

Anton Schleiss, Prof. Dr., Dipl. Bauing. ETHZ/SIA, Laboratoire de constructions hydrauliques, EPFL, Lausanne/CH

Triebwassersysteme bei Wasserkraftanlagen

Herausforderungen und Tendenzen für die Linienführung und Auskleidung

Druckstollen und Druckschächte sind die unsichtbaren Wassertransportadern von Wasserkraftanlagen, welche für deren Wirtschaftlichkeit und Sicherheit im Betrieb von grösster Bedeutung sind. Der Beitrag vertieft die Bedeutung einer ausreichenden Felsüberdeckung bei der Wahl der Linienführung und der Auskleidungen. Die Bemessungskonzepte für Triebwassersysteme werden vorgestellt.

Waterway Systems for Hydropower Plants

Challenges and tendencies for alignment and lining

Pressure tunnels and pressure shafts represent the invisible arteries for transporting water for hydropower plants. They are of the utmost significance for their economy and operational safety. This report discusses the importance of sufficient rock overburden when selecting the alignment and linings. The design criteria for waterway systems are presented.

1 Einleitung

Wasserkraftanlagen in den Alpen, insbesondere die Speicherkraftwerke, sind durch weitverzweigte Stollenetze charakterisiert. Dabei unterscheidet man zwischen Zuleitungsstollen, Druckstollen, Druckschächten sowie Unterwasserstollen. Die Zuleitungsstollen leiten das Wasser aus verschiedenen Einzugsgebieten den Stauseen zu; es handelt sich normalerweise um Freispiegelstollen. Vom Stausee wird das Wasser unter Druck der Kraftwerkszentrale zugeführt. Man spricht dabei von Druckstollen und Druckschächten, wobei die ersten nur schwach, die letzten stark geneigt sind. Die Unterwasserstollen geben das Wasser nach der Turbine ins natürliche Gewässer zurück. Die Verbindung zwischen Stausee und Kraftwerk sowie die Rückgabe ins Gewässer wird gesamthaft als Triebwassersystem bezeichnet. Druckstollen und Druckschächte sind somit die unsichtbaren Wassertransportadern der Wasserkraftwerkenanlagen in den Alpen [18]. Deren Gesamtlänge in der Schweiz dürfte schätzungsweise zurzeit 2000 bis 4000 km betragen. Zurzeit findet eine Renaissance der Pumpspeicherwerke in der Schweiz statt. Neben der Distanz zwischen Ober- und Unterbecken spielen bei diesen Pumpspeicherwerken die Linienführung und Auskleidung der Triebwassersysteme eine entscheidende Rolle für die Wirtschaftlichkeit der Anlage. Neben weiteren Pumpspeicherwerken werden zukünftig zunehmend auch neue Stollen und Schächte für die Erneuerung und Leistungserhöhungen von bestehenden Speicherkraftwerken realisiert. Umweltverträgliche Konzepte, fortschrittliche Bemessungs-

1 Introduction

Hydropower stations in the Alps, especially storage power plants, are characterised by widespread networks of tunnels. In this connection, a distinction is drawn between water transfer tunnels, pressure tunnels, pressure shafts as well as tailrace tunnels. The conveyance tunnels transfer the water from various catchment areas to the dams; usually these are free-flow tunnels. The water is fed to the hydropower plant from the dam under pressure. This involves pressure tunnels and pressure shafts, with the former only gently sloping whilst the latter are steeply inclined. The tailrace tunnels feed the water from the turbine back to the river. The link between the dam and power plant as well for returning the water to the river is generally known as the waterway system. Thus pressure tunnels and pressure shafts represent the invisible arteries for transporting water for hydropower plants in the Alps [18]. At present, their total length in Switzerland is estimated between 2000 and 4000 km. Currently a renaissance for pumped-storage plants is taking place in Switzerland. Apart from the distance between the upper and lower basin, the choice of the alignment and lining for waterway systems play a decisive role for the economy of the pumped-storage plant. In addition to further pumped-storage plants, in future an increasing number of new tunnels and shafts for renewing and upgrading the capacity of existing storage power plants will be accomplished. Environmentally compatible concepts, progressive dimensioning methods and further developed excavation methods will be decisive for

Les systèmes d'adduction d'eau des installations hydroélectriques

Défis et tendances pour le tracé et le revêtement

Les galeries et les puits d'aménée sont les artères invisibles du transport de l'eau des installations hydroélectriques et sont d'une importance primordiale pour leur rentabilité et leur sécurité. L'article insiste sur l'importance d'une couverture rocheuse suffisante pour le choix du tracé et des revêtements. Il présente les concepts de dimensionnement des systèmes d'adduction d'eau.

Sistemi per acque motrici nelle centrali idroelettriche

Sfide e tendenze per il tracciato e il rivestimento

Le condotte a pressione e i pozzi sono le invisibili arterie per il trasporto dell'acqua all'interno delle centrali idroelettriche e rivestono la massima importanza per la loro economicità e sicurezza. L'articolo che segue approfondisce il significato di una sufficiente copertura rocciosa nella scelta del tracciato e dei rivestimenti. Vengono presentati i metodi di misurazione per i sistemi per acque motrici.

methoden und weiterentwickelte Ausbruchmethoden werden dabei neben der Entwicklung des europäischen Strommarktes entscheidend für den wirtschaftlichen Erfolg dieser Projekte sein.

2 Linienführung von Triebwassersystemen

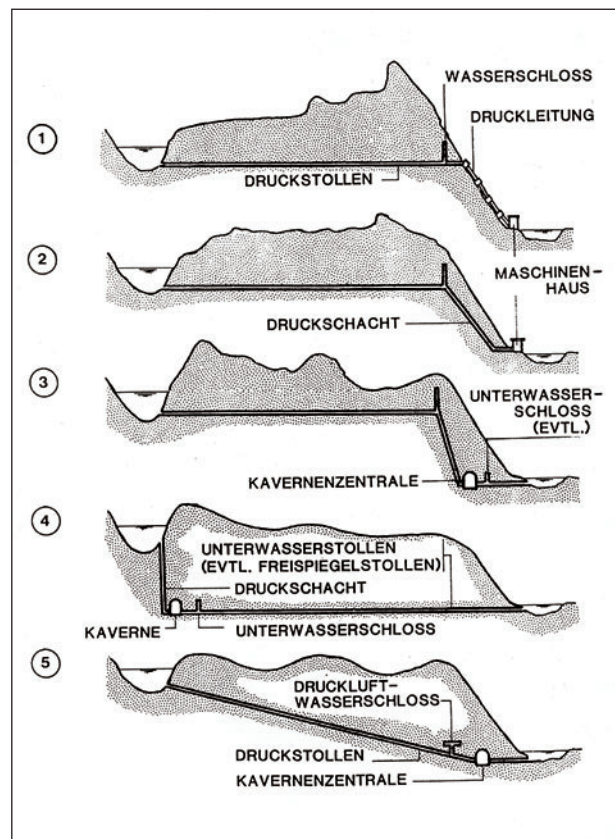
Die Wahl der horizontalen Linienführung eines Triebwassersystems und somit die Gesamtanordnung der Wasserkraftanlage wird durch den Ausbruchquerschnitt, den Innendruck, die Geologie, die Topographie – insbesondere die Gebirgsüberdeckung – die Hydrogeologie sowie Zwangspunkte beeinflusst [8]. Ziel ist es, die wirtschaftlichste Linienführung unter Berücksichtigung sämtlicher dieser Faktoren zu finden. Bei Triebwassersystemen mit hohen Innenwasserdrücken müssen entsprechend grosse Gebirgsüberdeckungen gewählt werden, um die Tragsicherheit der Auskleidung zu gewährleisten und die Gebirgsmitwirkung wirtschaftlich auszunutzen. Die Probleme beim Ausbruch können allenfalls bei steigendem Gebirgsdruck je nach Grösse des Ausbruchquerschnittes zunehmen. Extrem schlechte geologische Verhältnisse werden mit der Wahl der Linienführung vermieden oder zumindest auf dem kürzesten Weg durchquert. Neben der Tragfähigkeit ist eine ausreichende seitliche und vertikale Überdeckung auch zur Begrenzung der Wasserverluste im Falle von durchlässigen Auskleidungen nötig. Ein hoher Bergwasserspiegel als Gegendruck ist diesbezüglich vorteilhaft, kann aber problematisch beim Ausbruch sein. Durch das Bauprogramm und den Baubetrieb bedingte Fensterstollen sowie Deponiestandorte sind neben dem Standort der hydraulischen Bauwerke wie Fassungen, Wasserschloss, Zentrale und Wasserrückgabe oftmals Zwangspunkte bei der Wahl der Linienführung.

Für die vertikale Linienführung eines Triebwassersystems haben sich historisch 5 Möglichkeiten entwickelt, welche in Bild 1 skizziert sind [8, 18]. In der Schweiz begann die Entwicklung der Speicherkraftwerke mit Linienführung 1. Bei den ersten Ausführungen um die Jahrhundertwende

the economic success of such schemes, quite apart from the development of the European energy market.

2 Alignment of waterway systems

The choice of the horizontal alignment for a waterway system and in turn the overall set-up of the hydropower plant is influenced by the excavated cross-section, the internal



1 Historische Entwicklung der vertikalen Linienführung des Triebwassersystems einer Hochdruckanlage
Historic development of the vertical alignment of the waterway system for a high-head storage power plant

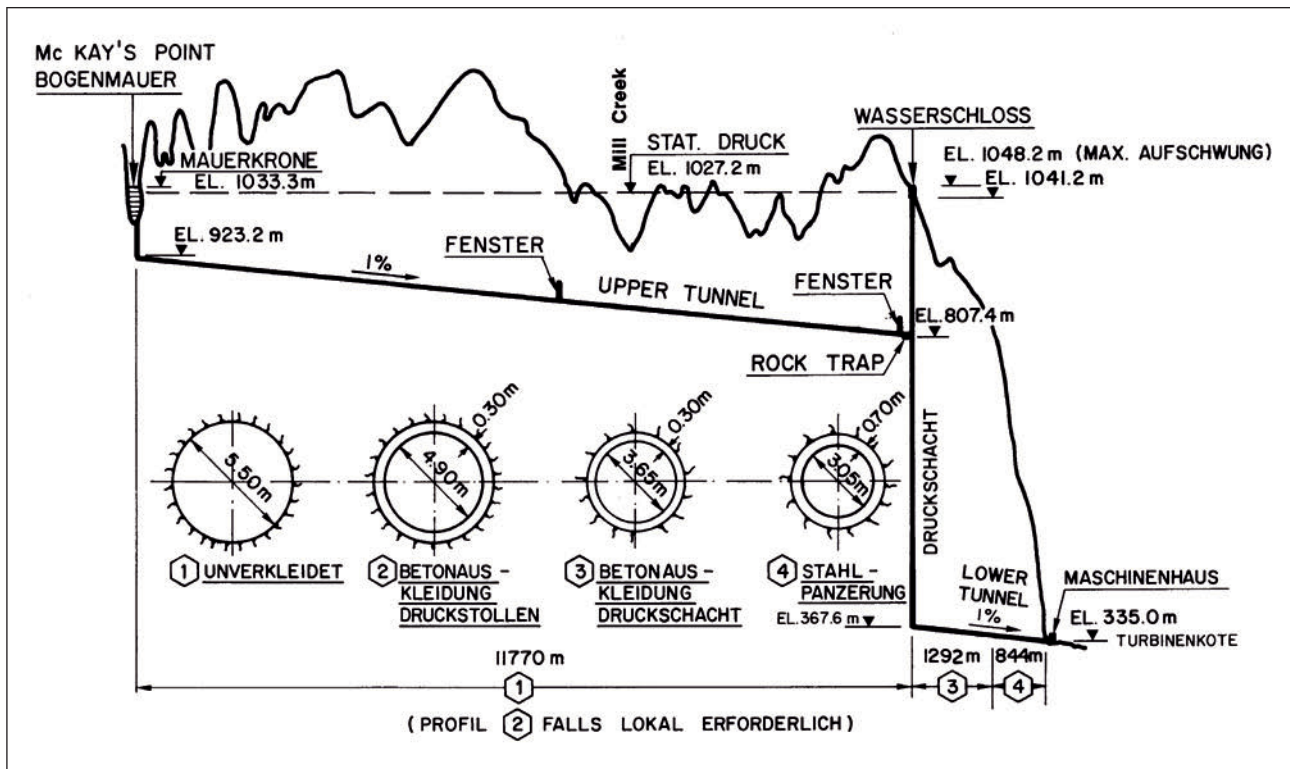
war der Stollen meistens als Freispiegelstollen ausgebildet. Nach dem 2. Weltkrieg kamen mit dem Ausbau der Speicherkraftwerke in den Schweizer Alpen zusehends Linienführungen 2 und 3 zur Anwendung, Letztere in Kombination mit Kavernenzentralen. Das erste unterirdische Maschinenhaus wurde im Jahre 1943 mit der Zentrale Innerkirchen der Kraftwerke Oberhasli in Betrieb genommen. Grundsätzlich wird mit diesen vertikalen Linienführungen bezweckt, dass der normalerweise lange Druckstollen im Vergleich zum relativ kurzen Druckschacht nur durch einen geringen Innenwasserdruck beansprucht wird. Dies spiegelt sich auch in der Konstruktionsart der Auskleidung wider; der Druckschacht ist üblicherweise mit einer Stahlpanzerung, der Druckstollen mit einer Betonauskleidung versehen. Die Linienführungen 4 und 5 wurden in Skandinavien, vorwiegend in Norwegen mit den steil gegen die Küste ausfallenden Tafelgebirgen entwickelt. Seit 1975 gelangt dort die Linienführung 5 am häufigsten zur Ausführung, wobei auf eine Auskleidung des relativ stark geneigten Hochdruckstollens verzichtet wird, was dank der durchwegs ausgezeichneten Felsqualität (massiger Granit) und den hohen, primären Gebirgsspannungen möglich ist.

Mit der Entwicklung des Raise-Boring-Verfahrens zur effizienten Erstellung von vertikalen Schächten vor etwa 30 Jahren haben vertikale Druckschächte auch Eingang in die Triebwassersysteme von Wasserkraftanlagen gefunden. Falls der Schacht genügend tief im Gebirge angeordnet werden kann und somit die Sicherheit gegen hydraulischen Gebirgsbruch gewährleistet ist, kann bei gering durchlässigen Felsformationen auf eine Stahlpanzerung verzichtet werden. Dieses sehr wirtschaftliche Konzept wurde inzwischen bei vielen Wasserkraftanlagen verwirklicht. Als eine der ersten Realisierungen dieser Art kann die Unterstufe der Wasserkraftanlage North Fork Stanislaus River in Kalifornien erwähnt werden [7, 12, 13]. Das Triebwassersystem Collierville besteht aus einem 11.8 km langen oberen Druckstollen, einem rund 680 m hohen Vertikalschacht sowie einem anschliessenden unteren Hochdruckstollen von 2.16 km Länge (Bild 2). Die Linienführung zum Maschinenhaus mit einem Vertikalschacht und anschliessendem Hochdruckstollen liegt in Glimmerschiefer und Gneisformationen. Dank dieser tiefliegenden Linienführung mit Vertikalschacht musste Letzterer sowie eine beträchtliche Strecke des tiefliegenden Hochdruckstollens nicht gepanzert werden. Die Panzerung reicht gerade soweit ins Gebirge hinein, bis die Überdeckung eine durchlässige Auskleidung erlaubt. So wurde der Hochdruckstollen nur auf einer Länge von 844 m oberhalb der Zentrale gepanzert. Die verbleibende Länge von 1292 m sowie der Vertikalschacht und das Wasserschloss sind nur mit einer unbewehrten Betonauskleidung versehen. Mit einem maximalen Innenwasserdruck am oberen Ende der Panzerung von 70 bar ist der Hochdruckstollen Collierville bis heute der höchstbeanspruchte ungepanzerte Druckstollen, welcher sich nicht in einem granitischen Gebirge befindet. Der Autor hat zudem bei den Vertikalschächten Houay Ho in Laos (68 bar) und

pressure, the geology, the topography in particular the rock overburden, the hydrogeology as well as other constraints [8]. The target is to find the most economic alignment, taking all these factors into consideration. In the case of waterway systems with high internal water pressures, correspondingly large rock overburdens must be chosen in order to ensure the lining's bearing capacity and exploit the rock's participation economically. The problems relating to the excavation can at the most increase in the case of greater rock pressure, depending on the size of the excavated cross-section. Extremely poor geological conditions are avoided through the choice of the alignment or at least by penetrating them via the shortest possible distance. In addition to the bearing capacity, sufficient overburden both laterally and vertically is required as well in order to restrict water losses in the case of permeable linings. In this respect, a high ground water level as counter-pressure is advantageous, although it can result in problems during the excavation. Access tunnels as well as locations for dumping material resulting from the construction programme and construction operations are often constraints in selecting the alignment, apart from the location of the hydraulic structures such as intakes, surge tanks, the power house and tailwater structures.

Five possibilities have been developed historically for the vertical alignment of a waterway system, which are shown in Fig. 1 [8, 18]. The development of storage power plants in Switzerland began with alignment 1. For the first versions about the turn of the last century, the tunnel was usually designed as a free-flow tunnel. Following World War II, alignments 2 and 3 were increasingly utilised, the latter combined with underground power houses, as storage power plants were developed in the Swiss Alps. The first underground machine house was commissioned in 1943 for the Innerkirchen power plant for the Oberhasli scheme. Basically, the purpose of such vertical alignments is that the usually long pressure tunnel is only subjected to slight internal water pressure in comparison to the relatively short pressure shaft. This is also reflected in the way the lining is constructed. The pressure shaft is usually reinforced with steel, the pressure tunnel with a concrete lining. Alignments 4 and 5 were developed in Scandinavia, mainly in Norway with table mountains falling steeply to the sea. Since 1975 alignment 5 has been applied most frequently there, without a lining being used for the relatively steeply inclined high-pressure tunnels, which is possible owing to the most excellent rock quality (massive granite) and the high, primary rock stresses.

Thanks to the development of the raise-boring method for the efficient production of vertical shafts roughly 30 years ago, vertical pressure shafts have also become incorporated in the waterway systems of hydropower plants. If the shaft can be set deeply enough in the rock, thus safeguarding it against hydraulic rock rupture, there is no need for a steel lining in the case of slightly permeable rock formations. This extremely economic concept has since been applied in many hydropower plants. The lower part of the North Fork Stanislaus River



2 Überhöhter Längsschnitt durch das Triebwassersystem Collierville des Kraftwerkes North Fork in Kalifornien
 Vertically distorted longitudinal section through the waterway system Collierville of the North Fork power plant in California

Lower Kihansi in Tansania (85 bar) mitgewirkt, die seit 1999 erfolgreich im Betrieb sind.

Aufgrund der topographischen und geologischen Randbedingungen drängte sich auch beim Pumpspeicherwerk Nant de Drance im Wallis ein Triebwassersystem mit vertikalen Druckschächten geradezu auf. Dieses optimale Konzept erlaubte es, die Druckschächte ungepanzert auszuführen.

3 Zweck und Arten von Auskleidungen

Die Auskleidung, sofern notwendig, muss die wirtschaftliche Betriebssicherheit des Triebwassersystems während seiner ganzen Lebensdauer gewährleisten. Je nach örtlichen Verhältnissen muss eine bestimmte Kombination der nachfolgenden Anforderungen erfüllt werden [8]:

- Dichtigkeit
- Beschränkung der Wasserverluste
- Erhaltung der hydrogeologischen Verhältnisse im Gebirge
- Begrenzung der Reibungsverluste
- Dauerhaftigkeit
- Minimierung von Unterhaltsarbeiten
- Aufrechterhaltung der mechanischen und chemischen Stabilität des Gebirges
- Gewährleistung der Stabilität des Hohlräumens im Betrieb

Eine Auskleidung muss selten absolut dicht sein: nämlich nur dann, wenn die Gefahr eines hydraulischen Gebirgsbruchs

hydropower plant in California can be mentioned as one of the first accomplished in this fashion [7, 12, 13]. The Collierville waterway system comprises an 11.8 km long upper pressure tunnel, a roughly 680 m high vertical shaft as well as an adjoining lower high-pressure tunnel 2.16 km in length (Fig. 2). The alignment to the machine house with a vertical shaft and subsequent high-pressure tunnel is located in mica schist and gneiss formations. Thanks to its deep-lying alignment with vertical shaft, the latter as well as a considerable section of the deep-lying high-pressure tunnel did not have to be lined with steel. The steel lining extended only so far into the rock until the overburden permitted a permeable lining. As a result, the high-pressure tunnel was only steel lined over a distance of 844 m upstream of the power house. The remaining length of 1292 m as well as the vertical shaft and the surge tank are only provided with an unreinforced concrete lining. Till today, the Collierville high-pressure tunnel with a maximum internal water pressure of 70 bar at the upper end of the steel lining remains the most highly stressed unreinforced pressure tunnel which is not located in granitic rock. Furthermore, the author assisted in the project of the vertical shafts Houay Ho in Laos (68 bar) and Lower Kihansi in Tanzania (85 bar), which have been operating successfully since 1999.

Regarding the topographical and geological conditions, a waterway system with vertical pressure shafts appeared inevitable for the pumped-storage plant Nant de Drance in Valais. This optimal concept meant that the pressure shafts were not steel lined.

oder einer Zersetzung des Gesteins (z. B. Anhydrit, mylonisierte Kluffüllungen) bei Wasserzutritt besteht.

Aus statischen Gründen des Innen- und Aussenwasserdruckes ist das Kreisprofil für Auskleidungen der Normalfall, nicht zuletzt weil der maschinelle Ausbruch mit Tunnelbohrmaschinen einen kreisförmigen Querschnitt ergibt. Beim konventionellen Ausbruch (Bohren und Sprengen) wird zwar das Profil hufeisenförmig ausgebrochen, da die horizontale Sohle die Bauausführung erleichtert. Mit der Auskleidung erhält der Stollen aber wieder einen Kreisquerschnitt. Ältere Druckstollen wurden noch mit Steinen ausgemauert, welche nachher mit einem Gunit- oder Betoninnenring überdeckt wurden. Die ersten Betonauskleidungen (bewehrt oder unbewehrt) wurden zudem oft mit einem Glattputz oder einem bewehrten Gunitinnenring kombiniert, um eine erhöhte Dichtigkeit zu erzielen. Heute sind einfache Betonauskleidungen die Regel (Bild 3); die Ausbruchsicherung erfolgt, falls nötig, mit Spritzbeton, Felsanker oder Stahlbögen. Beim maschinellen Ausbruch hat sich aus baubetrieblichen Gründen die Verwendung eines vorgefertigten Sohlübbings durchgesetzt, welcher insbesondere die Abführung des Gebirgswassers beim Vortrieb erleichtert. Falls die Auskleidungen nahezu dicht, also rissfrei bleiben müssen, wird der Beton auch etwa vorgespannt. Man unterscheidet zwischen einer aktiven Vorspannung mithilfe von Spannkabeln oder einer passiven Vorspannung. Bei der Letzteren wird der Spalt zwischen Fels und Auskleidung unter hohem Druck mit Injektionsgut verpresst. Absolute Dichtigkeit wird mit den sogenannten Sandwichbauweisen angestrebt. Eine auf eine Vorauskleidung aufgebrachte Kunststoffolie oder ein dünnes Stahlblech dient dabei als Dichtungshaut, welche noch mit einem Betoninnenring gegen den Aussendruck bei Stollenentleerungen gesichert werden muss.

Dank der Wahl von ausreichenden Felsüberdeckungen und wirklichkeitsnahen, modernen Bemessungsmethoden werden heute bereits bei mittelmässigen bis guten Felsverhältnissen unverkleidete Druckstollen in Betracht gezogen. Dabei müssen folgende Bedingungen erfüllt sein:

- hydraulischer Gebirgsbruch kann ausgeschlossen werden
- das Profil ist beim Ausbruch ohne Sicherungen stabil
- der Fels ist wenig durchlässig (typisch $< 10^{-6}$ m/s)
- die hydrogeologischen Verhältnisse sind vorteilhaft
- die Felseigenschaften verändern sich nicht unter Zutritt von Wasser
- Kluffüllungen können nicht durch Sickerwasserverluste ausgewaschen werden

Da die Felsoberfläche von TBM-gefrästen Stollen relativ glatt ist (k-Wert nach Strickler von 50 bis 65), sind unverkleidete Profile gegenüber einer Betonauskleidung auch energiewirtschaftlich interessant.

Bei Druckschächten mit relativ geringen Felsüberdeckungen sind dickwandige Stahlpanzerungen wegen des hohen Innendruckes meistens unvermeidbar (Bild 4). Um von der



3 Betonauskleidung des Druckstollens (Durchmesser 8.5 m) der Wasserkraftanlage Seymareh im Iran. Sichtbar ist der Teleskopschalwagen sowie die Anschlussbewehrung und das Fugenband für die nächste Betonieretappe
Concrete lining for the pressure tunnel (8.5 m diameter) of the Seymareh hydropower plant in Iran. The telescopic formwork carriage as well as the connecting reinforcement and the water-stop for the next concreting stage are visible
(Quelle/Source: Schleiss, Januar 2009)

3 Purpose and types of linings

The lining, as far as needed, must guarantee the economic operational safety of the waterway system during its entire life span. Depending on the local conditions, a certain combination of the following requirements has to be fulfilled [8]:

- tightness
- restricted water losses
- maintaining the hydrogeological conditions in the rock mass
- limitation of friction losses
- durability
- minimising maintenance costs
- ensuring the rock's mechanical and chemical stability
- guaranteeing the tunnel's stability during operation

A lining seldom has to be absolutely watertight: namely, should the danger exist of a hydraulic jacking or disaggregation of the rock (e.g. anhydrite, mylonised joint fillings) in the case of contact with water.

For static reasons governing the internal and external water pressure, the circular profile for linings is standard not simply because mechanised excavation using tunnel boring machines comes up with a circular cross-section. During conventional excavation (drill + blast), the profile is excavated in a horseshoe shape as the horizontal invert facilitates the execution of construction. However, thanks to the lining, the tunnel adopts a circular cross-section once more. Older pressure tunnels were provided with stone masonry, which was subsequently covered with a gunitite or concrete inner ring. The earliest concrete linings (reinforced or unreinforced) have been furthermore often combined with smooth plaster or a reinforced gunitite inner ring in order to

vollen Gebirgsmitwirkung bei der Bemessung der Stahlpanzerung zu profitieren, muss aber auch eine minimale Überdeckung gewährleistet sein. Heute werden selbst bei relativ schlechten Felsverhältnissen Tunnelbohrmaschinen in stark geneigten Schächten eingesetzt. Die Ausbruchsicherung erfolgt dabei im Schutze eines Schildes mit vorfabrizierten Segmentübungen. Anschliessend wird die Stahlpanzerung montiert und der Zwischenraum zwischen dieser und der Vorauskleidung mit Beton hinterfüllt. Falls die Druckschächte eine grosse Überdeckung aufweisen, wie dies bei Vertikalschächten meistens der Fall ist, kann wie bereits erwähnt auf eine Stahlpanzerung zugunsten einer Betonauskleidung verzichtet werden.

4 Bemessung von dichten Auskleidungen wie Druckschachtpanzerungen

4.1 Übergeordnete Bemessungskriterien für Schachtpanzerungen

Bei der Konzeption und Bemessung von neuen Druckschächten müssen 2 übergeordnete Bemessungskriterien berücksichtigt werden [5, 12, 13, 19]:

1. Gebrauchsfähigkeit der Panzerung
2. Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels

Mit dem ersten Kriterium wird überprüft, dass die Arbeitsspannungen in der Stahlpanzerung für alle Betriebszustände gegenüber der Fließ- bzw. Bruchspannung des Stahles eine genügende Sicherheit aufweisen und dies unter Berücksichtigung einer bestimmten Felsmitwirkung. Im Weiteren ist während Entleerungen des Druckschachtes die Stabilität der Panzerung für Aussenwasserdruck zu gewährleisten (Abschnitt 4.4).

Das zweite Kriterium zielt darauf ab zu kontrollieren, ob das Gebirge die von der Panzerung übertragene Last ohne übermässige plastische Deformationen aufnehmen kann. Dabei besteht zwischen Gebirgstragfähigkeit und der Grösse der Felsüberdeckung des Druckschachtes ein direkter Zusammenhang (Abschnitt 4.5).

Die Gebrauchsfähigkeit der Panzerung sollte mit 3 Unterkriterien überprüft werden:

1. Begrenzung der Arbeitsspannung im Stahl (Abschnitt 4.2)
2. Begrenzung der lokalen Stahldehnung (Überbrückung von Rissen im Hinterfüllbeton) (Abschnitt 4.3)
3. Stabilität bei Aussenwasserüberdruck (Abschnitt 4.4)

Im Folgenden werden die Bemessungskriterien näher erläutert.

4.2 Begrenzung der Arbeitsspannung im Stahl

Bei einer ausreichenden Überdeckung kann das Gebirge die volle, von der Panzerung übertragene Last aufnehmen. Die Lastaufteilung errechnet sich dann aus der Verträglichkeit der Radialverschiebung der Stahlpanzerung mit derjenigen des aussenliegenden Tragsystems Hinterfüllbeton – Gebirge unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingung [13, 19]:



4 Stahlpanzerung der Druckschächte (Durchmesser 7.0 m) der Wasserkraftanlage Upper Gotvand im Iran. Die montierte Panzerung ist ausgesteift und vorbereitet zum Hinterfüllen mit Beton

Steel lining for the pressure shafts (7.0 m diameter) of the Upper Gotvand hydropower plant in Iran. The assembled steel lining is stiffened and prepared to be backfilled with concrete (Quelle/Source: Schleiss, Januar 2009)

increase tightness. Nowadays, straightforward concrete linings are the rule (Fig. 3); the excavation is secured, if need be, with shotcrete, rock anchors or steel girders. For mechanised excavation, the application of a precast invert segment has established itself for operational reasons, which particularly facilitates the removal of underground water during driving. Should the linings have to remain practically tight, in other words crack-free, the concrete is prestressed to a certain extent. A distinction is drawn between active prestressing with the aid of prestressed cables or passive prestressing. In the case of the latter, the gap between the rock and lining is injected at high pressure with grout material. The so-called sandwich construction method tries to attain absolute tightness. A plastic membrane placed on the pre-lining serves in this case as a sealing membrane, which only needs to be secured against external pressure by a concrete inner ring when emptying the tunnel.

Thanks to the choice of adequate rock overburdens and modern design methods approximating reality, unlined pressure tunnels are today being considered given average to good rock conditions. Towards this end, the following conditions must be fulfilled:

- hydraulic jacking can be excluded
- the profile is stable during excavation without support
- the rock has low permeability (typically $< 10^{-6}$ m/s)
- the hydrogeological conditions are advantageous
- the rock properties remain unaltered under water contact
- joint fillings are not washed out by seepage water losses

As the rock surface of tunnels cut by TBM is relatively smooth (k-value according to Strickler from 50 to 65), unlined profiles are also interesting in energy economic terms compared to a concrete lining.

$$p_S + p_F = p_{i \max} \quad (1)$$

wobei

- p_S = Lastanteil der Stahlpanzerung
- p_F = Lastanteil des Gebirges
- $p_{i \max}$ = maximaler dynamischer Innenwasserdruck (inkl. Druckstoss)

Temperatur- und Formeinflüsse (Unrundheiten etc.) der Panzerung sowie nicht elastisches Verhalten des Hinterfüllbetons und des Gebirges sind dabei zu berücksichtigen. Zudem ist zu beachten, dass die Gebirgsmitwirkung allenfalls begrenzt sein kann. Dies ist der Fall, wenn die natürlichen Gebirgsspannungen nicht mehr in der Lage sind, die im Fels auftretenden Zugspannungen infolge der Belastung durch die Panzerung zu überdrücken. Bestehende Klüfte in der Umgebung des Druckschachtes beginnen sich zu öffnen oder es bilden sich neue Felsrisse.

Im Falle eines radialsymmetrischen Systems ergibt sich zur Berechnung der Lastaufteilung zwischen Panzerung und Gebirge somit ein Tragsystem, welches aus 4 Zonen besteht (Bild 5):

1. Panzerung
2. Hinterfüllbeton, welcher unter Innendruck gerissen angenommen wird
3. gerissene Felszone
4. intaktes Gebirge (homogen, isotrop)

Da der Hinterfüllbeton normalerweise nur eine unbedeutende Zugfestigkeit aufweist, wird er unter der von der Panzerung übertragenen Belastung reißen, das heisst, dass er nur Druckkräfte auf das Gebirge übertragen kann. Dasselbe ist auch für einen infolge des Hohlraumausbruches aufgelockerten Felsbereich in Schachtnähe der Fall. Diese aufgelockerte Felszone beträgt im Fall von konventionellem Ausbruch etwa 1 bis 2 m, bei maschinellem Ausbruch mit einer Tunnelbohrmaschine etwa 0.5 bis 1 m. Allenfalls kann noch zusätzlich der Elastizitätsmodul des Gebirges in der aufgelockerten Zone gegenüber dem intakten (ungerissenen) Gebirge abgemindert werden.

Für die Berechnung wird zudem ein Initialspalt zwischen dem Hinterfüllbeton und der Stahlpanzerung angenommen, welche allfällige plastische, nicht reversible Deformationen bei der Erstbelastung sowie die Abkühlung der Stahlpanzerung durch das Triebwasser berücksichtigt. Mit einem Temperaturexpansionskoeffizient für Stahl von $1.25 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ und einer Abkühlung von 20°C ergibt sich beispielsweise ein Initialspalt von $\Delta r/r_S = 0.25 \text{ ‰}$.

Die Radialverschiebung u_F der Felslaibung und des Hinterfüllbetons unter Berücksichtigung dieses Initialspaltes beträgt [12, 19]:

$$u_F = p_F r_s \left[\frac{1 - \nu_B^2}{E_B} \ln \frac{r_F}{r_s} + \frac{1 - \nu_F^2}{E_F} \ln \frac{r_R}{r_F} + \frac{1 + \nu_F}{E_F} \right] + \Delta r = u_{tot} + \Delta r \quad (2)$$

In the case of pressure shafts with relatively shallow rock overburden, thick-walled steel linings are usually inevitable on account of the high internal pressures (Fig. 4). However, a minimal overburden must be assured to profit from the full participation of the rock when dimensioning the steel lining. Nowadays, tunnel boring machines are applied in steeply inclined shafts even given relatively poor rock conditions. In this connection, securing the rock takes place protected by a shield with precast segmental rings. Then the steel lining is assembled and the intermediate gap between it and the temporary support backfilled with concrete. In case that the pressure shafts have high overburden, as is usually the case with vertical shafts, as already suggested a steel lining can be discarded in favour of a simple concrete lining.

4 Design of tight linings such as steel linings of pressure shafts

4.1 Superordinated design criteria for steel linings

Two superordinated dimensioning criteria must be considered for conceiving and dimensioning new steel lined pressure shafts [5, 12, 13, 19]:

1. serviceability of the lining
2. bearing capacity of the lining – rock bearing system

The first criterion is needed to ascertain whether the working stresses in the steel lining possess sufficient safety for all operation conditions vis-à-vis yield or tensile strength of the steel taking account of a certain rock participation. Furthermore, the lining's stability must be assured for external water pressure when the pressure shaft is being emptied (section 4.4).

The second criterion is aimed at checking whether the rock can bear the transferred load without excessive plastic deformations. In this connection, there is a direct link between the rock bearing capacity and the rock overburden for the pressure shaft (section 4.5).

The serviceability of the lining should be checked by 3 sub-criteria:

1. limiting the working stress in the steel (section 4.2)
2. restricting the local steel elongation (bridging cracks in the backfilling concrete) (section 4.3)
3. stability under external water pressure (section 4.4)

The design criteria are explained in detail in the following.

4.2 Limiting the working stress in the steel

Given sufficient overburden, the rock is able to bear the full load transferred from the steel lining. The load distribution is then calculated from the compatibility of the radial displacement of the steel lining with that of the external bearing system backfill concrete – rock taking into account the equilibrium condition [13, 19]:

$$p_S + p_F = p_{i \max} \quad (1)$$

wobei

- p_F = Lastanteil des Gebirges
- E_B = Elastizitätsmodul von Beton
- E_F = Elastizitätsmodul bzw. Verformungsmodul des Gebirges
- ν_B = Querdehnungszahl von Beton
- ν_F = Querdehnungszahl des Gebirges
- r_S = Aussenradius der Stahlpanzerung
- r_F = Innenradius der gerissenen Felszone bzw. Aussenradius des Hinterfüllbetons (= Ausbruchradius)
- r_R = Aussenradius der gerissenen Felszone
- u_{tot} = totale Radialverschiebung Hinterfüllbeton – Gebirge
- Δr = Initialspalt zwischen Stahlpanzerung und Hinterfüllbeton

Der erste Summand im Klammerausdruck der Gleichung (2) entspricht der Radialdeformation des gerissenen Hinterfüllbetons; der zweite Summand derjenigen der gerissenen Felszone und der dritte der Radialdeformation des ungerissenen, intakten Gebirges.

Unter der Annahme eines dünnwandigen Rohres berechnet sich andererseits die Radialverschiebung der Stahlpanzerung wie folgt:

$$u_s = \frac{p_s (r_s - t/2)^2}{E_s t} \quad (3)$$

wobei

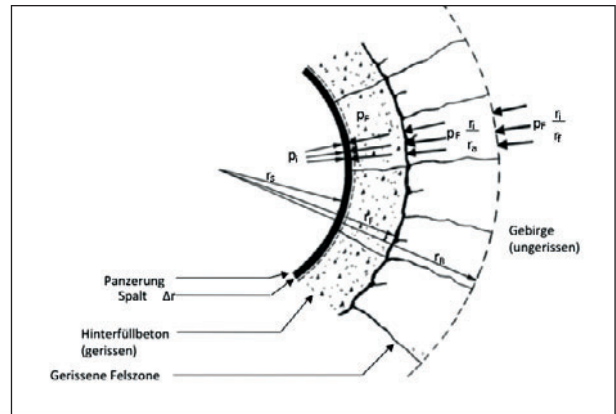
- p_s = Lastanteil der Stahlpanzerung (= $p_{i,max} - p_F$)
- $p_{i,max}$ = maximaler, dynamischer Innendruck (inkl. Druckstoss)
- E_s = Elastizitätsmodul von Stahl
- t = Blechdicke

Die Lastaufteilung zwischen Stahlpanzerung und dem aussenliegenden Tragsystem Hinterfüllbeton – Gebirge ergibt sich schlussendlich aus der Verträglichkeitsbedingung:

$$u = u_F = u_s \quad (4)$$

Bei der Berechnung der Vergleichsspannungen aus den Längs- und Tangentialspannungen in der Panzerung müssen zudem Temperatur- und Formeinflüsse (Krümmen, Unrundheiten etc.) sowie die behinderte Längsdehnung berücksichtigt werden. Bei geraden Rohren ohne Formeinflüsse wird die Vergleichsspannung jedoch geringer als die Tangentialspannung, da die Abkühlung der Panzerung durch das kalte Triebwasser und die behinderte Längsdehnung eine Zugspannung in der Längsrichtung verursacht, welche die Vergleichsspannung reduziert.

Für die maximal in der Panzerung auftretenden Stahlspannungen werden heute üblicherweise Sicherheitsfaktoren von $S = 1.8$ bis 2.0 gegenüber der gewährleisteten Mindeststreckgrenze angewendet. Bei älteren Druckschächten und bei ausländischen Ausführungen sind auch geringere Sicherheitsfaktoren bis 1.6 anzutreffen. Bei hochfesten Stählen



5 Radialsymmetrisches Berechnungsmodell für die Bemessung von Stahlpanzerungen
Radial symmetric computational model for dimensioning steel linings

with

- p_s = load share of the steel lining
- p_F = load share of the rock
- $p_{i,max}$ = maximum dynamic internal water pressure (including water hammer)

Temperature and form influences (out-of-roundnesses, a.s.o.) of the lining as well as non-elastic behaviour of the backfill concrete and the rock must also be taken into consideration. In addition, it has to be observed that the rock's participation may be restricted. This is the case if the natural rock stresses are no longer able to override the tensile stresses occurring in the rock due to load transferred by the lining. Existing fissures in the vicinity of the pressure shaft commence opening or new rock cracks form.

In the case of a radial-symmetrical system the following bearing system for calculating the load distribution between the lining and the rock can be considered consisting of 4 zones (Fig. 5):

1. lining
2. backfill concrete, which is assumed to crack under internal pressure
3. cracked rock zone
4. intact rock (homogeneous, isotropic)

As the backfill concrete usually only has an insignificant tensile strength, it will crack under the load transferred by the steel lining, i.e. it is only able to transmit compressive stresses to the rock. The same applies for the rock zone loosened in the vicinity of the shaft due to the excavation. This loosened rock zone amounts to 1 to 2 m for a conventional excavation, and roughly 0.5 to 1 m for a mechanised drive using a tunnel boring machine. If required the rock's elasticity module in the loosened zone can be diminished vis-à-vis the intact (undisturbed) rock.

An initial gap between the backfilling concrete and the steel lining is assumed for the calculation, which considers

wird eine rechnerische Mindeststreckgrenze verwendet, welche niemals grösser als 80 % der Mindest-Bruchspannung angenommen werden sollte. Falls der Lastanteil des Gebirges gleichzeitig unter 50 % begrenzt wird und die Panzerung eine Sicherheit von $S = 2.0$ gegenüber der Mindeststreckgrenze aufweist, ist die Panzerung selbst bei wegfallender Gebirgsmitwirkung gerade noch tragfähig. Diese Begrenzung des Gebirgsanteiles mag bei grossem Schadenpotenzial im Falle eines Bruches angebracht sein [19].

4.3 Begrenzung der lokalen Stahldehnung (Risseüberbrückung)

Bei relativ dünnwandigen Panzerungen aus hochwertigem Stahl muss zudem überprüft werden, ob diese die grösstmöglichen Risse im Hinterfüllbeton schadlos überbrücken können. Die lokale Stahldehnung bei der Überbrückung solcher Risse im Hinterfüllbeton bleibt solange tolerierbar, wie die Blechdicke mindestens das Zweifache der Rissweite beträgt [22]. Unter der Annahme, dass aus Symmetriegründen mindestens 2 Risse im Hinterfüllbeton entstehen müssen, ergibt sich folgende Bedingung für die minimale Blechdicke:

$$t > u_s 2\pi \quad (5)$$

wobei u_s der Radialverschiebung der Panzerung resp. des Hinterfüllbetons entspricht, welche sich in mindestens 2 Rissen manifestiert.

4.4 Stabilität bei Aussenwasserüberdruck

Die Beulsicherheit für die Panzerungsrohre des entleerten Druckschachtes ist bei möglichst wirklichkeitsgetreuer Erfassung des Beulproblems (glattes oder ausgesteiftes Rohr) unter der Annahme des jeweils ungünstigsten Aussendruckes zu ermitteln. Der maximal wirksame Aussendruck entlang eines Druckschachtes ergibt sich aus topographischen, hydrogeologischen und konstruktiven Bedingungen. Die Berechnung des kritischen Beuldruckes für vollwandige und ausgesteifte Panzerungen erfolgt normalerweise mit den Theorien von Amstutz [1, 2] oder Jacobsen [6]. Dabei wird in der Regel gemäss den Empfehlungen des C.E.C.T. [4] von einem Initialspalt zwischen Panzerung und Hinterfüllbeton im drucklosen Zustand von 0.7 % des Rohrradius r_s ausgegangen.

Falls der bei Entleerungen wirksame Aussenwasserdruck konservativ angenommen wird, d.h. nahe dem durch die Topographie und Hydrogeologie begrenzten Maximalwert, genügen Beulsicherheiten von $S = 1.35$ bis 1.50. Zu beachten ist, dass sich allenfalls im Spalt zwischen Panzerung und Hinterfüllbeton ein Aussenwasserdruck aufbauen kann, welcher dem Wasserspiegel im Wasserschloss respektive Stausee entspricht, falls der Druckstollen oberhalb des Druckschachtes nicht gleichzeitig mit diesem entleert wird. Für diesen physikalisch maximal möglichen Aussenwasserdruck genügen allenfalls Beulsicherheiten von $S = 1.15$.

Traditionell wird die Stabilität der Panzerung bei Aussenwasserdruck durch eine ausreichende Blechdicke oder mit einer

possible plastic, non-reversible deformations, as well as cooling of the steel lining due to the filling water. With a temperature expansion coefficient for steel of $1.25 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ and cooling of 20°C this results in an initial gap of $\Delta r/r_s = 0.25$ %.

The radial displacement u_F for the rock wall and the backfilling concrete taking this initial gap into consideration amounts to [12, 19]:

$$u_F = p_F r_s \left[\frac{1 - \nu_B^2}{E_B} \ln \frac{r_F}{r_s} + \frac{1 - \nu_F^2}{E_F} \ln \frac{r_R}{r_F} + \frac{1 + \nu_F}{E_F} \right] + \Delta r = u_{tot} + \Delta r \quad (2)$$

with

- p_F = load share of the rock
- E_B = elasticity module of concrete
- E_F = elasticity module/deformation module of the rock
- ν_B = Poisson's ratio for concrete
- ν_F = Poisson's ratio for the rock
- r_s = outer radius of the steel lining
- r_F = inner radius of the disturbed rock zone/ outer radius of the backfilling concrete (= excavated radius)
- r_R = outer radius of the disturbed rock zone
- u_{tot} = total radial displacement of backfill concrete – rock
- Δr = initial gap between steel lining and backfill concrete

The first summand in brackets of equation (2) corresponds to the radial deformation of the cracked backfill concrete; the second summand that of the disturbed rock zone and the third the radial deformation of the undisturbed, intact rock.

Assuming a thin-walled pipe, the radial displacement of the steel lining is calculated as follows:

$$u_s = \frac{p_s (r_s - t/2)^2}{E_s t} \quad (3)$$

with

- p_s = load share of the steel lining (= $p_{i\max} - p_F$)
- $p_{i\max}$ = maximal, dynamic internal pressure (including water hammer)
- E_s = elasticity module of steel
- t = plate thickness

The load distribution between the steel lining and the external bearing system backfill concrete – rock is obtained finally from the compatibility condition:

$$u = u_F = u_s \quad (4)$$

When calculating the effective stresses from the longitudinal and tangential stresses in the lining, temperature and form influences (bends, out-of-roundnesses, etc.) as well as the hindered longitudinal elongation must be considered. In the case of straight pipes without form influences, the effective stress however is less than the tangential stress

Versteifung gewährleistet. Bei den heute angestrebten tiefen Linienführungen erhöhen diese Massnahmen die Stahlgewichte und Baukosten einer Stahlpanzerung gegenüber den Innenwasserdruck-Anforderungen erheblich. Eine wirtschaftliche Lösung ist die Beulsicherung des Druckschachtes gegen Aussenwasserdruck mit Entlastungsventilen [20, 21]. Diese in der Panzerung in bestimmten Abständen angeordneten Einwegventile (Bild 6) öffnen sich bei der Entleerung des Druckschachtes, sobald sich in der Kontaktfuge zwischen Panzerung und Hinterfüllbeton ein Aussenwasserdruck aufbaut. Diese Ventile verhindern so unzulässigen Druckaufbau hinter der Panzerung durch eine Drainage direkt in den Druckschacht beziehungsweise Druckstollen während Entleerungen. Die erste systematische Anwendung von Entlastungsventilen auf der ganzen Länge eines gepanzerten Hochdruckstollens erfolgte bei der Wasserkraftanlage North Fork Stanislaus River in Kalifornien [7, 20, 21]. Um die Anzahl und Anordnung der Entlastungsventile zu bemessen, wurde eine bereits erfolgreich in der Praxis eingesetzte Berechnungsmethode entwickelt [20, 21].

4.5 Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels

Mit diesem übergeordneten Kriterium ist die Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels zu überprüfen. Dabei muss kontrolliert werden, ob das Gebirge in der Lage ist, die von der Panzerung gemäss der Verträglichkeitsbedingung (4) übertragene Last (Kriterium Abschnitt 4.2) mit begrenzten plastischen Deformationen aufzunehmen.

Falls die von der Panzerung auf das Gebirge übertragene Last die natürlichen Gebirgsspannungen in Schachtnähe übersteigt, beginnen sich neue Felsrisse auszubilden oder bestehende Klüfte öffnen sich. Nach einer bestimmten Ausdehnung dieser gerissenen Zonen kann das Gebirge keine weitere Last mehr aufnehmen; es „fließt“ sozusagen. Somit ist die Grenze der mechanischen Gebirgsmitwirkung erreicht. Falls zudem gleichzeitig die Panzerung zu fließen beginnt, ist die Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Gebirge ausgeschöpft. Bei einer Stahlpanzerung unter Innendruck ist die Gebirgstragfähigkeit nicht, wie oft fälschlicherweise angenommen, von der Felsqualität abhängig, sondern wird nahezu ausschliesslich von den natürlichen Gebirgsspannungen bestimmt, welche ihrerseits stark von der Felsüberdeckung abhängen [12, 13].

Der Grenzwert der Gebirgsmitwirkung wird also direkt durch die natürlichen Gebirgsspannungen beeinflusst. Die minimal im Gebirge vorhandenen Gebirgsspannungen (Primärspannungen) in einer bestimmten Richtung (beziehungsweise die Seitendruckziffer) können beispielsweise in-situ mit sogenannten Hydraulic-Fracturing- oder Hydraulic-Jacking-Versuchen in Bohrlöchern ermittelt werden [15].

Bei bekannter Seitendruckziffer k_0 bzw. bei bekannten minimalen Primärspannungen kann der Grenzwert der Gebirgsmitwirkung, unter der Annahme einer Ausdehnung der gerissenen Felszone entsprechend dem dreifachen

as cooling of the lining by the cold feed water and the hindered longitudinal elongation (poisson effect) causes tensile stress in the longitudinal direction, which reduces the effective stress.

Today, normally safety factors from $S = 1.8$ to 2.0 are applied for the maximum steel stresses occurring in the lining compared to the guaranteed minimal elastic limit. In the case of older pressure shafts, lower safety factors amounting to as little as 1.6 have been used. For high-strength steels a computational minimal elastic limit is applied, which must never be accepted higher than 80% of the minimal yield strength. Should the load share for the rock at the same time be limited to less than 50% and the steel lining has a safety factor of $S = 2.0$ compared to the minimal elastic limit, the lining just possesses bearing capacity even without rock mass participation. This restriction of the rock participation may be applied given major damage potential in the case of a failure [19].

4.3 Restricting the local steel elongation (crack bridging)

In the case of relatively thin linings made of high-grade steel it must also be checked whether these can bridge the largest possible cracks in the backfill concrete without damage. The local steel elongation for bridging such cracks in the backfill concrete remains tolerable for as long as the steel thickness amounts to at least twice as much as the crack width [22]. Under the assumption that for reasons of symmetry at least 2 cracks must occur in the backfilling concrete, the following condition for the minimal steel thickness apply:

$$t > u_s 2\pi \quad (5)$$

with u_s corresponding to the radial displacement of the lining resp. the backfill concrete, which has manifested in at least 2 cracks.



6 Einwegdruckentlastungsventil im Druckschacht Belleplace der Kraftwerke Emosson
One-way relief valve in the Belleplace pressure shaft of the Emosson power plant
(Quelle/Source: Soudant, March/März 2010)

Ausbruchradius, nach folgender Gleichung abgeschätzt werden [15]:

$$\rho_{F \max} = 3 k_0 \rho_F g (D_v - 3 r_F) = 3 \sigma_{\min} \quad (6)$$

wobei

$\rho_{F \max}$ = Grenzwert der Gebirgsmitwirkung

k_0 = Seitendruckbeiwert (Verhältnis der minimalen zu den maximalen Primärspannungen im Gebirge = σ_h/σ_v resp. $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$)

ρ_F = Dichte von Fels

D_v = Minimale vertikale Felsüberlagerung von der Schachttachse

r_F = Innenradius der gerissenen Felszone bzw. Ausbruchradius

σ_{\min} = minimale Primärspannungen im Gebirge

Die durch die Panzerung auf das Gebirge übertragene Last muss von diesem mit einem Sicherheitsfaktor von $S = 2.0$ aufgenommen werden können. Dies kann mit einer ausreichenden Felsüberlagerung des Druckschachtes gewährleistet werden (Gleichung (6)).

5 Bemessung von durchlässigen Auskleidungen wie bewehrte Betonauskleidungen

5.1 Übergeordnete Bemessungskriterien

Ungepanzerter und nicht mit Kunststofffolien abgedichtete Auskleidungen sind grundsätzlich durchlässig. Selbst ungerissene Betonauskleidungen sind nicht absolut dicht. Bewehrte Betonauskleidungen werden unter Innendruck reißen. Die Aufgabe der Bewehrung ist es, die Risse so zu verteilen, dass die Rissweiten unter einem bestimmten Grenzwert bleiben. Bei durchlässigen Auskleidungen entsteht zwangsläufig eine Sickerströmung durch die Auskleidung ins Gebirge. Die entsprechenden Strömungskräfte beanspruchen sowohl Auskleidung wie Gebirge. Im Gegensatz zu einer absolut dichten Auskleidung wirkt also der Innenwasserdruck nicht nur als Flächenlast an deren Innenseite, sondern auch als hydraulische Massenkraft in Auskleidung und Fels. Diese Massenkraft infolge des hydraulischen Gradienten der Sickerströmung verursacht Deformationen, welche sich in Auskleidung und Fels vorwiegend durch eine Änderung der Riss- und Kluftweiten auswirkt. Dadurch ändert sich deren Durchlässigkeit, was wiederum die Sickerströmungskräfte selbst beeinflusst. Demzufolge beeinflussen sich der mechanische und hydraulische Zustand eines durchlässigen Triebwassersystems gegenseitig durch hydraulisch-mechanische Wechselwirkungen, wie in Bild 7 verdeutlicht. Um dieser physikalischen Besonderheit von durchlässigen Triebwasserleitungen ausreichend Rechnung zu tragen, ist bei der Ermittlung von Spannungen und Deformationen in Auskleidung und Fels Folgendes zu berücksichtigen [9, 10]:

- Strömungskräfte infolge Sickerströmung durch die Auskleidung in den Fels (oder umgekehrt) = Statik von porösen Medien

4.4 Stability under external water pressure

The buckling safety for the steel lining of the emptied pressure shaft is to be guaranteed by assuming the in each case most unfavourable external pressure for a certain buckling problem (smooth or stiffened steel liners), which is close to reality as possible. The maximum effective external pressure along the pressure shaft results from the topographical, hydrogeological and structural conditions. The critical buckling pressure for thick-walled and stiffened steel linings is usually calculated using the theories of Amstutz [1, 2] or Jacobsen [6]. Towards this end, generally an initial gap between the lining and the backfilling concrete in pressureless state of 0.7 ‰ of the pipe radius r_s is assumed in accordance with C.E.C.T. [4] recommendations.

Should the acting external water pressure when the steel liner is emptied be applied conservatively, i.e. close to the maximal value restricted by the topography and hydrogeology, buckling safeties of $S = 1.35$ to 1.50 may be sufficient. It must be noted that in maximum an external water pressure can build up in the gap between the lining and the backfilling concrete, corresponding to the water level in the surge tank or the reservoir, should the pressure tunnel above the pressure shaft not be emptied together with it simultaneously. Buckling safeties of $S = 1.15$ may be appropriate for such physical maximal possible external water pressure.

Traditionally, the lining's stability is ensured for external pressure thanks to an adequate plate thickness or a reinforcement by stiffeners. In the case of the deeper alignment strived for nowadays, these measures increase the steel weights and construction costs of a steel lining compared to the demands on the internal water pressure substantially. Securing the pressure shaft against external water pressure with relief valves to prevent buckling represents an economic alternative solution [20, 21]. Such one-way valves arranged in the lining certain distances apart (Fig. 6) open when the pressure shaft is being emptied as soon as external water pressure builds up in the gap between the steel lining and the backfill concrete. These valves thus prevent the impermissible building up of pressure behind the steel lining through drainage directly in the pressure shaft or pressure tunnel during emptying. The first systematic application of pressure relief valves over the entire length of a steel lined high-pressure tunnel took place at the North Fork Stanislaus River hydropower plant in California [7, 20, 21]. In order to determine the number and arrangement of the relief valves, a computational method was developed that has already been tried out successfully in practice [20, 21].

4.5 Bearing capacity of the bearing system lining – rock

The bearing capacity of the bearing system lining – rock must be verified by means of this superordinated criterion. In this connection, it has to be checked whether the rock is capable of bearing the load transferred by the steel lining (Criterion section 4.2) according to the compatibility condition (4) with restricted plastic deformations.

- Durchlässigkeitsänderungen infolge Auskleidungs- und Gebirgsdeformationen

Der Einfluss der Sickerströmung in Betonauskleidung und Fels auf die Bemessung von durchlässigen Druckstollen und Druckschächten ist beträchtlich und darf nicht vernachlässigt werden. Grundsätzlich müssen bei der Bemessung einer durchlässigen Auskleidung wie zum Beispiel einer bewehrten Betonauskleidung 2 Kriterien beachtet werden [11]:

1. Tragfähigkeit des Gebirges
2. Beschränkung der Wasserverluste und Reichweite der Sickerströmung (Gebrauchsfähigkeit)

Diese Kriterien lassen sich durch die Wahl einer geeigneten Linienführung sowie der Auskleidungsart beeinflussen.

5.2 Tragsicherheit des Gebirges

Die Tragsicherheit des Gebirges ist gewährleistet, solange der an der Aussenseite der Auskleidung wirkende Anteil des Innenwasserdruckes die minimalen Gebirgsspannungen nicht übersteigt. Werden diese überschritten, so entsteht der bereits im Abschnitt 3 erwähnte hydraulische Gebirgsbruch. Dieser ist dadurch gekennzeichnet, dass sich bestehende Felsklüfte weiträumig öffnen oder gar der Fels aufreißt. Man spricht dabei im englischen Sprachraum von „Hydraulic Jacking“ respektive von „Hydraulic Fracturing“. Die Wasserverluste nehmen schlagartig zu. Im Normalfall entspricht die vertikale Gebirgsspannung dem Überlagerungsdruck. Das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Gebirgsspannung wird durch den Seitendruckbeiwert bestimmt. Falls dieser kleiner als 1, wie üblich im Alpenraum, ist, entsteht der hydraulische Gebirgsbruch in vertikaler Richtung, wie in Bild 8 angedeutet. In Ausnahmefällen kann der Seitendruckbeiwert grösser als 1 sein, wie dies etwa in skandinavischen Gebirgen der Fall ist. Dann breitet sich der hydraulische Gebirgsbruch in horizontaler Richtung aus.

Die Tragsicherheit des Gebirges lässt sich durch Tiefenlage des Triebwassersystems beeinflussen. Dabei muss sowohl die horizontale wie auch vertikale Überdeckung so gewählt werden, dass die minimalen Gebirgsspannungen in Stollennähe mit genügender Sicherheit über dem Innenwasserdruck liegen. Dabei werden Sicherheitsfaktoren je nach Gegebenheiten von mindestens 1.20 bis 1.50 verlangt. Falls eine ausreichende Tiefenlage des Stollens aus topographischen Gründen nicht möglich ist, muss eine dichte Auskleidung gewählt werden, um den hydraulischen Gebirgsbruch auszuschliessen.

5.3 Beschränkung der Wasserverluste und Reichweite der Sickerströmung

Die Wasserverluste und Reichweite der Sickerströmung aus einem Triebwassersystem müssen aus folgenden Gründen beschränkt bleiben [11]:

- energiewirtschaftliche Einbussen infolge Wasserverlusten
- Gefahr von Erosion und Auswaschung von Kluffüllungen

Should the load transferred to the rock by the steel lining exceed the natural rock stresses in the vicinity of the shaft, new rock cracks start to form or existing fissures open. Once these cracked zones extend to a certain degree, the rock is no longer able of carrying further load; it “flows”, so to speak. In this way, the limit of the mechanical participation of the rock is achieved. Should furthermore the steel lining begin to yield, the bearing capacity of the bearing system lining – rock is exhausted. For a steel lining under internal pressure the rock bearing capacity is not, as is often wrongly assumed, directly dependent on the rock quality but is practically only governed by the natural rock stresses, which for their part are highly dependent on the rock overburden [12, 13].

The limit value for rock participation is thus directly influenced by the natural rock stresses. The minimal rock stresses present in the rock (primary stresses) in a certain direction (resp. the coefficient of lateral pressure) can be established in situ for instance in drill holes by means of hydraulic fracturing or hydraulic jacking tests [15].

Given a known coefficient of lateral pressure k_0 or minimal primary stresses, the limit value of the rock participation can be estimated by applying the following equation by assuming an extension of the cracked rock zone corresponding to the threefold excavated radius [15]:

$$p_{F \max} = 3k_0 \rho_F g (D_v - 3r_F) = 3\sigma_{\min} \quad (6)$$

with

$p_{F \max}$ = limit value of rock participation

k_0 = coefficient of lateral pressure (relationship of the minimal to the maximal primary stresses in the rock = σ_h/σ_v resp. $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$)

ρ_F = rock density

D_v = minimal vertical rock overburden at shaft axis

r_F = inner radius of the disturbed rock zone resp. excavated radius

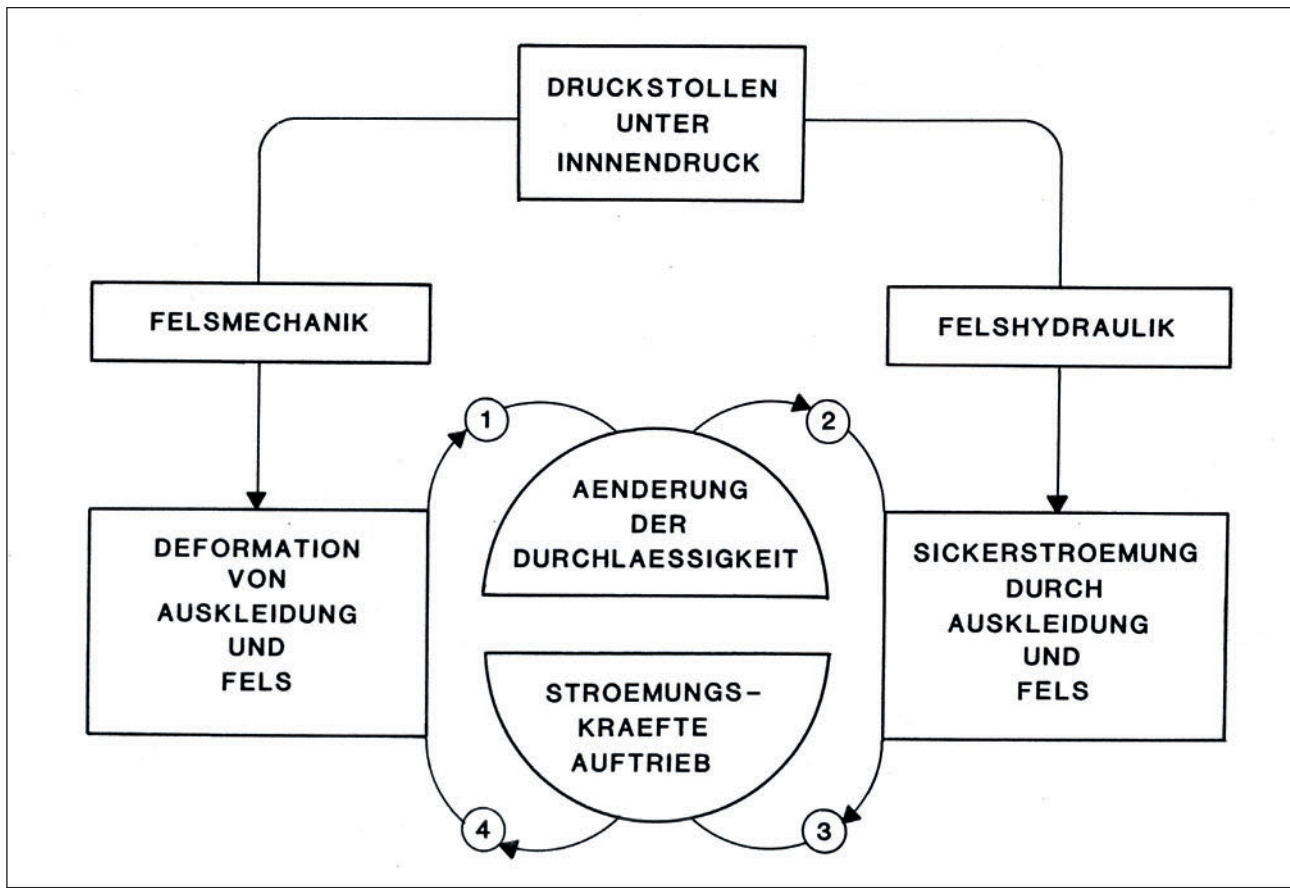
σ_{\min} = minimal primary stresses in the rock

The load transferred to the rock by the lining must be capable of being sustained by it with a safety factor of $S = 2.0$. This can be ensured thanks to sufficient rock overburden of the pressure shaft (Equation (6)).

5 Design of previous linings such as reinforced concrete linings

5.1 Governing design criteria

Tunnels and shafts that are not steel lined or not sealed with plastic membranes are essentially permeable. Even uncracked concrete linings are not absolutely tight. Reinforced concrete linings crack under internal pressure. The task of the reinforcement is to distribute the cracks in such a way that the crack widths remain below a certain limit value. A seepage flow through the lining into the rock inevitably results in the case of permeable linings. The corresponding



7 Wechselwirkung zwischen Deformationen und Sickerströmung in Auskleidung und Fels bei Druckstollen
Interaction between deformations and seepage flow in the lining and rock at pressure tunnels

- nachteilige Beeinflussung der hydrogeologischen Verhältnisse
- Rutschungen an Talflanken infolge Durchnässungen

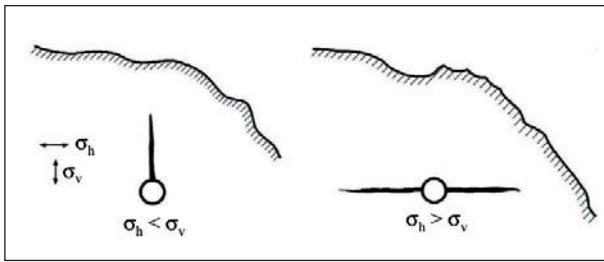
Aus rein energiewirtschaftlichen Gründen können Wasserverluste von 1 l/s pro km und bar Innenwasserdruck aus Erfahrungen im Alpenraum toleriert werden. In Ausnahmefällen sind selbst 10 l/s pro km und bar wirtschaftlicher als teure Abdichtungsmassnahmen. Allerdings darf keine Gefahr von Erosion und Auswaschungen von Kluffüllungen infolge hoher Gradienten in Stollennähe entstehen. Diese können allenfalls durch eine Beschränkung der Rissweiten in der Betonauskleidung mit einer entsprechenden Bewehrung verhindert werden. Eine genügende Überdeckung oder ausreichend dichte Auskleidung muss auch gewährleisten, dass die Reichweite der Sickerströmung aus dem Triebwassersystem die Felsoberfläche nicht erreichen kann. Sind nämlich relativ dichte Felsformationen oder Lockergesteinsschichten nahe der Oberfläche vorhanden, so kann sich unter ihnen infolge der Wasserverluste ein Überdruck aufbauen, welcher weiträumige Hangrutschungen auslösen kann.

Die Reichweite der Sickerströmung sowie die Wasserverluste können in einer ersten Schätzung mit der analytischen Methode von Bouvard [3] bestimmt werden. Dabei ist aber bei hohen Innenwasserdrücken zu berücksichtigen, dass sich die

seepage forces affect both the lining and rock. In contrast to an absolutely tight lining, the internal water pressure thus acts both as a uniformly distributed load at the inner side of the lining as well as a hydraulic body force in the lining and rock. This body force resulting from the hydraulic gradient of the seepage flow causes deformations, which exert an effect on the lining and rock mainly in the form of a change in the crack and fissure widths. This results in a change in their permeability, which in turn influences the seepage flow forces. Consequently, the mechanical and hydraulic states of a permeable waterway system mutually influence each other through hydraulic-mechanical interactions, as is shown in Fig. 7. In order to take this physical characteristic of permeable linings sufficiently into account, the following must be considered when determining stresses and deformations in lining and rock [9, 10]:

- forces caused by seepage flow through the lining into the rock (or vice versa) = statics of porous media
- changes in permeability due to lining and rock deformations

The influence of seepage flow in concrete lining and rock on the design of permeable pressure tunnels and pressure shafts is considerable and can not be neglected. Essentially 2 criteria must be observed when dimensioning a permeable lining as, for example, a reinforced concrete lining [11]:



8 Mögliche hydraulische Gebirgsbrucharten (schematisch) bei unverkleideten und durchlässigen Druckstollen
Possible hydraulic rock rupture types (schematic) for unlined and permeable pressure tunnels

Felsdurchlässigkeit in der Umgebung des Stollens infolge der unter Abschnitt 5.1 erwähnten mechanisch-hydraulischen Wechselwirkungen erhöht. Der Einbezug einer spannungsabhängigen Durchlässigkeit ergibt im Gegensatz zu konstant angenommenen Felsdurchlässigkeiten wesentlich grössere Reichweiten der Sickerströmung. Dabei zeigt sich, dass die mechanisch-hydraulischen Wechselwirkungen die Reichweite umso stärker vergrössern, je geringer der Gebirgsmodul und je geringer die ursprüngliche Durchlässigkeit ist. Dies lässt sich dadurch erklären, dass die Kluftweiten unter Innenwasserdruck im schlechten bzw. leicht deformierbaren Gebirge am stärksten öffnen. Besonders ausgeprägt kann die Durchlässigkeitsänderung auch im schwach geklüfteten Fels sein, da sich die Deformationen nur in wenigen Klüften manifestieren. Die Reichweite kann ohne Weiteres um einen Faktor 2 unterschätzt werden, wenn der Einfluss einer spannungsabhängigen Durchlässigkeit vernachlässigt wird.

Eine grosse Reichweite der Sickerströmung kann allenfalls auch den Gebirgswasserspiegel nachteilig beeinflussen, indem beispielsweise Quellen beeinträchtigt werden.

5.4 Bemessung von bewehrten Betonauskleidungen

Da eine bewehrte Betonauskleidung grundsätzlich durchlässig ist, müssen bei deren Bemessung für Innen- und Aussenwasserdruck der Einfluss der Sickerströmungskräfte und die hydraulisch-mechanischen Wechselwirkungen berücksichtigt werden. Dies kann mit den von Schleiss entwickelten Berechnungsmethoden erfolgen [16, 17].

In der bewehrten Betonauskleidung werden sich bei der Erstfüllung ab einem bestimmten Innendruck Erstrisse in der Auskleidung ausbilden. Deren Abstände werden entscheidend von der Wahl der Bewehrung beeinflusst. Dabei sind Bewehrungen mit kleinen Stabdurchmessern und engen Stababständen für die Risseverteilung sehr günstig (Bild 9). Bei hohen Innendrücker bildet sich unter Umständen noch ein Zweit- oder sogar ein Drittriss in der Auskleidung aus, welcher jeweils zwischen den vorgängigen Rissen zu liegen kommt. Diese Entstehungsgeschichte der Risse muss bei den Berechnungen von Spannungen im Stahl und Beton sowie der Rissweiten berücksichtigt werden [16, 17]. Bei der Bemessung der Bewehrung müssen folgende Kriterien berücksichtigt werden:

1. Bearing capacity of the rock
2. Restricting the water losses and reach of the seepage flow (serviceability)

These criteria can be influenced through selecting a suitable alignment as well as the type of the lining.

5.2 Rock bearing capacity

The rock bearing capacity is assured as long as the part of the internal water pressure acting on the outer side of the lining does not exceed the minimal natural rock stresses. Should these be exceeded, then hydraulic rock failure occurs referred to in section 3. This is characterised by existing rock fissures opening on a large scale or even the rock bursting asunder. In English-speaking countries the terms “hydraulic jacking” or “hydraulic fracturing” are used. Water losses increase substantially. Normally the vertical rock stress corresponds to the overburden pressure. The ratio of the horizontal to the vertical rock stress is governed by the coefficient of lateral pressure. Should this be lower than 1, as usually in the Alpine region, the hydraulic rock rupture in a vertical direction occurs as indicated in Fig. 8. Rarely the coefficient of lateral pressure can be larger than 1, as is the case in Scandinavian rocks. Then the hydraulic rock rupture spreads in a horizontal direction.

The bearing capacity of the rock can be influenced by the depth of the waterway system. Towards this end, the horizontal and vertical overburden must be chosen in such a manner that the minimal rock stresses in the vicinity of the tunnel exceed the internal water pressure with sufficient safety. In this connection, safety factors of at least 1.20 to 1.50 are required for according to circumstances. Should a sufficient depth for the tunnel not be possible for topographical reasons, a tight lining has to be selected in order to avoid hydraulic jacking.

5.3 Limiting water losses and reach of the seepage flow

The water losses and reach of the seepage flow from a waterway system must be restricted for the following reasons [11]:

- economic losses in terms of energy caused by water losses
- danger of erosion and washing out of joint fillings
- the hydrogeological conditions are negatively influenced
- slope instability on the valley flanks owing to uplift conditions

Water losses of 1 l/s per km and bar of internal water pressure can be tolerated based on findings in the Alpine region considering pure energy economic considerations. In cases of exception, as much as 10 l/s per km and bar can be more economic than expensive sealing measures. At the same time no danger resulting from erosion and washing out of joint filling due to high gradients in the vicinity of the tunnel can be accepted. These can, however, be prevented by limiting the crack widths in the concrete lining by means of a appropriate reinforcement. Sufficient overburden or an

1. Beschränkung der Stahlspannungen in der Bewehrung
2. Beschränkung der Rissweiten in der Betonauskleidung
3. Beschränkung der Wasserverluste

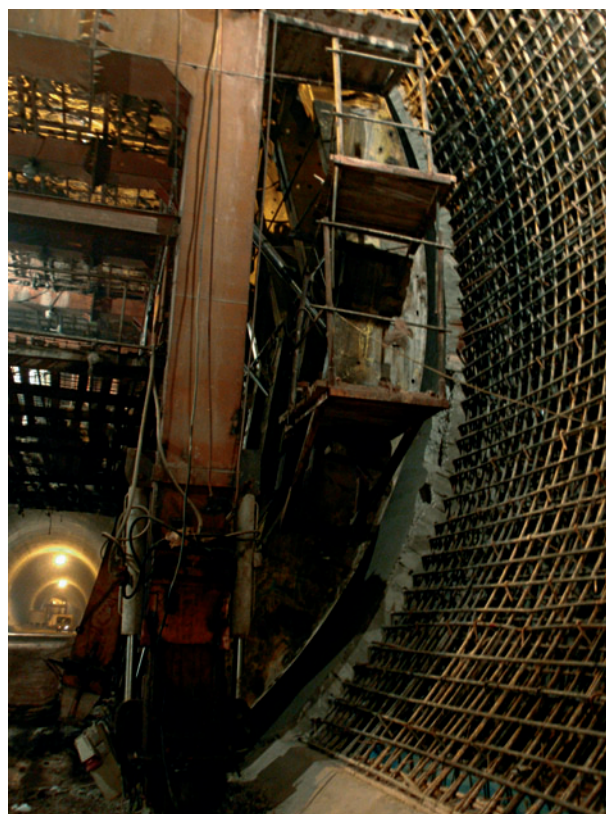
Diese Kriterien sind eng miteinander verknüpft. Oftmals kann die zulässige Stahlspannung nicht ausgenutzt werden, da das Kriterium 2 oder 3 massgebend wird. In diesen Fällen kann der Minimalbewehrungsgehalt gewählt werden, welcher aber mindestens der Zugfestigkeit des Betonquerschnittes entsprechen muss. Bei Betondicken ab 30 cm wird eine zweilagige Bewehrung empfohlen (Bild 10). Die Betonüberdeckung der Innenbewehrung sollte mindestens 7.5 cm betragen; die Aussenbewehrung sollte in einem Abstand von 10 cm von der Felsoberfläche zu liegen kommen.

Die Rissweiten müssen im Normalfall mindestens unter 0.3 mm beschränkt werden. Dies erlaubt, Auswaschungen und Erosionen von Kluffüllungen infolge der Sickerströmung in Stollennähe zu verhindern. Die Reichweite der Sickerströmung kann deutlich begrenzt werden, falls die Rissweiten unter 0.2 mm liegen. Sofern die Rissweiten unter 0.1 mm beschränkt werden, kann davon ausgegangen werden, dass die Auskleidung sich mit der Zeit nahezu vollständig im Betrieb durch Kolmatierung der Risse mit Feinsedimenten selbst abdichtet.

Während Entleerungen von Druckstollen und Schächten werden Betonauskleidungen durch einen Aussenwasserdruck belastet. Dessen tatsächlich wirksame Grösse wird stark vom Verhältnis der Auskleidungs- zur Felsdurchlässigkeit beeinflusst. Die oft verwendete Annahme, dass die Auskleidung vollständig dicht und somit der Aussendruck voll wirksam ist – also der Bergwasserspiegellhöhe entspricht –, führt zu einer sehr konservativen Bemessung der Auskleidungsdicke. Selbst sehr geringe Auskleidungsdurchlässigkeiten reduzieren den tatsächlich wirkenden Aussenwasserdruck schon erheblich, wie das Bemessungsverfahren nach Schleiss [16] zeigt. Mit Konsolidationsinjektionen kann der wirksame Aussenwasserdruck im durchlässigen Gebirge noch zusätzlich verringert werden. Aufgelockerte Zonen mit erhöhter Durchlässigkeit in Stollennähe hingegen bewirken eine grössere Belastung der Auskleidung. In solchen Fällen ist es besonders wichtig, die Auflockerungszone mit Injektionen abzudichten.

6 Problematik der Erstfüllung von Triebwassersystemen

Die Erstfüllung von durchlässigen Triebwassersystemen ist normalerweise als der meiskritische Belastungszustand zu betrachten. Da der Bergwasserspiegel während der Ausbrucharbeiten im Bereich der Hohlräume abgesenkt wurde, entstehen bei einer unvorsichtigen Erstfüllung sehr hohe Druckgradienten aus den betonverkleideten Druckschächten und Druckstollen, welche diejenigen beim normalen Betrieb bei Weitem übersteigen. Da Letztere für die Bemessung massgebend waren, müssen die Sickerströmungsgradienten



9 Bewehrte Betonauskleidung des Druckstollens (11.0 m Durchmesser) der Wasserkraftanlage Upper Gotvand im Iran. Sichtbar ist der Schalwagen sowie die zweilagige Bewehrung zur Rissverteilung in der 80 cm dicken Betonauskleidung
Reinforced concrete lining for the pressure tunnel (11.0 m diameter) of the Upper Gotvand hydropower plant in Iran. The formwork carriage can be seen as well as the twin-layer reinforcement to distribute the cracks in the 80 cm thick concrete lining
(Quelle/Source: Schleiss, Januar 2009)

adequately tight lining must also guarantee that the reach of seepage flow from the waterway system is unable to reach the rock surface. If relatively tight rock formations or layers of soft ground are close to the surface, overpressure or uplift can occur, which can trigger landslides on an extensive scale.

The reach of the seepage flow as well as the water losses can be ascertained in a first approach by applying Bouvard's analytical method [3]. In this connection, it must be considered, however, that given high internal water pressures the rock permeability in the vicinity of the tunnel increases owing to the mechanical-hydraulic interactions mentioned in section 5.1. The consideration of a stress-related permeability results in considerably larger ranges for the seepage flow compared to rock permeabilities assumed as constant. It has been revealed that the mechanical-hydraulic interactions increase the reach all the more, the less the rock module is and the less the original permeability is. This can be explained by the fact that the fissure widths under internal water pressure in poor or easily deformable rock open the most. The change in permeability can also be particularly perceptible in slightly fissured rock, as the deformations are only evident

während der Erstfüllung jederzeit darunter liegen. Um nicht Schäden oder gar ein Versagen (unkontrolliertes Reißen) der Betonauskleidung zu verursachen, müssen folgende Kriterien eingehalten werden [14]:

1. Füllgeschwindigkeit bzw. Druckanstieg
2. Anzahl und Grösse der Druckstufen
3. Dauer der Sättigungspausen zwischen den einzelnen Druckstufen

Ein detaillierter Beschrieb dieser Kriterien mit den Grenzwerten findet sich in Schleiss [14].

7 Schlussfolgerungen und Tendenzen

Bei hochbeanspruchten Druckstollen und Druckschächten, wie diese bei der Erweiterung von Speicherkraftwerken in der Schweiz mit Pumpspeicherwerken und durch Leistungserhöhungen vorkommen, sind tiefliegende Linienführungen der neuen Triebwassersysteme aus wirtschaftlichen und sicherheitstechnischen Gründen von grösster Bedeutung. Mit der Entwicklung des Raise-Boring-Verfahrens können heute Vertikalschächte bis gegen 800 m in einer einzigen Etappe ausgeführt werden. Dadurch ergeben sich bezüglich Felsüberdeckung optimale Linienführungen, bei welchen bei guten Felsverhältnissen auf eine Stahlpanzerung des Vertikalschachtes zugunsten einer Betonauskleidung verzichtet

in a few fissures. The reach of the seepage flow can easily be underestimated by a factor 2, should the influence of a stress-dependant permeability be neglected.

A large reach of the seepage flow can at best also influence the underground water level through affecting wells and sources.

5.4 Design of reinforced concrete linings

As a reinforced concrete lining essentially is permeable, the influence of the seepage flow forces and the hydraulic-mechanical interactions must be considered when dimensioning for internal and external water pressure. This can be undertaken by the analytical methods developed by Schleiss [16, 17].

Initial cracks develop in the reinforced concrete lining as from a certain internal pressure when filling is undertaken for the first time. The distance between them depends on the type of reinforcement. In this respect, reinforcements with small bar diameters and small bar spacing are extremely favourable for crack distribution (Fig. 9). In the case of high internal pressures, a second or even a third crack can perhaps develop in the lining, which in each case appear between the previous cracks. This history of how the cracks evolve must be considered when calculating stresses in steel and concrete [16, 17]. The following criteria must be taken into account when designing the reinforcement:



10 Zweilagige Bewehrung zur Risseverteilung in der 80 cm dicken Betonauskleidung des Druckstollens der Wasserkraftanlage Upper Gotvand im Iran. Sichtbar ist das für die Betonieretappe eingelegte Fugenband
Twin-layer reinforcement to distribute the cracks in the 80 cm thick concrete lining for the pressure tunnel of the Upper Gotvand hydro-power plant in Iran. The waterstop installed for the concreting stage is visible
(Quelle/Source: Schleiss, Januar 2009)

werden kann. Dies ist bei den stark angestiegenen Stahlpreisen von grösster Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit der Projekte.

Selbst bei klassischen Schrägschächten ist die vertikale Linienführung beziehungsweise die Felsüberdeckung von entscheidender Masse für das Restrisiko. Mit einer ausreichenden Felsüberdeckung lässt sich ein wesentlicher Anteil des Innenwasserdruckes an das Gebirge abgeben. Dies erlaubt auch, die Wanddicken der Stahlpanzerung in vernünftigen Grenzen zu halten, was sich erleichternd auf die Schweissbarkeit von hochfesten Stählen auswirkt. Sind als Folge eines Panzerungsbruchs katastrophale Schäden zu erwarten, muss die Felsüberdeckung so gross gewählt werden, dass ein hydraulischer Gebirgsbruch gerade noch verhindert wird.

Eine grosse Felsüberdeckung bedeutet allerdings, dass bei der Entleerung des Druckschachtes die Stahlpanzerung einem hohen Aussenwasserdruck ausgesetzt werden kann. Falls die Stabilität der Panzerung bei Aussenwasserdruck durch eine ausreichende Blechdicke oder Aussteifungen oder Verankerung gewährleistet wird, können sich die Stahlgewichte und Baukosten gegenüber den Innenwasserdruck-Anforderungen erheblich erhöhen. Eine sehr wirtschaftliche und erprobte Alternative ist die Beulsicherung der Panzerung gegen Aussenwasserdruck mit Einwegentlastungsventilen.

Das Auffahren von Triebwassersystemen mit Tunnelbohrmaschinen gibt bei guten Verhältnissen hydraulisch glatte Oberflächen. Bei Druckstollen mit Drücken bis zu 400 m, genügender Felsüberdeckung und guten Felsverhältnissen, welche nur lokale Ausbruchsicherungen benötigen, kann gänzlich auf eine Betonauskleidung verzichtet werden. Die Sohle sollte allerdings mit einem vorgefabrizierten Tübbing geschützt werden, welcher die Schutterung und Entwässerung während des Baus sowie die Begehbarkeit im Betrieb erleichtert.

Literatur/References

- [1] Amstutz E. (1969). Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen. Schweizerische Bauzeitung, 87(28): 3–11
- [2] Amstutz E. (1970). Buckling of pressure-shaft and tunnel linings. Water Power & Dam Construction, 22(11): 391–399
- [3] Bouvard, M. (1975). Les fuites des galeries en charge en terrain sec. Rôle du revêtement, des injections, du terrain, La Houille Blanche, No. 4, pp. 255–265
- [4] C.E.C.T. (1980): Recommendations for the design, manufacture and erection of steel penstocks of welded construction for hydro electric installations.
- [5] Hachem F.E., Schleiss A. J. (2009). The design of steel-lined pressure tunnels and shafts. Hydropower & Dams 16(3): 142–151

1. limiting the steel stresses in the reinforcement
2. limiting the crack widths in the concrete lining
3. limiting the water losses

These criteria are closely associated with one another. The permissible steel stress can often not be exploited, as criterion 2 or 3 is determining. In such cases, the minimal reinforcement content can be chosen which, however, must at least correspond with the tensile strength of the concrete cross-section. Given concrete thicknesses from 30 cm, a twin-layer reinforcement is recommended (Fig. 10). The concrete covering for the inner reinforcement should amount to at least 7.5 cm; the outer reinforcement should be located at a distance of 10 cm from the rock surface.

The crack widths must normally be limited to less than 0.3 mm. This permits the prevention of washing out and erosion of joint fillings due to seepage flows in the vicinity of the tunnel. The reach of the seepage flow can be substantially restricted if the crack widths amount to less than 0.2 mm. Should the crack widths be restricted to less than 0.1 mm, it can be assumed that the lining will seal itself in the course of time through colmatation of the cracks with fine sediments.

When pressure tunnels and shafts are being emptied, concrete linings are affected by external water pressure. Its effectively acting amount is greatly influenced by the relationship of the lining to the rock permeability. The frequently applied assumption that the lining is completely tight and in turn that the external pressure is completely effective – that is, corresponding to the groundwater level height – leads to extremely conservative dimensioning of the lining thickness. Even very slight lining permeabilities reduce the effectively acting external water pressure substantially, as the design method according to Schleiss indicates [16]. Thanks to consolidation grouting, the effective external water pressure can be reduced even further in permeable rock. Loosened zones with increased permeability in the vicinity of the tunnel on the other hand may produce a higher water pressure on the lining. In such cases it is especially important to seal the loosening zone by means of grouting.

6 Problem of first filling of waterway systems

Filling waterway systems for the first time is usually assessed as the most critical load case. As the groundwater level during the excavation work is lowered around the cavities, extremely high pressure gradients may occur from the concrete-lined pressure shafts and pressure tunnels during the first filling, which can far exceed those during normal operation. As these gradients were determining for dimensioning, the seepage flow gradients must be lower all the time when initial filling takes place. In order to avoid damage or even failure (uncontrolled cracking) of the concrete lining, the following criteria must be observed [14]:

- [6] Jacobsen S. (1990). Recommendations on the design of steel linings for penstocks. *Water Power & Dam Construction*, 42 (4): 44–47
- [7] Johannesson P, Schleiss A, Korbin G. (1988) Calaveras project high head pressure tunnel. *Water Power & Dam Construction* 40 (11): 43–48
- [8] Schleiss A. (1986). Neuzeitliche Ausbildung von Druckstollen. *wasser, energie, luft*, 78 (1/2): 17–24
- [9] Schleiss A. (1986). Design of previous pressure tunnels. *Water Power & Dam Construction*, 38(5): 21–26
- [10] Schleiss, A. (1987). Einfluss der Sickerströmung in Betonauskleidung und Fels auf die Bemessung von durchlässigen Druckstollen. *Österreichische Wasserwirtschaft*, 39 (1/2): 39–50
- [11] Schleiss A. (1988). Bemessungskriterien für betonverkleidete und unverkleidete Druckstollen. *Wasserwirtschaft*, 78 (3): 118–122
- [12] Schleiss, A. (1988). Design criteria applied for the lower pressure tunnel of the North Fork Stanislaus River Hydroelectric Project in California. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 21, 161–181
- [13] Schleiss, A. (1989). Analyse der Gebirgstragfähigkeit bei der Bemessung des Hochdruckstollen Collierville in Kalifornien. 38. Salzburger Kolloquium für Geomechanik, 73–80
- [14] Schleiss A. & P. Johannesson (1991): Erstfüllung von durchlässigen Druckstollen und Druckschächten. Proc. 7. Int. Kongress über Felsmechanik, Aachen, pp. 1345–1350
- [15] Schleiss A. (1992): Erforderliche Felsüberdeckung bei Druckstollen und Druckschächten. *wasser, energie, luft*, 84 (11/12), 321–324.
- [16] Schleiss A. (1997). Bemessung von Betonauskleidungen von Druckstollen und Druckschächten unter Aussenwasserdruck. *wasser, energie, luft*, 89 (7/8): 171–175
- [17] Schleiss A. (1997). Design of reinforced concrete linings of pressure tunnels and shafts. *Hydropower & Dams*. 4 3): 88–94
- [18] Schleiss A. (1997). Stollen und Schächte. *Schweizer Ingenieur und Architekt SI+A*, Nr. 51/52.
- [19] Schleiss, A. (2002). Berücksichtigung des Restrisikos bei der Konzeption und Bemessung von hochbeanspruchten Druckschächten. Int. Symposium Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), VAW-Mitteilung 175, 385–394
- [20] Schleiss A. (2007). Bemessung von Entlastungsventilen zur Beulsicherung von Druckschachtpanzerungen gegen Aussenwasserdruck. *Wasserwirtschaft*, 97 (1/2): 26–31
- [21] Schleiss, A. J. & Manso P. (2012). Design of pressure relief valves for protection of steel-lined pressure shafts and tunnels against buckling during emptying. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45 (1): 11–20
- [22] Seeber G., Danzl K. (1988). Zur Bemessung von Druckschachtpanzerungen auf Innendruckbelastung. *ÖIAZ*, 133 (4): 259–266

1. filling speed resp. increase in pressure
2. number and size of the pressure steps
3. duration of the saturation pause between the individual pressure stages

A detailed description of these criteria with the limit values can be found in Schleiss [14].

7 Conclusions and tendencies

Deep-lying alignments for new waterway systems are of the utmost importance for economic and safety technical reasons for highly-stressed pressure tunnels and pressure shafts such as the ones that occur at the extension of storage hydropower plants in Switzerland by pumped-storage plants and by enhancing the installed capacity of existing ones. Thanks to the development of the raise-boring method, nowadays vertical shafts of up to 800 m can be executed in a single stage. As a result, the outcome is an optimal alignment regarding rock overburden, for which there is no need to line the shaft with steel given good rock condition so that a simple concrete lining can be applied. This is of enormous significance for the project's economy in view of ever spiralling steel prices.

Even given classical inclined shafts, the vertical alignment resp. the rock overburden is of decisive importance for the residual risk. With sufficient rock overburden, a substantial portion of the internal water pressure can be transferred to the rock. This also permits the steel lining's wall thicknesses to be kept within reasonable limits, which facilitates the welding of high-strength steels. Should catastrophic damage be expected as the result of the steel lining failure, the rock overburden must be chosen high enough so that large-scale hydraulic jacking can still be prevented.

However, a major rock overburden signifies that the steel lining can be subjected to high external water pressure when the pressure shaft is emptied. If the stability of the lining in the case of external water pressure is assured by a sufficient plate thickness or stiffeners or anchorage, the steel weights and construction costs can rise considerably as compared with the requirements on the internal water pressure. An extremely economic, tried-and-tested alternative entails securing the steel lining against buckling through external water pressure with one-way relief check valves.

Driving waterway systems with tunnel boring machines provides hydraulically smooth surfaces in the case of good conditions. In the case of pressure tunnels with pressures of up to 400 m there is no need at all for a concrete lining given sufficient rock overburden and good rock conditions, which only require localised excavation supports. The invert must, however, be secured by a precast segment which facilitates mucking and drainage during construction, quite apart from accessibility during operation.