Tunnelbau in druckhaftem Gebirge
Tunnelling in Squeezing Rock

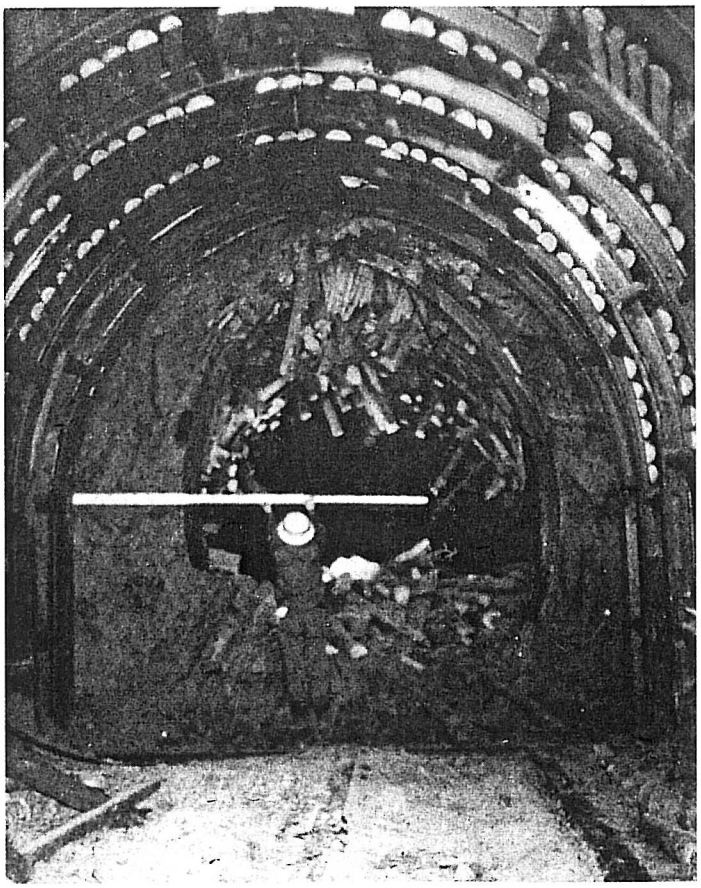
Prof. Dr. K. Kovári

Die Planung der langen, tiefliegenden Basistunnel durch die Alpen in Frankreich, Italien, Österreich und der Schweiz verleiht dem Problem des Tunnelbaus in druckhaftem Gebirge hohe Aktualität. Die vorliegende Arbeit versucht, die grundlegenden Aspekte dieses Spezialgebietes des modernen Tunnelbaues in zwei Teilen übersichtlich darzustellen. Ausgehend von der Beschreibung der empirischen Tatbestände wird die Dualität von Gebirgsverformung und Gebirgsdruck mit einfachen theoretischen Ansätzen erörtert. Hierauf werden die Gesichtspunkte für Ausbruch und Sicherung sowie für die Planung eingehender behandelt. Schließlich wird auf pseudowissenschaftliche Entwicklungen hingewiesen, welche besonders auf diesem Gebiet des Tunnelbaues für Konfusion sorgen.

The Planning of long, deep base tunnels through the Alps in France, Italy, Austria and Switzerland makes the problem of tunnelling in squeezing rock highly relevant. This work attempts to provide an insight into the fundamental aspects of this special field of modern tunnelling. Starting with a presentation of the empirical facts, the duality of rock deformation and rock pressure are discussed using straightforward theoretical considerations. After this, the questions of excavation and stability as well as of the design are dealt with in detail. Finally, pseudo-scientific developments are examined, which have caused and still are causing much confusion, especially in this area of tunnelling.

Einleitung

Im Untertagbau macht man immer wieder die Erfahrung, daß der Ausbruch des Hohlraumes unter bestimmten Bedingungen große langanhaltende Gebirgsverformungen auslöst, die zu dessen fortschreitender Verengung führen. Bei voller Ausbildung des Phänomens dringt das Gebirge von allen Seiten in den Hohlraum ein und umfaßt somit auch die Sohle. Das Bild 1 stellt einen der Widerlagerstollen eines zweispurigen Eisenbahntunnels 15 Tage nach dem Ausbruch dar [1], [2]. Die Hebung der offenen Sohle betrug 1,20 m, die Firstsenkung 0,40 m und die seitliche Konvergenz 1,60 m. In solchen Fällen besteht die Hauptaufgabe der Ausbruchsicherung, d. h. des zeitweiligen Einbaues, in der Begrenzung der Gebirgsverformungen. Dies gelingt oft nicht, weil der Einbau



1 Die Verdrückung eines Hufeisenprofils unter Begleitung von Sohlhebungen (maximale Konvergenz 1,60 m)
Contraction of a horseshoe profile including bottom heave (maximum convergence of the width 1.60 m)

Prof. Dr. K. Kovári, Institut für Geotechnik an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich/CH

Introduction

In underground construction it is frequently observed that the excavation of an opening leads, in some circumstances, to major long-term rock deformations, which cause a progressive contraction of the opening. If the phenomenon develops completely, the rock penetrates into the opening from all sides including the tunnel floor. Fig. 1 shows one of the side adits for a double track railway tunnel 15 days after the excavation. The bottom heave was 1.20 m, the displacement of the roof 0.40 m, and the reduction (i.e. convergence) of the width 1.60 m [1], [2]. In such cases, the main task is to limit the rock deformations by means of a temporary support. Often this does not succeed because the temporary support is not able to withstand the rock deformations and is either damaged or completely destroyed. Without appropriate counter-measures the rock, so to speak, slowly pushes the elements of the damaged lining in front of it until the movements come to a standstill. In the extreme case, a new state of equilibrium is achieved only after complete closure of the cavity.

On taking a closer look at such phenomena, it is apparent that the resistance of the lining to the rock deformations induces compressive stresses at the rock/lining interface. These are called rock pressure (Fig. 2). With regard to the rock, one speaks of lining resistance, and with regard to the lining of a load [3]. Thus, in the terms of action and reaction, two aspects of the same phenomenon are what has been said, considered. From what it is clear that rock deformation and rock pressure are intimately connected with each other. Of prime importance, however, is the rock deformation because there is no rock pressure if it is not restrained.

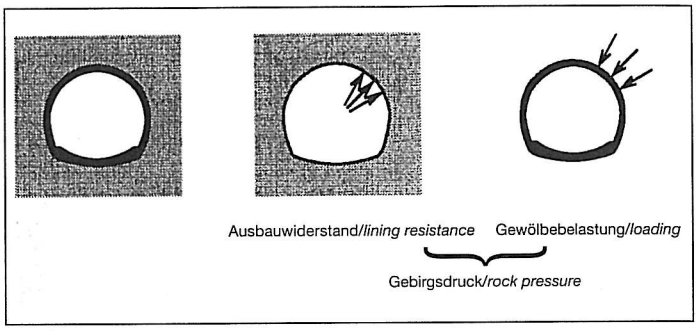
Major deformations can be observed directly. Rock pressure, on the other hand, is deduced from deformations, damage or destruction of a strong lining (Fig. 3). From the history of tunnelling we know

Prof. Dr. K. Kovári, Swiss Federal Institute of Technology Zurich/CH

den Bewegungen des Gebirges nicht standhält und beschädigt oder gar gänzlich zerstört wird. Ohne Gegenmaßnahmen schiebt das Gebirge nach und nach die Elemente des beschädigten Einbaus sozusagen vor sich hin, bis ein Stillstand der Bewegungen eintritt. Im Extremfall stellt sich ein neues Gleichgewicht im Gebirge erst nach vollständiger Schließung des Hohlraumes ein.

Bei näherer Betrachtung solcher Vorkommnisse wird offenkundig, daß der Widerstand des Ausbaus gegen die Gebirgsverformungen Druckspannungen zwischen Gebirge und Einbau hervorruft. Diese bezeichnet man als Gebirgsdruck (Bild 2). Bezogen auf das Gebirge spricht man vom Ausbauwiderstand, im Hinblick auf den Ausbau von Belastung [3]. Man bringt damit im Sinne von Aktion und Reaktion zwei Aspekte des gleichen Sachverhaltes zum Ausdruck. Aus dem Gesagten geht eindeutig hervor, daß Gebirgsverformung und Gebirgsdruck wesenhaft miteinander verknüpft sind. Das Primäre ist aber die Gebirgsverformung, denn ohne deren Verhinderung tritt kein Gebirgsdruck auf.

Große Verformungen können wir direkt wahrnehmen. Auf großen Gebirgsdruck schließen wir aus Verformung, Beschädigung oder gar Zerstörung von Einbauten großer Tragfähigkeit (Bild 3). Aus der Geschichte des Tunnelbaus erfahren wir, daß die früher verwendeten Rundhölzer als Einbauelement mit Durchmessern von häufig bis zu 500 ÷ 600 mm unter Begleitung von Knistern zerdrückt wurden [5]. Der Umstand, daß sich die Verformungen und die oft damit einhergehende Verdrückung des Einbaus allmählich im Laufe von Tagen, Wochen oder



2 Gebirgsdruck als Druckspannung zwischen Ausbau und Gebirge
Rock pressure as a reaction of the lining to rock movements

that the round timbers once used as support elements (props), often of up to 0.5–0.6 m in diameter, were crushed, accompanied by a cracking sound [5]. The fact that the deformations, and thus the frequently accompanying crushing of the lining, take place in a matter of days, weeks or even over several months, is the characteristic feature of squeezing rock.

Findings during construction

Construction worldwide in squeezing rock conditions [6] has provided the following empirical facts:

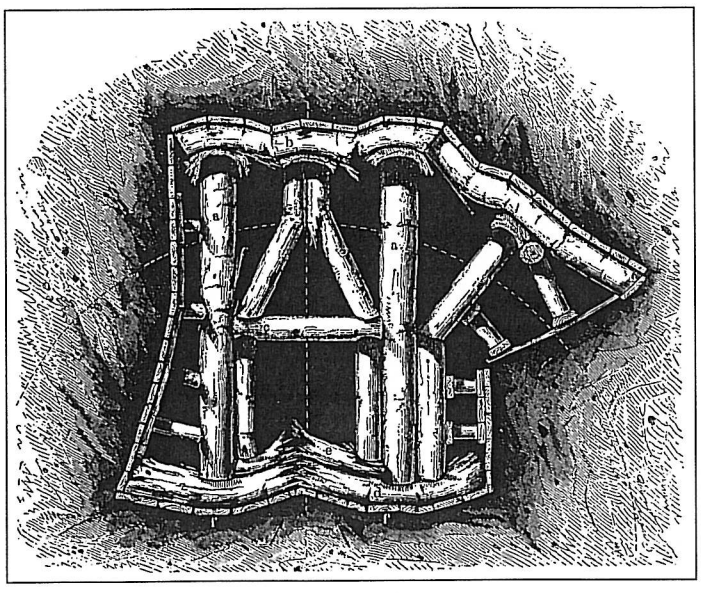
1) It is generally known that large, long-term deformations or major rock pressure only occur in rocks of low strength and high deformability. Pronounced creep behaviour is an important prerequisite for the phenomena in this kind of rock. Phyllite, schist, serpentine, mudstone, tuff, certain kinds of flysch, chemically altered igneous rocks are typical examples of such formations. Fig. 4 shows the result of a triaxial test on a phyllite specimen under a constant lateral confining pressure of 1.5 bar (150 kPa). The highest value of the corresponding axial stress is only 1.0 MPa. The test was stopped when the specimen reached a compressive strain of 8 %. As Fig. 5 shows, the material behaves in a very ductile manner. During the excavation of a 42 m long section in the Simplon tunnel a rock formation occurred "appearing as a dough mainly consisting of soft micaceous limestone". Seven months were needed to overcome this highly critical section [5].

2) The rock pressure decreases with increasing rock deformation. In highly squeezing rock the only possibility formerly was to accept a large reduction of the cross-section and the consequent need to re-excavate to the the design profile as well as replace the temporary support (Fig. 6). The miners were of the opinion that one had to let the rock "tire itself out".

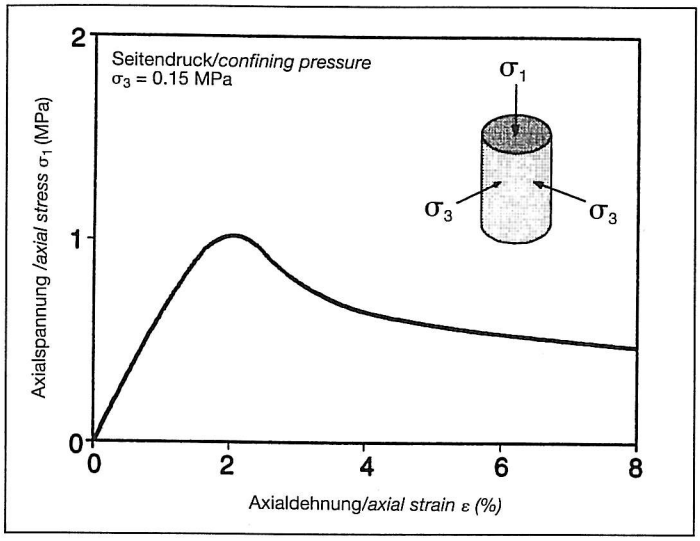
3) The existence of underground water or high pore water pressure favours the development of rock deformations and squeezing rock pressure. This observation is confirmed by the effects of draining the rock mass. It is often brought about by a pilot tunnel or a side adit driven in advance.

4) The rock deformation, as a rule, is not distributed evenly over the excavated cross-section. Often bottom heave is practically negligible, although at the sides and in the roof area large deformations can occur. Often the deformations of the face, or its instability, present no problem in practice. However, usually the working face requires specific stabilizing measures especially in the full-face excavation of large cross-sections [7].

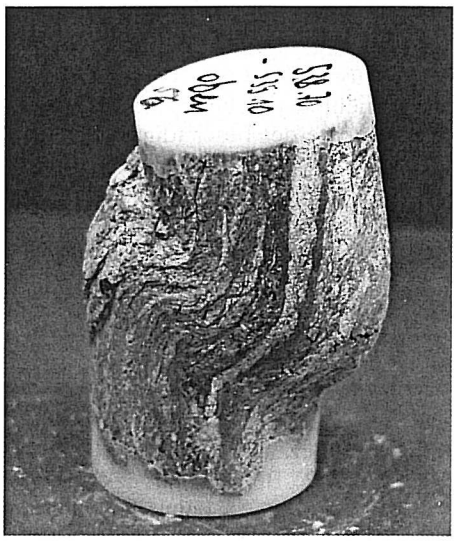
5) The intensity of the rock deformations and the rock pressures in a section of squeezing rock are usually very variable. For the same excavation support, the same depth of overburden, and the same lithology, often over short distances, big differences (of an order of magni-



3 Verdrückte Zimmerung des vorauseilenden Stollens eines Eisenbahntunnels [4]
Damaged timber supports in a small-diameter pilot tunnel of a railway tunnel [4]



◀ 4 Das Ergebnis eines Triaxialversuchs mit Stauchung des Prüfkörpers bis zu 8%
The result of a triaxial test with 8 % axial compression strain in the specimen



▶ 5 Der Prüfkörper nach dem Triaxialversuch gemäß Bild 4
The specimen after triaxial testing corresponding to Fig. 4

mehreren Monaten vollziehen, gehört zur Hauptcharakteristik des druckhaften Gebirges.

Erkenntnisse aus der Bauerfahrung

Aus der weltweit im Tunnelbau in druckhaftem Gebirge gemachten Erfahrung [6] ergeben sich folgende, empirische Tatbestände:

1) Langanhaltende, große Verformungen bzw. großer Gebirgsdruck treten nur in Gesteinsarten geringer Festigkeit und hoher Verformbarkeit auf. Ein ausgesprochenes Kriechvermögen ist somit eine wichtige Voraussetzung für die Äußerungen dieser Gebirgsdruckart. Phyllite, Schiefer, Serpentinit, Tonsteine, Tuff, gewisse Flyscharten, zersetzte ton- und glimmerhaltige Tiefengesteine sind typische Beispiele für solche Gesteinsarten. Bild 4 stellt das Ergebnis eines Triaxialversuches von einem Phyllit mit dem konstanten Seitendruck von 1.5 bar dar. Der Höchstwert der zugehörigen Axialspannung beträgt lediglich rund 1.0 MPa. Der Versuch wurde bei einer Stauchung des Prüfkörpers von 8 % abgebrochen. Wie das Bild 5 zeigt, ist das Material extrem bildsam. Bei der Durchörterung einer 42 m langen Strecke im Simplontunnel stieß man auf ein Gebirge, welches „erschien als eine teigige Masse, in der Hauptsache aus weichem Glimmerkalk bestehend". Die Überwindung dieses kurzen Abschnittes beanspruchte 7 Monate [5].

2) Der Gebirgsdruck nimmt mit zunehmender Gebirgsverformung ab. In extrem druckhaftem Gebirge war früher die Hinnahme großer Querschnittsverengungen und das damit verbundene Nachprofilieren sowie Auswechseln des Einbaus die einzige Möglichkeit, den Gebirgsdruck zu beherrschen (Bild 6). Die Mineure meinten, „man müsse das Gebirge austoben lassen".

3) Das Vorhandensein von Gebirgswasser bzw. hohem Porenwasserdruck begünstigt die Entwicklung von Gebirgsdruck und Gebirgsverformung. Diese Beobachtung wird durch die Wirkung einer Gebirgsdrainage immer wieder bestätigt. Sie wird oft durch einen vorauseilenden Pilotstollen oder Paramentstollen bewerkstelligt.

4) Die Gebirgsverformung ist in der Regel nicht gleichmäßig über das Ausbruchsprofil verteilt. Oft sind Sohlhebungen praktisch nicht relevant, obwohl in den Ulmen und in der Firste große Verformungen auftreten können. In vielen Fällen

tude) in convergence may be observed. This is the main cause for set-backs that even highly qualified engineers may experience in some cases.



6 Der Einbau neuer Türstockzimmerungen zwischen den verdrückten Rahmen in einem Stollen
The installation of new wooden tunnel supports between the crushed frames in an adit

stellen die Verformungen der Ortsbrust bzw. deren Stabilität keine praktischen Probleme dar. Beim Vollausbruch größerer Profile verlangt jedoch die Stabilisierung der Ortsbrust mitunter aufwendige Maßnahmen [7].

5) Die Intensität der Gebirgsverformung bzw. des Gebirgsdrucks in einer druckhaften Strecke ist in der Regel stark veränderlich. Bei gleichbleibender Ausbruchsicherung, gleicher Überlagerungshöhe und derselben lithologischen Einheit lassen sich häufig auf kurzer Distanz sprunghafte Änderungen der Kovergenzen um ein Vielfaches feststellen. Darin liegt eine der Hauptursachen für Rückschläge, die trotz ausreichender Erfahrung und Sachkenntnis der verantwortlichen Ingenieure in gewissen Fällen vorkommen können.

6) Der Einfluß der Überlagerungshöhe auf die Äußerungen des druckhaften Gebirges konnte bis anhin rein empirisch nicht eindeutig festgestellt werden. Der Grund liegt darin, daß die wechselhaften Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Gebirges einen viel größeren Einfluß auf Verformung und Druck haben als die Überlagerungshöhe. Unser Wissen über die ungünstige Wirkung der Überlagerung ist somit theoretisch begründet.

Schließlich sei an dieser Stelle noch auf zwei Aspekte hingewiesen:

❑ Man ist nicht in der Lage, eine präzise empirische Definition für den Ausdruck „druckhaftes Gebirge" anzugeben. Es besteht allerdings Einstimmigkeit darüber, daß der Zeiteffekt eines der hervorstechendsten und untrüglichsten Merkmale des druckhaften Gebirges darstellt. Er ist bedingt, wie weiter oben ausgeführt, durch die kombinierte Wirkung der Gebirgseigenschaften, Porenwasser und Überlagerungshöhe.

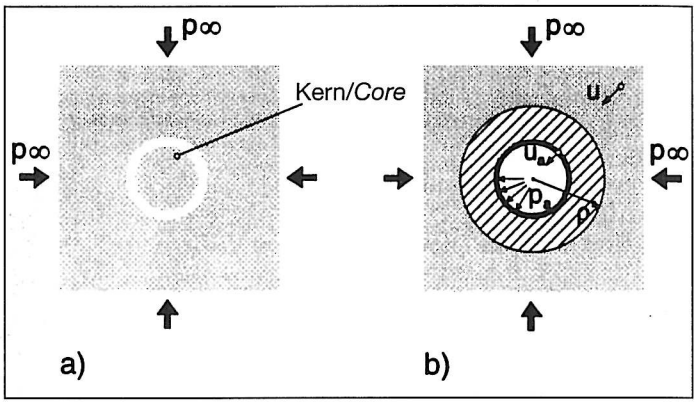
❑ Bei der Überwindung einer druckhaften Strecke in einem konkreten Fall kommt infolge der hohen Kosten je Tunnelmeter und der verminderten Vortriebsleistung der korrekten Ausgestaltung des Vertrages zwischen Bauherr und Unternehmer eine besonders große Bedeutung zu.

Theoretische Betrachtungen

Die wissenschaftliche Klärung der Gebirgsdruckerscheinungen beruht auf Methoden der Spannungsanalyse, auf Untersuchungen über das Materialverhalten der oben erwähnten Gesteinsarten und auf vertieften Kenntnissen der Bautechnik. Es ist unerläßlich, diese drei Aspekte des Problems und ihre engen Verflechtungen stets im Auge zu behalten.

Zum Kräftespiel: Die tiefste Ursache der beobachteten Verformungen und des auftretenden Gebirgsdrucks ist selbstredend die Schaffung des Hohlraumes in dem unter allseitigem Druck stehenden Gebirge. Anhand des stark idealisierten, zweidimensionalen drehsymmetrischen Modells in Bild 7 verfolgen wir die wichtigsten Vorgänge, die sich im Gebirge in der Umgebung des Hohlraumes abspielen. Im ungestörten Zustand (Bild 7 a) besteht zwischen dem auszubrechenden Kern und dem Gebirge in der Umgebung des noch zu schaffenden Hohlraumes Gleichgewicht. Man könnte auch sagen, der Kern „stütze" das Gebirge. Durch den Ausbruch des Kerns (Bild 7 b) entfällt nun seine stützende Wirkung, was im Gebirge zu einer Spannungsumlagerung führt. In Gebirgsarten geringer Festigkeit löst sie große Verformungen sowie Kriechen aus. Man kann zeigen, daß es in einem solchen Material zur Ausbildung einer sog. plastischen Zone kommt, die unter den vereinfachten Verhältnissen der Drehsymmetrie mit dem Radius ρ begrenzt ist. In dieser Zone ist das Material bis an die Grenze seiner Tragfähigkeit beansprucht und weicht einer Überbeanspruchung – ähnlich wie in einem Triaxialversuch – durch Verformung aus. Der Einfluß der Primärspannung p_∞ auf diese Vorgänge ist einleuchtend. Ihr Betrag ist im wesentlichen durch die Höhe der Überlagerung bedingt.

Vollständigkeitshalber sei noch erwähnt, daß sich die oben geschilderten Vorgänge für den theoretisch unbefangenen Beobachter noch einfacher darstellen. Er denkt gar nicht an Kräfte und Spannungen, sondern stellt nur fest, was er beobachtet, nämlich, daß der Ausbruch des Kerns dem Gebirge die Möglichkeit verschafft, sich in Richtung des Hohlraumes zu bewegen. Deshalb stößt man in der Literatur auf so paradoxe Formulierungen



7 Zur Erklärung der Gebirgsdruckerscheinungen:
a) Das Gebirge unter der Belastung p_∞ vor dem Ausbruch des Kerns
b) Infolge Ausbruchs entfällt die Stützwirkung des Kerns, und es kommt zur Ausbildung einer plastischen Zone mit dem Radius ρ. Der Ausbauwiderstand wird durch p_a berücksichtigt
Explanation of the occurrence of squeezing rock pressure:
a) The rock subjected to the stress p_∞ prior to the excavation of the core
b) Due to excavation, the supporting effect of the core is lost and a plastic zone of radius ρ is formed. The lining resistance is taken into account by p_a

6) Until now, the influence of the depth of overburden on the effect of squeezing rock could not be ascertained purely by observation. The reason for this is that the changing strength and deformation properties of the rock have a far greater effect on deformation and pressure than the effect of the overburden. Our knowledge of the unfavourable effects of overburden is based on theory.

Finally, let us turn at this point to two further aspects:

❑ It is not possible to give a precise empirical definition of the term "squeezing rock". There is, certainly, agreement that the time effect is one of the most pronounced and definite characteristics of this type of rock behaviour. The latter is brought about, as mentioned above, by the combined action of the rock properties, pore water pressure and overburden.

❑ In tackling a stretch of squeezing rock in a particular case, a correct and fair contract between the client and the contractor is, of great significance, owing to the exceptional high costs involved.

Theoretical Considerations

The scientific explanation of rock squeezing phenomena is based on methods of stress analysis, on the investigation of the material behaviour of the above mentioned rock types and on an intimate knowledge of the constructional technology. It is essential to keep in these 3 aspects of the problem and their close relationship to one another in mind.

Regarding the interplay of forces: The most fundamental cause of the observed

wie: „Beim echten Gebirgsdruck handelt es sich um Bewegungen und nicht um Kräfte“ [8]. Das Englische erfaßt das Phänomen mit der Bezeichnung „squeezing rock“ direkt und weist auch schon auf seine Ursache hin. Denn „squeeze“ bedeutet „press on from all sides“ oder auch „yield to pressure“ (Oxford Dictionary). Mit dem im letzten Jahrhundert verwendeten Ausdruck „hereindrängendes Gebirge“ war man im deutschsprachigen Raum dem physikalischen Vorgang auch ganz nahe.

Kehren wir zur gelochten Scheibe (Bild 7 b) zurück und nehmen wir ein isotropes, homogenes und elastisch-plastisches Material an. Wie wirkt sich eine am Rand der plastischen Zone aufgezwungene Verschiebung u_ρ auf die Verschiebung u_a am Ausbruchsrand aus? Die Antwort erhält man aus einer einfachen geometrischen Betrachtung. Ein Blick auf Bild 8 läßt sofort erkennen, daß bei einem konstanten Volumen des Materials die Randverschiebung u_a größer sein muß als u_ρ. Dies folgt aus der Gleichheit der schraffiert angedeuteten Flächen F und F′ im betrachteten keilförmigen Sektor und führt zur Beziehung:

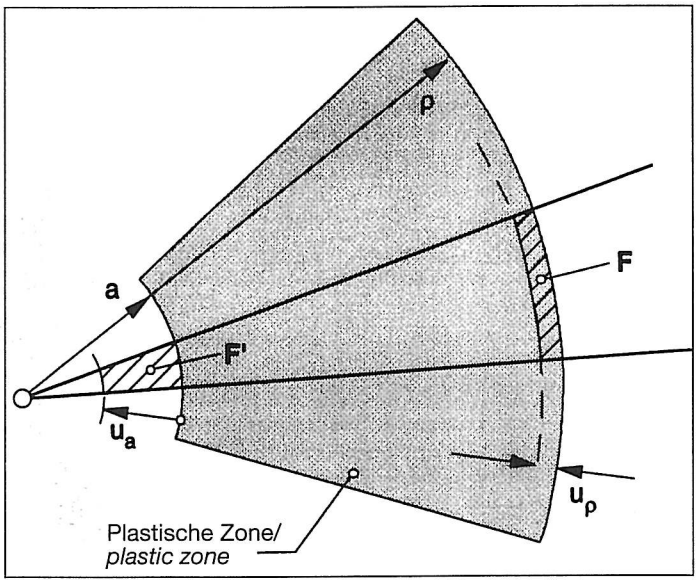
$$u_a = u_\rho\,(\rho/a). \qquad (1)$$

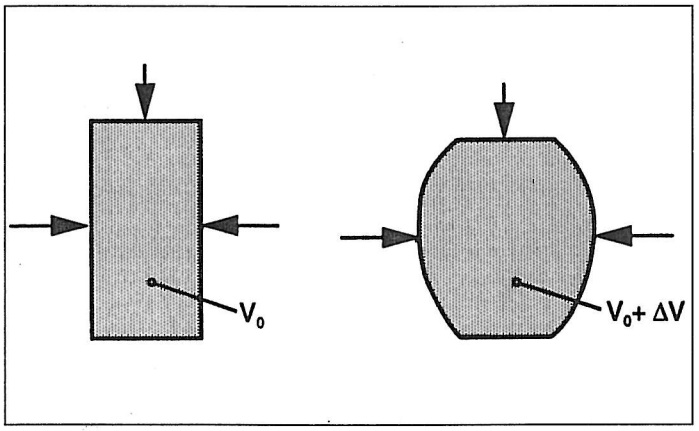
Da in der plastischen Zone definitionsgemäß Bruchzustand herrscht, wird dort das Material in der Regel eine Volumendehnung erfahren, wie wir sie bei Triaxialversuchen im Labor beobachten können (Bild 9). Für die Kennzeichnung des Maßes an Volumendehnung wird nach einem Ansatz der Plastizitätstheorie eine Konstante κ verwendet [3]. Ihr Wert variiert gemäß:

$$1 \le \kappa \le (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi) \qquad (2)$$

In diesem Ausdruck bezeichnet φ den Winkel der inneren Reibung des Materials.

8 Bei konstantem Volumen des verschobenen Materials (F) erhält man $u_a = u_\rho\,(\rho/a)$
For constant volume of displaced material (F) is obtained $u_a = u_\rho\,(\rho/a)$





9 Die Volumendehnung ΔV beim Triaxialversuch im Bruchzustand des Prüfkörpers
Increase of volume ΔV as observed in a triaxial test specimen at failure

Man kann zeigen, daß die Beziehung (1) unter Berücksichtigung der Volumendehnung durch den Parameter κ die folgende Form annimmt [3]:

$$u_a = u_\rho\,(\rho/a)^\kappa. \qquad (3)$$

Die Radialverschiebung u im Abstand r von der Achse des Tunnels beträgt:

$$u = (\rho/r)^\kappa u_\rho. \qquad (4)$$

Der Einfluß der Volumendehnung κ auf die Verschiebung u ist somit exponentiell. Für ein Beispiel mit $\rho = 4a$ erhält man stark unterschiedliche Kurven für die bezogene Radialverschiebung, je nach dem gewählten Wert von κ (Bild 10). Bereits der mittlere Wert $\kappa = 1{,}5$ führt zu einer Verdoppelung der Radialverschiebung u_a gegenüber einem Material mit Volumenkonstanz ($\kappa = 1$).

Mit Hilfe solcher, rein geometrischer Überlegungen kann man eine oft gestellte Frage einfach beantworten. Welche Vordeformationen bewirkt ein vorauseilender Pilotstollen für die nachfolgende deformations and the resultant rock pressure is obviously the creation of the underground cavity in rock subjected to all round pressure. Using the very idealised two-dimensional radially symmetric model in Fig. 7, we can study the most important processes that take place in the rock in the vicinity of the cavity. In the undisturbed state (Fig. 7 a), equilibrium between the core to be excavated and the rock surrounding the cavity exists. It could also be maintained that the core supports the rock. By excavating the core (Fig. 7 b), this support effect is eliminated and a stress redistribution results. In rocks of low strength, major deformations and creep may be induced. It can be shown that in such a material a plastic zone is formed, which for the simple case of radial symmetry is limited by the radius ρ. In this zone, the material is stressed to the limits of its bearing capacity and deforms like a triaxial test specimen. The influence of the primary stress p_∞ on this behaviour is evident. Its amount is generally related to the depth of overburden.

For the sake of completeness, it should be mentioned that the processes described above can be explained more easily to the observer who is not bogged down in theory. He does not think in terms of forces and stresses at all, only of what he actually perceives directly, i.e. that the excavation of the core enables the rock to deform into the cavity. Thus in literature paradoxical statements such as “In the case of squeezing rock pressure it is not a question of forces, but of movements” [8] can be found. With the term “squeezing ground” the English language refers directly to the cause of the phenomenon, as “to squeeze” means “to press on from all

Ausweitung auf das volle Profil? Der Durchmesser des Haupttunnels sei beispielsweise 10 m, jener des Pilotstollens betrage 3 m. Die Volumendehnung des Materials sei durch den Betrag $\kappa = 1{,}5$ festgelegt. Unter der Voraussetzung, daß die plastische Zone um den Pilotstollen mindestens bis zum Ausbruchsprofil der geplanten Ausweitung reiche, d. h. $\rho \geq 5$ m sein müsse, erhält man folgendes Ergebnis: Von einer beispielsweise 0,30 m großen Randverschiebung im Pilotstollen verbleiben am Ausbruchsrand des geplanten Tunnels nur etwa 0,05 m. Selbst bei der vollständigen Schließung des Pilotstollens, d. h. bei $u_a = 1{,}5$ m, ergäbe sich eine Vordeformation am Ausbruchsrand des geplanten Tunnels von nur etwa 0,25 m. Es ist somit klar, daß Pilotstollen für den alleinigen Zweck der Erzeugung von Vordeformationen (zur Verringerung des Gebirgsdruckes nach der Ausweitung) wirtschaftlich nicht vertretbar sind.

Die Theorie der gelochten Scheibe unter allseitigem Druck und den Verhältnissen der Drehsymmetrie liefert die Gebirgskennlinie. Sie zeigt den Zusammenhang (Bild 11) zwischen der Radialverschiebung am Ausbruchsrand u_a und dem Ausbauwiderstand p_a.

Die Formel (3) $u_a = u_\rho\,(\rho/a)^\kappa$ liefert den Schlüssel zur Berechnung der Kennlinie:

$$u_a = f(p_a). \tag{5}$$

Die Theorie [3] ergibt folgende Ausdrücke:

$$\frac{\rho}{a} = \left[(1-\sin\varphi)\frac{\bar{p}_\infty}{\bar{p}_a}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}}, \tag{6}$$

$$u_\rho = \frac{1+\nu}{E}\,\rho\cdot\bar{p}_\infty\sin\varphi. \tag{7}$$

Mit (5), (6) und (7) erhält man somit den Ausdruck für die Randverschiebung:

$$u_\rho = \frac{1+\nu}{E}\,\rho\cdot\bar{p}_\infty\sin\varphi\,(\frac{\rho}{a})^\kappa. \tag{8}$$

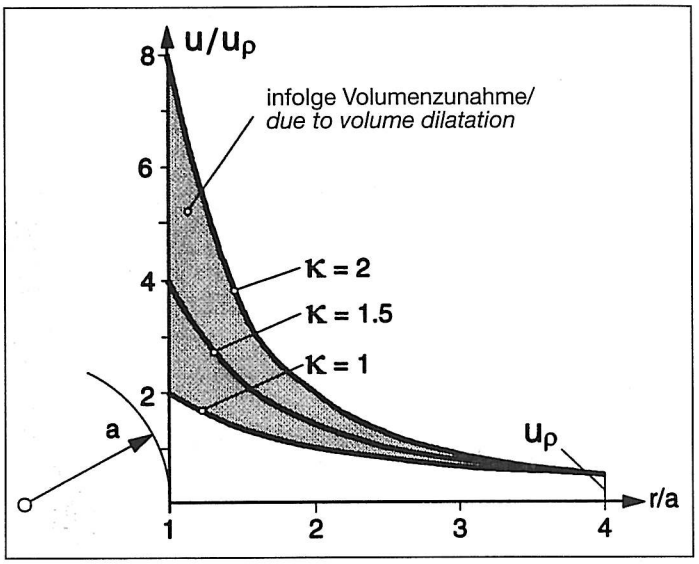
Für die Spannungen gelten unter Berücksichtigung der Kohäsion c die folgenden Substitutionen:

$$\bar{p}_a = p_a + c\cot\varphi,\quad \bar{p}_\infty = p_\infty + c\cot\varphi. \tag{9}$$

Da der Ausdruck (8) gemäß (6) und (9) den Ausbauwiderstand p_a implizit enthält, stellt er auch schon die gesuchte Kennlinie dar.

Die Formeln (6) bis (9) lassen erkennen, daß der Radius der plastischen Zone ρ nur von den Festigkeitsparametern c und

10 Der Einfluß der Volumendehnung κ auf die Radialverschiebung u am Beispiel einer plastischen Zone mit dem Radius $\rho = 4a$
The influence of volumetric strain on the radial displacement κ for the case of a plastic zone of radius $\rho = 4a$



sides" or "yield to pressure" (Oxford Dictionary). In the last century, a similar term was commonly used in German speaking countries.

Let us return to consider the two-dimensional continuum in plane strain condition with a circular hole (Fig. 7 b) and assume isotropic, homogenous and elastoplastic material behaviour. The problem under consideration is: what effect does an enforced displacement u_ρ at the boundary of the plastic zone have on the displacement u_a at the boundary (i.e. surface) of the excavated hole. The answer is given by a simple geometrical consideration. A look at Fig. 8 shows at once that for a constant volume of material the displacement u_a must be greater than u_ρ. This follows from the equality of the hatched areas F and F′ in the wedge-shaped sector. The corresponding relationship is:

$$u_a = u_\rho(\rho/a). \tag{1}$$

Since by definition in the plastic zone, a failure state prevails, there, usually, the material there will experience a volumetric strain, as may be observed in the triaxial test in the laboratory (Fig. 9). To quantify the amount of volumetric strain following the assumption of plasticity theory, a constant κ is used [3]. Its value varies between:

$$1 \leq \kappa \leq (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi) \tag{2}$$

where φ stands for the friction angle of the material.

It is easy to show that the relation (1) takes on the following form when taking into account the volume change, using the parameter κ [3]:

$$u_a = u_\rho\,(\rho/a)^\kappa. \tag{3}$$

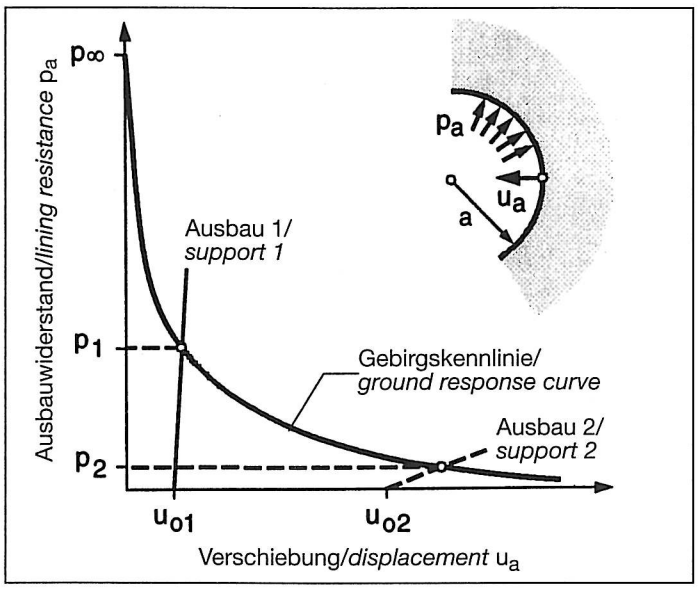
The variation of the radial displacement u as a function of radius r is given by:

$$u = (\rho/r)^\kappa u_\rho. \tag{4}$$

The considerable influence of the volumetric strain on displacements is evident from this equation. The influence of the parameter κ is exponential. For example, for $\rho = 4a$ for an average value of $\kappa = 1.5$ a doubling of the boundary displacement u_a in comparison with that for a constant volume material ($\kappa = 1$) is obtained.

By such purely geometric considerations it is often possible to give a simple answer to frequently posed questions like the following. What initial deformations are caused by an advancing pilot tunnel with respect to the subsequent extension to the full cross-section? The diameter of the main tunnel is, e.g., 10 m, that of the pilot tunnel 3 m. The volumetric strain of the material is specified by the value $\kappa = 1.5$. Assuming that the plastic zone around the pilot tunnel extends at least to the excavation profile of the main tunnel, i. e. $\rho \geq 5$ m. The following result is obtained: For example, from a 0.30 m boundary displacement in the pilot tunnel, only about 0.05 m remains at the radius of the planned main tunnel. Even given a complete closure of the pilot tunnel, i.e. $u_a = 1.5$ m, the initial deformation at the radius of the planned main tunnel would only be about 0.25 m. Thus it is clear that a pilot tunnel driven simply to cause initial deformations (to reduce rock pressure when the full profile is excavated) is not justified economically.

The two-dimensional theory with a circular hole in it, under all-round pressure



11 Einfluß der Vordeformation u_0 und der Steifigkeit des Ausbaus auf den Gebirgsdruck p_a
Influence of the initial deformation u_0 and the stiffness of the lining on the rock pressure p_a

φ sowie den Lastgrößen p_a und p_∞ abhängig ist. Der Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν treten erst im Ausdruck (7) für die Bestimmung der Verformung u_ρ auf. Auf den großen Einfluß des Faktors κ gemäß (3) wurde oben bereits hingewiesen (Bild 10).

Zusammenfassend sei festgehalten, daß der Betrag der Randverschiebung u_a selbst unter vereinfachten Annahmen von insgesamt 8 Parametern gemäß

$u_a = f(p_a, p_\infty, a, E, \nu, c, \varphi, \kappa)$

abhängig ist.

Zur ausführlichen analytischen Ableitung der Kennlinie $u_a = f(p_a)$ sei auf das umfangreiche Schrifttum [9], [10], [11] und [3] hingewiesen. Die ersten Arbeiten zur praktischen Anwendung der Gebirgskennlinie zur Bestimmung des Gebirgsdrucks stammen von Mohr [12] und Lombardi [13].

Im Bild 11 ist das Zusammenwirken zwischen Gebirge und Ausbau anhand von zwei Ausbautypen schematisch dargestellt. Man sieht, daß eine größere Vordeformation des Gebirges (u_{02}) und ein nachgiebiger Ausbau [2] den Gebirgsdruck vermindert. Dies entspricht der praktischen Erfahrung im Tunnelbau.

Bei tunnelstatischen Berechnungen sind wir in der Praxis auf eine Reihe von wichtigen Parametern angewiesen. Bei ihrer Ermittlung stoßen wir jedoch auf große Schwierigkeiten. Man ist in der Regel auf Schätzungen angewiesen, die mit Unsicherheiten behaftet sind. Entsprechend unsicher sind die ermittelten Werte des Gebirgsdruckes. Als Beispiel betrachten wir die Ergebnisse einer sog. Sensitivitätsstudie. Mit Hilfe des Kennlinienverfahrens wurde in einem konkreten Fall [3] für einen Satz von Parametern der Gebirgsdruck ermittelt (a = 3,0 m, p_∞ = 10 N/mm², E = 2000 N/mm², ν = 0,3, φ = 20°, c = 0,5 N/mm², κ = 1,5, u_a = 0,25 m). Der Wert beträgt 0,51 MPa. Unterwirft man die verschiedenen Parameter der Reihe nach als realistisch zu betrachtenden Schwankungen, so resultiert daraus das Diagramm in Bild 12. Der theoretisch ermittelte Gebirgsdruck schwankt demnach zwischen 0,2 und 1,0 MPa, was die stark beschränkten Möglichkeiten einer rechnerischen Prognose des Gebirgsdrucks vor Augen führt. In diesem Beispiel wurde der Einfluß eines allfälligen Porenwasserdrucks und Sickerströmung nicht berücksichtigt. Man kann zeigen, daß die Wirkung des Grundwassers rein formal einer Reduktion der Kohäsion gleichkommt [3].

and the conditions of axial symmetry lead to the ground response curve. It shows the relationship between radial displacement at the excavated boundary (u_a) and the force on the lining (p_a) (Fig. 11).

Eqn (3) $u_a = u_\rho (\rho/a)^\kappa$ is the key to calculating the ground response curve:

$$u_a = f(p_a). \tag{5}$$

The theory [3] yields the following expressions:

$$\frac{\rho}{a} = \left[(1-\sin\varphi)\frac{\bar{p}_\infty}{\bar{p}_a}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}}, \tag{6}$$

$$u_\rho = \frac{1+\nu}{E}\,\rho\cdot\bar{p}_\infty \sin\varphi. \tag{7}$$

Using (5), (6) and (7) the displacement is obtained:

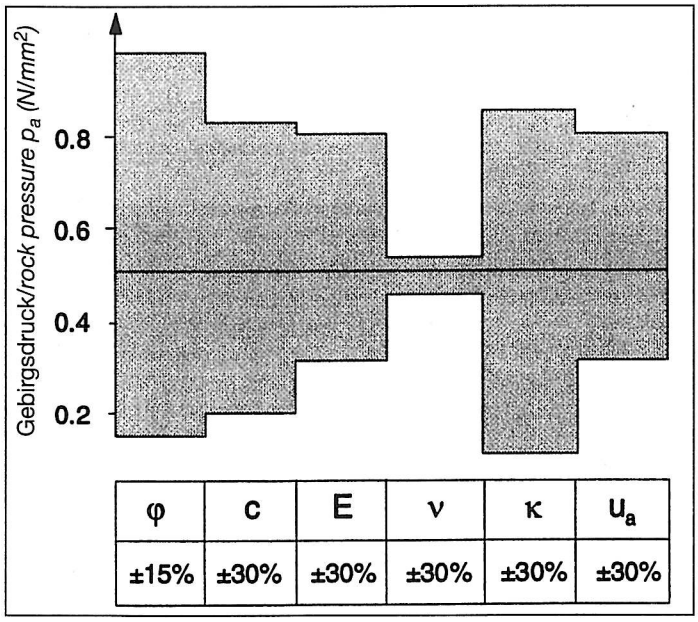
$$u_\rho = \frac{1+\nu}{E}\,\rho\cdot\bar{p}_\infty \sin\varphi\,(\frac{\rho}{a})^\kappa. \tag{8}$$

The stresses are obtained by the following substitutions taking into account the cohesion c:

$$\bar{p}_a = p_a + c\cot\varphi,$$
$$\bar{p}_\infty = p_\infty + c\cot\varphi. \tag{9}$$

The expression (8), together with those of (6) and (9), contains implicitly the lining resistence p_a. Therefore, eqn (8) is the mathematical representation of the ground response curve.

A look at eqns. (6) and (9) shows that the radius of the plastic zone ρ only depends on the strength parameters c and φ and the loading quantities p_a and p_∞. The elastic modules E and ν first appear in eqn.

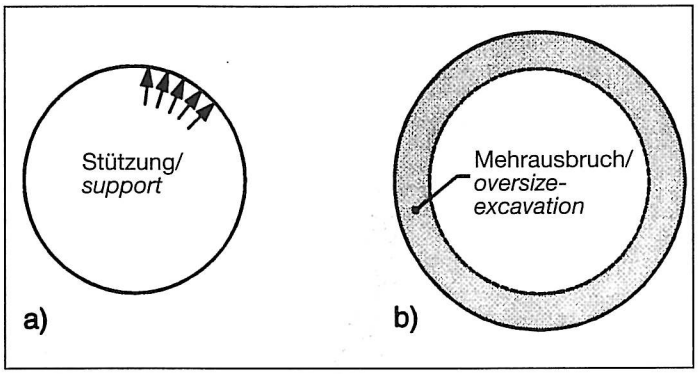


φ	c	E	ν	κ	u_a
±15%	±30%	±30%	±30%	±30%	±30%

12 Die Auswirkung der Streuung der verschiedenen Parameter auf den rechnerisch ermittelten Gebirgsdruck p_a
The effects of scatter in the different parameters on the calculated rock pressure p_a

Berechnungen, so verfeinert sie auch sein mögen, weisen mit Verläßlichkeit nur Beziehung zwischen den verschiedenen Größen auf. Nur unter besonderen Bedingungen liefern sie zutreffende Werte für den Gebirgsdruck bzw. die Gebirgsverformung. Die tiefe Problematik der Vorausbestimmung des Gebirgsdrucks liegt nicht im Fehlen geeigneter Berechnungsmethoden, sondern in der Unmöglichkeit der genauen Erfassung und Beschreibung der Materialeigenschaften, insbesondere unter Berücksichtigung des Zeiteffektes. Hinzu tritt noch die Schwierigkeit, die Vorgänge beim Ausbruch und bei der Sicherung des Hohlraumes in zutreffender Weise zu modellieren.

Für die Möglichkeit der rechnerischen Berücksichtigung des Zeiteffektes sei auf die Arbeit von Fritz [9] hingewiesen. Den Ansatz zur rechnerischen Berücksichtigung der Porenwasserspannungen und der Strömungskraft haben wir anderswo [3] [22] dargestellt.



13 Extremfälle möglicher Ausbauprinzipien:
a) Widerstandsprinzip
b) Ausweichprinzip
Extreme cases of possible lining design principles:
a) resistance principle
b) yielding principle

Betrachtungen zur Bautechnik

Da Gebirgsdruck und Gebirgsverformung in enger Wechselbeziehung stehen, kann man zwei Extremfälle eines leitenden Prinzips für Planung und Bauausführung in druckhaftem Gebirge ins Auge fassen (Bild 13). Beim sog. Widerstandsprinzip steht die Verhinderung der Gebirgsverformung durch einen ausreichenden Ausbauwiderstand im Vordergrund. Der Ausbau sollte den dabei auftretenden Gebirgsdruck schadlos aufnehmen können. Beim sog. „Ausweichprinzip" wird durch die Hinnahme von Gebirgsverformungen übermäßigem Gebirgsdruck ausgewichen. Im Hinblick auf die erwartete Konvergenz wird ein Überprofil ausgebrochen und der Ausbau nachgiebig gestaltet.

In Wirklichkeit tritt immer ein Fall ein, der zwischen den im Bild 13 dargestellten Extremfällen liegt. Im Tunnelbau und besonders in einem druckhaften Gebirge kann man einerseits Gebirgsdeformation nicht gänzlich unterbinden und andererseits auch nicht beliebig große Verformungen zulassen. Infolge der geringen Gesteinsfestigkeit und der großen Verformungen gäbe es im letzteren Fall im Firstbereich Ablösungen, welche durch einen Ausbau verhindert werden müssen. In der Tat begegnet man in der Praxis oft

(7) for the determination of the displacement u_p. The big influence of the factor κ, according to eqn (3) was pointed out above (Fig. 10).

In summarising, the amount of the radial displacement u_a is controlled by altogether 8 parameters according to the function:

$u_a = f(p_a, p_\infty, a, E, \nu, c, \varphi, \kappa)$.

For a detailed description of the derivation of the ground response curve $u_a = f(p_a)$ the reader is referred to literature [9], [10], [11] and [3]. The first works on the practical use of the ground response curve to determine the rock pressure were those of Mohr [12] and Lombardi [13].

In Fig. 11, the interaction between the rock mass and the lining is shown schematically for two types of lining. It is evident that a greater initial deformation of the rock (u_{02}) and a flexible lining [2] reduce the rock pressure. This corresponds to practical experience in tunnelling.

In the statical analysis of tunnels we depend in practice on a number of important parameters. Great difficulties are encountered, however, in determining them. As a rule, one has to fall back on estimates that are rather uncertain. Thus the value of rock pressure determined by means of these parameters is also uncertain. As an example, let us consider the results of a sensitivity analysis. With the aid of the "characteristic line method" for a particular set of parameters [3] (a = 3.0 m, p_∞ = 10 N/mm^2, E = 2000 N/mm^2, ν = 0.3, φ = 20°, c = 0.5 N/mm^2, κ = 1.5, u_a = 0.25 m) the rock pressure was determined. Its value amounts to 0.51 Mpa. If the parameters are varied in a realistic way, the diagram shown in Fig. 12 results. Therein, the theoretically determined rock pressure varies between 0.2 and 1.0 Mpa, which illustrates the strong limitations of a theoretical prediction of rock pressures. In this example, no pore water pressure and no seepage force were taken into account. It can be shown that the influence of the groundwater in the plastic zone is mathematically equivalent to a reduction of the cohesion [3].

Calculations, no matter how refined they are, can only give a reliable picture of the general relationships between the different quantities. Only under specific circumstances, do they deliver accurate values of rock pressure or rock deformation.

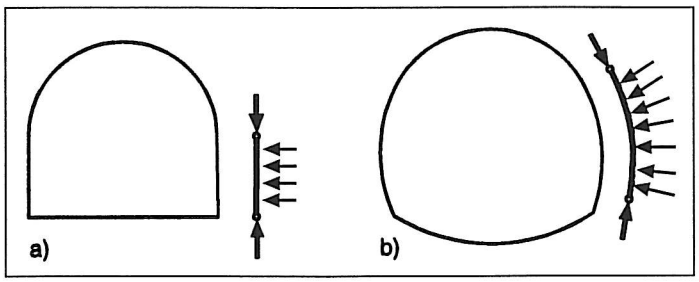
The big problem of estimating the rock pressure in advance does not lie in errors in the computational methods, but rather in the inability to determine, describe and obtain the material properties, especially in considering time effects. In addition, the difficulty arises of modelling adequately the processes involved in excavating and placing the lining for an underground opening.

For a computational consideration of creep effects the reader is referred to the work of Fritz [9]. An approach to accounting computationally for the effect of the pore water pressure and the seepage forces was given elsewhere [3], [22].

Considerations related to constructional technology

Since rock pressure and rock deformation are closely related, two extreme design principles underlying planning and execution in squeezing rock can be considered (Fig. 13). With the so-called "resistance principle", it is a question of the prevention of rock deformation by means of a sufficiently strong lining. The lining is meant to withstand the resulting rock pressure without suffering any damage. In the so-called "yielding principle", by accepting large rock deformations, excessive rock pressures are avoided. With regard to the expected convergence, the tunnel must be excavated oversize and the lining is designed to be flexible (yielding to pressure).

In reality, of course, the situation lies between the extremes shown in Fig. 13. In tunnelling and particularly in squeezing rock, rock deformation always occurs i.e. it cannot be eliminated completely by a lining, while, on the other hand, arbitrarily large deformations cannot be allowed.



14 Der Einfluß der Profilform auf die Tragfähigkeit von Stahlbögen oder Betonverkleidung; statische Wirkungsweise als:
a) gerader Stab
b) Bogen
The influence of the shape of the cross-section on the resistance of steel arch or concrete linings:
a) straight side
b) arch

dem Fall, wo dem Mechanismus des „echten Gebirgsdrucks" jener des „Auflockerungsdrucks" überlagert wird. Der Auflockerungsdruck ist bedingt durch das Eigengewicht einer vom Gebirgsverband mehr oder weniger losgelösten Felsmasse. An seinem Zustandekommen sind in der Regel im Gebirge bereits vorgebildete Strukturen wie Schichtung, Schieferung usw. beteiligt.

Die Betrachtung der Extremfälle in Bild 13 schärft den Blick für die zwei vom Ingenieur beeinflußbaren Größen: den Ausbauwiderstand und die Gebirgsverformung. Aus dieser Sicht sollte der ideale Ausbau sowohl eine hohe Tragfähigkeit als auch eine hohe Verformbarkeit besitzen. Es sind dies gegensätzliche Forderungen, die nur unter Anwendung von Sondermaßnahmen annähernd erfüllt werden können. Wenden wir uns zunächst dem Problem der Tragfähigkeit zu. Hier spielen Profilform und Profilgröße eine wichtige Rolle. Aus Bild 14 geht hervor, daß das Hufeisenprofil mit geraden Parametern infolge der dort herrschenden kombinierten Beanspruchung des Ausbaus durch Axialdruck und Querbelastung äußerst ungünstig ist. Schon bei geringem Seitendruck knicken Stahlbögen aus oder versagt die Spritzbetonschale infolge vorwiegender Biegebeanspruchung. Im Gegensatz dazu arbeitet ein gekrümmt gestaltetes Parament wie ein Gewölbe und weist eine hohe Tragfähigkeit auf. Im eingangs erwähnten Nakayama-Tunnel (Bild 1) [1], [2], [6] mußte das Hufeisenprofil streckenweise bis zu viermal nachgenommen werden; vermutlich, weil die Profilform nicht angepaßt wurde. Bild 15 zeigt das Beispiel der Sanierung einer verdrückten Strecke mit Anpassung der Profilform.

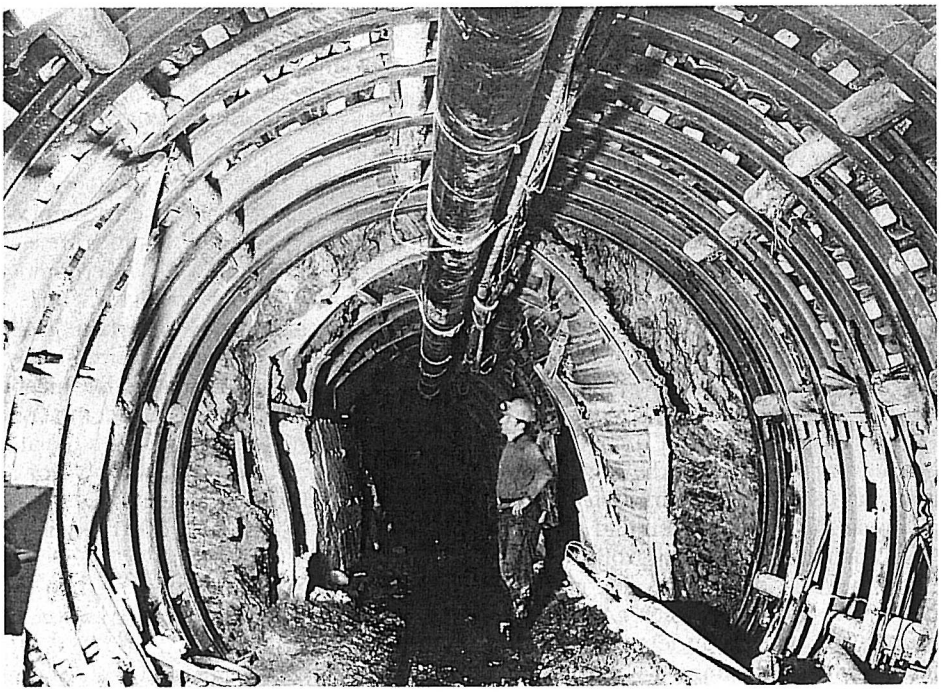
Der moderne Tunnelbau verwendet für den zeitweiligen Ausbau Stahlbögen, Verzugsbleche, Spritzbeton und Anker. Diese Elemente werden in zahlreichen Kombinationen mit unterschiedlicher Gewichtung von Tragfähigkeit und Verformbarkeit eingesetzt.

Der Stahl besitzt eine hohe Verformungsfähigkeit, so daß er selbst in plastischem Zustand noch über Tragreserven verfügt. Das Bild 16 wurde in einem Wasserstollen mit 3 m Durchmesser aufgenommen. Es zeigt einen infolge großer Konvergenz zusammengefalteten Bogen. Gitterträger zerfallen bei der Überbeanspruchung der Schweißnähte, weshalb ihre Anwendung bei echtem Gebirgsdruck nicht zu empfehlen ist. Gleitanschlüsse von Bergbauprofilen nach dem Prinzip von Toussaint-Heintzmann [14], [15], [16] weisen bei gleichbleibender Normalkraft einen begrenzten Gleitweg auf. Sie ermöglichen dem Stahlausbau, bei gleichbleibendem Ausbauwiderstand eine begrenzte Konvergenz schadlos mitzumachen.

Die Gleitanschlüsse stellen keine Einbuße hinsichtlich Biege- und Querkraftbeanspruchungen dar. Die Normalkraft erfährt hingegen eine Verminderung durch den Gleitanschluß. Sie beträgt bei der Anwendung von zwei Laschen 300 kN. Durch Vermehrung von deren Zahl kann man jedoch die maximal aufnehmbare Normalkraft bis auf etwa 600 kN erhöhen.

Due to the low rock strength and the large deformations in the latter case, rock loosening would occur in the roof area, which anyway has to be prevented by rock support. Unfavorable combinations of layers, schistosity and other weaknesses in the rock may lead to the separation of a mass of rock acting on the lining through its dead weight.

The consideration of the extreme cases of a design principle (Fig. 13) calls attention to the two factors which can be influenced by the engineer: the lining resistance and the rock deformation. From this point of view, the ideal lining should possess both a high resistance and a high flexibility. These are opposing requirements, which can usually only be achieved by special measures. Let us first consider the question of structural resistance. Here, the shape and size of the cross-section plays an important role. From Fig. 14, it is clear that the horseshoe profile with straight side walls is very unfavourable due to the combined load on the lining consisting of axial forces and lateral load. Steel profiles can already buckle under small lateral pressures, or the shotcrete lining can fail in tension. In contrast, a curved side wall acts as an arch and exhibits a high resistance. In the Nakayama tunnel mentioned at the beginning of the article [1], [2] and [6] the horseshoe shaped lining (Fig. 1) had to be replaced up to four times in some places, presumably because the shape of the



15 Sanierung eines verdrückten Stollens mit Anpassung der Profilform
Cleaning-up of a tunnel in squeezing rock with adaptation of the shape of the cross-section



16 Stark deformierter Ausbaubogen (Foto: Murer AG)
Highly deformed steel rib (Photo: Murer AG)

Neben der Profilstärke und der Zahl der Laschen stellt der Bogenabstand einen wichtigen Faktor für den erreichbaren Ausbauwiderstand dar.

Der Spritzbeton ist in stark druckhaftem Gebirge mit dem verformungsfähigen Stahlausbau unverträglich, da er spröde versagt. Der Stahlbogen wirft Teile einer Spritzbetonschale ohne durchgehende Netzbewehrung schon bei geringer Deformation ab. Es fehlt auch die Haftung zwischen Walzprofil und Spritzbeton, weshalb das Walzprofil nicht als Bewehrung wirken kann. Stahlbögen mit Verzugsblech als flächendeckende Sicherung zwischen den Bögen eignen sich besser als eingespritzte Bögen. Dies auch aus dem Grunde, weil das unter Umständen notwendig werdende Nachnehmen zerdrückter Strecken mit bewehrtem Spritzbeton bzw. eingespritzten Bögen extrem arbeitsintensiv ist. Das Ergebnis nachgenommener, verdrückter Strecken präsentiert sich oft beim Tunneleingang als Abbruchmaterial, bestehend aus Bogen, Netz und Spritzbeton, etc. (Bild 17). Eine sofort nach dem Ausbruch aufgebrachte dünne Spritzbetonschale erfüllt die Funktion einer raschen Versiegelung der Felsoberfläche.

Die Systemankerung ist ein wichtiges Mittel des zeitweiligen Ausbaus. Ihre statische Wirkungsweise ist im Bild 18 schematisch dargestellt. Es handelt sich grundsätzlich immer um zwei gleich große, in entgegengesetzter Richtung wirkende Kräfte, welche von einem Anker auf das Gebirge übertragen werden. Bei vollvermörtelten Ankern, den sog. Passivankern, resultieren aus der Schubspannung zwischen Vermörtelung und Gebirge die Kräfte S^+ und S^-. Über die genaue Verteilung der Schubspannungen entlang der Ankerstäbe weiß man wenig. Bei großer Konvergenz geht die Haftung zwischen Vermörtelung und Fels verloren und es verbleibt nur ein rudimentärer Reibungswiderstand. Bei den Freispielankern, den sog. Aktivankern, findet die Einleitung der Kräfte ins Gebirge am Ankerkopf A^+ und in der Wurzelzone A^- statt. Der Schemazeichnung im Bild 18 entnimmt man, daß die Länge der Anker einen großen Einfluß auf ihre statische Wirkungsweise hat. Bei kurzen Ankern befindet sich die gegen den Hohlraum gerichtete Kraft S^- bzw. A^- noch in der Nähe des Ausbruchs, so daß die Stützwirkung von S^+ bzw. A^+ beeinträchtigt wird. Eine genauere theoretische Behandlung des Problems in einem elastisch-plastischen Material ist nur für Aktivanker [3] möglich, da dort die Krafteinleitung klarer ist als bei Passivankern. Aus praktischen und statischen Erwägungen werden in druckhaftem Gebirge fast durchwegs Passivanker verwendet. Da die statische Gesamtwirkung einer Systemankerung von der Profilfom unabhängig ist, wird bei Hufeisenprofilen die geringe

cross-section was not properly adapted. Fig. 15 represents an example for the cleaning-up of a tunnel with adaptation of the shape of the cross-section.

Modern tunnelling uses steel arches, lagging, shotcrete lining and anchors as temporary supports. These elements are employed in various combinations to obtain different amounts of resistance and flexibility.

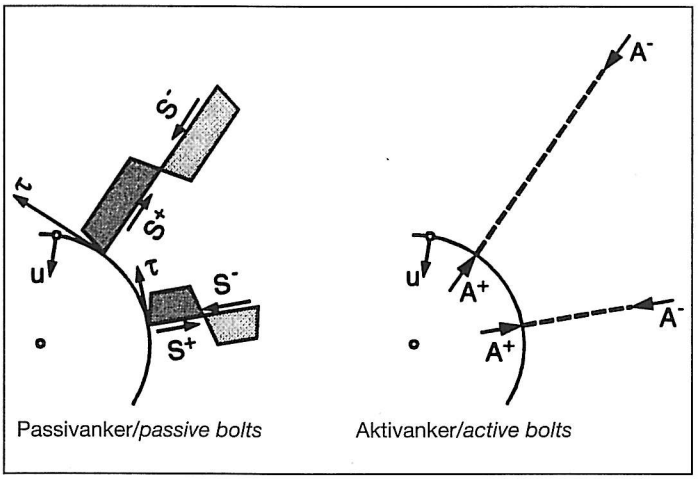
Steel has a high deformation capacity and has reserves of bearing capacity even in a plastic state. Fig. 16 illustrates this in a water diversion tunnel of 3 m diameter. It shows an arch that has buckled under the large convergence. Lattice girders fail by overstressing of the welds, so that their use is not recommended in the case of squeezing rock conditions. The sliding connections as used in mining, exhibit, according to the principle of Toussaints-Heintzmann, a limited convergence for the case of a constant lining resistance [14], [15] and [16].

The sliding joints of the steel ribs are capable of resisting bending moments and shear forces as well. However, the axial force will be reduced and it varies between 300 kN to max. 600 kN, depending on the number of the connecting loops. Therefore, the distance between the ribs plays an important role in achieving a sufficient lining resistance.

In rock exhibiting high pressures, shotcrete is not suitable in combination with a deformable steel lining because it fails in a brittle manner. The steel arch causes parts of the shotcrete lining to spall at relatively small deformations in the absence of a continuous steel mesh. There is no bonding between the steel rib and the shotcrete, which is why the steel arch does not act as a reinforcement. Steel arches in combination with lining plates as support between the arches are more suitable than shotcreted arches, also because the subsequent demolishing of overstressed



17 Das Ergebnis einer nachgenommenen Strecke auf einer Baustelle
The result of the reshaping of a tunnel at a construction site



18 Zur statischen Wirkungsweise von Felsankern und zum Einfluß der Ankerlänge (schematisch)
The statical action of rock bolts and the influence of bolt length (schematic representation)

Tragfähigkeit von Stahlbögen durch stärkere Ankerung der Paramente kompensiert. Eine solche Maßnahme ist allerdings nur bei kurzen Strecken bzw. bei geringem Gebirgsdruck wirtschaftlich vertretbar.

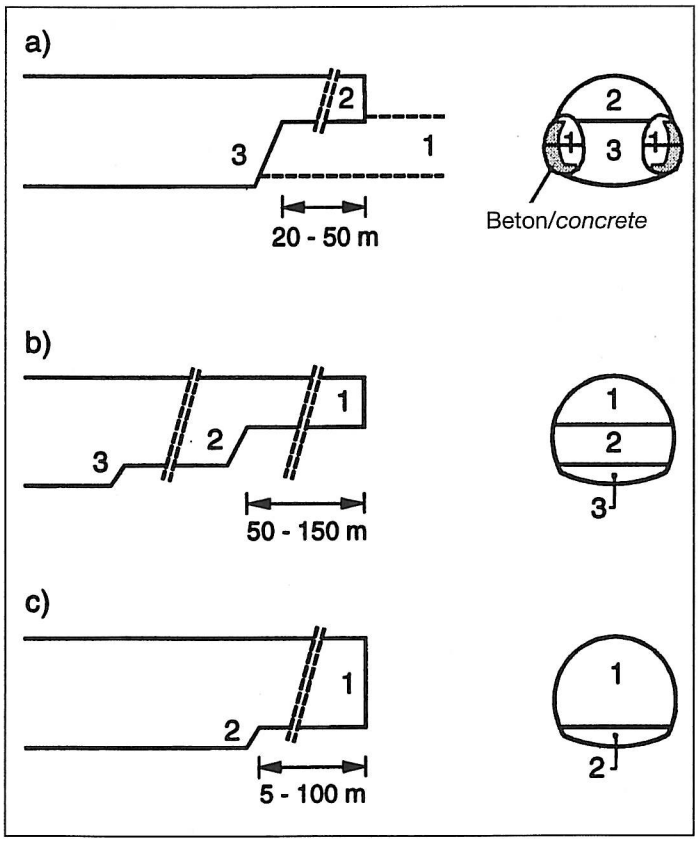
Werfen wir nun einen Blick auf die gängigen Bau- und Betriebsweisen für Verkehrstunnel mit Ausbruchsflächen > 90 m² in druckhaftem Gebirge. Früher stand die Deutsche Bauweise – oft auch Kernbauweise genannt – mit ihren Parallelstollen und den vorgezogenen Betonwiderlagern im Vordergrund (Bild 19a). Die letzteren dienten als Fundament für das nachfolgende Kalottengewölbe. Heute wird diese Bauweise infolge der beengten Platzverhältnisse in den Parallelstollen und den daraus resultierenden geringen Leistungen nur selten mehr angewendet. Selbst in besseren Gebirgsarten ist die Vortriebsgeschwindigkeit nicht größer als etwa 1 m pro Arbeitstag.

Der Kalottenausbruch (Bild 19 b) gestattet bei größeren Profilen einen hohen Grad an Mechanisierung. In Verkehrstunneln beträgt die Kalottenhöhe 4,5 m und mehr. Oft muß jedoch die Ortsbrust der Kalotte durch systematische Ankerung gesichert werden.

Der Vollausbruch (Bild 19 c) in druckhaftem Gebirge scheint auf den ersten Blick angesichts der Gefahr einer Instabilität der Ortsbrust völlig ungeeignet zu sein, da die Profilhöhe 9 bis 12 m betragen kann. Bedenkt man aber, daß die vorauseilende systematische Stützung der Ortsbrust (Bild 20) in stark druckhaftem Gebirge einen nicht wegzudenkenden Bestandteil dieser Methoden darstellt, so kann vom statischen Standpunkt aus gegen diese Bauweise kein Einwand erhoben werden. Die Ortsbrust wird nach einer in Italien weit verbreiteten Methode [7] durch 13 bis 24 m lange, vollvermörtelte, glasfaserverstärkte Kunststoffrohre oder Kunststoffstäbe gesichert. Die Überlappung in Längsrichtung beträgt 3 bis 5 m oder mehr. Im Profil erfolgt die Stützung durch Systemankerung, Stahlbogen etc. Auch hier stellt der Mehrausbruch zur Aufnahme der Konvergenzen eine wichtige Maßnahme dar.

In einem Material geringer Festigkeit und großer Verformbarkeit können nicht nur die Querschnittsverengung sondern auch die Verformung der Ortsbrust und die der Ortsbrust vorauseilenden Verschiebungen meßtechnisch erfaßt werden. Im Bild 21 erkennt man eine Meßlinie, die in einer Axialbohrung in die Ortssections is more labour-intensive in the case of reinforced shotcrete or shotcreted steel arches. The result of a cleaning-up operation can frequently be recognised at the construction site of a tunnel: steel ribs, mesh, shotcrete etc. (Fig. 17). A thin shotcrete layer, applied immediately to the excavation surface, fulfills the task of an immediate stabilisation against rock fall, or spalling.

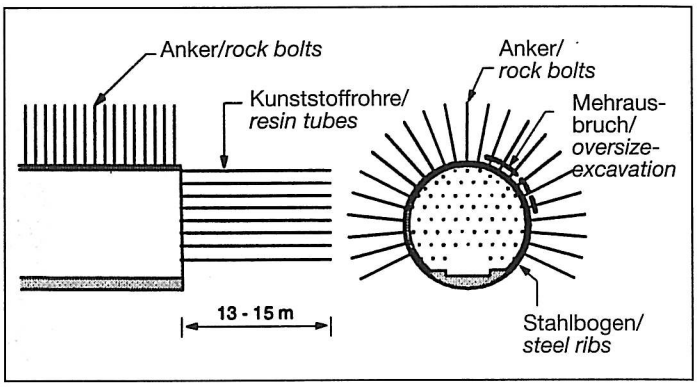
Pattern bolting is also an important means of temporary support. Its statical action is shown schematically in Fig. 18. Basically, it is a question of two forces of equal magnitude and opposite direction which are applied by means of the bolt to the rock mass. In the case of fully-grouted anchors, so-called passive anchors, the shear stress between the grout and the rock results in equal and opposite forces S^+ and S^-. Little is known about the actual distribution of the forces along the anchor. For large convergences the bonding is lost and only a residual frictional resistance remains. In the case of so-called active anchors, the transmission of the forces to the rock takes place at the anchor head A^+ and at the end A^-. From the sketch in Fig. 18, it is evident that the length of the anchor exerts a big influence on the statical action. For short anchors the point of application of the forces S^- and A^-, respectively, is close to the sur-



19 Bau- und Betriebsweisen in druckhaftem Gebirge:
a) Deutsche Bauweise
b) Kalottenausbruch
c) Vollausbruch
Constructional methods in squeezing rock
a) Side drift method of construction
b) Heading and bench method
c) Full face method

brust eingerichtet wurde. Diese Meßlinie wird durch die Anordnung von sog. Meßmarken (Anschlägen) im Abstand von je 1 m in einer eingemörtelten Verrohrung definiert. Mit dem Gleitmikrometer [17] kann die Distanzänderung zwischen zwei benachbarten Meßmarken der Reihe nach abgegriffen und so der Dehnungsverlauf entlang der Meßlinie lückenlos ermittelt werden. Im Zuge der weiteren Abschläge können die entsprechenden Abschnitte der Meßlinie ohne Beeinträchtigung der weiteren Ablesungen entfernt werden. Die Integration der Dehnungen liefert die Axialverschiebung jedes einzelnen Meßpunktes. Die letzte Meßmarke wird dabei als unverschiebbar angenommen, was namentlich bei kurzen Meßlinien nicht zutreffend ist. Im Bild 21 sind die ermittelten Werte der Axialverschiebung entsprechend der jeweiligen Lage 1, 2, 3, ... der Ortsbrust mit den fortschreitenden Abschlägen aufgetragen. Man erkennt deutlich, wie jeder Abschlag weit voraus der Ortsbrust einen Verschiebungsschub auslöst. Mit diesem vom Verfasser vorgeschlagenen Meßprinzip, das zum ersten Mal im Tunnel Benveneto in Italien Anwendung fand, kann das Gebirgsverhalten dem Ausbruch vorauseilend empirisch erfaßt werden. Lunardi [19] wendet solche Messungen in stark druckhaftem Gebirge regelmäßig an. Sie helfen die Ausbruchsicherung im Profil, aber auch die Intensität der Ortsbruststützung an die jeweiligen Gebirgsverhältnisse anzupassen. Die Deformation der Ortsbrust („Hereinwachsen in den Hohlraum") stellt an sich keine Probleme dar. Von großem Interesse ist hingegen die Frage, ab welchen Verformungen Ablösungen bzw. ein eigentlicher Einbruch stattfindet, deren Beantwortung vom Standpunkt der Arbeitssicherheit wichtig ist. In Ermangelung einer theoretisch begründeten Antwort stützt man sich bei der Wahl der Stützmittel auf die Geschwindigkeit der Verformungen bzw. auf den Betrag deren Zuwachses nach jedem Abschlag.

Untersucht man die Schwierigkeiten, mit welchen der Kalottenausbruch in stark druckhaftem Gebirge zu kämpfen hat, so fallen die kritischen Bereiche an der Ortsbrust der Kalotte und beim Abbau der Strosse auf (Bild 22). Der Stahlausbau in der Kalotte leidet unter dem Fehlen des Ringschlusses bzw. der ungünstigen Profilform. Die Kalottenfüße können in den erweichten Baugrund einsinken, aber auch waagerecht in den Hohlraum eingeschoben werden. Beim Abbau der Strosse können die Stahlbögen der Kalotte selbst mit dem Toussaint-Heintz-



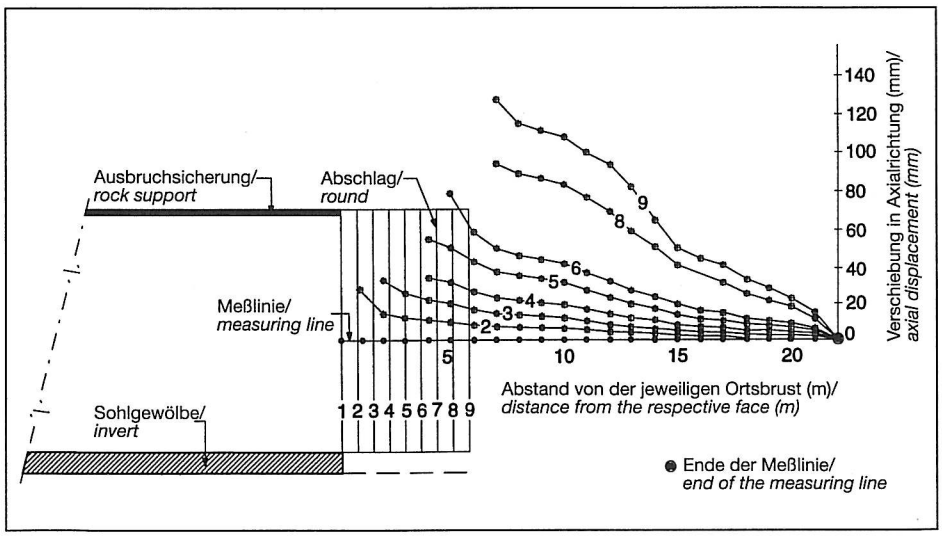
20 Der Vollausbruch mit Ortsbrustsicherung
Full face method with stabilisation of the working face

face of excavation, so that the support action of S^+ and A^+, respectively, is impaired. An exact theoretical consideration of this problem (in an elastic-plastic material) is only possible for active anchors [3], since in this case the method of application of the anchor force is simpler than for passive anchors. For statical and practical reasons, passive anchors are applied in squeezing ground. As the overall stabilising effect of pattern bolting is independent of the shape of the cross-section, the low bearing capacity of steel ribs in a horseshoe profile may be compensated for by a strong bolting of the straight walls. However, such a solution might only be economical for short stretches.

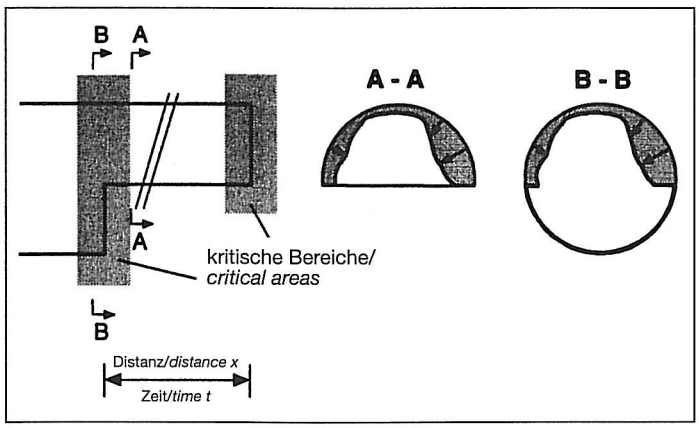
We now turn our attention to the conventional constructional methods for traffic tunnels of cross-sections exceeding 90 m^2 in squeezing rock. Earlier, the side drift method of construction with advanced concrete sides occupied an important position. The latter served as a foundation for the subsequent placement of the concrete vault in the heading (Fig. 19 a). This method is no longer popular because of the confined working conditions in the side adits and the resulting low rate of excavation. Even in sound rock conditions, the rate of excavation is not more than about 1 m per working day.

The heading and bench method of construction (Fig. 19 b) permits a high degree of mechanisation, since in traffic tunnel the height of the heading is usually 4.5 m or more. Often, however, the working face in this section has to be stabilised by horizontal pattern bolting.

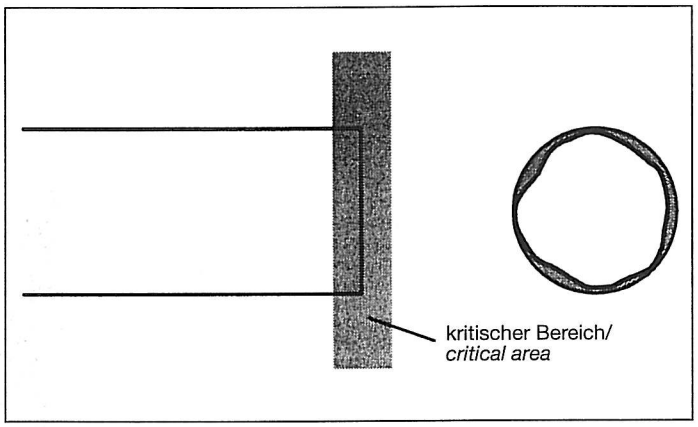
Full face excavation (Fig. 19 c) in squeezing rock, seems at first glance, to be paradoxical because of the potential of instability of the working face, where excavation heights of 9 to 12 m are possible. If it is remembered, however, that the forerunning systematic support of the working face in strongly squeezing rock conditions is an indispensable part of this method (Fig. 20), from a statical point of view there can be no objection to this method. Using a method widely applied in Italy [7], the working face is stabilised by 13 to 24 m long, fully-grouted, glass-fibre-reinforced resin tubes. The overlap-



21 Der Verlauf der gemessenen Axialverschiebung in Funktion des Abstandes von der Ortsbrust [18]
The variation of the measured axial displacements as a function of the distance from the working face [18]



22 Kritische Bereiche beim Kalottenausbruch
Critical areas in the heading and bench excavation method



23 Kritischer Bereich beim Vollausbruch
Critical areas in the full face excavation method

mann-System nur bei verhältnismäßig kleiner Konvergenz an die Strossenbogen angeschlossen werden. Das Schließen des Bogens zum statisch günstigen Ring (Ringschluß) ist somit ohne vorgängiges Nachnehmen der Kalotte in der Regel kaum möglich. Das Unterfangen der Kalottenfüße erweist sich auch vom Standpunkt der Stabilität recht problematisch. In diesem Fall ist man bestrebt, die Distanz x und die Zeitspanne t (Bild 22) zu minimieren. Schließt aber der Strossenabbau eng auf die Ortsbrust der Kalotte auf, so drängt sich die Frage auf, warum denn Kalotte und Strosse nicht in einem einzigen Arbeitsgang ausgebrochen werden sollten, was einem Vollausbruch gleichkäme. In stark druckhaftem Gebirge muß die Ortsbrust der Kalotte ohnehin – wie beim Vollausbruch – gesichert werden. In solchen Fällen kann die Sohle der Kalotte ebenfalls kritisch werden. Ein provisorisches Sohlgewölbe versagt jedoch, selbst wenn es bewehrt ist, weil die Wölbung gering ist (großer Radius) und die Querkraft beim Anschluß an die Kalottenschale zu groß ist. Der am häufigsten beobachtete Versagensmechanismus des Sohlgewölbes ist in der Tat der Scherbruch der Gewölbewiderlager. Deshalb käme in der Kalottensohle nur Systemankerung unter Verwendung von glasfaserverstärkten Kunststoffankern in Frage. In einem Gebirge sehr geringer Festigkeit bzw. bei hoher Überlagerung kann ein Kalottenausbruch als Vortriebsmethode wegen der offenen Sohle gänzlich versagen, so daß der Übergang zum Vollausbruch unausweichlich wird [6], [20].

Beim Vollausbruch ist im Gegensatz zum Kalottenausbruch nur der Bereich der Ortsbrust, insbesondere ihre Stabilität, kritisch (Bild 23). Im Profil sind keine großen Probleme zu erwarten, da die Stahlbögen von ausreichender Stärke und Zahl je Tunnelmeter sofort zum statisch günstigen Ring geschlossen werden können. Aufgrund des großen zur Verfügung stehenden Arbeitsraumes ist zudem der Einsatz von bis zu 6 m langen Bohrlafetten für die Systemankerung möglich, was das Aufbringen eines großen Ausbauwiderstandes in kurzer Zeit ermöglicht.

Den Vollausbruch der hier geschilderten Art hat insbesondere Lunardi [7], [19] in den letzten 10 Jahren in Italien in zahlreichen Verkehrstunneln auf längeren Strecken mit Erfolg angewendet (Bild 24). Dank des Einsatzes von Großgeräten und der oben geschilderten statischen Vorteile erzielt man deutlich höhere Leistungen als mit dem Kalottenausbruch. Der Bauablauf ist einfach und übersichtlich. Blickt man auf die Geschichte des Tunnelbaus zurück, so ist eine Entwicklung von Teilausbrüchen zum Vollausbruch unverkennbar. Auf diese Tatsache hat Andrea [21] bereits 1956 hingewiesen und die Vorteile des Einsatzes leistungsfähiger Großgeräte bei Ausbruch, Sicherung und Schuttern hervorgehoben. Diese benötigen eben den entsprechenden freien Arbeitsraum.

Abschließend sei festgehalten, daß der Tunnelbau in druckhaftem Gebirge heute über einen großen internationalen Erfahrungsschatz verfügt, seine theoretischen Grundlagen in den Grundzügen geklärt sind und die neuzeitlichen Vortriebskonzepte selbst in schwierigem Gebirge hohe Leistungen ermöglichen.

Es ist jedoch offenkundig, daß auch die hier geschilderten Verfahren bei extrem geringer Gesteinsfestigkeit, hoher Überlagerung und hohem Porenwasserdruck und geringer Durchlässigkeit auf Grenzen stoßen. In solchen Fällen muß auf Gebirgsverbesserungsmaßnahmen mit Aufsprenginjektionen (clacage) zurückping in the longitudinal direction is 3 to 5 m. Within the tunnel profile, the support is by means of pattern bolting, steel arches, etc. Here, too, over-excavation to accomodate convergence is an important measure.

In a material of low strength and large deformability not only the reduction in cross-section, but also the deformations of and ahead of the working face, can be measured. In Fig. 21, a measuring line is shown, which was installed in an axial borehole at the working face. This measuring line is defined by an arrangement of stop fittings at intervals of 1 m in a grouted tube. Using the Sliding Micrometer [15], the change of distance between two subsequent stopfittings can be measured and thus the strain profile can be determined continuously. In the course of further excavation, the corresponding sections of the measuring line can be removed without affecting further measurements. Assuming the last point in the series to be fixed – which is not really valid for short measuring lines – the integration of the strains gives the axial displacement of each individual measuring point.

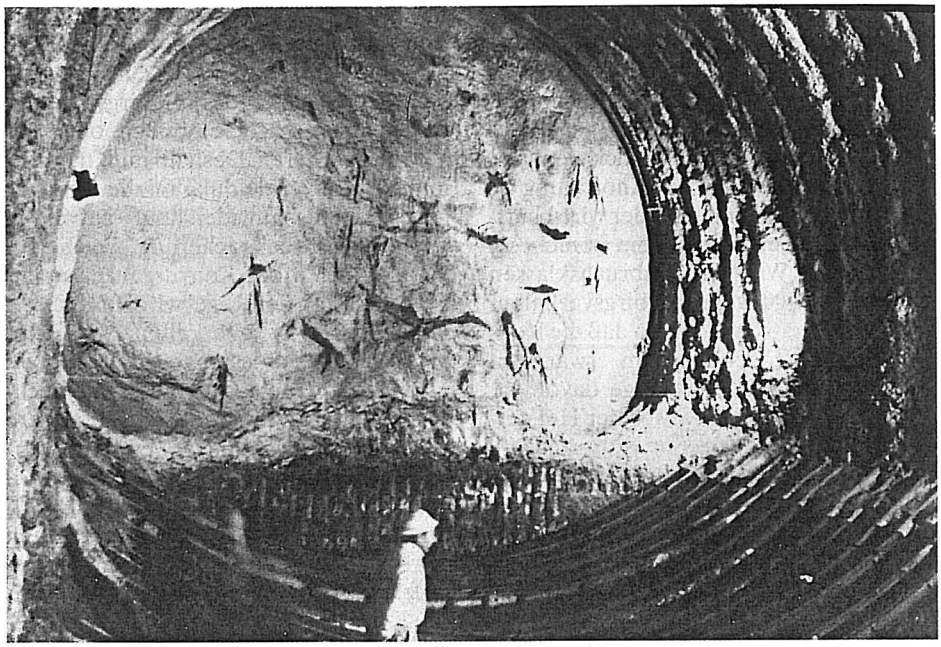
In Fig. 21, the resulting values of axial displacement are shown for the corresponding positions 1, 2, 3 ... of the working face as it advances. It may be clearly seen that each stage of excavation causes a leap in the deformation far ahead of the working face. With this method of measurement proposed by the author, which was tried out for the first time in the Benveneto tunnel in Italy, the rock behaviour ahead of the excavation can be determined empirically. Lunardi (oral communication) regularly uses such measurements in highly squeezing rock. The information thus obtained helps to stabilise the profile during excavation and to adjust the

gegriffen werden. Das Kräftespiel im Bauwerk wird in solchen Fällen aufgrund anderer Modellvorstellungen untersucht [22].

Betrachtungen zur Projektierung

Es hat sich gezeigt, daß die meisten Rückschläge in druckhaftem Gebirge in erster Linie darauf zurückzuführen sind, daß man in der Phase der Projektierung mit dem Vorkommen dieser besonderen Äußerung des Gebirgsdruckes gar nicht gerechnet hat. Der Grund liegt in solchen Fällen darin, daß entweder eine bestimmte geologische Formation bzw. petrographische Einheit nicht prognostiziert wurde oder aber die mechanischen Eigenschaften und die hydrologischen Verhältnisse in einer an sich bekannten Formation falsch eingeschätzt wurden. Im Gebirgstunnelbau muß man deshalb immer sorgfältig prüfen, ob die Möglichkeit des Vorkommens einer druckhaften Strecke besteht oder nicht.

Bei ausreichend bekannten geologischen Verhältnissen ist man bestrebt, die Linienführung so zu wählen, daß man druckhaften Strecken ausweichen kann oder diese auf möglichst kurzer Länge durchquert. Falls schlechter Fels eine regionale Ausdehnung hat, so verbleibt oft nur noch die Möglichkeit, die horizontale Linienführung so zu wählen, daß große Überlagerungen vermieden werden können. Bei der Festlegung des Normalprofils wird man auf Hufeisenprofile verzichten und die Annäherung an die Kreisform anstreben. Dies ist im Sohlbereich nur in besonders schwierigen Situationen notwendig. Man darf nicht außer acht lassen, daß ein zum vollen Kreis gestaltetes Tunnelprofil infolge Ausbruchs der Sohle einen erheblichen Mehraufwand bedingt. Es müssen mehrere Ausbruchsklassen entworfen und ausgeschrieben werden, damit der zeitweilige Ausbau wechselnden Gebirgsverhältnissen angepaßt werden kann. Zu den einzelnen Ausbruchsklassen gehören auch vorgeschriebene Werte für das Überprofil, dank denen die eintretenden Hohlraumverengungen das geforderte Lichtraumprofil nicht verletzen sollten. Wird druckhaftes Gebirge auf längerer Strecke mit stark wechselhaften Gebirgseigenschaften erwartet, so empfiehlt es sich, auch ein Nachnehmen des Gebirges beim Verletzen des Lichtraumes auszuschreiben. Es besteht nämlich die Gefahr, daß trotz baubegleitender Deformationsmessungen das Ausmaß der Konvergenz unterschätzt wird, d. h. eine ungenügende Ausamount of support of the working face for the various rock types encountered. The deformation of the working face (i.e. the rock movements into the excavated space) does not really present any problem. Of much interest, however, is the answer to the question, at what deformation spalling or even a collapse of the rock face may occur? In the absence of a theoretical treatment of the choice of support type, on the rate of deformation or on the deformation increase at each stage of excavation has to be relied on.



24 Vollausbruch mit Kunststoffankern in der Ortsbrust und Ringschluß der Stahlbogen (Foto: P. Lunardi)
Full face excavation with face support and steel ribs closed to a ring

When applying the heading and bench method in heavily squeezing ground, both the face and the floor of the heading may become critical, requiring pattern bolting. A temporary invert made of shotcrete fails due to shear forces. In weak rocks of extreme low strength, the heading and bench method may become so critical as to change to full face excavation [6], [20]. If one investigates the difficulties which may arise when applying the heading and bench method of excavation in highly squeezing rock, then the critical zones are the working face of the heading and excavating the benches (Fig. 22). The steel supports in the heading are open in the floor, having thus a very unfavourable shape. The steel ribs of the roof section can sink into the soft ground or also pushed horizontally into the cavity.

In excavating the bench, the steel arch segments in the heading section can only be closed if the rock exhibits minor convergence, even when employing the Toussaint-Heintzmann system. Thus, closing the arch to a statically favourable ring is not possible unless the profile of the heading is re-excavated beforehand. By means of a carefully planned over-excavation this re-excavation would not be necessary. The underpinning of the steel ribs of the roof section also proves to be problematic from the standpoint of stability. In this case, one tries to keep the distance x and the time interval t (Fig. 22) to a minimum. If the excavation of the bench comes close to the working face of the heading, then the question may be legitimately asked, why not excavate the heading and the bench in one working step, which would, in fact, lead to the full-face excavation method.

In the full-face excavation method, in contrast to the bench and heading method, only the working face zone, especially its stability, is critical (Fig. 23). In the profile itself, no great problems would be expected, since the steel arches can be closed immediately to form a statically favourable ring.

Due to the plentiful working space now available, it is possible in addition to use up to 6 m long drill rigs for efficiently installing the pattern bolting in a short time. Over the last 10 years, Lunardi [7], [19] has applied the full-face excavation method, as described above, to long stretches of several traffic tunnels with success (Fig. 24). Thanks to the use of large machines and the statical advantages as described above, one can achieve a much higher rate of advance than with

bruchssicherung und Überprofil zur Anwendung kommen, welche zu unzulässiger Querschnittsreduktion führen. In vielen Fällen helfen eben auch Nachankerungen nicht mehr.
Es macht auf den ersten Blick den Anschein, als ob man mit der Anordnung eines Überprofils immer auf der wirtschaftlich sicheren Seite wäre. Dem ist nicht so. Denn bei der Wahl der Ausbruchsklassen kann das ungünstige Gebirgsverhalten auch überschätzt werden, so daß die Konvergenzen gar nicht in dem erwarteten Ausmaß eintreten. Die Folge davon ist, daß das Überprofil im Zuge der Herstellung der Innenschale mit Beton ausgefüllt werden muß, da der Schalwagen in der Regel für einen gleichbleibenden Innenradius konstruiert ist.

Zur Bemessung des endgültigen Betongewölbes

Im Gegensatz zu den im Schrifttum reichlich vorhandenen Berichten über Schadenfälle [6], die während der Bauausführung aufgetreten sind, gibt es solche über Schäden an der endgültigen Betonverkleidung nur spärlich. Die da und dort beobachteten Rißbildungen im Beton konnten oft – wie beispielsweise im Mont Blanc-Tunnel – eher auf Temperatureinfluß als auf Überbeanspruchung infolge des Gebirgsdrucks zurückgeführt werden. Man ist in der Tat bestrebt, noch während der Bauausführung, d. h. schon mittels des zeitweiligen Ausbaus, die Konvergenzen zu einem Stillstand zu bringen, oder zumindest die Geschwindigkeit der Konvergenz wesentlich einzuschränken. Gelingt dies nicht und wird das Lichtraumprofil verletzt, so sind Nachprofilierungen die Folge. Die neue Ausbruchsicherung muß dann wegen der eingetretenen Gebirgsverformung eine geringere Beanspruchung übernehmen als die vorangehende, nunmehr beschädigte Ausbruchsicherung. Auch der Kenntnisstand, auf dem der Entwurf des zeitweiligen Ausbaus beruht, unterscheidet sich wesentlich von dem, welcher der Gestaltung des endgültigen Ausbaus zugrunde liegt. Im ersten Fall steht die eigentliche Erfahrung mit dem Gebirge noch aus, während im letzteren das Gebirge aufgeschlossen vorliegt und sein Verhalten durch Beobachtung bis zum Zeitpunkt des Einbringens der definitiven Tunnelverkleidung erfaßt werden kann.
Da heutzutage die meisten Tunnelbauwerke auf eine Lebensdauer von rund 100 Jahren konzipiert werden, nimmt man in der Regel an, daß die Elemente des zeitweiligen Ausbaus, insbesondere die Stahlbögen und Felsanker, infolge Korrosion ihr Tragvermögen (je nach dem Chemismus des Gebirgswassers) früher oder später einbüßen oder gar gänzlich verlieren. Deshalb muß die definitive Betonverkleidung mindestens den gleichen Ausbauwiderstand aufweisen wie die Ausbruchssicherung, welche für ein Abklingen der Konvergenzen erforderlich war. In der Regel wird infolge verschiedener Unwägbarkeiten, wie jener einer möglichen asymmetrischen Lastverteilung oder eines vermuteten Kriechvermögens des Gebirges etc., auf höhere Belastung dimensioniert. Die Notwendigkeit der Bewehrung des Betongewölbes hängt in erster Linie von der Profilform und dem Betrag und der Verteilung des angenommenen „Langzeitgebirgsdrucks" ab. Infolge der hohen Steifigkeit eines zum Ring geschlossenen Betongewölbes mit der Stärke von mindestens 0,3 m und der hohen Verformbarkeit eines druckhaften Gebirges, verhält sich das Betongewölbe wie ein in ein verformbares Medium eingebetteter „starrer" Körper. Im ungerissenen Zustand ist die verformungsbedingte Interaktion zwischen ihm und dem Gebirge vernachlässigbar. Wir können uns deshalb bei der Untersuchung der Tragfähigkeit des Betongewölbes auf die Berücksichtigung seiner Geometrie, der gewählten Betonqualität, einer allfälligen Bewehrung und der angenommenen Belastung beschränken. Bei einem Kreisprofil mit dem Radius R, der Betonstärke d, der Würfeldruckfestigkeit des Betons f_c und einer gleichmäßig verteilten Belastung (Gebirgsdruck) p beträgt die Traglast p_o:

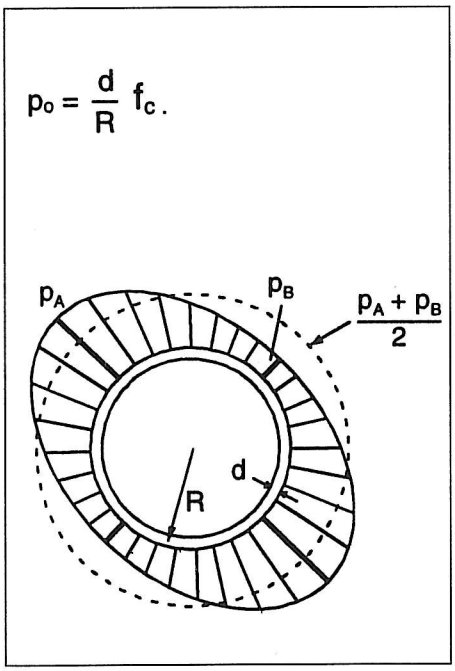
$$p_o = \frac{d}{R} f_c . \qquad (10)$$

Da aus ausführungstechnischen Gründen die Gewölbestärke mindestens 0,30 m betragen muß, erhält man bei der Annahme der üblichen Betonqualität, d. h. mit f_c =30 MPa, und bei einer gleichmäßigen (hydrostatischen) Belastung selbst bei einem Radius von R = 5 m eine Traglast von p_o = 1,8 MPa. Es stellt sich nun die Frage, wie das Tragvermögen des kreisförmigen Betongewölbes durch eine ungleichmäßige Verteilung des Gebirgsdrucks beeinflußt wird. Zur Beantwortung dieser Frage nehmen wir nach Bild 25 einen ellipsenförmig verteilten Gebirgsdruck mit den Parametern p_A und p_B ($p_A \geq p_B$) an. Als mögliche Ursache für die ungleichmäßige Verteilung des Gebirgsdruckes kommen eine Anisotropie des Gebirges, Inhomogenitäten im Gebirge oder ungleiche primäre Hauptspannungen und

the heading and bench method. The construction process is simple and clear. If one surveys the history of tunnelling, a development from sequential methods of excavation to full face excavation is evident. This factor was pointed out by Andrea [21] as far back as 1956.
Finally, it is mentioned that today tunnelling in squeezing rock can draw on a large base of international experience and the theoretical foundations have been established, while modern excavation concepts and techniques provide high performance even in difficult rock conditions.
It is, however, obvious that even the method described above may also fail if the strength of the rock is too low, the overburden high and there is considerable pore water pressure present in the rock. The last resort in such cases are rock improvements measures through high pressure grouting (clacage technique). The stress analysis has to account for the grout ring leading to specific computational models [22].

Considerations on Project Design

Tunnelling projects in squeezing rock are prone to severe problems. When reviewing these problems it can be seen that the majority of construction setbacks are re-



25 Ellipsenförmige Verteilung des Gebirgsdrucks mit den Parametern p_A und p_B auf ein kreisförmiges Betongewölbe
Elliptical rock pressure distribution on a circular concrete lining with stress distribution parameters p_A and p_B

Kombinationen dieser Faktoren in Frage. Bei einem unbewehrten Betongewölbe ist jene Laststufe von besonderem Interesse, bei dem an irgend einer Stelle gerade noch keine Zugspannung auftritt und die Druckspannung s die einachsige Betondruckfestigkeit nirgends überschreitet ($\sigma < f_c$). In diesem Fall darf deshalb die Ermittlung der Schnittkräfte (M, N) unter der Annahme elastischen Materialverhaltens erfolgen.

Aus einer Reihe numerischer Berechnungen erhält man Grenzwerte $(p_A/p_B)_{max}$, die als Maß für die Abweichung von der hydrostatischen Verteilung des Gebirgsdrucks gelten. In Bild 26 sind sie dargestellt als Funktion der bezogenen Gewölbestärke d/R. Aus dem Diagramm geht hervor, daß bei einem gegebenen Radius R mit zunehmender Betonstärke d der Grenzwert $(p_A/p_B)_{max}$ annähernd linear zunimmt. Dabei spielt der Wert der Betondruckfestigkeit f_c keine Rolle, weil die Betonzugfestigkeit unabhängig von f_c als verschwindend angenommen wird.

Um das Tragvermögen des kreisförmigen Betongewölbes unter asymmetrisch verteilter Belastung zu kennzeichnen, kann man den Mittelwert $(p_A + p_B)/2$ als Funktion von p_A/p_B betrachten. Man erhält den Ausdruck

$$\frac{p_A + p_B}{2} = k \cdot f_c \cdot \frac{d}{R} \qquad k \leq 1 \qquad (11)$$

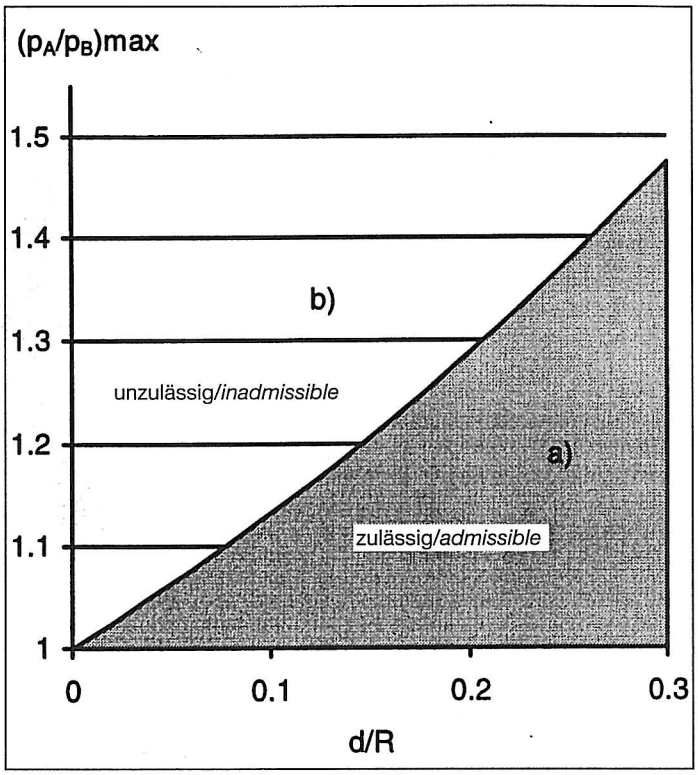
oder

$$\frac{p_A + p_B}{2} = k \cdot p_o \qquad k \leq 1 \qquad (12)$$

wobei p_o die Traglast des Gewölbes unter hydrostatischer Belastung bezeichnet ($p_o = f_c\, d/R$).

Wir können die Größe k sinnfällig als einen „Reduktionsfaktor" bezeichnen, weil er die Verminderung der durchschnittlichen Belastung $(p_A + p_B)/2$ in bezug auf p_o ergibt. Für den unbewehrten Beton ist der Verlauf von k in Funktion von p_A/p_B für drei gewählte Werte von d/R (0,1, 0,15 und 0,2) im Bild 27 a angegeben. Die Kurven enden bei ganz bestimmten Grenzwerten für p_A/p_B bei dem k-Wert von ca. 50 %. Würde man die entsprechenden Grenzwerte für p_A/p_B überschreiten, so würde – unter der Annahme verschwindender Betonzugfestigkeit – eine Rißbildung einsetzen. Damit wäre jedoch die Annahme elastischen Materialverhaltens nicht mehr gültig. Das Diagramm im Bild 27 a bringt deutlich zum Ausdruck, daß bei einem vollen Kreisprofil das unbewehrte Betongewölbe, nach Maßgabe der bezogenen Betonstär-

26 Grenzwerte für ungleichförmige Verteilung des Gebirgsdrucks bei unbewehrtem Beton
a) Beton ohne Zugspannungen
b) Beton mit Zugspannungen
Maximum tolerable values for non-uniform load distribution as a function of the relative lining thickness
a) Tensile stresses are not occurring in the lining
b) Tensile stresses are occurring in the lining



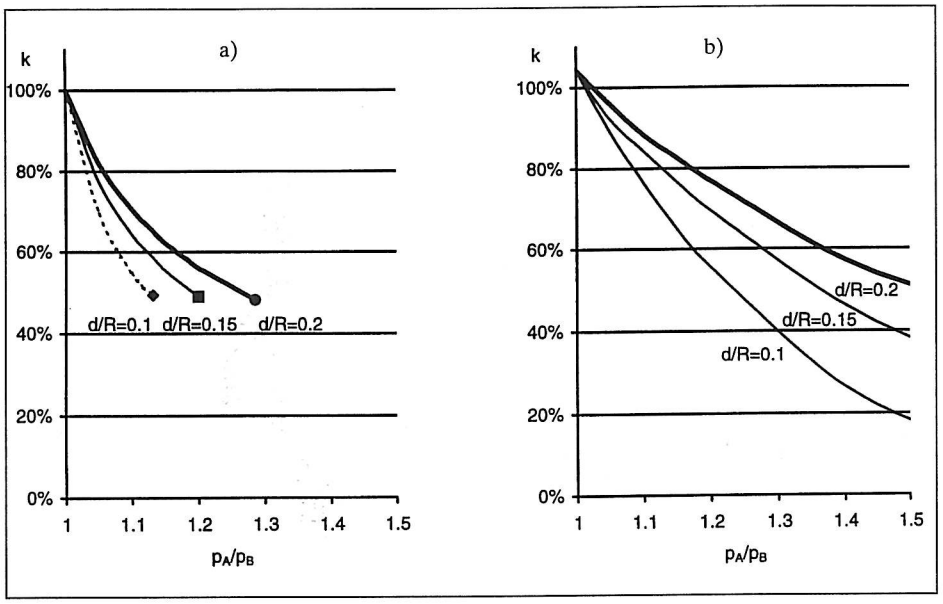
lated to the fact that the tunnel engineer was actually not expecting such poor rock conditions to prevail. Either a squeezing-prone geologic formation or a critical petrologic unit was simply overlooked, or the mechanical behaviour and hydrological conditions of a known formation were grossly misjudged. Thorough investigation ahead of tunnel construction is, therefore, of paramount importance. For deep-seated tunnels, one of the main focuses, if not the main focus, should be the identification of the potential presence of squeezing rock.

Providing that the geologic conditions are sufficiently well known, the first objective is to select a tunnel routing which avoids squeezing rocks as much as possible. Ideally, the tunnel will be routed in such way that no squeezing rock at all will be intersected. If this is not possible, the length of such sections should be kept to an absolute minimum. If squeezing rock is a feature of a whole region, often the only option remaining is to select a tunnel route which minimises the overburden. Horseshoe-shaped tunnel profiles should be avoided in squeezing rock. More favourable are profiles which are close to a circular shape. A fully circular shape is only justified in extremely difficult rock conditions. It has to be kept in mind that construction of a perfectly circular tunnel is associated with over-proportionally increased cost due to particularly difficult excavation procedures of the invert. Various types of support design must be included in the Bill of Quantity. They then can be adjusted to the local rock conditions. Part of the rock excavation classification is the specification of the degree of oversize excavation in order to accommodate tunnel convergence, which can be quite considerable in squeezing rock. In case squeezing rock is expected to occur over a considerable length of the tunnel, it is recommended to have a separate position "Re-profiling" (cleaning up) specified in the BoQ. Experience has shown that, despite monitoring, the degree of tunnel convergence is often grossly underestimated, the result being that either the temporary support is insufficient, or that the excavation was made with a too low degree of oversize excavation in the first place. Also, additional rock bolting is often insufficient to limit tunnel convergence to acceptable magnitudes. It seems evident that over-profiling of a tunnel excavation will keep you on the safe side economically. However, this is not always the case. If the actual rock conditions turn out to be not as poor as expected, then there will be a permanent oversize excavation left because of lower than expected convergence. When placing the inner lining, the space left will have to be totally filled with concrete. The form-work carriage for the inner concrete lining is generally designed for a certain constant inner radius and cannot be adjusted to varying tunnel cross-sections.

ke d/R, erhebliche asymmetrische Belastungen ohne Rißbildung aufzunehmen vermag. Betrachten wir als Beispiel einen Tunnel mit einem Durchmesser von 10 m. Bei einer Gewölbestärke von 0,50 m (d/R = 0,1) kommt es bei ca. $p_A/p_B \cong 1{,}1$ zur Rißbildung. Die Durchschnittswerte der Tragfähigkeit $(p_A + p_B)/2$ ergeben sich für diesen Grenzfall mit 1,5 Mpa (f_c = 30 Mpa) bzw. 2,0 Mpa (f_c = 40 Mpa). Nimmt man eine Gewölbestärke von 0,75 m an, so ergeben sich die entsprechenden Maximalwerte als 2,25 Mpa bzw. 3,0 Mpa. Vom Standpunkt der Tragfähigkeit dürfte jedoch die Zunahme des Grenzwertes p_A/p_B von ca. 1,1 auf 1,2 ebenfalls von Bedeutung sein.
Da wir über die tatsächliche Verteilung des Gebirgsdrucks in ausgeführten Tunneln sehr wenig wissen, aber mit unbewehrtem Beton und dem Kreisprofil gute Erfahrungen haben, dürfen wir folgern, daß der Ungleichförmigkeit der Lastverteilung in Wirklichkeit enge Grenzen gesetzt sind. Bezogen auf unser Modell mit elliptischer Lastverteilung, dürften deshalb die Werte $p_A/p_B > 1{,}2$ eher die obere Grenze darstellen. Es bleibt noch die Frage nach der Rolle einer allfälligen Bewehrung des Betons zu klären. Die Formeln (11) bzw. (12) behalten ihre Gültigkeit; lediglich der „Reduktionsfaktor" k nimmt andere Werte an. Aus Bild 27 b geht hervor, daß es für p_A/p_B keine Grenzwerte mehr gibt, da der Stahl den Effekt der fehlenden Betonzugfestigkeit kompensiert. Es ist auch unverkennbar, daß die Bewehrung mit zunehmender Asymmetrie der Lastverteilung auch etwas höhere k-Werte ergibt.
Unsere einfachen Modellbetrachtungen haben die ausschlaggebende Bedeutung der Betonstärke und der Betonqualität für die Tragfähigkeit eines Kreisprofils unter ungleichförmiger Belastung bestätigt.

Schlußbemerkungen

Der Tunnelbau in druckhaftem Gebirge stellt in planerischer und ausführungstechnischer Hinsicht eine außergewöhnlich anspruchsvolle Aufgabe dar. Das eigentliche Problem besteht in der Beherrschung der Hohlraumverengung (Konvergenz) unter den Bedingungen möglichst hoher und stetiger Vortriebsleistungen bzw. möglichst kleiner Baukosten. Die Wahl des Normalprofils, die Bau- und Betriebsweise, das Maß an Überprofil sowie die Art und Menge der Stützmittel in einer gegebenen geotechnischen Situation und Überlagerung beruhen auf Einsichten über das Material-



27 Der „Reduktionsfaktor" k als Funktion der Verteilung des Gebirgsdrucks (p_A/p_B) und der Schlankheit des Gewölbes (d/R)
a) Unbewehrter Beton
b) Bewehrter Beton (Bewehrungsgehalt 0,4 %)
"Load-bearing reduction factor" k as a function of the rock pressure anisotropy factor p_A/p_B for some selected values of the relative lining thickness d/R
a) Non-reinforced concrete
b) Reinforced concrete (content of reinforcement = 0.4 %)

The design of permanent concrete linings

In the literature, there are many reports on damage occurring in temporary support systems [6]. In contrast, there are hardly any reports on damage to permanent linings, i.e. inner concrete linings. Cracks, which could be occasionally observed (for example, in the concrete lining of the Mont Blanc Tunnel) are more commonly temperature-induced than caused by high rock pressures. It has to be kept in mind that the approach is to control tunnel convergence movements by the temporary support system.

The installation of the permanent support is then carried out after the convergence movements have totally ceased or, at least, have substzutially decreased. Should the convergence movements remain unacceptably high, with the consequence of violating the clearance, re-profiling operations will become necessary. The new temporary support system will then not be as heavily loaded as the first one (now destroyed or removed), because of rock de-stressing due to earlier deformations. Moreover, the degree of information available for the design of the temporary and permanent support systems is distinctively different. In the first case, there is no real experience with the actual rock conditions, whereas in the latter one, the rock has been fully exposed and its mechanical behaviour well observed, e.g. by convergence monitoring.
Today most tunnels are designed for a lifetime of about 100 years. Against this background, it is commonly assumed that all components of the temporary support system, in particular the steel sets and rock bolts, will corrode (resulting for example from aggressive groundwater) and, in the course of time, will lose all of their ground support capabilities. Consequently, the permanent support must have at least the same load-bearing capacity as the temporary support system, which evidently was capable of stopping the tunnel convergence movements in the first place. Usually, the permanent support is designed for higher loads than the temporary support. The reasons for this are insufficiently known factors such as anisotropic rock loads and long-term creep behaviour of the rock. Whether or not there is a necessity to reinforce the permanent concrete lining depends on a number of factors, notably on the shape of the concrete lining and the magnitude and distribution of the long-term rock pressures acting on the lining. A closed-form concrete lining of say 0.3 m wall thickness represents an element of considerable stiffness, particularly when seen in relation to a highly deformable squeezing rock. The general situation can therefore be approximated by the model of a

verhalten, das Kräftespiel in der Umgebung des Hohlraumes sowie die Wirkungsweise der Stützmittel. Den Vorgängen im Gebirge im Bereich der Ortsbrust kommt insbesondere beim Vollausbruch großer Querschnitte zentrale Bedeutung zu. Triaxialversuche im Labor, das Kennlinienverfahren und Messungen während der Bauausführung sind die Hilfsmittel des Ingenieurs bei der Erarbeitung seiner praktischen Entscheide. Bei den Messungen handelt es sich um Deformationsmessungen. Es sind dies Konvergenz- und Extensometermessungen im Querschnitt sowie Gleitmikrometermessungen in der Ortsbrust. Betrag, zeitlicher Zuwachs und räumliche Verteilung der Verschiebungen sind die wichtigsten Faktoren zur Beurteilung des Gebirgsverhaltens.

Selbst wenn die mathematische Sprache nicht die „Muttersprache" des Tunnelbaus ist, können und müssen seine Probleme mit wissenschaftlichem Anspruch gelöst werden. Dies bedeutet ein Zweifaches: Zum einen müssen die verwendeten technischen Ausdrücke mit ausreichender Genauigkeit begrifflich festgelegt, zum andern muß jede Aussage hinreichend begründet werden. Dem Aufweisen der Grenzen aktueller Kenntnisse bzw. der Stichhaltigkeit der Aussagen kommt in jeder Phase der Projektbearbeitung und Bauausführung große Bedeutung zu. Klar formulierte Zweifel sind hierbei verschwiegenen oder unartikulierten Gewißheiten und Prämissen vorzuziehen.

Die Komplexität des Tunnelbaus unter schwierigen geotechnischen Bedingungen und der stetig wachsende Bedarf an Tunneln haben das Aufkommen pseudowissenschaftlicher Theorien in der Form der sog. „Neuen Österreichischen Tunnelbauweise" (NÖT) begünstigt [23]. Indem die Protagonisten der NÖT – insbesondere deren Begründer Rabcewicz – die Erkenntnisse aus der Boden- und Felsmechanik sowie des konstruktiven Ingenieurbaus samt elementarer Regeln der Logik über Bord werfen, betreiben sie eine Trivialisierung des Tunnelbaus. Ein Beispiel hierfür ist das Ad-hoc-Postulat der NÖT über die „Aktivierung eines Gebirgstragringes" [24], das indessen vollkommen ins Leere stößt [25], [26]. Der oft mühsame und schwierige Prozeß der Entscheidungsbildung im Tunnelbau wird durch das Postulat solch nichtssagender Prinzipien [24] ersetzt, wie der 6. Grundsatz der NÖT: „Verbau nicht zu früh und nicht zu spät, nicht zu starr und nicht zu schwach". Auch der 15. Grundsatz der NÖT ist aufschlußreich: „Ring-

rigid body, which is fully embedded in a deformable medium. Should the concrete lining remain unfractured, the deformation-induced interactions between the lining and the surrounding rock will be negligible. Consequently, our investigations can focus on assessing the load-bearing capacity of the concrete lining only. Parameters to be investigated are the geometry of the concrete lining, the strength of the concrete, the reinforcement (if implemented) and the rock load conditions. For a circular concrete lining with a mean radius R, lining thickness d, uniaxial compression strength f_c and hydrostatic external loading (rock loads) p, the load-bearing capacity p_o of the lining is:

$$p_o = \frac{d}{R} f_c \cdot \qquad (10)$$

For construction reasons the minimum thickness of the concrete lining is 0.30 m. Assuming a standard-quality concrete (i.e. f_c = 30 MPa) and uniformly distributed (hydrostatic) rock loads, the load-bearing capacity of a lining with R = 5 m will be p_o = 1.8 MPa. The next step is to investigate the effect of non-uniformly distributed rock loads. With reference to Fig. 25, elliptically distributed rock loads are assumed with the parameters p_A and p_B describing the highest and lowest rock loads, respectively ($p_A > p_B$). The non-uniformly distributed loads may be caused by factors, or a combination of factors, resulting from an anisotropic rock mass, from inhomogeneities in the rock, or from a anisotropic primary state of stress. In the case of a non-reinforced concrete lining, are of particular interest those load configurations at which there will be stresses, occurring in some parts of the concrete lining, which are either just zero (no-tensile stress condition) and/or just equal to the uniaxial compressive strength ($\sigma < f_c$). In these cases, the bending moments M and normal forces N acting in the concrete lining can be computed, based on the assumption of elastic material behaviour.

From a number of computer runs, a limit $(p_A/p_B)_{max}$ can be determined, at which zero stress (no tensile stress) is just reached. The term (p_A/p_B) is a measure of the deviation of rock pressures from hydrostatic conditions and may be termed the "rock pressure anisotropy factor". Fig. 26 depicts the limit (p_A/p_B) max. as a function of the relative lining thickness d/R. It can be seen that for a given radius R, the limit $(p_A/p_B)_{max}$ increases almost linearly with the lining thickness d.

For characterisation of the load-bearing capacity of a circular concrete lining under non-equally distributed rock loads, the average rock pressure $(p_A/p_B)/2$ shall be considered as a function of p_A/p_B. This yields:

$$\frac{p_A + p_B}{2} = k \cdot f_C \cdot \frac{d}{R} \qquad k \le 1 \qquad (11)$$

or

$$\frac{p_A + p_B}{2} = k \cdot p_o \qquad k \le 1 \qquad (12)$$

with: p_o = load-bearing capacity of the concrete lining under hydrostatic loading [$p_o = f_c\ d/R$]

The parameter k may be termed the "load-bearing reduction factor", because it describes the reduction of the permissible average rock pressure $(p_A/p_B)/2$ in relation to the load-bearing capacity p_o of the lining for the hydrostatic load case. For a non-reinforced concrete lining the load-bearing reduction factor k is graphed in Fig. 27 a as a function of p_A/p_B for three selected values of d/R (0.1; 0.15 and 0.2). The respective curves all terminate at a constant k-value of about 50 %, however at different well-defined limiting values of p_A/p_B. If these limiting values are exceeded, the concrete would react by development of cracks with the result that the assumption of an elastic material behaviour would be invalid. Fig. 27 a clearly demonstrates that a circular, non-reinforced concrete lining is capable of carrying substantial rock loads without cracking, even if the loads are unequally distributed. As an example let us consider a tunnel of 10m diameter. With a lining thickness of 0.5 m (d/R = 0.1), onset of cracking will occur at p_A/p_B of about 1.1. The average load-bearing capacity $(p_A/p_B)/2$ amounts to approximately 1.5 MPa (at f_c = 30 MPa) and to 2.0 MPa (f_c = 40 MPa), respectively. Providing that the lining is 0.75 m thick, the respective load-bearing capacities will increase to 2.5 MPa and to 3.0 MPa. It should be noted that an increase in the lining thickness is also associated with an increase of the permissible limiting value of p_A/p_B from 1.1 to 1.2.

In a specific tunnelling project, there is only limited, if any, information available on the actual distribution of rock loads on the concrete lining. On the other hand, there is generally positive construction experience with circular-shaped, non-reinforced concrete lining. This indicates that in the reality of tunnel construction the degree of unequal loading must be quite limited. In terms of the model presented with elliptically distributed loads, p_A/p_B-values of 1.2 seem to represent an

schluß (insofern das Sohlgebirge diesen nicht bewirkt)". Die Protagonisten der NÖT preisen ihre Methode etwa mit folgendem Argument [26]: „Sie befähige den Ingenieur, die Eigenschaften des Gebirges so auszunützen, daß auf eine Bewehrung der Betonschalen verzichtet werden könne, falls sie nicht notwendig sei." Die aufwendige Werbung für das von der NÖT vertretene Scheinwissen fördert eine unkritische, d. h., vorwissenschaftliche Denkweise im Tunnelbau. Nur eine rationale Vorgehensweise kann Sicherheit und Wirtschaftlichkeit im Tunnelbau gewährleisten.

Literatur:
[1] Yagi, Yasuteru: Application of the NATM to the Nakayama Tunnel, Proc. Int. Symp. "Tunnelling under difficult conditions", Tokyo, 1978.
[2] Kondoh, T.: Case studies of two long tunnels in Japan from the view point of engineering geology and rock engineering. Proc. Int. Congress of IAEG, Lissabon, September 1994.
[3] Kovári, K.: Probleme der Gebirgsverformung bei der Anwendung von Vollvortriebsmaschinen im Fels, Part 1 in Tunnel 3/86, Part 2 in Tunnel 4/86 (in German and English)
[4] Rziha, F.: Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst, Berlin, 1867.
[5] Pressel, K.: Die Bauarbeiten am Simplontunnel, Schweiz. Bauzeitung. Bd. XLVII, 1906.
[6] Staus, J.; Kovári, K.: Tunnelbau in druckhaftem Gebirge, Falldarstellungen, ETH Zürich, Institut für Geotechnik, August 1996.
[7] Lunardi, P.: Progetto e costrucione di gallerie secondo l'approcio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli. Quarry and Construction, März 1995.
[8] Kastner, H.: Statik des Tunnel- und Stollenbaus, Springer, 1962.
[9] Fritz, P.: Numerische Erfassung rheologischer Probleme in der Felsmechanik, Dissertation ETH, Mitteilg. Nr. 47 des Inst. für Strassen- Eisenbahn- und Felsbau an der ETH Zürich, 1981.

upper limit of the real load conditions. What remains to be clarified is the effect of steel reinforcements in the lining. Eqns (11) and (12) remain valid, however, the "load-bearing reduction factor" k will show distinctively different values. As graphed in Fig. 27 b, there are virtually no limiting values anymore for p_A/p_B. The obvious reason is that the steel is now compensating for the lack of tensile strength in the concrete. Also it can be seen that the reinforcement is contributing towards slightly higher k-values, allowing for a higher margin of unequal loading.
Simple model considerations have confirmed the decisive influence of both the lining thickness and the concrete quality on the load-bearing capability of a circular tunnel lining in response to unequally distributed rock loads.

Concluding Remarks

Tunnelling in squeezing rock is one of the most demanding tasks for both the tunnel designer and the contractor. The essential problem is to control the tunnel convergence movements while still allowing the excavation to proceed rapidly and continuously without undue extra costs. The selection of an appropriate shape of the cross-section, the selection of the excavation sequences related to both cross and longitudinal sections, the determination of the necessary degree of oversize excavation as well as the specification of type and quantity of the ground support elements surely is a most formidable task. The problem can only be solved with in-depth knowledge of the relevant material behaviour, of the stress redistribution effects in the vicinity of underground cavities and of the effectiveness of the relevant ground support elements. The processes in the rock immediately ahead of the tunnel face are also of considerable importance, particularly in full-face excavations of large cross sections. Triaxial laboratory testing of rock samples, employment of the characteristic line method and performance monitoring during construction are essential tools for the engineer in his decision-driven efforts for safe and economic tunnelling. Monitoring should be by deformation measurements. Predominately, they consist of convergence and extensometer measurements, carried out within cross sections, and of sliding micrometer measurements in the tunnel face. Amount and rate of deformations and their distribution are the most important factors in assessing the rock mass behaviour.
Even if mathematical terminology is definitely not the "mother tongue" of tunnelling, it is more than evident that design problems in tunnelling have to be solved on the basis of a rational approach. This immediately implies two major consequences: First, all technical terms used have to be clearly defined; and secondly, each statement must be sufficiently substantiated. Clear identification

[10] Brown, E.T.; Bray, U.W.; Ladanyi, B.; Hoek, E.: Ground response curves for rock tunnels, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 1, 1983.
[11] Panet, M.: Le calcul des tunnels par la méthode convergence – confinement, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1995.
[12] Mohr, F.: Schachtbautechnik, Hermann Hübner Verlag, Goslar 1964.
[13] Lombardi, G.: Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges, Schweiz. Bauzeitung, 89. Jhg., Heft Nr. 32, 1971.
[14] Heintzmann, H. F.: Über Theorie und Anwendung des unbeschränkt nachgiebigen Gleitbogen-Ausbaus in Abbaustrecken, Int. Tagung über Gebirgsdruck, Lüttich, April 1952.
[15] Talobre, M. J.: La technique des souterrains, de leur soutènement et de leur revêtement, Le Monde Souterrain, No 83, 1953.
[16] Talobre, M. J.: La Mécanique des Roches, Dunod, Paris, 1967.
[17] Kovári, K.; Amstad, Ch.: Fundamentals of deformation measurements in geomechanics, Proc. of Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics, Zurich 1983, Balkema, Rotterdam.
[18] Rossi, P. P.: Il ruolo del monitoraggio negli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce, XIX Convegno Nazionale dell'Associazione Geotecnica Italiana, Pavia, September 1995.
[19] Lunardi, P.: Preconfinement of an excavation in relation to new orientations towards the design and construction of tunnels, Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, No. 45, 1995
[20] Societá Italiana Gallerie: Tunnelling in Italy 1995, Supplemento alla rivista "Gallerie e Grandi Opere Sotterranee", March 1995, Torino.
[21] Andrea, C.: Gebirgsdruck im Tunnelbau, Schweiz. Bauzeitung, 74. Jhg., Heft Nr. 8, 1956.
[22] Anagnostou, G.; Kovári, K.: Die Statik von Injektionskörpern in geologischen Störzonen, Forschungsbericht AlpTransit Gotthard, BLS AlpTransit, Institut für Geotechnik, ETH Zürich, Januar 1998.
[23] Rabcewicz, L.: Bemessung von Hohlraumbauten, Die „Neue Österreichische Bauweise" und ihr Einfluß auf Gebirgsdruckwirkungen und Dimensionierung, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol I/3-4, 1963.
[24] Neue Österreichische Tunnelbauweise (NATM), Definition und Grundsätze, Selbstverlag der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen im ÖIAV, Wien, 1980.
[25] Kovári, K.: On the Existence of NATM, Erroneous Concepts behind NATM, Tunnel 1/94.
[26] Kovári, K.: Pro and Contra NATM, Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, No 46, 1995.

of the actual limits in our current knowledge as well as checking the validity and logic of any statement provide valuable assistance in all project phases, including the tunnel construction phase. Clearly, precisely articulated doubts are much more helpful than poorly reflected textbook wisdom or tentatively assumed premises.

The complexity of tunnel construction in difficult geotechnical conditions and the steadily increased demands for all types of tunnels have contributed to the emergence of pseudo-scientific theories in the form of the so called New Austrian Tunnelling Method (NATM) [23]. It can be shown that the protagonists of the NATM – including its founder Rabcewicz – have ignored fundamental principles of both soil and rock mechanics as well as of structural engineering, and are also violating elementary rules of logical thinking. The result is that tunnelling becomes completely trivialised. An example for such trivialising is the NATM postulate on the "activation of the rock support ring" [24] which, when critically assessed, turns out to be absolutely irrelevant [25] [26]. The often arduous and difficult labour that decision making in tunnelling involves is replaced by postulating such NATM principles [24] like: „Construct the lining neither too early nor too late and neither too rigid nor too flexible", or by the maxim: "close the lining to a ring, except for the case the rock causes it". According to its protagonists, "NATM provides the engineer with the possibility of exploiting the characteristics of the rock mass without having to resort to linings when they are not necessary" [26]. Extensive publicity on behalf of the NATM ideology cannot obscure the fact that the NATM is effectively promoting sloppy thinking in tunnelling. A rational approach remains the only genuine option to achieve our prime objective, which is to construct tunnels that are both safe and economic.

Bibliography: see German original