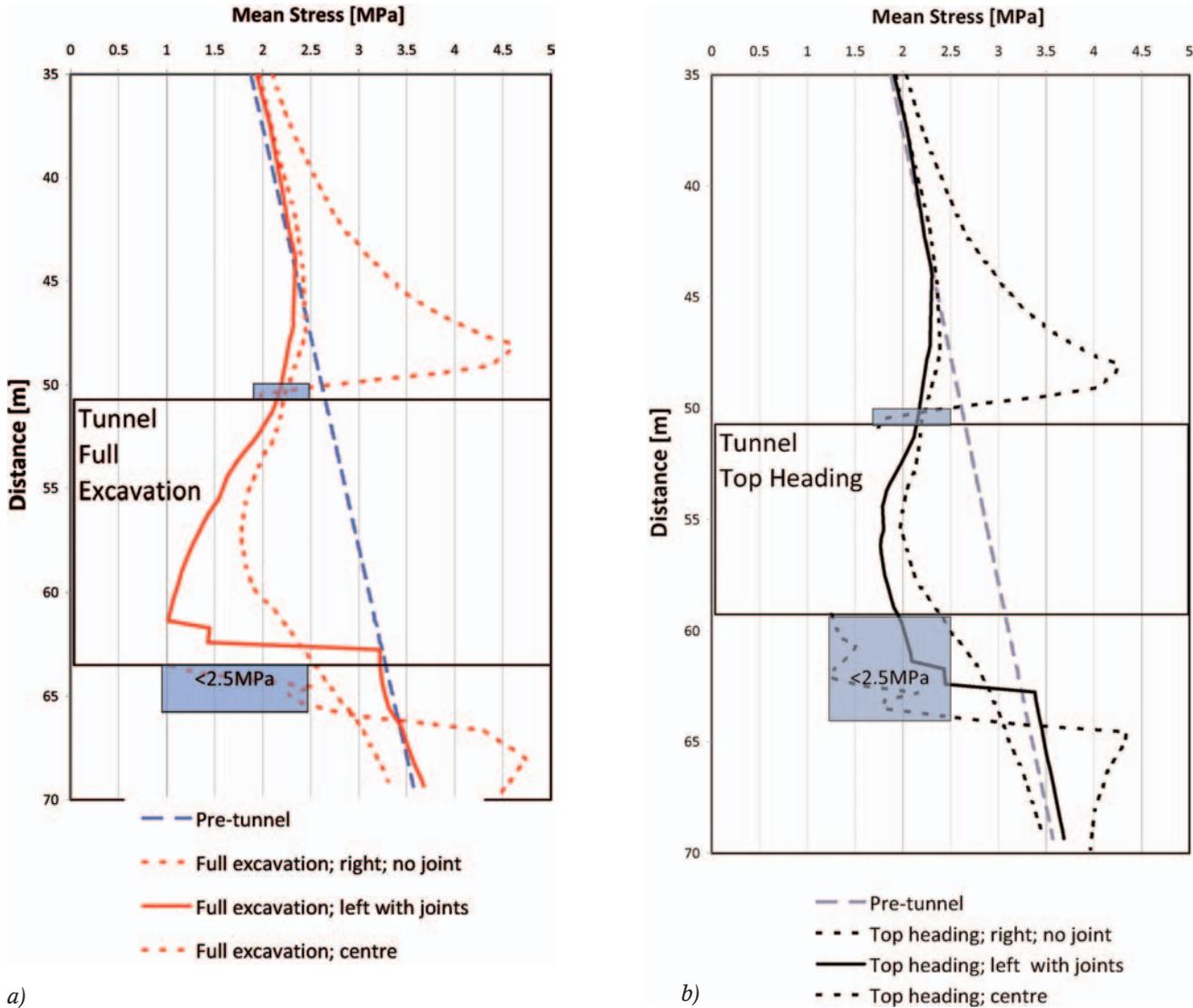


Fig. 7. Distribution of mean stresses along vertical sections: a) before and b) after full circular excavation of top heading, at centre line and to the left and right of tunnel. Stresses are substantially reduced below 2.5 MPa, the swelling limit, beneath the invert and also at the side of the tunnel, thus leading to swelling. The presence of discontinuities on the left side leads to a larger zone of stress reduction. The depths of swelling potential in floor and roof are highlighted by the hatched rectangles showing the deepest swelling potential for bench, followed by floor after benching, and the least in the roof
 Bild 7. Verlauf der Mittelspannungen entlang von Vertikalschnitten: a) nach Ausbruch Kalotte, b) nach Vollausbau des Kreisquerschnitts in Tunnelachse sowie links und rechts des Tunnels. Die mittleren Spannungen werden wesentlich unter 2,5 MPa abgesenkt, was als Grenze des Quellens angesehen wird. Diese Bereiche befinden sich unter der Sohle wie auf der Seite des Tunnels, deshalb dürften die Quellhebungen eingetreten sein. Die auf der linken Seite vorhandenen Trennflächen führen zu einer größeren Spannungsreduktion

zone where swelling could occur was reduced and the tunnel was eventually supported with a lining of sufficient strength.

2.5.2 Exploratory tunnel for the Engelberg Base Tunnel near Stuttgart

For the 1,950 m long Engelberg Base Tunnel, it was expected that at least 350 m would be in anhydrite-bearing strata of the gypsum keuper. The tunnel has two tubes, each with three lanes and one emergency lane leading to an excavated area up to 265 m² and a span up to 18.5 m for each tube.

Between 1977 and 1978, an exploratory gallery 980 m long and two test chambers were excavated to explore the

verwendeten Festigkeiten sind in Bild 8 dargestellt. Die Berechnungen wurden mit deterministischen Festigkeiten durchgeführt, die ermittelten Spannungen fallen in den Schnittpunkt von Rissbeginn und Sprödbrechgrenze. In Bereichen mit höherer Festigkeit kann der Spannungszustand noch unter den Bruchgrenzen liegen.

Eine weitere Beobachtung kann die Wichtigkeit der Sprödbrechgrenze stützen. Mit der aktiv aufgebrachten Stützspannung in der flachen Sohle wird der Spannungszustand verbessert, d.h. von der linken Seite auf oder rechts der Sprödbrechgrenze gebracht (vgl. Bild 8). Vermutlich wurde das Fortschreiten der Sprödbüche gestoppt und vorhandene offene Risse geschlossen. Deshalb kann Wasser nicht mehr zufließen und die Quellvorgänge wurden gestoppt.

underground conditions and excavation and support procedures. One test chamber was placed above the anhydrite line in leached-out strata of clay-siltstones and marls. The other, with a length of 49 m, a span of 16.25 m and a height of 9.5 m was excavated below the anhydrite line in anhydrite- and gypsum-bearing marls.

During the excavation of the circular exploratory gallery with a span of 4.3 m with a road header, only a thin layer of shotcrete was applied. During tunnel driving, frequent cracking noises could be heard, which were accompanied by spalling of slabs, especially from the side walls [29] [30]. Spalling occurred also in the roof mainly along the horizontal bedding planes, which often showed slickensides. When tapping onto the rock with a hammer in the invert, shortly after excavation, hollow sounds could be heard, suggesting that slabbing had also occurred in the invert. The only explanation for this slabbing in the roof and invert is spalling triggered by high horizontal stresses. Three years after excavation of the test chamber, water gained access from a boring some 50 m away along a discontinuous layer of marl into the areas of invert, triggering swelling phenomena and invert heave.

These observations indicate spalling behaviour initiated by high horizontal stresses in the rock mass. The observed fillings of fibrous gypsum in discontinuities may be a consequence of this tensile failure process but this will have to be further investigated.

2.6 Lilla Tunnel near Tarragona, Spain

2.6.1 Observed behaviour and construction sequence

The Lilla Tunnel near Tarragona, Spain [31] [32] [33] [34] [35] on the new high-speed railway line from Barcelona to Madrid is 2.2 km long with a horseshoe cross-section of 117.3 m² and a theoretical excavated radius of 6.76 m, and lies in clay shales with sulphate rocks from the Eocene. The overburden in the western section of 1.9 km varies from 50 to 110 m, and in the eastern section from 10 to 50 m; no heave was observed in the eastern section. During tunnel excavation the rock mass appeared dry. The mineralogical composition was: clay 51 to 67 %, anhydrite 13 to 28 %, and gypsum 0 to 7 %. In contrast, the rocks of the Jura mountains of Switzerland show an essentially reverse mineralogical composition with less clay (7 to 18 %) and more sulphates (65 to 85 %).

The first floor heave was detected in September 2002 immediately after construction from Chainage 411.204 to 411.586 and between 411.860 and 412.500 with a flat slab. From Chainage 411.556 to 860 the initial slab was replaced in November 2002 by a relatively flat invert arch. Heave in the zones with no arch (horizontal slab) reached 300 to 750 mm within 500 days (from Oct 2002 until January 2004), reflecting a heave rate of roughly 1 to 2 mm/d. In the section with an invert arch, heave was 10 to 25 mm within one year. Transformation of anhydrite into gypsum reaches down to 5 m below the invert [31]. Swelling pressure measured by contact stress cells reached 2 to 5 MPa [32] after one year changing to 1 to 5 MPa after two years, similar to the Belchen [12] and tunnels in Baden-Württemberg [36] [37] [38], indicating a different rock mass behaviour, however swelling pressures remain in the same range.

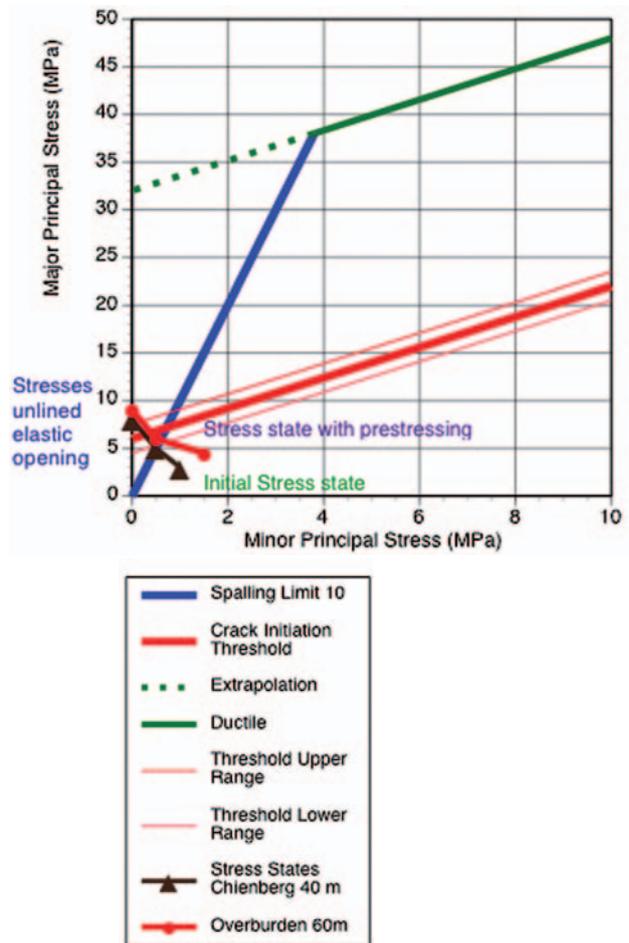


Fig. 8. Stress state and brittle strength for an unconfined compressive strength of 20 ± 5 MPa and a crack initiation threshold equal to 0.3 UCS are shown. If the unconfined compressive strength is variable, so is the threshold limit. The brittle strength and the estimated stress state (initial stresses, elastic stresses at excavation boundary and with prestressing from anchors) for the shallow overburden at the anhydrite boundary are shown

Bild 8. Spannungszustand und dreiteilige Sprödbrechgrenze [1] für eine einachsige Druckfestigkeit $UCS = 20$ MPa und eine Rissbildung bei $CI/UCS = 0,3$. Die maßgebliche Druckfestigkeit schwankt, deshalb kann der Spannungszustand ober- oder unterhalb zu liegen kommen, d.h. wie beobachtet, können Bruchvorgänge auftreten oder auch nicht. Der ursprüngliche Spannungszustand liegt unterhalb der Bruchgrenzen und wird durch die Spannungen aus Vorspannanker auf die Umhüllende zurückgestellt

2.5 Tunnel mit Quellvorgängen und Sprödbrecherscheinungen in Baden-Württemberg

2.5.1 Weinsberg Tunnel (bei Heilbronn)

Der 891 m lange Eisenbahntunnel wurde 1860 bis 1861 in horizontal gebanktem Gipskeuper erstellt. Der mittlere Teil des Tunnels mit 90 m Überdeckung liegt in Ton- und Siltstein mit Schichten mit Anhydrit und Gips und dazwischen liegenden Schichten aus festem Ton- und Siltstein. Binder beschreibt [26] neben den Baugrundverhältnissen den Bauvorgang und Beobachtungen des Gebirgsverhaltens beim Vortrieb. Der Tunnel wurde nach der ursprünglichen österreichischen Methode erstellt. Zuerst wurde ein

2.6.2 Stress distribution and fracture zones

The Lilla Tunnel has a similar cross-section to the excavated section of the Belchen Tunnel (see Figure 2). Zones of shear and tensile failure developed below the base of the tunnel. In these fracture zones, transformation of anhydrite to gypsum took place and swelling pressures developed. The developed heave in the zones with flat invert and the developed stresses in the zone with invert are similar to the behaviour of the Belchen Tunnel. The main difference is that the clay content is much higher than in the Belchen Tunnel and the Anhydrite content is smaller, so the heave processes were slower in the Lilla Tunnel with similar swelling pressures. The heave process was slowed down with the placement of a strong invert arch. Apparently, brittle failure processes developed well below the flat invert and triggered anhydrite gypsum transformation as was observed by [31] [32].

3 Implications for the construction of tunnels in swelling ground

The qualitative evidence presented from case histories strongly supports the hypothesis that brittle fracturing enhances the swelling potential, and that constructive means should be adopted to minimize brittle fractures zones during the advance of tunnels in swelling rock. Furthermore, constructive means should be used to minimize the opening of spalling fractures.

Sohlstollen in Tunnelachse auf Gleisniveau erstellt, diesem folgte einer in der Kalotte. Von diesen Stollen aus wurde der Tunnel aufgeweitet und das Hufeisenprofil ausgemauert. Der Ausbruch im nicht ausgelagerten Gipskeuper erfolgte mit Sprengen. Während des Vortriebs wurden keine Wasserzuflüsse festgestellt.

Beim Vortrieb wurden in den Ulmen Abschalungen (Abplatzungen) von einigen Zentimeter Dicke festgestellt, wie Binder [26] beschreibt. Die Abschalungen ereigneten sich häufig und waren von knackenden Geräuschen und manchmal von einem größeren Schlag begleitet, was auch zu leichteren Verletzungen der Mineure führte. Diese Abschalungen wurden von den Mineuren beschleunigt, indem die Tunnelwände benetzt wurden.

Beim Aushub der endgültigen Sohle, die einige Dezimeter unter der Sohle des Pilotsollen lag, beschreibt *Binder* [26] folgende Beobachtungen: „Außerdem kam es mehrmals vor, dass beim Ausheben des Grabens zur Wasserabzugs-Dohle harte Gesteinsbänke, nachdem sie teilweise blossgelegt worden waren, von selbst gewaltsam auf ansehnliche Länge rissen mit Knall stärker als ein Sprengschuss; je zweimal kam es vor, dass Stücke von solchen weit herausgeschleudert wurden.“ Diese Beobachtungen stellen Anzeichen dafür dar, dass hier Sprödbbruchvorgänge durch hohe Horizontalspannungen ausgelöst wurden.

Seit 1862 erlitt der Tunnel starke Sohlhebungen und musste mehrmals saniert werden. Sanierungen ohne Sohlgewölbe erfolgten 1954 bis 1959, wobei 100 m des Tunnels

Online-Bestellung: www.ernst-und-sohn.de



Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGeo

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (HRSG.)

Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGeo

2., vollst. überarb. und erw. Auflage
2010. XXII, 327 S., 138 Abb., 26 Tab. Gb.
€ 89,-*
ISBN 978-3-433-02950-3

Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements – EBGeo

März 2011
ca. 350 S., ca. 138 Abb., Gb.
€ 89,-*
ISBN 978-3-433-02983-1

■ Die vollständig überarbeiteten und erweiterten Empfehlungen behandeln alle wichtigen Fragen bei der Planung und Dimensionierung von geokunststoffbewehrten Erdkörpern. Neben den Anforderungen an die Materialien und den Grundlagen der Nachweisführung wird die Anwendung von Geokunststoffen bei unterschiedlichen Gründungssystemen, Bodenverbesserungsmaßnahmen, im Verkehrswegebau, bei Böschungen und Stützkonstruktionen sowie beim Deponiebau dargestellt.

Die Empfehlung wurde um folgende Abschnitte ergänzt:

- Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern,
- Gründungssystem mit geokunststoffummantelten Säulen,
- Überbrückung von Erdenbrüchen,
- Dynamische Einwirkungen auf geokunststoffbewehrte Systeme.

Die übrigen Abschnitte wurden grundlegend überarbeitet und dem aktuellen Normen- und Regelwerk angepasst.

auch in Englisch erhältlich

Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und technische
Wissenschaften GmbH & Co. KG

Kundenservice: Wiley-VCH
Boschstraße 12
D-69469 Weinheim

Tel. +49 (0)6201 606-400
Fax +49 (0)6201 606-184
service@wiley-vch.de

Ernst & Sohn
A Wiley Company

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland. Inkl. MwSt. zzgl. Versandkosten. Irrtum und Änderungen vorbehalten. 0151110016_dp

The principal conclusions are:

- Brittle fracture is a key element triggering swelling behaviour in underground construction.
- Construction procedures must be selected to prevent the formation of brittle failure.
- Rock must not remain unsupported; an early active support pressure is highly desirable.
- The swelling potential phenomena enhanced by brittle fracture deserve further investigation with appropriate rock mechanics field tests.
- The initial state of stresses should be measured with appropriate techniques.

The authors realise that some parts of this article are speculative in nature but are convinced that significant, cost-saving improvements can be made by minimising the extent of brittle failure processes near tunnels with both damage zone controls and with early confining pressure development techniques.

References

- [1] Steiner, W., Kaiser, P.K. & Spaun G.: Role of brittle fracture on swelling behavior of weak rock tunnels: Hypothesis and qualitative evidence. *Geomechanics and Tunnelling* 3 (2010), No. 5, pp. 583–596.
- [2] Yong, S., Kaiser, P.K., Löw, S. & Corrado, F.: The Role of heterogeneity on the development of excavation induced fractures in the Opalinus Clay. *Canadian Geotechnical Conference*, Edmonton, 2008.
- [3] Yong, S., Kaiser, P.K. & Löw, S.: Influence of tectonic shears on tunnel-induced fracturing. *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstracts*, Vol. 47 (2010), pp. 894–907.
- [4] Vietor, T., Blümling, P. & Armand, G.: Tunnel- und Bohrlochdeformationen. Frühjahrstagung der Schw. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Fribourg, Mitteilungen No. 154 (2007), pp. 41–44.
- [5] Steiner, W. & Metzger, R.: Erfahrungen aus Tunneln im quellenden Gestein, Experience from tunnels in swelling rocks. Internal report to Swiss Railways for Project Wisenbergtunnel, 1988.
- [6] Steiner, W.: Swelling rock in tunnels: Characterization, effect of horizontal stresses and Construction Procedures, *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstracts*, Vol. 30 (1993), No.4, pp. 361–380.
- [7] Steiner, W.: Wisenbergtunnel, Bahn 2000. Tagung Juradurchquerungen. Tagungsbericht D 037, S.69–80. Veröffentlichungen der Fachgruppe für Untertagbau des SIA. Zürich, 1989.
- [8] Amstad, Chr. & Kovári, K.: Untertagbau in quellfähigem Fels. Forschungsauftrag 52/94 ASTRA an ETH Zürich, Bericht VSS No. 482. Zürich, 2001.
- [9] Steiner, W., Rossi, P.P. & Devin, P.: Flatjack Measurements in the Lining of the Hauenstein Tunnel as a Design Base for the New Wisenberg Tunnel. *Proc. Int. Congr. on Tunneling*, Toronto, 1989.
- [10] Nüesch, R., Steiner, W. & Madsen, F.: Long time swelling of anhydritic rock, mineralogical and microstructural evaluation, *Proceedings 8th International Conference on Rock Mechanics*, pp 133–138. Tokyo, 1995.
- [11] Steiner, W.: Einfluss der Horizontalspannungen auf das Quellverhalten von Gipskeuper. *Felsbau* 25 (2007), Nr. 1, S. 1–10.
- [12] Grob, H.: Schwellendruck im Belchentunnel. *Int. Symposium on Underground Construction*, S. 99–119. Lucerne, 1972.

mit Beton ausgekleidet wurden. Weitere Sanierungen erfolgten in den Jahren 1973 bis 1975 [27], und für die Elektrifizierung musste die Sohle im Gipskeuper [28] 2003 abgesenkt und ein 1,4 m starkes Sohlgewölbe und ein 0,7 m starkes Kalottengewölbe eingebaut werden.

2.5.2 Erkundungstollen und Versuchskavernen für den Engelberg Basistunnel

Der 1.950 m lange Engelberg-Basistunnel verläuft zu mindestens über 350 m durch nicht ausgelaugten Gipskeuper. Der Tunnel hat zwei Röhren mit je drei Fahrstreifen und einem Standstreifen, dies bedingt einen Ausbruchquerschnitt von 265 m² und eine Spannweite des Ausbruchs von 18,5 m.

Von 1977 bis 1978 wurde ein 980 m langer Erkundungstollen mit zwei Versuchskavernen erstellt, um die Untergrundverhältnisse zu erkunden und Ausbruchs- und Stützmethoden zu erproben. Eine Versuchskammer lag über dem Anhydritspiegel im ausgelaugten Gipskeuper. Die zweite Kaverne mit 49 m Länge, einer Spannweite von 16,25 m und einer Höhe von 9,5 m lag im nichtausgelaugten Gipskeuper mit Ton- und Siltstein und eingelagertem Anhydrit und Gips.

Während des Ausbruchs des Versuchstollens mit 4,3 m Durchmesser mit einer Teilschnittmaschine wurde der Gipskeuper nur mit einer dünnen Spritzbetonschicht gesichert. Beim Vortrieb wurde Bruchgeräusche wahrgenommen, und es traten Abschalungen auf, besonders in den Ulmen [29] [30]. Abplatzungen wurden auch in der Kalotte beobachtet, entlang horizontaler Bankungsfugen, wobei oft Harnische beobachtet wurden.

In den Sohlbereichen klang das Gebirge beim Anschlagen mit dem Hammer oft hohl, was einen Hinweis auf spannungsbedingte Ablösungen in den flachliegenden anhydritführenden Schichten darstellt. Drei Jahre nach der Fertigstellung der Versuchsstrecke im anhydritführenden Gebirge gelangte aus einer in ca. 50 m Entfernung abgeteufte Bohrung Wasser entlang einer geklüfteten Steinmergelbank in den Sohlbereich der Versuchsstrecke und löste dort Quellprozesse und Sohlhebungen aus.

Diese Beobachtungen deuten auf das Vorliegen erhöhter Horizontalspannungen in anhydritführenden Gipskeuper hin, die besonders in den Sohlbereichen zu Sprödbrüchen führen können. Ob derartige Spannungen mit der Entstehung von fasergipsgefüllten Klüften und Schichtfugen zusammenhängen oder nicht, müssen künftige Untersuchungen zeigen. Es erscheint aber sehr wahrscheinlich.

2.6 Lillatunnel bei Tarragona südlich Barcelona, Spanien

2.6.1 Verhalten des Gebirges und Bauvorgang

Der Lillatunnel [31] [32] [33] [34] [35] bei Tarragona, Spanien, auf der neuen Hochgeschwindigkeitslinie Barcelona nach Madrid ist 2,2 km lang und weist ursprünglich ein Hufeisenprofil mit flacher Sohle auf mit einem Ausbruchquerschnitt von 117,3 m² und einen Ausbruchradius von 6,76 m. Der Tunnel liegt in Tonsteinen mit Sulfatgesteinen des Eozän. Im westlichen 1,9 km langen Abschnitt beträgt die Überdeckung von 50 bis 110 m und im östlichen 300 m langen Abschnitt 10 bis 50 m. Während des Vortriebs war das Gebirge trocken. Die mineralogische Zusammensetzung des Gebirges ist: Ton 51 bis 67 %, Anhydrit 13 bis 28 % und Gips 0 bis 7 %. Die Gesteine im

- [13] *Werder, F.*: Sanierungs- und Erneuerungsarbeiten im Belchentunnel, Repairs in the Belchentunnel. Tagung Juradurchquerungen. Tagungsbericht D 037, S. 53–57. Veröffentlichungen der Fachgruppe für Untertagebau des SIA. Zürich, 1989.
- [14] *Schillinger, G. & Spang, J.*: Der Belchentunnel der schweizerischen Nationalstrasse N2, Strassen- und Tiefbau, Nr. 1, S. 21–28.
- [15] *Madsen, F., Flückiger, A., Hauber, L., Jordan, P. & Vögli, B.*: New investigations on swelling rocks in the Belchentunnel. Switzerland, Proc 8th Int Congr. Rock Mech, Vol. 1, pp. 263–267, Tokyo, 1995.
- [16] *Hauber, L., Jordan, P., Madsen, F., Nüesch, R. & Vögli, B.*: Tonminerale und Sulfate als Ursachen für druckhaftes Verhalten von Gesteinen: Ursachen und Wirkungen des Quellvorganges. Forschungsauftrag des ASTRA 1966/039, Bericht 1162, VSS Zürich, 2005.
- [17] *Kaiser, P.K.* with contributions by *Amann, F. & Steiner, W.*: How highly stressed brittle rock failure impacts tunnel design. Eurock 2010, pp. 27–38. Lausanne, 2010.
- [18] *Noher, H.P., Vögli, B. & Kister, B.*: Swelling – a geotechnical problem at the Adler Tunnel, Switzerland – monitoring results and their interpretation. Proceedings Eurock 2006, Liège, 2006.
- [19] *Hofer, R., Kovàri, K. & Chiaverio, F.*: Chienbergtunnel Sissach – Tunnelhebung infolge Quellen. Swiss Tunnel Congress 07, S. 95–100. Luzern 2007.
- [20] *Chiaverio, F.*: Chienbergtunnel (Umfahrung Sissach), Tunnel im quellhaftem Juragestein. Mitteilungen Schw. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, No. 145 (2002), S. 27–37.
- [21] *Noher, H.P.*: Setzungen Adlertunnel mit Beitrag über Quellhebungen im Chienbergtunnel; Mitteilungen Schw. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, No. 145 (2002), S. 15–26.
- [22] *Chiaverio, F.*: Hebungen, Grundlagen und Massnahmenkonzept. Baudirektion des Kanton Basel-Landschaft. Medienmitteilung vom 28. Januar 2004, S. 9–16.
- [23] *Chiaverio, F. & Thut, A.*: Chienberg Tunnel: Rehabilitations using yielding elements of the section in Keuper sediments affected by heave. Geomechanics and Tunnelling 3 (2010), No. 5, p. 573–582.
- [24] *Schwenk, I.*: Interaktion zwischen Sprödbbruchbildung im Gipskeuper und Quellverhalten im Tunnelbau. M.Sc.-Thesis. ETH Zurich, 2009.
- [25] *Noher, H.P., Meyer, M. & Zeh, R.M.*: The anhydrite surface – cause of problems (new results based on measurements and observations), Eurock 2010, pp. 339–342. Lausanne, 2010.
- [26] *Binder, C.*: Geologisches Profil des Eisenbahntunnels bei Heilbronn. Jahreshfte des Vereins für vaterländische Naturkunde in Württemberg. 20 (1864), Nr. 2 und 3.
- [27] *Gremminger, G. & Spang, J.*: Instandsetzung des Weinsberger Tunnels. Eisenbahningenieur, Vol. 29 (1978), No. 1.
- [28] *Lorenz, S., Dauwe, L. & Fröhlich, B.*: Weinsberger Tunnel-Teilerneuerung und Stadtbahnverkehr. Der Eisenbahningenieur, 2006.
- [29] *Kuhnhehn, K. & Lorscheider, W.*: Sondierstellen mit Probe-strecken für den Engelberg-Basistunnel der Autobahn Heilbronn-Stuttgart. Berichte 2. Nationale Tagung über Ingenieurgeologie, Fellbach, 1979.
- [30] *Spaun, G.*: Über die Ursachen von Quellhebungen im Gipskeuper. Berichte 2. Nationale Tagung über Ingenieurgeologie, Fellbach, 1979, 143–151.
- [31] *Alonso, E., Berdugo, I.R. & Tarragò, R.A.*: Tunnelling in sulphate claystone. Proc. ECSMGE, Madrid, 2007.
- [32] *Alonso, E. & Berdugo, I.R.*: Expansive behaviour of sulphate-bearing Clays, Proc. Int. Conf. Problematic Soils. Famagusta, 2005.

Schweizer Jura zeigen praktisch eine umgekehrte Mineralogie mit weniger Ton (7 bis 18 %), aber höherem Anteil von Sulfatgesteinen (65 bis 85 %).

Erste Sohlhebungen wurden in September 2002 unmittelbar nach dem Bau von Stationierung 411.204 bis 411.556 und zwischen 411.860 und 412.500 in Strecken mit einer flachen Sohle festgestellt [31]. Zwischen Stationierung 411.556 und 411.860 wurde die Betonplatte im November 2002 durch ein Sohlgewölbe ersetzt. Die beobachtete Hebung von Oktober 2002 bis Januar 2004 (ca. 500 Tage) in den Bereichen mit flacher Sohle erreichte 300 bis 750 mm, d.h. etwa 1 bis 2 mm/d. Im Abschnitt mit nachträglich erstelltem Sohlgewölbe betrug die Sohlhebung 10 bis 25 mm innerhalb eines Jahres. Die Umwandlung von Anhydrit in Gips reicht bis etwa 5 m unter die Sohle. Mit Kontaktmessdosen gemessene Quelldrücke betragen 2 bis 5 MPa nach einem Jahr [32]; diese änderten sich zu 1 bis 5 MPa nach zwei Jahren, ähnlich wie im Belchentunnel [12] oder in Tunneln in Baden-Württemberg [26] [37] [38]. Das Gebirge ist also verschieden, aber Quelldrücke und Quellhebungen liegen in ähnlichen Bereichen.

2.6.2 Spannungsverteilung und Bruchzonen

Der Lillatunnel hat einen ähnlichen Querschnitt wie der obere Teil des Querschnitts des Belchentunnels (vgl. Bild 1). Deshalb muss auch erwartet werden, dass sich unter der Sohle des Lilla Tunnels auch Sprödbüche mit Zug- und Scherbrüchen ergaben (vgl. Bild 4). In diesen Bruchzonen fanden die Umwandlung von Anhydrit in Gips und der Aufbau von Quelldrücken bzw. Quellhebungen statt. Die beobachteten Hebungen in den Bereichen mit der flachen Sohle und dem Abschnitt mit Sohlgewölbe stimmen mit den Erfahrungen beim Belchentunnel gut überein. Der Hauptunterschied besteht unter Umständen in der mineralogischen Zusammensetzung. Beim Lillatunnel ist der Tongehalt wesentlich größer. Deshalb könnten die Bruchprozesse weniger rasch verlaufen sein, und der Wasserzutritt war langsamer. Der Hebungsvorgang wurde im Bereich mit Sohlgewölbe vermindert.

3 Folgerungen und Konsequenzen für den Bau von Tunneln im quellenden Gebirge

Die zusammengestellten qualitativen Begründungen stützen die Hypothese, dass Sprödbuchvorgänge das Quellpotenzial fördern und dass Bauvorgänge und Baumethoden gewählt werden müssen, welche die Bildung von zerbrochenen Zonen im Gebirge während des Tunnelbaus möglichst verhindert. Daraus ergeben sich folgende Schlüsselaspekte, ähnlich [12]:

- Sprödbuchvorgänge sind ein wesentlicher Faktor bei Tunnelbauten in quellendem Gestein.
- Bauvorgängen müssen gewählt werden, um Sprödbuchvorgänge zu vermindern.
- Das Gebirge darf nicht unnötig ungestützt bleiben. Aktive Stützung kann zweckmässig sein.
- Zum besseren Verständnis sind Untersuchungen des felsmechanischen Verhaltens notwendig; dabei ist Sprödbuchverhalten zu berücksichtigen.
- Die Ermittlung des primären Spannungszustands im anhydritführenden Gebirge ist besonders wichtig.

- [33] *Alonso, E., Gens, A., Berdugo, I. & Romero, E.*: Expansive Behaviour of a sulphated Claystone in a Railway Tunnel. Proc. ICSMGE, pp. 1582–1586. Osaka, 2005.
- [34] *Alonso, E. & Berdugo, I.*: Degradation and swelling of sulphate-bearing claystones. Keynote Paper. Montero & Colmenares (eds): Proc. VI CSAMR, pp. 211-248. Cartagena de Indias, 2006.
- [35] *Alonso, E. & Olivella, S.*: Modelling Tunnel Performance in Expansive Gypsum Claystone, 12th IACMAG. Goa, 2008.
- [36] *Paul, A.*: Sohlhebungen beim Tunnelbau im Gipskeuper, Mechanismen – Auswirkungen – Bemessungsphilosophien. Lehrgang Felsmechanik und Ingenieurgeologie in Sargans. Techn. Akademie Esslingen, 1993.
- [37] *Paul, A. & Wichter, L.*: Das Langzeitverhalten von Tunnelbauten im quellenden Gebirge – Neuere Messergebnisse vom Stuttgarter Wagenburgtunnel. Taschenbuch Tunnelbau 1997, S. 125–164. Essen: Verlag Glückauf, 1996.
- [38] *Fecker, E.*: Untersuchungen von Schwellvorgängen und Erprobung von Auskleidungskonzepten beim Freudensteintunnel. Taschenbuch Tunnelbau 1997, S. 165–182. Essen: Verlag Glückauf, 1996.

Die Autoren sind sich bewusst, dass Abschnitte dieses Beitrags auf noch nicht voll bewiesenen Vermutungen beruhen, sind aber überzeugt, dass wesentlich dauerhaftere und nachhaltige Bauwerke erstellt werden und namhafte Kosteneinsparungen erreicht werden können durch Begrenzung von Sprödbrüchen um den Tunnel und möglichst raschem Aufbringen eines Stützdrucks.



Dr. Walter Steiner
B+S AG
Muristrasse 60
3000 Bern 31
Switzerland
w.steiner@bs-ing.ch



Dr. Peter K. Kaiser
CEMI – Centre for Excellence in
Mining Innovation
935 Ramsey Lake Road
Sudbury ON P3E 2C6
Canada
pkaiser@miningexcellence.ca
www.miningexcellence.ca



Prof. Dr. Georg Spaun
Laufener Straße 16
83395 Freilassing
Germany