

Helmut Wannemacher, Amberg Engineering AG, Sargans/CH

Harald Krenn, Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H, Wien/A

Norbert Komma, STRABAG AG, Tunneling – Waterproofing, Wien/A

Michael Bauert, Amberg Engineering AG, Sargans/CH

Urs Grunicke, ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH, Salzburg/A

Fallstudie Niagara Tunnel Facility Project

Technische und wirtschaftliche Aspekte passiv vorgespannter Druckstollen

Das derzeit im Bau befindliche Niagara Tunnel Facility Project in der Provinz Ontario in Kanada ist eine Erweiterung des im 19. Jahrhundert erbauten Sir-Adam-Beck-Wasserkraftwerkes. Das Projekt umfasst den Bau eines Umleitungsstollens, der das bestehende Wasserkraftwerk mit zusätzlichen 500 m³ Wasser pro Sekunde speisen soll. Für die langfristige Stabilität der unbewehrten Betonschale wird die Schale nach dem Prinzip der passiven Vorspannung nach Seeber vorgespannt. Die betrieblichen Wasserdrücke erreichen am tiefsten Punkt des Tunnels knapp 13 bar. Die radiale Deformation infolge Vorspannung der Betonschale beschränkt sich auf wenige Millimeter. Um die geringen Verschiebungen der Schale messtechnisch überwachen zu können, musste eine innovative ausgeklügelte Vermessungsmethode entwickelt werden.

A Case Study of the Niagara Tunnel Facility Project

Technical and economical aspects of passive prestressed pressure tunnels

The Niagara Tunnel Facility Project in Ontario, Canada, is one of the most outstanding hydropower projects currently under construction. The pressure tunnel with a nominal internal diameter of 12.8 m is constructed with a final unreinforced concrete lining (minimum thickness 500 mm). The long-term stability of the lining is ensured by a passive prestressed concrete lining facing an operating pressure of up to 13 bar at the low point of the tunnel. The prestressing process is a rather delicate process in capturing the small strain rates of the lining in the various stages prior to watering-up. A sophisticated monitoring method had to be established to fulfill the measuring accuracy of a fifth of a millimetre.

1 Das Niagara Tunnel Facility Project

Das derzeit sich im Bau befindliche Niagara Tunnel Facility Project (NTFP) in Ontario, Kanada ist eine Erweiterung des im 19. Jahrhundert erstellten Sir-Adam-Beck-Wasserkraftwerkes. Das Projekt umfasst den Bau eines Umleitungsstollens, der das bestehende Wasserkraftwerk mit zusätzlichen 500 m³ Wasser pro Sekunde speisen soll. Der Innenausbau besteht aus einer unbewehrten Betonschale mit einer Schalenstärke von 600 mm [1].

Die langfristige Stabilität der gewählten unbewehrten Betonschale wird durch eine passive Vorspannung erreicht. Die betrieblichen Wasserdrücke erreichen am tiefsten Punkt des Tunnels bis zu 13 bar. Für die passive Vorspannung wird eine Zementsuspension in den Spalt zwischen Spritzbeton

1 The Niagara Tunnel Facility Project

The Niagara Tunnel Facility Project (NTFP) in the province of Ontario, Canada, is one of the most outstanding hydropower projects currently under construction. The pressure tunnel, with a nominal internal diameter of 12,800 mm, is being constructed with a final unreinforced concrete lining with a regular thickness of 600 mm and will provide a water flow of 500 m³/sec [1].

The long-term stability of an intentionally desired uncracked final lining is ensured by a passive prestressed concrete lining designed for an operating pressure of up to 13 bar, encountered at the low point of the tunnel. Upon installation of the final concrete lining, interface grout is injected at high pressure between the waterproofing system and the

Étude de cas: le projet de tunnel sous les chutes du Niagara

Aspects techniques et économiques des galeries en charge avec précontrainte passive

Le tunnel sous les chutes du Niagara, actuellement en construction dans la province de l'Ontario au Canada, est une extension de l'aménagement hydraulique construit au XIX^e siècle par Sir Adam Beck. Le projet comprend la construction d'une galerie de déviation qui doit alimenter la centrale hydroélectrique existante avec un débit de 500 m³/s supplémentaire. Pour la stabilité à long terme du revêtement en béton non armé, celui-ci sera précontraint suivant le principe de la précontrainte passive selon Seeber. Les pressions d'exploitation de l'eau atteignent près de 13 bars au point le plus profond du tunnel. La déformation radiale due à la précontrainte du revêtement en béton est limitée à quelques millimètres. Pour pouvoir surveiller par des mesures les faibles déplacements du revêtement, une méthode de mesure innovante très sophistiquée a dû être mise au point.

Studio del caso Niagara Tunnel Facility Project

Aspetti tecnici ed economici delle condotte forzate in cemento pre-compresso

Il Niagara Tunnel Facility Project, attualmente in costruzione nella provincia di Ontario in Canada, è un ampliamento della centrale idroelettrica Sir Adam Beck costruita nel 19° secolo. Il progetto comprende la costruzione di una galleria di deviazione, che dovrà alimentare la centrale idroelettrica esistente con altri 500 m³ di acqua al secondo. Per mantenere a lungo termine la stabilità del rivestimento in calcestruzzo non armato, il rivestimento viene pre-compresso secondo il principio di Seeber. La pressione dell'acqua nel punto più basso del tunnel raggiunge i 13 bar. La deformazione radiale in seguito alla compressione del rivestimento in calcestruzzo è limitata a pochi millimetri. Per poter monitorare i piccoli spostamenti del rivestimento, è stato necessario sviluppare un sofisticato metodo di misurazione innovativo.

und Folienabdichtung unter hohem Druck eingebracht. Bei der Injektion erfahren sowohl das Gebirge als auch das System Innenschale/Folienabdichtung eine Kompression.

Das notwendige Mass der Vorspannung der Innenschale hängt in erster Linie von der Schalenstärke sowie dem Steifigkeitsverhältnis von Beton und Gebirge ab. Allfällige Vorspannverluste durch Kriechen, Schwinden und Abkühlung bei Erstbefüllung müssen bereits vorgängig berücksichtigt werden. Der Abdichtungsträger garantiert eine vollkommene Wasserdichtigkeit des Druckstollens.

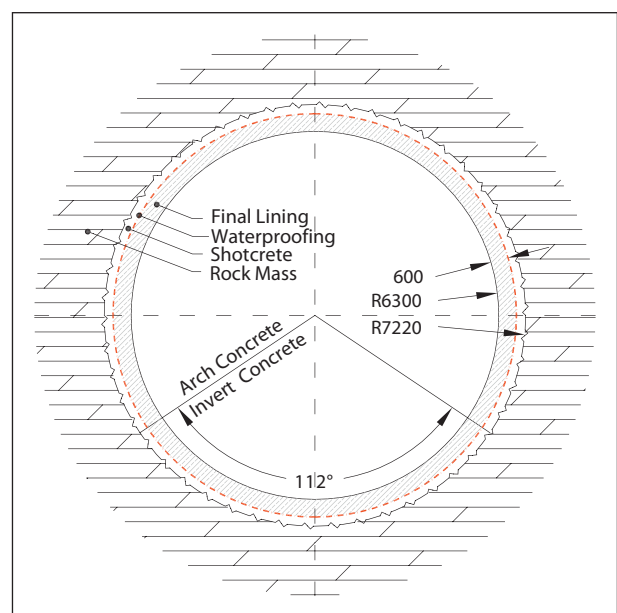
Die mathematische und grafische Methode zur Entwicklung der Vorspannung wurde von Seeber [2] in den 1960er Jahren entwickelt und wird im Hinblick auf das NTFP eingehend erläutert (Bild 1).

2 Projektbeschreibung

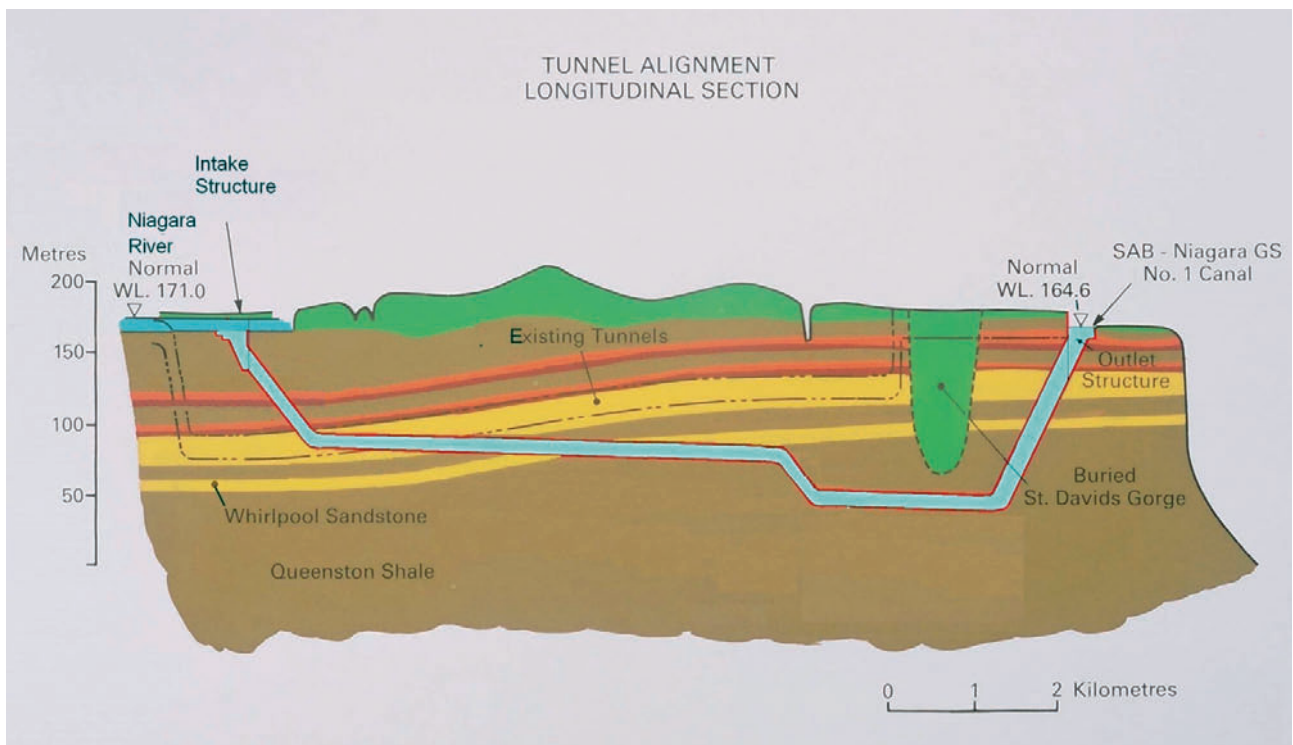
Das NTFP befindet sich im südlichen Teil des Niagara Escarpment. Der Druckstollen durchörtert die Lockport-Formation, die Clinton- und Cataract-Groups und die Upper-Queenston-Formation [3]. Ein vereinfachter Längenschnitt des Druckstollens ist in Bild 2 dargestellt. Die horizontale Schichtung ist charakteristisch für die geologischen Verhältnisse des Druckstollens (Bild 3). Das Gebirgsverhalten entlang des Druckstollens ist von sehr hohen horizontalen Primärspannungen gekennzeichnet ($K_0 = 4$ und höher). Das spannungsinduzierte Versagen der Schichtflächen in der Firste und Sohle führten zu lokalen Mehrausbruch während der Vortriebsarbeiten [3, 4].

temporary shotcrete lining. Both the final lining and the surrounding rock mass are compressed by the applied grouting pressure.

The deformation of the lining, which is necessary to withstand the operational water pressure, depends on the strength, deformability (stress-strain behaviour) and creep parameters of the concrete lining and the surrounding



1 Vereinfachtes Normalprofil des Druckstollens Niagara
Simplified cross-section of the NTFP



2 Vereinfachter geologischer Längenschnitt NTFP – Darstellung überhöht
Simplified and strongly distorted geological longitudinal section NTFP
(Quelle/Source: OPG)

Aufgrund der ungünstigen geologischen Verhältnisse musste der Unternehmer spezifische Methoden zur Aufrechterhaltung eines Vortriebs entwickeln. Für die Nachprofilierungsarbeiten waren umfassende Konsolidierungsinjektionen notwendig, um die gewünschten Eigenschaften des Gebirges für die Bettung der Innenschale wieder zu erlangen [4].

3 Entwicklung passiv vorgespannter Druckstollen

Druckstollenauskleidungen mit Beton stellen eine bevorzugte Auskleidungsvariante für Druckstollen und Schächte wegen ihrer günstigen Rauigkeitseigenschaften dar. Da Druckstollen öfters unter geologisch ungünstigen Bedingungen, bei zugleich höherem Innendruck, geplant und gebaut werden, sind optimierte Baumethoden nötig, um die Belastbarkeit des Bauwerks zu verbessern. Druckstollen mit passiver Vorspannung weisen bereits eine lange geschichtliche Tradition auf, beginnend mit der erfolgreichen Umsetzung des Catskill-Druckstollens in New York, die von White dokumentiert wurde [5]. Er unterstrich die Bedeutung der Kontaktinjektion mittels Zementinjektion für die langfristige Stabilität der Auskleidung.

Nachfolgend integrierte Kieser [6] die Theorie des dickwandigen Rohres und berücksichtigte eine Vorspannung der Auskleidung für Druckstollen. 1943 stellte er als Alternative zu stahlverkleideten Druckstollenauskleidungen die sogenannte Kernring-Auskleidung mit einer Anwendungsgrenze

ground, as well as the shrinkage of the concrete lining and strain losses due to the rapid temperature changes at the concrete surface during watering-up. The waterproofing membrane in place guarantees full tightness of the pressure tunnel and acts as a seepage barrier.

The mathematical and graphical method to model pre-stressing was established by Seeber [2] in the 1960s and is explained in further detail in the context of the Niagara Tunnel Facility Project (Fig. 1).



3 Gradueller Kontakt zwischen dem Queenston Tonstein und dem Thorold Sandstein [3]
Gradual contact between laminated Queenston Shale and Thorold Sandstone [3]

von Betriebsdrücken bis 10 atü = 11 bar vor. Lauffer, Seeber und Kaindl [7] beschreiben eine logische Weiterentwicklung der Kernring-Auskleidung nach Kieser für kreisrunde Betonschalen mit einem Injektionsverfahren mittels Manschettenrohren. Die Injektion mittels Manschettenrohren verhindert lokale Spannungsspitzen und erlaubt durch eine angestrebte flächige Injektionsausbreitung [8]. Die Methode basiert auf der vollständigen Verfüllung des Zwischenraums zwischen der Innen- und der Spritzbetonschale mittels eingebauter radialer und längslaufender Injektionsschläuche. Um die Penetration des Injektionsmaterials in diesen Absetzspalt zu erleichtern, wurden Trennmittel sowie Kunststoff-Membranen eingesetzt. Dadurch wird die Haftung der Innenschale am Spritzbeton/am Gebirge reduziert bzw. ganz vermieden. Dieser Entwicklungsschritt erlaubt eine vollständige und flächige Verfüllung des Absetzspaltes.

Der erste erfolgreiche Einsatz des Spaltinjektionsverfahrens der TIWAG findet bei der Planung des Kaunertal-Kraftwerks in Österreich Erwähnung [9]. Über mehr als 2 Jahrzehnte hinweg wurde das System mit Erfolg beim Bau zahlreicher Druckstollen weltweit eingesetzt. Dennoch beschränkt sich die Umsetzung und Erfahrung bei realisierten Projekten auf übliche Durchmesser von $d_o \approx 5.5$ m.

Alle genannten Projekte [8, 10 bis 15] weisen eine relativ dicke Schale im Vergleich zur Ringzugkraft auf.

Das NTFP zeichnet sich im Gegensatz zu den genannten Projekten durch eine, im Verhältnis zum Aussendurchmesser, relativ dünne Schale aus. Bild 4 zeigt das Verhältnis zwischen der Ringzugkraft [2] und dem Schlankheitsgrad der Schale im Vergleich zu ähnlichen Projekten. Der Schlankheitsgrad des NTFP liegt bei 10.5 – damit ist er verglichen mit den genannten Projekten aussergewöhnlich hoch. Dieser Sachstand erklärt damit auch den hohen Aufwand zur Dokumentation und Steuerung der Vorspannarbeit. Die Ringzugkraft (Z) und der Schlankheitsgrad (SR) sind in Gleichung 1 und 2 dargestellt.

$$Z = p_i \cdot \bar{r} \quad (1)$$

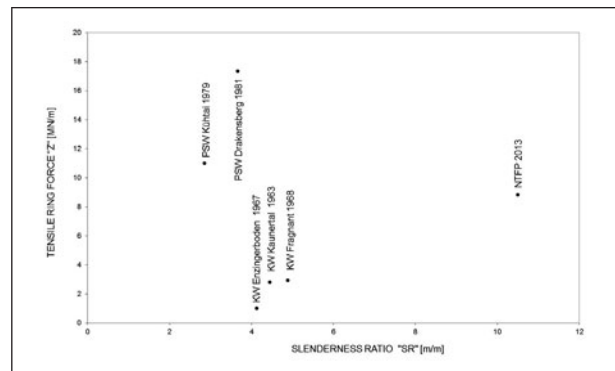
$$SR = \bar{r} / d \quad (2)$$

Wobei p_i den Innenwasserdruck [bar], \bar{r} den mittleren Radius der Auskleidung [m] und d die Schalendicke bezeichnen [m].

4 Planungsansätze

4.1 Konstruktive Aspekte der passiv vorgespannten Betonauskleidung

Der Tonstein des NTFP weist ein hohes Quellpotenzial auf [16]. Dieser Sachstand erfordert eine wasserdichte Auskleidung, um ein allfälliges Quellen des Tonsteins zu verhindern. Die Betonauskleidung selbst gewährleistet keine absolute Dichtheit der Auskleidung, sodass zusätzlich eine Folie zur Anwendung kam.



4 Darstellung der Ringzugkraft (Z) und der Schlankheitsverhältnisse (SR)
Correlation of Z and SR for passive prestressed tunnels

2 Pressure tunnel layout

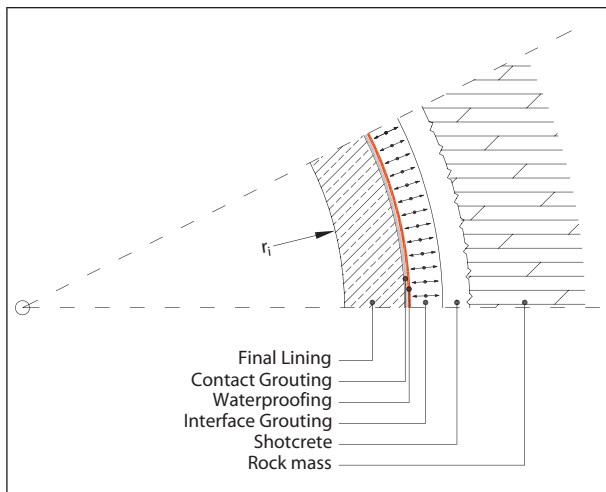
The NTFP is located in the southern part of the Niagara escarpment. The tunnel cuts through the Lockport Formation, the Clinton and Cataract Groups and the Upper Queenston Formation [3]. A simplified longitudinal section of the tunnel project is shown in Fig. 2. Horizontal bedding is the dominant structure along the tunnel alignment (Fig. 3). The rock mass behaviour along the tunnel is highly influenced by the high horizontal stress regime, with a stress ratio K_0 of ~ 4 and higher. Stress-induced failure, mainly along bedding planes in the crown and invert, resulted in extensive overbreak during tunnel excavation [3, 4].

The tunnelling conditions pushed the contractor far beyond standard tunnelling solutions. Reshaping works included extensive consolidation grouting to achieve the desired rock mass strength for the bedding of the final lining. Detailed information on the operation is given in [4].

3 Development of passive prestressed pressure tunnels

Concrete linings have been widely accepted in construction as hydraulic surfaces for water conduits and shafts as alternatives to unlined or steel-lined tunnels. As tunnels are constructed in more marginal and geologically adverse conditions, together with higher internal operating pressures, improved construction methods are necessary to enhance the structural capacity of the conduit lining. The design method of prestressed pressure tunnel linings has a long history. It started with the successful application of the Catskill pressure tunnel in New York, which has been documented by White [5]. He highlighted the importance of the contact grouting with cement-based grout mixes to obtain a long-term stability of the lining.

Subsequently, Kieser [6] considered the theory of the thick-walled cylinder and the prestressing of the lining for water conduits for design and construction. In 1943, he introduced



5 Darstellung des Schichtaufbaus mit Spaltinjektion
Schematic detail of final lining with interface grouting

Zur aktiven Vermeidung von Wasseraustritten wird der Druckstollen mit einer wasserdichten Folie ausgekleidet. Die wasserdichte Folie ist eine kostenwirksame Alternative für dichte Stollenauskleidungen bei begrenzten Innenwasserdrücken. Der Schichtaufbau der Auskleidung besteht aus der Spritzbetonaussenschale, einer wasserdichten Folie und einer Betonauskleidung, welche passiv vorgespannt wird, um einer Rissbildung im Zuge der Erstbefüllung entgegenzuwirken. Die passive Vorspannung wird mittels einer Hochdruckinjektion zwischen der wasserdichten Folie und der Spritzbetonschale realisiert. Sowohl die Betonauskleidung als auch das Gebirge erfahren im Zuge der Vorspannung eine tangentielle wie radiale Beanspruchung.

Zur Gewährleistung einer gleichmässigen Bettung der Folie an der Aussenseite der Betonauskleidung sowie zum Ausgleichen von Unregelmässigkeiten des Betons wird der Vorspanninjektion vorausgehend eine Niederdruckkontaktinjektion ausgeführt (Bild 5).

Die Abdichtung ist für die Spaltinjektion von äusserster Wichtigkeit, da ein direktes Eindringen des Injektionsguts in den Spalt durch die Trennung der Schichten gewährleistet wird. Die wasserdichte Folie besteht aus 3 Schichten eines modifizierten PE-VLD und 2 zusätzlichen PP-Vlies-Schichten, die durch Koextrusion zu einer einzigen Schicht zusammengeführt wurden. Mithilfe von elektrischen Hochspannungsmessungen können allfällige Fehlstellen oder Risse der Folie detektiert werden.

Die Suspension wird mittels Manschettenschläuchen injiziert. Die Schläuche sind an den Austrittsöffnungen mit einer Gummimanschette ummantelt und werden in regelmässigen Abständen entlang des Stollenumfanges verteilt installiert.

Hinsichtlich der Austeilung der Manschettenschläuche im Tunnelquerschnitt ist zwischen einem oberen und unteren

the so-called Kernring (core ring) lining as a substitute for steel-lined water tunnels, limited to operating pressures of 10 atü = 11 bar. Thereafter, Lauffer, Seeber and Kaindl [7] described a logical development of Kieser's "Kernring" lining for circular concrete linings and tube-a-manchette grouting systems. The tube-a-manchette helped to overcome one of the greatest drawbacks, borehole grouting, which resulted in highly variable lining prestressing and, furthermore, local stress spikes [8]. The method relies on a full penetration of the interface between the inner and the shotcrete lining by embedded circumferential and axial pipes. To facilitate overall penetration of this interface, debonding agents as well as synthetic membranes were used to minimise or avoid bonding of inner lining and shotcrete/rock mass. Due to this development, the injected grout could easily penetrate the interface.

The first successful application of the TIWAG Interface Grouting method (Spaltinjektionsverfahren) is mentioned in Kaunertal hydraulic scheme, in Austria [9]. Over 2 decades, the system had been successfully applied to many pressure tunnels around the world. Nevertheless, the experience of prestressing water tunnels is limited to tunnel diameters of $d_o \sim 5.5$ m. All the mentioned projects [8, 10 to 15] have a relatively thick lining in relation to the ring tensile force in common.

The NTFP is characterised by a relatively thin lining thickness proportional to the outer diameter. Figure 4 shows the relationship between the characteristic tensile ring force [2] and the slenderness ratio of the lining in regard to comparative structures. The slenderness ratio of NTFP is 10.5, which is extraordinarily high compared to the mentioned projects, requiring a higher accuracy for the overall prestressing work.

The tensile ring force (Z) and the slenderness ratio (SR) are defined in equations 1 and 2.

$$Z = p_i \cdot \bar{r} \quad (1)$$

$$SR = \bar{r} / d \quad (2)$$

where p_i is the internal water pressure [bar], \bar{r} is the average radius of the final lining [m] and d is the thickness of the final lining [m].

4 Design considerations

4.1 Design aspects for a passive prestressed concrete lining

The claystone at the NTFP shows a high swelling potential [16], which requires the construction of an impervious liner to prevent swelling. For this reason, a waterproof membrane is installed to prevent seepage through the concrete lining into the rock mass. The waterproofing membrane is a cost-effective alternative for low-pressure regimes. The sandwich construction type consists of a passive prestressed

Case Study Niagara Tunnel Facility Project •

Technical and economical aspects of passive prestressed pressure tunnels

Abschnitt zu unterscheiden. Der obere Abschnitt deckt mit einer Länge von 33 m die Firste, der untere Abschnitt mit einer Länge von 15 m die Sohle ab. Die Schläuche werden vor dem Einbau der wasserdichten Folie provisorisch mit einfachen Klemmen an der Spritzbetonschale befestigt.

Mittels speziell angefertigten Anschlüssen werden die Schläuche durch Folie und Betonschale an die Oberfläche der Innenschale geführt. An der Innenseite der Betonauskleidung kann die Injektionsleitung der Injektionspumpe direkt an ein Anschlussstück, welches an die Injektionsschläuche angeschweisst wird, angeschlossen werden (Bild 6).

Die gesamte Injektionsleitung besteht aus einem Schlauch mit Austrittsöffnungen, Gummimanschetten zur Abdeckung und speziell gefertigten Anschlussstücken für die Verbindung mit dem Pumpensystem. Das Injektionssystem muss hierbei dem maximalen Leitungsdruck für die Initialöffnung des Spaltes standhalten. Der Durchmesser muss einen steten Durchfluss für einen gleichmässigen Austritt bei allen Austrittsöffnungen der Leitung erlauben.

Änderungen des Schlauchdurchmessers, Knicke im Schlauch und dergleichen müssen auf ein Minimum reduziert werden, um einem Verstopfen der Injektionsleitung vorzubeugen. Es ist wichtig, dass das gesamte Leitungssystem problemlos gereinigt und für weitere Injektionsdurchgänge eingesetzt werden kann.

Erste Erfahrungen zeigen, dass Leitungslängen von mehr als 15 m sich negativ auf den Injektionsvorgang auswirken. Es empfiehlt sich daher für jedes Projekt eine Optimierung der Schlauchlängen auf die jeweiligen Rahmenbedingungen. Zusätzliche kurze Injektionsrohre an jedem Betonblock, welche auch die Folie durchdringen, würden eine primäre Verfüllung des Spalts mit hohen Injektionsmengen ermöglichen. Diese kurzen Rohre könnten zusätzlich auch beim Spaltinjektionsverfahren als Reserveleitung verwendet werden.

Es ist von grosser Wichtigkeit, dass Injektionsleitungen, die Gummimanschetten und Anschlussstücke für die unterschiedlichen Druckstufen des Injektionsvorgangs vorgängig getestet werden.

Der Öffnungs- oder Wiederöffnungsdruck der Gummimanschetten sowie der Druck zur abermaligen Penetration bereits verfüllter Injektionsabschnitte können den angestrebten Nennwert des Vorspanndrucks bei Weitem überschreiten und für kurze Zeit bis auf 150 bar ansteigen.

Durchschnittliche Aufreissdrücke liegen im Bereich von 80 bar. Das gesamte Verpresssystem, einschliesslich des Injektionspumpensystems und der Injektionsleitungen usw., muss so konzipiert werden, dass es diesen Aufreissdrücken standhält.



6 Abdichtungsfolie mit Injektionsanschlüssen während des Einbaus
Waterproofing membrane with grouting hoses during assembly

final concrete lining to avoid cracking during watering-up, a waterproofing membrane and a primary shotcrete lining.

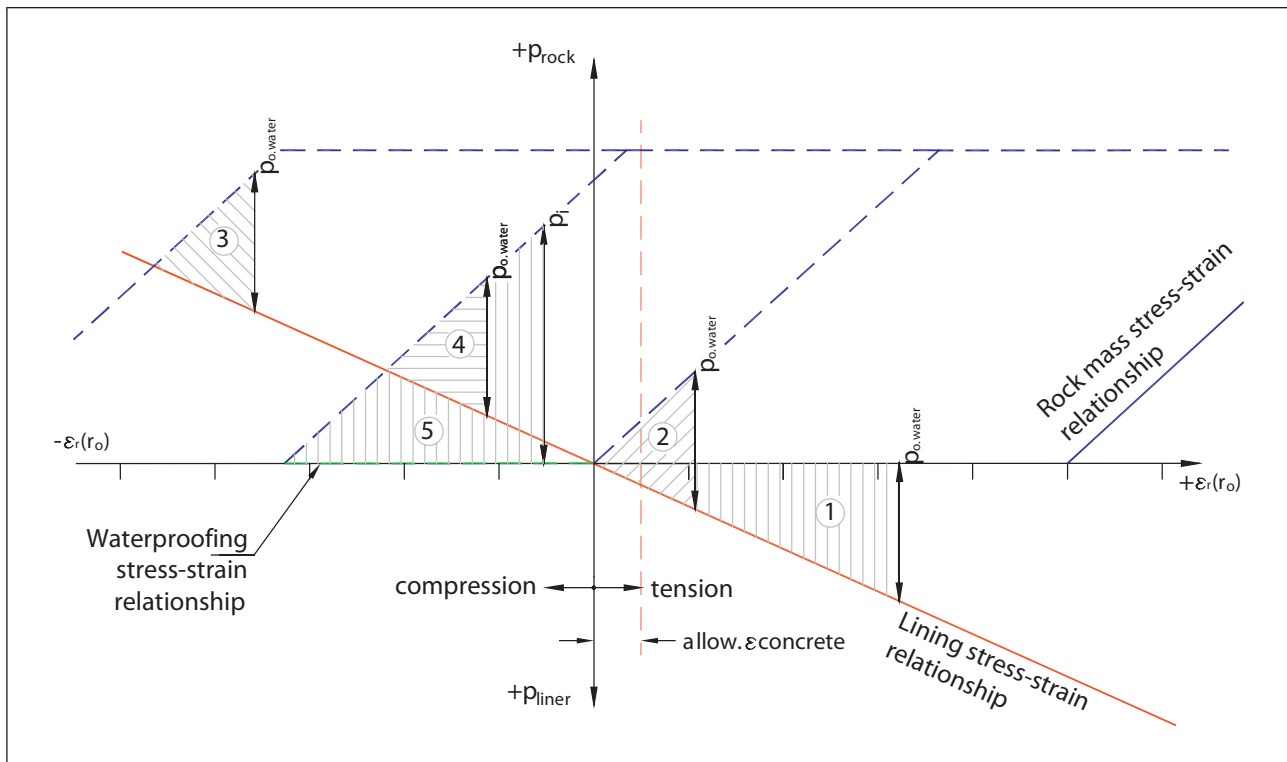
The passive prestressed lining is facilitated by the interface grouting between the waterproofing membrane and the temporary shotcrete lining with high pressure using cement-based suspension.

The interface grouting pressure introduces a tangential stress in the concrete lining and rock mass. To ensure a proper bedding of the waterproofing membrane on the outer surface of the concrete lining and to eliminate any anomalies of the concrete, contact grouting at low pressure is carried out prior to the prestressing works (Fig. 5).

The waterproofing is of high importance for the interface grouting since direct penetration of the grout is guaranteed by means of the separation of the layers. The waterproofing membrane consists of 3 layers of a modified VLD PE and 2 additional layers of PP fleece which are co-extruded to a single layer. High voltage measurements upon installation allow for the detection of any voids or defects of the membrane.

The suspension used for the prestressing of the NTFP is injected via manchette hoses. These hoses have rubber sleeves, like a tube-a-manchette, as covers and are located at regularly spaced intervals along the perimeter of the tunnel.

The tunnel section is divided into 2 parts for the layout of the hoses; the upper part covering the roof with an approximate length of 33 m and a lower part to cover the invert area with a length of approximately 15 m. The hoses are installed prior to the installation of the waterproofing membrane and are temporarily fixed to the shotcrete surface by simple clamps. Via specially developed prefabricated membrane sleeves, the hoses are connected through the membrane and concrete lining to the final concrete surface. At the concrete surface, a fitting is welded onto the grouting hoses to connect the grouting hoses to the grouting pumps (Fig. 6).



7 Darstellung der Phasen einer passiv vorgespannten Innenschale
 Operational stages of a prestressed concrete lining

4.2 Systembeschreibung für das NTFP

Aufgrund der Anpassung an die effektiven Innendrucke und aufgrund der Anpassung an örtliche geologische Überprofile weist die Innenschale des NTFP eine variable Schalendicke auf. Die durchschnittliche Schalendicke variiert zwischen 500 und 750 mm. Dies hat Einfluss auf das Vorspannverfahren, da die Schalendicke den erforderlichen Vorspanndruck und somit die Vorspanninjektion an sich beeinflusst.

Grundsätzlich können im Zuge der Vorspanninjektion 5 Phasen (Bild 7) unterschieden werden, welche exemplarisch mittels Seeber-Diagramm erläutert werden [2]. Für eine kurzfristige Betrachtung kann angenommen werden, dass der Innenwasserdruck zunächst nur im Tunnelinneren wirkt und der Innenwasserdruck anteilmässig vom Gebirge und der Innenschale getragen wird (Phase 1 bis Phase 4). Am Injektionsspalt stellt sich somit zunächst ein radialer Druck infolge Innenwasserdrucks ein ($p_{o,water}$). Während der Betriebsphase wird der Innenwasserdruck vollständig auf das Gebirge übertragen (Phase 5), da sich der Innenwasserdruck infolge von Undichtigkeiten des Betonrings allmählich auch im Injektionsspalt zwischen Innenschale und Membrane aufbaut.

Aufgrund des Schwindens und allfälliger Imperfektionen der Betonoberfläche entsteht ein Spalt zwischen der Folie und der Innenschale (Phase 1). Würde hier eine unmittelbare Erstbefüllung erfolgen, müsste der gesamte Druck $p_{o,water}$ von der Innenschale alleine aufgenommen werden. Die re-

The overall grouting hose system consists of a hose with the grouting holes, rubber sleeves, which cover the holes, and special fittings for the connection to the grouting pump system. It is important that the grouting hose system will be designed with a compliant diameter and material of the hoses to accommodate the grouting pressure, the rupture pressure prior to grouting, to achieve a continuous flow of grout at each hole in the grouting hose. Any changes of the diameter of the hoses, sharp corners, etc., need to be reduced to a minimum to prevent the grouting system from clogging up. It is necessary that the whole system can easily be cleaned and reused for iterative grouting steps.

First experiences with hoses longer than 15 m have shown disadvantages for grouting. More and shorter hoses would allow for a more targeted grouting process during the prestressing. Additional short tubes at each concrete block protruding through the waterproofing membrane would enable direct filling of the interface, in bays with high grout take. These short tubes could also be used as an additional back-up level for interface grouting.

It needs to be highlighted that grouting hoses, rubber sleeves and fittings need to be pressure tested for the various pressure stages during the grouting operation. The opening or re-opening pressure of the rubber sleeves, the crack pressure to penetrate grouted sections, may exceed the prestressing pressure which can be as high as 150 bar for a fraction of time. Routine rupture pressures of up to 80 bar

sultierende Dehnung würde die zulässige Betondehnung ($\text{allow.}\varepsilon_{\text{concrete}}$) überschreiten und zu einer Rissbildung der Innenschale führen.

Zur Verbesserung der Bettung der Innenschale wird daher vorgängig eine Kontaktinjektion ausgeführt, um den Absatzspalt zu füllen (Phase 2). Die Kontaktinjektion erzeugt eine Koppelung zwischen dem Betonring und dem Gebirge, sodass das Gebirge den Druck $p_{o,\text{water}}$ entsprechend seiner Steifigkeit bereits aufnehmen kann. Trotzdem würde die resultierende Verformung der Schale zu einer irreversiblen Rissbildung in der Innenschale führen.

Erst die Vorspanninjektion gewährleistet eine langfristige zugriffsfreie Ausbildung der Innenschale (Phase 3). Die vorgespannte Innenschale erfährt in der Zeitspanne zwischen der Vorspanninjektion und der Erstbefüllung aufgrund des Kriech- und Schwindverhaltens sowie des Temperaturunterschiedes während der Erstbefüllung eine partielle Reduktion der Vorspannung (Phase 4). Die verbleibende langfristige Vorspannung muss derart bemessen sein, dass die Innenschale zum einen dauerhaft überdrückt bleibt und dass sich zum anderen die Schale langfristig nicht vom Gebirge löst.

Die wasserdichte Folie stellt im Vergleich zum Beton eine undurchlässige Barriere dar. Unter Berücksichtigung bautechnischer Unstetigkeiten der Innenschale (radiale Fugen zwischen Sohle und Gewölbe und Blockfugen) als auch einer gewissen Durchlässigkeit des Betongefüges selbst muss langfristig ein Durchsickern des Betriebswassers angenommen werden [17 bis 19]. Aufgrund des langfristigen Wasserdruckausgleiches zwischen Innen- und Aussenseite des Betonrings wirkt während der Betriebsphase der Innenwasserdruck unmittelbar auf die wasserdichte Folie. Der Innenwasserdruck wird direkt auf das Gebirge übertragen (Phase 5). In der Betriebsphase übernimmt das Gebirge den gesamten Innenwasserdruck p_r , während die Betonschale entlastet wird.

Die Verformungen und die Spannungen der Innenschale und des Gebirges für kreisrunde Druckstollen können auf Basis

are required in any case. The whole system, including the grouting equipment, the feeding hoses etc. need to be designed for these pressures.

4.2 System description for the NTFP

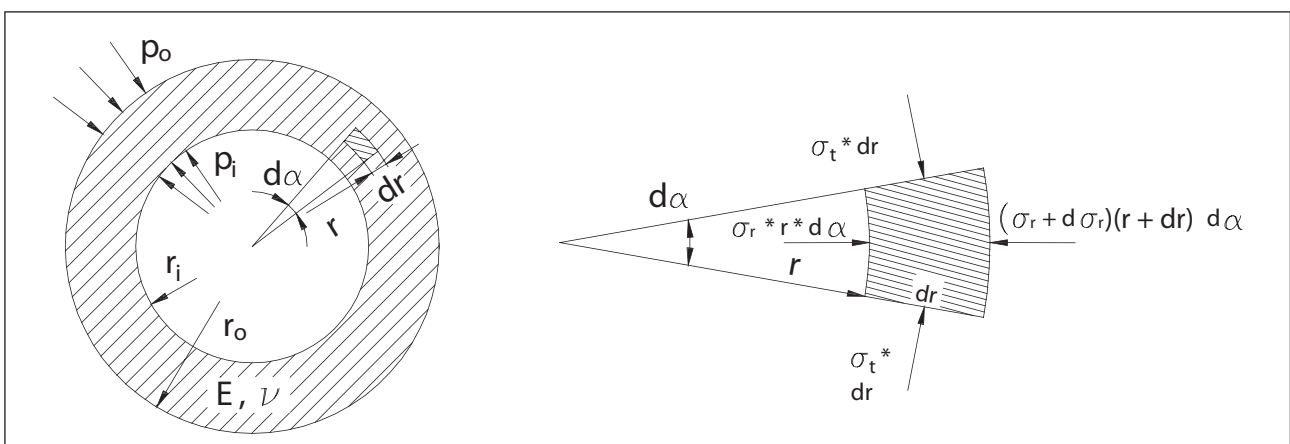
The internal diameter of NTFP changes due to the varying internal pressure along the alignment and required additional adoption to compensate large local overbreaks. The average lining thickness varies between 500 to 750 mm, which has a high influence on the pre-stressing operation, since thinner lining thicknesses result in a higher pre-stressing pressure compared to thicker lining sections.

Generally 5 distinct phases (Fig. 7) can be identified for the prestressing of pressure tunnels and are explained subsequently utilising the Seeber diagram [2]. For short-term perspectives, the internal water pressure related on the interface ($p_{o,\text{water}}$) is covered by the rock mass and the final lining (Phase 1 to Phase 4). During operation, the partial load of the internal water pressure related on the interface is fully transferred to the rock mass (Phase 5).

Due to shrinkage and imperfections at the outer side of the concrete lining, a gap between the waterproofing membrane and the final lining occurs (Phase 1). In this case, the full pressure $p_{o,\text{water}}$ must be covered by the final lining in case of direct watering-up. The induced strain would exceed the allowable strain of the concrete ($\text{allow.}\varepsilon_{\text{concrete}}$), leading to extensive cracking of the final lining.

To enhance the bedding conditions of the final lining, a contact grouting is carried out to close the initial gap (Phase 2). A structural coupling of the layers is hereby achieved, and the rock mass can now partially cover the pressure $p_{o,\text{water}}$ related to its stiffness. Nevertheless, the induced strain would still lead to a cracking of the final lining.

To guarantee an uncracked lining, prestressing is necessary (Phase 3). The time span between the prestressing and the watering-up leads to losses of the prestressing due



8 Gleichgewichtsbedingung eines Volumenelements für das dicke dickwandige Rohr
Equilibrium consideration of a volume element of the thick-walled cylinder

des dickwandigen Rohrs bestimmt werden. Die analytische Lösung berücksichtigt hierbei das Hooke'sche Gesetz, den ebenen Spannungszustand, und setzt ein elastisches isotropes Materialverhalten des Betons und des Gebirges voraus. Unter Voraussetzung einer begrenzten Durchlässigkeit des ungerissenen Betonrings kann für den unmittelbaren Zeitraum nach Erstbefüllung von einer kurzfristig wasserdichten Innenschale ausgegangen werden. Strömungskräfte, welche sich aufgrund des Druckgefälles in Abhängigkeit mit der Durchlässigkeit einstellen, werden für die nachfolgende Betrachtung vernachlässigt.

Bild 8 zeigt ein dickwandiges Rohr unter der äusseren Einwirkung p_o und der inneren Einwirkung p_i .

Die radialen Spannungen im Abstand zur Tunnelachse ergeben sich wie in Gleichung 3 dargestellt.

$$\sigma_r(r) = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 - r_o^2}{r^2} + p_o \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 - r_i^2}{r^2} \quad (3)$$

Die tangentialen Spannungen im Abstand zur Tunnelachse ergeben sich aus Gleichung 4,

$$\sigma_t(r) = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_o^2}{r^2} + p_o \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_i^2}{r^2} \quad (4)$$

wobei σ_r die radiale Spannung, σ_t die tangentiale Spannung, r_i den Innenradius, r_o den Aussenradius, p_o den äusseren Druck und r allgemein einen Radius, begrenzt durch r_i und r_o , bezeichnet.

Das radiale Spannungs-Dehnungsverhalten kann durch Gleichung 5 gelöst werden,

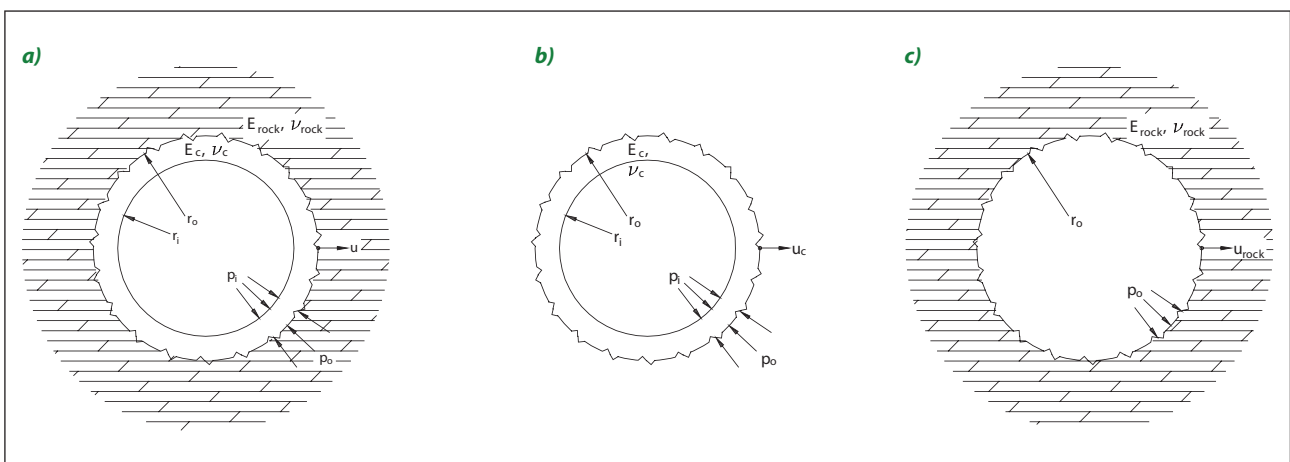
to shrinkage, creeping and temperature changes during watering-up (Phase 4). The long-term prestressing, considering all losses, shall guarantee a permanent compressional state of the final lining and constant contact between lining and rock.

The waterproofing membrane acts as an impermeable layer compared to the permeability of the concrete. Due to imperfections in the concrete lining (radial and axial construction joints) and the overall permeability of the concrete, seepage of the water through the liner must be considered over time [17 to 19]. Due to the seepage, the internal water pressure will directly act on the water-proofing membrane and the load is transferred to the rock mass (Phase 5). In this case, the bearing resistance of the rock mass covers the full internal water pressure p_i during operation, while the stresses in the concrete lining are relieved.

The deformations and stress states within the liner and the rock mass for circular pressure tunnels can be derived from the theory of the thick-walled cylinder. The analytical solution is based on Hooke's law and plane stress conditions, and considers an elastic isotropic behaviour of the concrete for the calculation. On the basis of the low permeability of the uncracked final lining, a water tightness of the cylinder can be postulated in an initial stage after commissioning. Seepage forces are not considered in the analytical design approach of Seeber [2].

Figure 8 shows a thick-walled cylinder, loaded by a pressure p_o from the outside and a pressure p_i from inside. The equilibrium of the acting radial and tangential forces in radial direction leads to the following equation 3 for the radial and tangential stress and radial strain.

The radial stress related to the distance from the centre of the tunnel is as follows in equation 3.



9 Vereinfachtes Berechnungsmodell, dickwandiges Rohr, unausgekleideter Tunnel
a) Querschnitt des vereinfachten Systems, b) dickwandiges Rohr (Innenschale), c) unausgekleideter Stollen (Gebirge)
Cross-section of the simplified system, thick-walled cylinder and unlined tunnel
a) cross-section of the simplified system, b) thick-walled cylinder (concrete lining), c) unlined tunnel (rock mass)

$$\varepsilon_r(r) = \frac{u(r)}{r} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_i^2 \cdot r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \left[p_i \cdot \left(\frac{r^2}{r_o^2} \cdot (1-2\nu) + 1 \right) - p_o \cdot \left(\frac{r^2}{r_i^2} \cdot (1-2\nu) + 1 \right) \right] \quad (5)$$

wobei ε_r die radiale Dehnung, u die radiale Verschiebung, ν die Poissonzahl und E den E-Modul bezeichnet.

5 Das analytisch-grafische Verfahren

Das analytisch-grafische Verfahren nach Seeber [2] stellt eine praktische Methode zur Bestimmung der Vorspannung der Innenschale, der Vorspannungsverluste in Abhängigkeit vom Spannungs-Dehnungs-Verhältnis zwischen Gebirge und Beton und des Innenwasserdrucks dar. Das Seeber-Diagramm setzt homogene und isotrope Materialeigenschaften voraus und ist auf die Betrachtung von 2 konzentrischen Ringen (Innenschale und Gebirge) limitiert (Bild 9).

Für genauere Analysen ohne Einschränkung auf isotrope Verhältnisse oder die Anzahl von Schichten sind Finite-Elemente-Methoden [20] oder hochwertigere analytische Ansätze [21, 22] erforderlich.

Die Spaltinjektion selbst wird wegen ihrer vernachlässigbaren und begrenzten Dicke bei der Modellbildung hier nicht berücksichtigt. Für die vereinfachte Betrachtung wird die Spaltinjektion als Kontaktdruck „ p_o “ zwischen der Innenschale und dem Gebirge berücksichtigt.

Bild 9a zeigt den Querschnitt des vereinfachten Berechnungsmodells. Gemäss dem analytisch-grafischen Verfahren nach Seeber [2] wird der Querschnitt in 2 Schichten unterteilt; dem dickwandigen Rohr (Bild 9b) mit den von innen (p_i) und aussen (p_o) gerichteten Spannungen, sowie dem Gebirge (Bild 9c) mit der Spannung p_o , welche auf das Gebirge wirkt.

Grundsätzlich stellt das Seeber-Diagramm das Spannungs-Dehnungsverhalten in der Kontaktfuge zwischen den Ringen Beton und Gebirge dar. Aufgrund dieser Prämisse müssen sämtliche Einwirkungen auf das System auf diese Kontaktfuge umgerechnet werden.

5.1 Bestimmung des Spannungs- und Dehnungsverhaltens des Gebirges und des Betons

Die Bestimmung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges gehört zu den herausforderndsten Fragestellungen der Geomechanik. Laut Seeber [23] ist eine realitätsnahe Bestimmung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges nur durch In-situ-Tests in Pilotstollen möglich. Die von Seeber entwickelten Radialpresse- [24] oder Lastplattenversuche [25] liefern eine zuverlässige Methode zur Bestimmung der tatsächlichen mechanischen Eigenschaften des Gebirges. Das Gebirge wird für die vereinfachte Betrachtung mit linear-elastischem und idealplastischem Verformungs-

$$\sigma_r(r) = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 - r_o^2}{r^2} + p_o \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 - r_i^2}{r^2} \quad (3)$$

The tangential stress related to the distance from the centre of the tunnel is as follows in equation 4

$$\sigma_t(r) = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_o^2}{r^2} + p_o \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_i^2}{r^2} \quad (4)$$

where σ_r is the radial stress, σ_t is the tangential stress, r_i is the internal radius, r_o is the outer radius, p_o is the external pressure and r is a radius within r_i and r_o .

The radial stress strain relationship can be found by the following equation 5

$$\varepsilon_r(r) = \frac{u(r)}{r} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_i^2 \cdot r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \left[p_i \cdot \left(\frac{r^2}{r_o^2} \cdot (1-2\nu) + 1 \right) - p_o \cdot \left(\frac{r^2}{r_i^2} \cdot (1-2\nu) + 1 \right) \right] \quad (5)$$

where ε_r is the radial strain, u is the radial displacement, ν is the Poisson's ratio and E is the modulus of elasticity.

5 The analytical-graphical design approach

The analytical-graphical solution of Seeber [2] provides a practical method to account for prestressing, losses of prestressing in relation to the rock mass and concrete stress-strain relationship and the internal water pressure. The Seeber diagram is based on, as mentioned, homogeneous, isotropic conditions and 2 concentric layers (lining and rock), as shown in Figure 9.

For more detailed analyses, without any limitation on isotropy or the number of rock strata, finite element solutions [20] or sophisticated analytical solutions [21, 22] must be considered.

The interface grouting is not considered as an individual layer for the modelling, due to overall negligible limited thickness developing. For the simplified design, the interface grouting layer shall be considered as a contact pressure “ p_o ” between final lining and the rock mass.

Figure 9a shows the cross-section of the simplified design approach. For the analytical-graphical design approach after Seeber [2], the cross-section is divided into 2 parts; the thick-walled cylinder (Fig. 9b) with stresses acting on the inside p_i and outside p_o and the rock mass (Fig. 9c) with a stress p_o acting on the surface of the rock mass.

The Seeber diagram is a stress-strain diagram, representing the stiffness of the concrete and the rock mass related to the interface between the lining and the rock mass. Due to this

verhalten angenommen. Der elastische Anteil des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges kann anhand der Theorie eines unendlich dickwandigen Rohres beschrieben werden. Zu diesem Zweck wird der äussere Radius r_o des Gebirges unendlich und der äussere Druck mit $p_o = 0$ angenommen (Bild 9c). Diese Annahme führt zu Gleichung 6 unter Berücksichtigung der mechanischen Parameter (E_{rock}, ν_{rock}) wie in Bild 9 dargestellt. Der erforderliche Gebirgs widerstand zur Begrenzung der hydraulischen Rissbildung wird von der minimalen Gebirgsspannung σ_3 begrenzt. Die Spannung p_o kann als Funktion der Radialdehnung (ε_r) am Spalt zwischen Innenschale und Gebirge bestimmt werden.

$$p_{rock}(\varepsilon_r) = \frac{E_{rock}}{1 + \nu_{rock}} \cdot \varepsilon_r \quad (6)$$

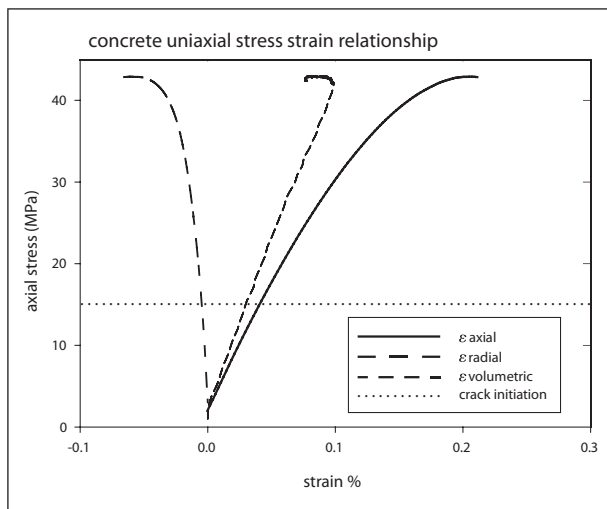
$p_{rock}(\varepsilon_r)$ bezeichnet das Spannungs-Dehnungsverhalten des Gebirges, E_{rock} den E-Modul des Gebirges, ν_{rock} die Poissonzahl des Gebirges und ε_r die radiale Dehnung des Gebirges.

Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons wird ebenso linear-elastisch angenommen. Gleichung 5 zeigt die allgemeine Lösung eines elastischen Spannungs-Dehnungsverhaltens für das dickwandige Rohr. Unter der Annahme dass $p_i = 0$ und $r = r_o$ kann der Druck p_o in der Kontaktfuge in Funktion der Radialdehnung (ε_r) berechnet werden.

$$p_{liner}(\varepsilon_r) = -\frac{E_c}{1 + \nu_c} \cdot \left[\frac{r_o^2 - r_i^2}{r_o^2 \cdot (1 - 2\nu_c) + r_i^2} \right] \cdot \varepsilon_r \quad (7)$$

wobei $p_{liner}(\varepsilon_r)$ die Spannung in Funktion der Dehnungen bezeichnet, E_c den E-Modul des Betons, ν_c die Poissonzahl des Betons und ε_r die radiale Dehnung des Betons.

Die Spaltinjektion mit dem Vorspanndruck p_{st} verursacht eine Druckspannung in der Innenschale und führt zu einer Zugbeanspruchung im Gebirge. Die Vorspannung der Betonschale wird mittels Parallelverschiebung der Arbeitslinie



10 Einaxialer Druckversuch einer Betonprobe der Auskleidung
Uniaxial compressive test of a concrete sample of the final lining

boundary condition, every acting pressure must be converted to this interface.

5.1 Determination of stress-strain relationship of rock mass and concrete

The determination of the rock mass stress-strain relationship is probably one of the most challenging fields in geomechanics. Seeber [23] concludes that the "exact" determination of the rock mass stress-strain relationship is only possible by in-situ testing in pilot tunnels. The radial press developed by Seeber [24] or load plate tests [25] provide a reliable method for determining the true mechanical properties of a rock mass. For the analyses, the rock mass behaviour is assumed as linearly elastic and ideally plastic. The elastic part of the rock mass stress-strain relationship can be expressed by the theory of an infinite thick-walled cylinder. The outer radius r_o of the rock mass is then infinite with an outside pressure p_o of zero in Fig. 9c. This assumption leads to equation 6 in respect to the mechanical parameters (E_{rock}, ν_{rock}), as shown in Fig. 9. The rock mass resistance to prevent hydro-fracturing is limited by the minimum principle stress σ_3 . The stress p_o can be expressed as a function of the radial strain (ε_r) at the interface between lining and rock mass as follows in equation 6.

$$p_{rock}(\varepsilon_r) = \frac{E_{rock}}{1 + \nu_{rock}} \cdot \varepsilon_r \quad (6)$$

where $p_{rock}(\varepsilon_r)$ is the stress-strain relationship of the rock mass, E_{rock} is the modulus of elasticity of rock mass, ν_{rock} is the Poisson's ratio of rock mass and ε_r is the radial strain.

The behaviour of the concrete stress-strain relationship is assumed linearly elastic. Equation 5 represents the general solution of an elastic stress-strain relationship of a thick-walled cylinder. Considering an internal pressure of $p_i = 0$ and the radius $r = r_o$, the pressure p_o at the interface can be expressed as a function of the radial strain (ε_r) as follows in equation 7

$$p_{liner}(\varepsilon_r) = -\frac{E_c}{1 + \nu_c} \cdot \left[\frac{r_o^2 - r_i^2}{r_o^2 \cdot (1 - 2\nu_c) + r_i^2} \right] \cdot \varepsilon_r \quad (7)$$

where $p_{liner}(\varepsilon_r)$ is the stress-strain relationship of the concrete lining, E_c is the modulus of elasticity of concrete, ν_c is the Poisson's ratio of concrete and ε_r is the radial strain.

The prestress pressure p_{st} will induce compression within the concrete lining and tension in the rock mass. To visualise the prestressing of the concrete lining in the Seeber diagram (Fig. 7), the rock mass stress-strain relationship can be moved to the intersection of the horizontal line p_{st} and the lining stress-strain relationship (Phase 3, Fig. 7).

5.2 Determination of strain and stresses within the concrete lining due to interface grouting

The short-term compressive strain of the concrete lining $\varepsilon_{c,st}$ (Fig. 7) due to prestressing at the outer radius r_o is shown in

des Gebirges zum Schnittpunkt der horizontalen Linie p_{st} mit der Arbeitslinie der Innenschale (Bild 7) im Seeber-Diagramm verbildlicht (Phase 3, Bild 7).

5.2 Bestimmung der Dehnungen und Spannungen der Innenschale infolge der Spaltinjektion

Die kurzfristige Dehnung der Betonschale $\varepsilon_{c,st}$ (Bild 7) als Folge der Vorspannung am äusseren Radius r_o kann mit der Gleichung 8, die Dehnung des Gebirges $\varepsilon_{rock,st}$ anhand der Gleichung 9 berechnet werden.

Die kurzfristige Dehnung der Innenschale kann gemäss Gleichung 8 berechnet werden,

$$\varepsilon_{c,st} = -\frac{1+\nu_c}{E_c} \cdot \left[\frac{r_o^2 \cdot (1-2\nu_c) + r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \right] \cdot p_{st} \quad (8)$$

wobei $\varepsilon_{c,st}$ die kurzfristige Dehnung der Innenschale und p_{st} den Injektionsdruck der Fuge bezeichnen.

Die kurzzeitige Dehnung des Gebirges kann mit Gleichung 9 bestimmt werden,

$$\varepsilon_{rock,st} = \frac{1+\nu_{rock}}{E_{rock}} \cdot p_{st} \quad (9)$$

wobei $\varepsilon_{rock,st}$ die kurzfristige Dehnung des Gebirges bezeichnet.

Die theoretische Spaltbreite zwischen der Betonschale und dem Gebirge ist als Summe der kurzfristigen Dehnungen des Gebirges und der Betonschale, multipliziert mit dem Radius r_o , ableitbar.

Die Spaltbreite des Injektionsspalt ist mit Gleichung 10 zu berechnen.

$$gap_{st} = (\varepsilon_{rock,st} + |\varepsilon_{c,st}|) \cdot r_o \quad (10)$$

Die tangentialen Spannungen und die Dehnung des äusseren Radius r_o sind etwas niedriger als die Spannungen und die Dehnung am inneren Radius r_i . Die berechnete kurzfristige tangentiale Druckbeanspruchung sollte aus diesem Grund die Bemessungsfestigkeit des Betons f_{cd} (Gleichung 11) nicht überschreiten.

$$\sigma_{c,st}(r) = \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_i^2}{r^2} \cdot p_{st} \quad \dots \text{für } r_i \leq r \leq r_o \quad (11)$$

Die Annahme eines linear-elastischen Verhaltens des Betons hat grundsätzlich nur für den unteren Ast der Arbeitslinie des Betons Gültigkeit. Solange der effektive Injektionsdruck in der entsprechenden Grössenordnung unterhalb der Mikrorissbildung im Beton verbleibt ([26], Bild 10), ist die vereinfachte Annahme eines linear-elastischen Verhaltens gerechtfertigt. Die Grenze zur Mikrorissbildung kann hierbei anhand der volumetrischen Dehnung definiert werden.

equation 8. The short-term tension strain of the rock mass $\varepsilon_{rock,st}$ can be derived from equation 9.

The short-term compressive strain in lining is as follows in equation 8

$$\varepsilon_{c,st} = -\frac{1+\nu_c}{E_c} \cdot \left[\frac{r_o^2 \cdot (1-2\nu_c) + r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \right] \cdot p_{st} \quad (8)$$

where $\varepsilon_{c,st}$ is the short-term compressive strain of the concrete lining and p_{st} is the short-term grouting pressure.

The short-term compressive strain in rock mass is as follows in equation 9

$$\varepsilon_{rock,st} = \frac{1+\nu_{rock}}{E_{rock}} \cdot p_{st} \quad (9)$$

where $\varepsilon_{rock,st}$ is the short-term compressive strain of the rock mass.

The theoretical gap width of the grout injected between the concrete lining and the rock mass is hereby given as the sum of the short-term strains of the rock mass and the concrete lining multiplied by the radius r_o .

The short-term gap/width (gap_{st}) is as follows in equation 10.

$$gap_{st} = (\varepsilon_{rock,st} + |\varepsilon_{c,st}|) \cdot r_o \quad (10)$$

The tangential stresses and the strain at the outer radius r_o are slightly lower than at the inner radius r_i . The derived short-term compressive tangential stress should therefore not exceed the design concrete strength f_{cd} (equation 11).

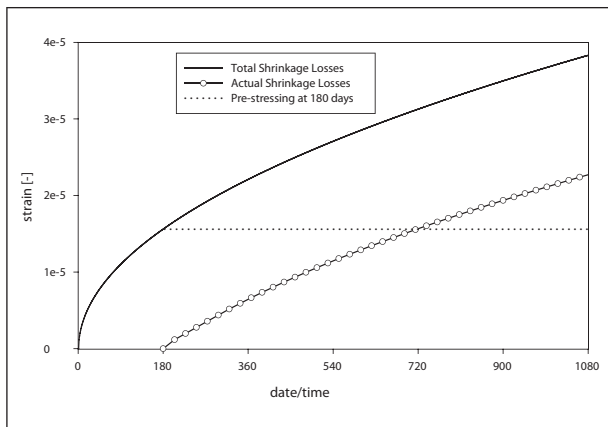
The short-term tangential stress distribution ($\sigma_{c,st}(r)$) within the final lining is as follows in equation 11.

$$\sigma_{c,st}(r) = \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{r^2 + r_i^2}{r^2} \cdot p_{st} \quad \dots \text{for } r_i \leq r \leq r_o \quad (11)$$

It should be noted that the assumption of a linearly elastic behaviour for the concrete is only true for low stress-strain regimes. The effective grouting pressure for prestressing is therefore kept within the range of lower bound strength (crack initiation) of the concrete [26] (Fig. 10), which enables the linearly elastic assumption of the design of Seeber [2]. The lower bound strength is hereby defined as the offset of the linear behaviour of the volumetric strain.

5.3 Determination of prestress loss

The prestress of the final lining is gradually lost due to shrinkage effects of the concrete, temperature changes (e.g. at watering-up) and creeping of the final lining and the rock mass. Therefore, the specific resistance of the lining against the tensile stresses from the inside water pressure will decrease.



11 Zeitliche Entwicklung des Betonschwindens für eine passiv vorgespannte Betonauskleidung
Development of concrete shrinkage over time for a prestressed concrete lining

5.3 Bestimmung der Vorspannverluste

Die Vorspannung der Innenschale baut sich aufgrund des Schwindens des Betons, der Abkühlung bei der Erstbefüllung und des Kriechens der Innenschale und des Gebirges ab. Dadurch nimmt der Widerstand der Innenschale gegenüber der zu vermeidenden Ausbildung tangentialer Zugspannungen ab.

Die Verluste des Betons (durch beispielsweise Temperaturunterschied, Schwinden und Kriechen) können mithilfe von Labortests hinreichend genau bestimmt werden. Im Gegensatz dazu sind die Verluste auf der Gebirgsseite (z. B. Abkühlung bei der Erstbefüllung und Kriechen) relativ schwierig zu bestimmen und zudem auch sehr stark abhängig von den lokalen Spannungsverhältnissen.

Bei verhältnismässig günstigen Gebirgsverhältnissen, wie sie generell bei Druckstollen zu erwarten sind, sind die Vorspannungsverluste auf der Gebirgsseite geringer als die Vorspannungsverluste der Innenschale. Die Verluste können wie nachstehend beschrieben bestimmt werden.

5.3.1 Temperaturänderung des Gebirges

Ein Vorspannverlust des Gebirges infolge einer Temperaturänderung im Zuge der Erstbefüllung wird für die nachfolgende Betrachtung vernachlässigt.

5.3.2 Kriechen des Gebirges

Wichtiger als Temperatureinwirkungen sind die kurz- und langfristigen Kriecheffekte des Gebirges, welche entsprechend ihrer Belastungsgeschichte angesetzt werden müssen. Kurzfristige Kriecheffekte im Zuge der Verfüllung sind von geringerer Bedeutung im Vergleich zu allfälligen langfristigen Kriecheffekten, welche i.A. aufwendige Untersuchungen erfordern. Aufgrund der allgemein niedrigen Beanspruchung des Gebirges an der Kontaktfuge werden in den nachfolgenden Betrachtungen keine Kriecheffekte berücksichtigt.

The losses of the concrete (e.g. temperature change, shrinkage and creep) can be adequately assessed and derived from lab tests; however, the losses of the rock mass (e.g. temperature change and creeping), on the other hand, are rather difficult to predict and are highly affected by the horizontal stress regime.

In case of favourable rock conditions as generally encountered in pressure tunnels, prestress losses of the rock mass are of inferior significance compared to prestressing losses of the final lining. The losses can be assessed as follows.

5.3.1 Temperature change of the rock mass

A loss of prestressing at watering-up due to temperature changes within the rock mass can be more or less neglected.

5.3.2 Creeping of rock mass

Of higher importance are the short- and long-term creep effects of the rock mass, which shall be considered in regard to the specific loading path of the rock mass. Short-term creep effects due to watering-up are of minor importance in general contrast to long-term effects, which must be assessed in detail. Due to the overall minor loading of the rock mass, creep effects are neglected for the subsequent considerations.

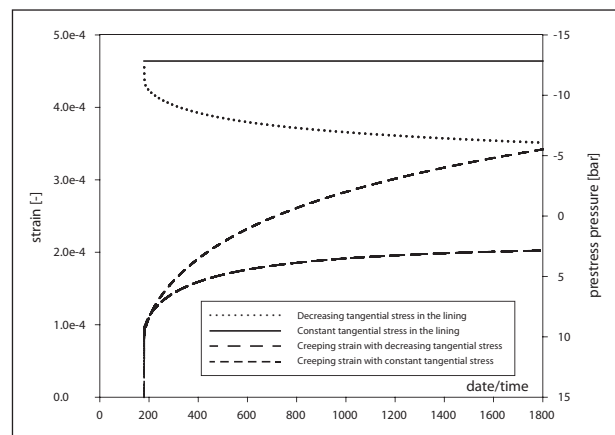
5.3.3 Temperature change of the concrete lining

The strain loss due to temperature change ($\epsilon_{c,temp}$) at watering-up is derived as the product of the temperature change (ΔT) and the thermal expansion coefficient for concrete (α_c) (equation 12).

$$\epsilon_{c,temp} = \Delta T \cdot \alpha_c \quad (12)$$

5.3.4 Shrinkage of the concrete lining

The shrinkage loss of concrete in tunnels exposed to high humidity is generally small. In the case of a relatively small timespan between interface grouting and watering-up and high humidity, the shrinkage loss could be neglected. The assessment of shrinkage loss is generally project-dependent and can be done by lab tests.



12 Kriechkurve für eine konstante und abnehmende Vorspannung
Creeping curve in relation to constant and decreasing prestress pressure

5.3.3 Temperaturänderung der Betonschale

Die Abnahme der Dehnung ($\epsilon_{c,temp}$) infolge einer Temperaturänderung bei der Erstbefüllung kann durch Multiplikation des Temperaturunterschieds (ΔT) mit dem Wärmeausdehnungskoeffizienten für Beton (α_c) entsprechend Gleichung 12 berechnet werden.

$$\epsilon_{c,temp} = \Delta T \cdot \alpha_c \quad (12)$$

5.3.4 Schwinden der Betonschale

Der Vorspannungsverlust aufgrund von Schwinden des Betons ist in Druckstollen bei einer hohen relativen Luftfeuchte gering. Bei einer begrenzten Zeitspanne zwischen der Spaltinjektion und der Erstbefüllung, sowie bei hoher Luftfeuchte im Tunnel bis zur Erstbefüllung kann in einem vereinfachten Ansatz das Schwinden vernachlässigt werden. Der Anteil des Vorspannungsverlustes durch Schwinden ist projektabhängig und kann mittels Labortests im Detail bestimmt werden.

Schwindverluste für das NTFP wurden gemäss dem Ansatz von Bazant [27] berücksichtigt. Anhand des Modells von Bazant können Vorspannungsverluste durch Schwinden und Kriechen unter der Berücksichtigung der Faktoren Feuchtigkeit, Temperatur, Betonfestigkeit, Zementtyp, Geometrie und Alter des Betons realitätsnahe erfasst werden. Der Vorteil des Modells nach Bazant liegt im Vergleich zu zahlreichen anderen Regelwerken [28 bis 30] in der Berechnung des Schwindens als Funktion der Zeit.

Schwindverluste, die bereits vor der Spaltinjektion stattfinden, werden durch die Kontaktinjektion kompensiert, sodass diese nicht berücksichtigt werden müssen (Bild 11).

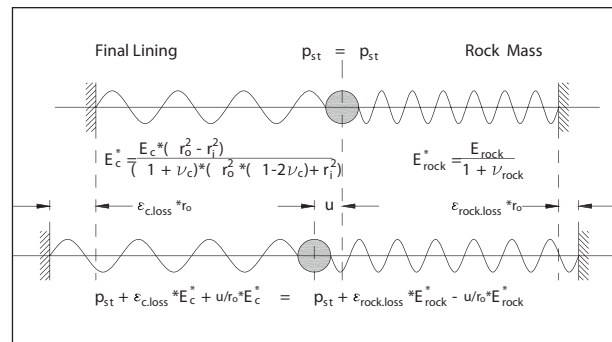
5.3.5 Kriechen der Betonschale

Die grössten Kriechverluste treten kurz nach der Spaltinjektion auf. In dieser Phase fällt die Vorspannung relativ schnell ab. Die Belastungsgeschichte der vorgespannten Innenschale wird von standardmässigen Kriechtests mit konstanten Belastungen genaugenommen nicht richtig abgebildet [28 bis 30]. Konstante Belastungen führen zu einer Überschätzung der Kriechraten des Betons und resultieren in einem konservativen Ansatz, der den realen Belastungspfad der Innenschale nur bedingt widerspiegelt. Der Kriechprozess der Innenschale kann eher mit einer Relaxation beschrieben werden, unter Berücksichtigung eines stets abfallenden Spannungsniveaus (p_{st}) und zunehmender Dehnung beschrieben werden.

Die anzunehmenden Kriechverluste des NTFP berücksichtigen den analytischen Ansatz von Bazant [27]. Bazant beschreibt die Kriechverluste als Funktion der Zeit. Bild 12 zeigt die Kriechkurve in Abhängigkeit vom abnehmenden Vorspanndruck.

5.3.6 Zusammenstellung der Verluste

Eine langfristige Koppelung zwischen Betonring und Gebirge wird durch die Spaltinjektion erzielt. Die Verluste durch



13 Federmodell zur Untersuchung des Vorspannverlustes der Betonauskleidung und des Gebirges
Spring model for prestress losses in the lining and the rock mass

Shrinkage losses were determined on the basis of the analytical design approach of Bazant [27]. The model of Bazant allows to determine shrinkage and creep-induced strain losses based on environmental aspects such as humidity, temperature, concrete strength, cement type, geometry and concrete age. The advantage of this approach compared to several other standards [28 to 30] is in fact the simple assessment of shrinkage as a function of time.

It can be assumed that the shrinkage losses prior to prestressing are compensated by contact grouting. The actual shrinkage losses after contact grouting are shown in Fig. 11 in relation to the overall shrinkage curve.

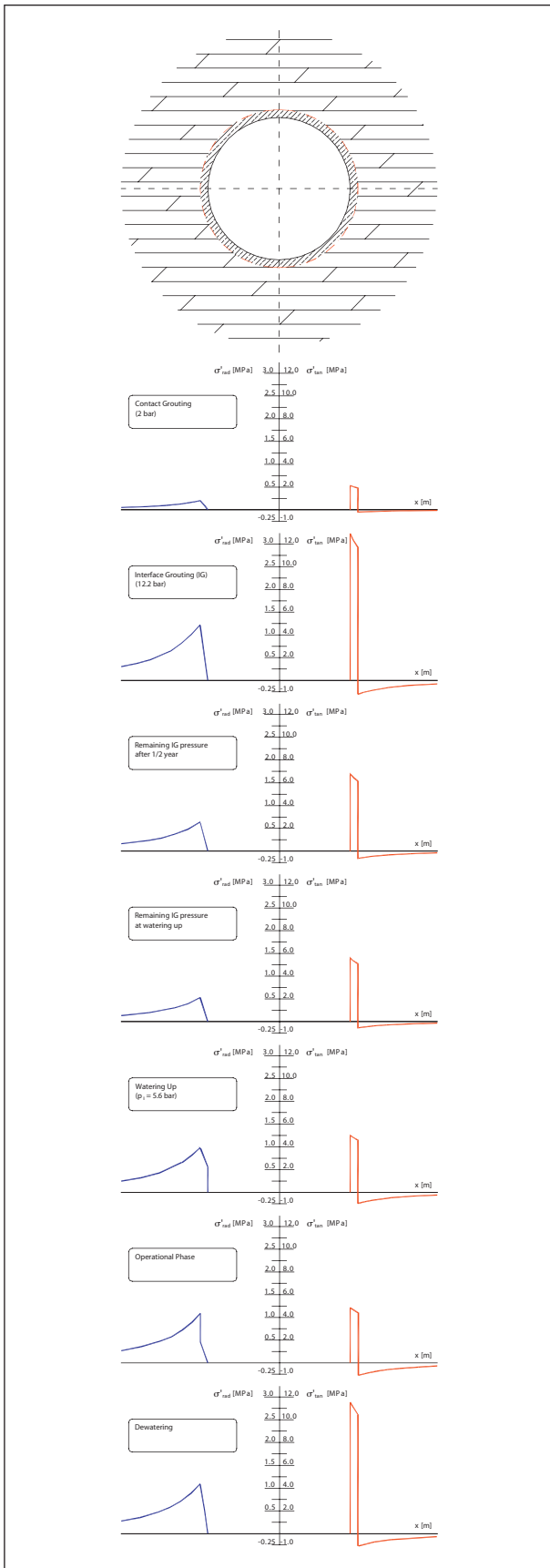
5.3.5 Creep of the concrete lining

The highest creep loss rates occur shortly after the completion of interface grouting, and prestress decreases rapidly in this initial phase. This behaviour is not reflected by standard creep tests with constant loading conditions [28 to 30]. Neglecting the true loading conditions and applying constant loading conditions would lead to a conservative approach. The creep process of the final lining is more precisely described by the process of a relaxation, which considers a change of the prestressing pressure (p_{st}) within the decreasing strain due to creep and shrinkage.

The design of the NTFP considers the analytical design approach of Bazant [27]. Bazant defines the creep losses as a function over time. The design approach is hereby slightly modified considering a prestressing pressure (p_o) as a function of the creep and shrinkage losses. In Fig. 12 the creep curve is shown as a function of the decreasing prestressing pressure.

5.3.6 Compilation of losses

A long-term structural coupling of the layers is achieved by means of interface grouting. Due to the losses, the prestressing pressure (p_{st}) will decrease over time. For the assessment of the losses, depending on varying stiffnesses of the rock mass and the final lining, Seeber [2] suggested modelling the behaviour of the different layers



14 Spannungsverteilung in der Betonauskleidung und dem Gebirge
Stress distribution in the final lining and rock mass

with a simple spring model. The model considers 2 in series connected springs with different stiffnesses, as shown in Fig. 13. The relative displacement (u) of the interface results in different prestress losses of the layers ($\epsilon_{c,loss}$ and $\epsilon_{rock,loss}$).

The prestress loss $\Delta p_{o,loss}$ considers an equilibrium of the stresses on both sides (Fig. 13), as shown in equation 13

$$p_{st} + \epsilon_{c,loss} \cdot E_c^* + \frac{u}{r_o} \cdot E_c^* = p_{st} + \epsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}^* - \frac{u}{r_o} \cdot E_{rock}^* \quad (13)$$

where $\epsilon_{c,loss}$ is the total strain loss of the concrete, E_c^* is the modulus of deformation of concrete, $\epsilon_{rock,loss}$ is the total strain loss of rock mass and E_{rock}^* is the modulus of deformation of rock mass.

The relative strain (u/r_o) of the interface can be obtained from equation 14.

$$\frac{u}{r_o} = \frac{\epsilon_{c,loss} \cdot E_c^* - \epsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}^*}{E_c^* + E_{rock}^*} \quad (14)$$

Considering the relative strain (u/r_o) from equation 14 inserted in equation 13, the prestress loss $\Delta p_{o,loss}$ is as follows in equation 15.

$$\Delta p_{o,loss} = E_c^* \cdot \left[\epsilon_{c,loss} - \frac{\epsilon_{c,loss} \cdot E_c^* - \epsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}^*}{E_c^* + E_{rock}^*} \right] \quad (15)$$

5.4 Determination of initial acting water pressure at the outer radius

As mentioned above, the Seeber diagram represents a stress-strain relationship at the interface of a concrete lining and the rock mass. Due to this limitation, the acting pressures must be converted to the interface in relation to the thickness of the lining and the stiffness of the lining and the rock mass. The internal water pressure acting on the interface between lining and rock mass ($p_{o,water}$) can be obtained from equation 16 for the assumption of a watertight lining.

$$p_{o,water} = \frac{2 \cdot p_{i,water} \cdot (1 - \nu_c)}{(1 + \nu_{rock}) \cdot E_c \cdot \left(\frac{r_o^2}{r_i^2} - 1 \right) + (1 - 2\nu_c) \cdot \frac{r_o^2}{r_i^2} + 1} \quad (16)$$

The pressure $p_{o,water}$ as obtained from equation 16 acts only over a limited time span shortly after watering-up, while water pressures between intrados and extrados of the lining are unbalanced. Due to joints and the overall permeability of the concrete lining, the pressure gradient between intrados and extrados will level off over time. In the long run, the internal water pressure p_i will hence act directly on the waterproofing membrane (Fig. 7, Phase 5).

Temperatur, Kriechen und Schwinden bestimmen die Abnahme des Vorspanndrucks (p_{st}) über die Zeit.

Um die Verluste abhängig von der unterschiedlichen Steifigkeit des Gebirges und der Innenschale zu verdeutlichen, beschreibt Seeber [2] ein einfaches Federmodell zweier in Reihe geschalteter Federn mit unterschiedlicher Steifigkeit (Bild 13). Die relative Verschiebung (u) des Spaltes führt zu einem unterschiedlichen Vorspannverlust beider Schichten ($\varepsilon_{c,loss}$ und $\varepsilon_{rock,loss}$), jedoch unter Voraussetzung der Verformungskompatibilität.

Der Vorspannverlust $\Delta p_{o,loss}$ setzt ein Gleichgewicht der Spannungen auf beiden Seiten (Bild 13) voraus, wie in Gleichung 13 dargestellt.

$$p_{st} + \varepsilon_{c,loss} \cdot E_c + \frac{u}{r_o} \cdot E_c = p_{st} + \varepsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock} - \frac{u}{r_o} \cdot E_{rock} \quad (13)$$

Die relative Dehnung (u/r_o) des Spaltes kann anhand Gleichung 14 bestimmt werden.

$$\frac{u}{r_o} = - \frac{\varepsilon_{c,loss} \cdot E_c - \varepsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}}{E_c + E_{rock}} \quad (14)$$

Unter Berücksichtigung der relativen Dehnung (u/r_o) (Gleichung 14) und Einsetzen in Gleichung 13 erhält man den Vorspannverlust $\Delta p_{o,loss}$, wie in Gleichung 15 dargestellt.

$$\Delta p_{o,loss} = E_c \cdot \left[\varepsilon_{c,loss} - \frac{\varepsilon_{c,loss} \cdot E_c - \varepsilon_{rock,loss} \cdot E_{rock}}{E_c + E_{rock}} \right] \quad (15)$$

5.4 Auswirkung des kurzfristig wirksamen Innenwasserdrucks an der Kontaktfuge

Wie bereits erwähnt, bildet das Seeber-Diagramm das Spannungs-Dehnungsverhalten in der Fuge zwischen der Schale und dem Gebirge ab. Angesichts dieser Einschränkung muss jeder auf das System wirkende Druck, im Verhältnis zur Dicke der Innenschale und zur Steifigkeit der Innenschale und des Gebirges auf die Kontaktfuge, umgerechnet werden.

Die Radialspannung, welche infolge des Innenwasserdrucks an der Kontaktfuge zwischen Innenschale und Gebirge wirkt, kann mit der Gleichung 16 berechnet werden.

$$p_{o,water} = \frac{2 \cdot p_{i,water} \cdot (1 - \nu_c)}{(1 + \nu_{rock}) \cdot E_c \cdot \left(\frac{r_o^2}{r_i^2} - 1 \right) + (1 - 2\nu_c) \cdot \frac{r_o^2}{r_i^2} + 1} \quad (16)$$

Der Druck in der Kontaktfläche $p_{o,water}$ (Gleichung 16) wirkt jedoch nur in einer begrenzten Zeitspanne kurz nach der Erstbefüllung. Nach einer gewissen Zeit setzt aufgrund der nicht vollkommenen Dichtigkeit des Betonrings ein Ausgleich des Wasserdrucks zwischen Innen- und Aussenseite ein. Langfristig wirkt also der volle Innenwasserdruck p_i auf die Folie (Bild 7, Phase 5).



15 Vermessungseinheit mit Rotationslaser
Monitoring system with laser scanner

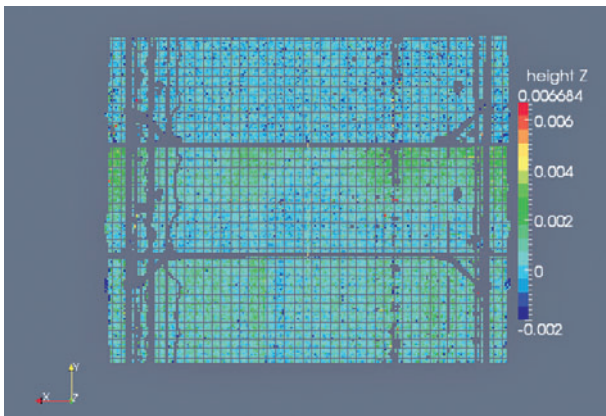
5.5 Results of Interface Grouting Section (IGS) – a case study of the IGS 31

The IGS 31 was used as a case study to show the stress development of the final lining over time. The IGS 31 is located at the transition of the Irondequoit, Reynales, Neagha, Thorold and Grimsby formation. The overall Young's modulus for the rock mass at this section is taken as $E_{rock} = 33$ GPa with a Poisson's ratio of $\nu_{rock} = 0.25$. The Young's modulus of the concrete is $E_c = 32$ GPa with a Poisson's ratio of $\nu_c = 0.2$, which is in the range of the homogenised stiffness of the rock mass. The lining thickness is considered with $d = 690$ mm and the radius with $r_i = 6250$ mm.

The radial (blue) and tangential (red) stress distribution for the final lining and the rock mass for specific construction stages and operation are shown in Fig. 14.

The low pressure contact grouting considering 2 bar already introduces already a small tangential stress within the lining. The effective prestressing of the final lining is achieved by the interface grouting of 12.2 bar. The maximum tangential stress developing in the final lining is +12.9 MPa, while a tangential tensile stress of -1.2 MPa is evolving. The tangential stress is within the range of crack initiation of the concrete, suggesting no micro damage of the concrete.

The decrease of the tangential stress in the lining over time follows the decrease of the prestressing pressure proportionally. The remaining prestressing pressure after half a year is 6.4 bar (loss of ~ 48 %) and decreases to 5.3 bar (loss of ~ 57 %)



16 Flächenhafte Auswertung für 3 Phasen einer Vorspanninjektion mit Füllphase (unten) und Vorspannung (oben)
Example of 3 aerial scans showing filling (bottom) and prestressing (top) stages

5.5 Die Vorspannsektion (IGS) 31, Ergebnisse und Diskussion

Anhand des Fallbeispiels der Vorspannsektion IGS 31 wird die Spannungsentwicklung in der Innenschale und im Gebirge erläutert. Der IGS 31 befindet sich am Übergang der Irondequoit-, Reynales-, Neagha-, Thorold- und Grimsby-Formation. Der Elastizitätsmodul des Gebirges in diesem Abschnitt wird mit $E_{rock} = 33$ GPa angesetzt, die Poissonzahl ist $\nu_{rock} = 0.25$. Der Elastizitätsmodul des Betons beträgt $E_c = 32$ GPa, mit einer Poissonzahl von $\nu_c = 0.2$. Die mittlere Steifigkeit des Gebirges und jene des Betons liegen in diesem Abschnitt in einem ähnlichen Bereich. Die durchschnittliche Schalendicke der IGS 31 beträgt $d = 690$ mm, der Innenradius beträgt $r_i = 6250$ mm.

Die radiale (blau) und tangentiale (rot) Spannungsverteilung der Innenschale und des Gebirges sind in Bild 14 dargestellt.

Im Zuge der Niederdruck-Kontaktinjektion (2 bar) erfährt die Schale bereits eine geringe tangentiale Spannung. Für die Vorspannung der Innenschale wird ein Injektionsdruck von 12.2 bar in der Kontaktfuge angenommen. Die maximale tangentiale Spannung der Innenschale erreicht hierbei ein Niveau von +12.9 MPa. Im Gebirge stellt sich am Ausbruchrand eine tangentiale Spannung von -1.2 MPa ein.

Die maximale tangentiale Spannung der Innenschale liegt unterhalb der Grenze der Mikrorissbildung des Betons. Mikroschädigungen des Betons können unterhalb dieser Grenze grundsätzlich vernachlässigt bzw. ausgeschlossen werden.

Der Verlust der tangentialen Spannung der Innenschale ist grundsätzlich proportional zum Verlust des Vorspanndrucks. Der verbleibende Vorspanndruck nach einem halben Jahr beträgt 6.4 bar (Verlust von ~ 48 %) und 5.3 bar bei der Erstbefüllung (Verlust von ~ 57 %). Als Zeitspanne zwischen der Vorspanninjektion und der Erstbefüllung werden 600 Tage angenommen.

by the time of watering-up. The time span between interface grouting and watering-up is considered to be 600 days.

At watering-up, an internal water pressure of $p_i = 5.6$ bar without seepage through the lining is considered for the modelling. The acting radial pressure at the interface is made up of the remaining long-term prestressing p_{lt} and the internal water pressure related to the outer surface $p_{o,water}$. The radial stress at the interface rises from 5.3 to 9.8 bar. The tangential stress drops at this stage from 6.7 to 5.6 MPa.

In the long run, due to seepage through the concrete lining, the internal water pressure ($p_i = 5.6$ bar) will act directly on the waterproofing membrane, causing radial straining of the rock. The lining will follow the receding rockmass until the strain energy (prestress) is consumed. Effective radial stresses acting on the outer side of the lining and effective tangential stresses will drop and just remain in the compression range if interface grouting pressures are selected appropriately.

The dewatering of the conduit always deserves special attention. The maximum tangential stress in the final concrete lining developing is in the range of 11.5 MPa.

6 Monitoring of prestressing

6.1 Monitoring system

Varying radial bedding conditions of the final lining due to geological inhomogeneity may cause undesired ovalisation and unfavourable grouting conditions. The ovalisation itself is hereby defined as the ratio of the maximum to the minimum diameter change of the final lining, which is a limiting factor for prestressing. With respect to the internal diameter of the NTFP of 12.6 m, which goes far beyond standard diameters for pressure tunnels, the monitoring systems available at the time could not capture the sensitivity of the required convergence monitoring or were limited due to constructional constraints. Due to the length and size of the tunnel as well as the ongoing tunnelling works, a completely new and improved monitoring method had to be developed. A laser system combined with a grouting control system was developed for this demanding task (Fig. 15).

The system is capable of measuring accuracies below 1 mm in real time constantly during the prestressing process, enabling non-restrictive and unlimited transport within the tunnel for construction purposes. Fig. 16 shows a developed view of the final lining during the prestressing process. Dark blue clusters indicate a deformation towards the centre of the tunnel in the range of -2 mm.

The improved monitoring system uses an aerial scan method [31], comparing the differential deformations in hundreds of aerial clusters per scan. The data is processed within a special software package combining the data from different grouting activities and deformation monitoring, enabling short interaction in case of unfavourable conditions, which would

Der anstehende Innenwasserdruck der IGS 31 beträgt $p_i = 5.6$ bar. Die Schale wird im Zuge der Erstbefüllung als zunächst als undurchlässig betrachtet. Der wirksame radiale Druck an der Fuge setzt sich aus dem verbleibenden Vorspanndruck p_{it} und dem sich aus der Reaktion zum Innenwasserdruck resultierenden Radialdruck $p_{o,water}$ zusammen. Die radiale Spannung an der Fuge steigt von 5.3 bar auf ein Niveau von 9.8 bar. Die tangential Spannung hingegen fällt von 6.7 MPa auf 5.6 MPa ab.

Langfristig wird jedoch der Innenwasserdruck ($p_i = 5.6$ bar) auf die wasserdichte Folie wirken. Dies führt zu einer weiterführenden Verformung des Gebirges. Die vorgespannte Innenschale folgt der Verformung des Gebirges elastisch nach, entsprechend der gespeicherten Verformungsenergie (Vorspannung), bis diese aufgebraucht ist.

Die effektive radiale Spannung an der Aussenseite der Innenschale, als auch die tangentialen Spannungen nehmen in Folge ab. Die Vorspannung muss derart ausgelegt werden, dass ein Druckzustand in der Schale verbleibt und somit keine Ablösung in der Fuge zum Gebirge stattfindet.

Der Revisionszustand eines jeden Druckstollens oder Druckschachts erfordert stets besondere Beachtung. Die maximale tangential Beanspruchung aufgrund eines verbleibenden Wasserdruckes zwischen Auskleidung und Abdichtung steigt in diesem Fall auf ein Niveau $\sim 11,5$ MPa an.

6 Überwachung der Vorspannung

6.1 Geotechnisches Überwachungssystem

Eine unterschiedliche Bettung der Innenschale aufgrund von geologischen Inhomogenitäten kann zu ungünstigen Injektionsbedingungen und in Folge zu einer unerwünschten Ovalisierung des Betonrings führen. Die Ovalisierung ist als Verhältnis der maximalen und minimalen Durchmesseränderung der Innenschale definiert und stellt einen limitierenden Faktor der Vorspannung bei einer Überschreitung dar.

Unter Berücksichtigung eines mittleren inneren Durchmessers des NTFP von 12.6 m konnte kein handelsübliches Vermessungssystem die geforderte Genauigkeit der Verformungsmessung abbilden bzw. unter den tunnelbauspezifischen Rahmenbedingungen operieren. Aufgrund der Länge und der Größe des Druckstollens sowie der gleichzeitig ablaufenden Tunnelbauarbeiten musste ein vollkommen neues und verbessertes Vermessungssystem entwickelt werden. Für diese anspruchsvolle Aufgabenstellung wurde eigens ein Vermessungssystem gekoppelt mit dem Injektionssystem entwickelt (Bild 15).

Das Vermessungssystem kann kontinuierlich während des Vorspannprozesses die Verformungen der Innenschale mit einer Genauigkeit von weniger als 1 mm in Echtzeit abbilden. Dabei arbeitet es uneingeschränkt bei laufendem Transport

force the grouting system to automatically shut down or interfere with the ongoing grouting process.

To cover pre- and post-deformations of the final lining due to grout flow before or after-grouting, 4 monitoring units are operated during prestressing. Two laser scanners are installed on a single monitoring carrier. Each unit surveys a single tunnel bay with a length of 12.5 m. In total, a length of approximately 50 m is monitored in real time during prestressing operations.

The combined monitoring and grouting control system enables following a new prestressing concept as it has never been applied in previous prestressing jobs for the construction of water tunnels. Rather than using a target pressure for prestressing, the compressive strain of the concrete lining is calculated in real time and used as a measure and guidance for the designed prestressing criteria. The grouting pressure can hardly be measured without any additional appliances installed behind the tunnel lining. Moreover, the pressure measured by pressure gauges during the grouting, at a test section of the NTFP, does not replicate the active pressure acting on the extrados of the lining due to several well-known influences, such as friction losses. The improved monitoring system allows monitoring the deformation of the lining at the bay where grouting is done, as well as the adjacent bay, in predefined small clusters, independent from the actual location of the injection.

Another advantage of the system is that any relaxation after completion of prestressing can be monitored over a certain period of time. Using the ovalisation as a boundary criterion and compressive strain as prestressing criteria has the advantage that the predefined prestressing criteria can be reached independently of the actual bedding conditions along the tunnel alignment cutting through different rock mass characteristics. Even different rock mass bedding characteristics in the crown, side walls and invert areas at a single tunnel bay do not influence the grouting targets due to the applied prestressing and monitoring concept.

The grouting control system combined with the improved monitoring enables the operator, supervisor and engineer to follow the grouting process in real time and produce a high-quality grouting record of the work completed. Advanced graphical displays and buttons, custom-designed for the NTFP, support the operator and supervisor in their demanding job during prestressing. Ample trigger systems with acoustic signals and flashing markers on the operator's screen are integrated for maximum grouting pressure, ovalisation and excessive compression strain. By using a wireless internet connection or fibre optic cable, the data can be transferred in real time to any office on site or worldwide.

6.2 Geotechnical observations of interface grouting

Interface grouting is not a steady procedure and is characterised by many sub-phases, with influences on neighbouring

im Tunnel. Bild 16 zeigt eine Abwicklung der Innenschale für 3 Phasen der Vorspanninjektion. Dunkelblaue Elementgruppen bilden eine Verformung in Richtung Tunnelachse von -2 mm ab.

Das weiterentwickelte Vermessungssystem verwendet ein Oberflächenscanverfahren [31], das die unterschiedlichen Verformungen hunderter flächiger Verformungspunkte pro Scan vergleicht. Die Daten werden mit einer speziellen Software weiterverarbeitet, welche die Daten der Injektionsarbeiten mit der Verformungsmessung kombiniert. Diese Auswertung der Daten in Echtzeit erlaubt eine Steuerung der Injektionsarbeiten bei ungünstigen Bedingungen. Unter diesen Umständen schaltet das System automatisch die Injektionsarbeiten ab oder steuert die Injektionsarbeit entsprechend aus, um einer Ovalisierung der Auskleidung vorzubeugen.

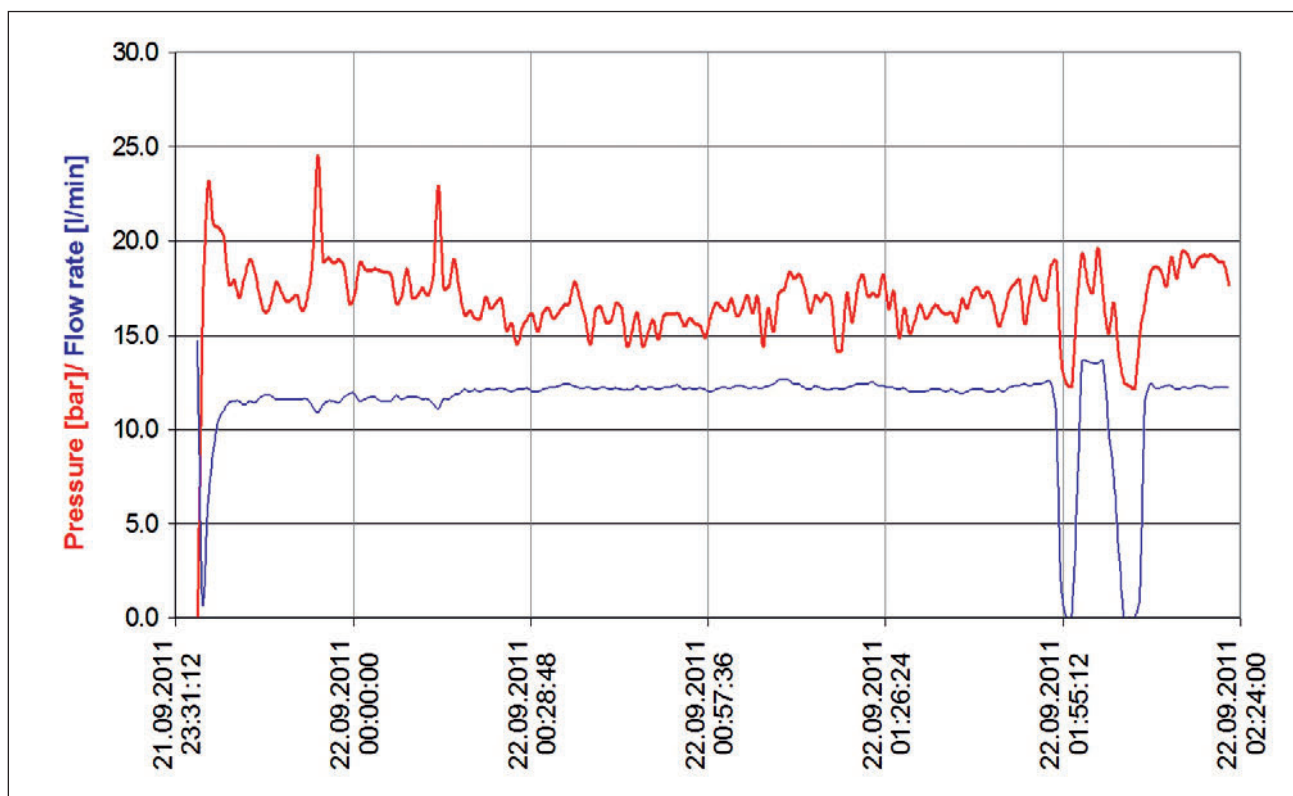
Insgesamt werden 4 Verformungsmesseinheiten gleichzeitig eingesetzt, um die vorausseilenden und nachfolgenden Reaktionen der Schale im Zuge der Vorspanninjektion zu dokumentieren. Auf einem einzelnen Vermessungswagen sind 2 Laserscanner installiert. Jede Einheit scannt einen Tunnelabschnitt von 12.5 m. Insgesamt wird während des Vorspannverfahrens ein Bereich von ca. 50 m in Echtzeit überwacht.

Das kombinierte Überwachungs- und Injektionskontrollsystem bietet somit die Möglichkeit eines neuen Vorspannkonzepts, das in dieser Art und Weise noch nie für Vorspannverfahren beim Bau von Druckstollen eingesetzt wurde.

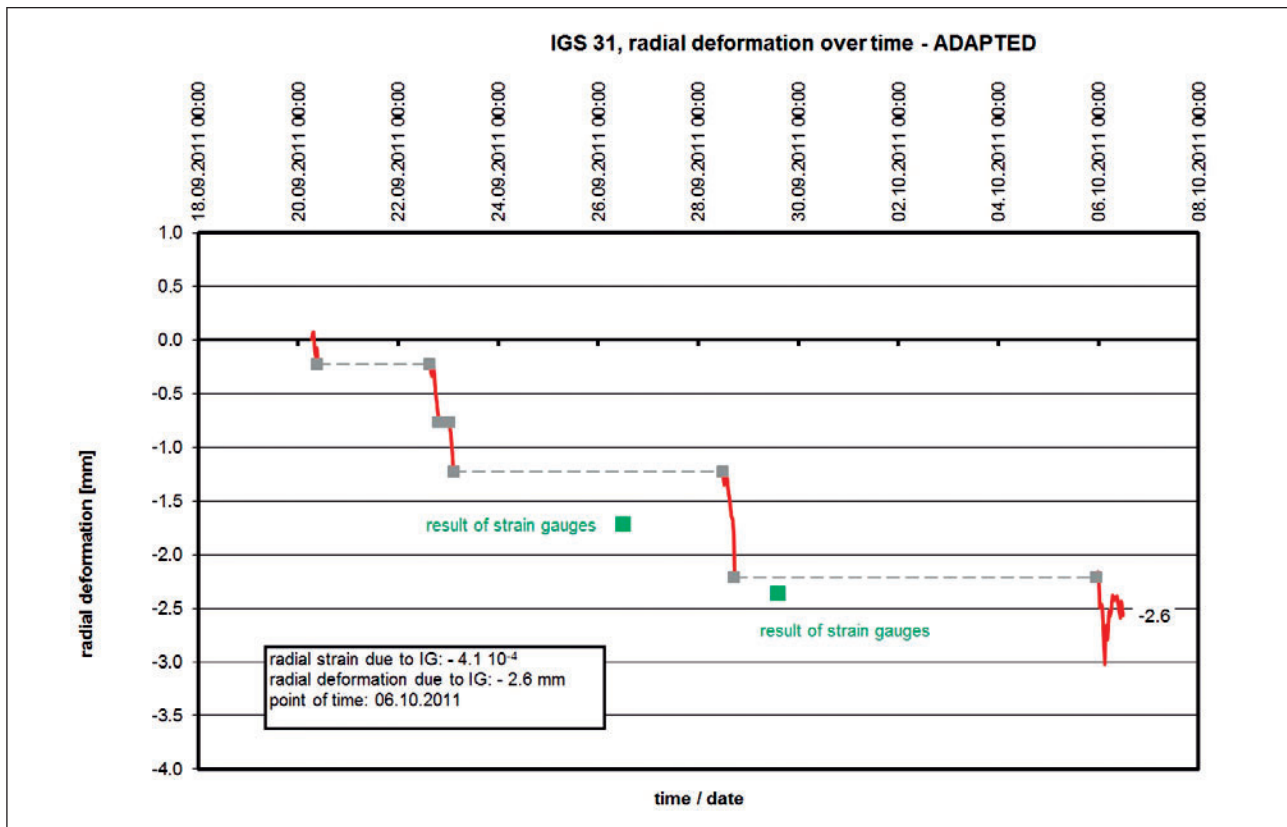
bays. For this reason, the history of the radial strain development should be accurately monitored, starting with contact grouting works and including effects of prestressing at neighbouring bays.

The individual phases of interface grouting start with an initial filling phase, which provides a structural coupling of the layers. This part is mainly characterised by a low pressure regime and high flow rates in the range of up to 15 l/min. The filling of the gap during this phase is far from ideal circumferential coverage and takes place mainly in isolated channels. The concrete lining is physically transformed mainly in regard to the initial bedding conditions. Nevertheless, the concrete ring experiences some first deformations. As soon as the internal friction of the propagating grout limits the axial mobility of the grout, the circumferential filling grade rises, leading to an overall bedding of the lining.

The axial mobility is limited in case the whole volume of the gap is filled, more or less full saturation of the gap is given and each additional litre of grout leads to the expansion of the gap due to the rising pressure or in case an initial filling phase was applied and the grout has to crack open new grouting channels and the friction developed by the grout flow through the channels cannot be overcome any longer by the active grouting pressure acting in the fluid. This leads to an expansion of the gap, induced by the grout pushing the concrete lining and the rock mass until equilibrium between the stiffness of the lining and the rock mass system



17 Typischer Injektionsverlauf einer Vorspanninjektion mit Ruhedruckmessung, Injektionsdruck (rote Linie) und Durchfluss (blaue Linie)
Typical grouting pressure (red line) and flow rate (blue line) versus time, with indirect pressure test



18 Entwicklung der radialen Verformung für IGS 31 über der Zeit
Total observed radial deformations of IGS 31 over time

Die Auswertung der Verformungen der Schale in Echtzeit erlaubt eine Steuerung der Vorspanninjektion auf der Basis der Verformungsmessung und nicht mehr auf Basis einer indirekten Messung des Injektionsdrucks in der Fuge. Der Injektionsdruck kann ohne weitere Vorrichtungen hinter der Tunnelauskleidung nur mit erhöhtem Aufwand gemessen werden.

Messungen mittels einer hydraulischen Druckdose im Bereich des Testabschnitts des NTFP korrelieren nur zum Teil mit dem aktiven Injektionsdruck der Fuge. Reibungsverluste der Leitungen etc. beeinflussen die Messung des realen Injektionsdruckes merklich.

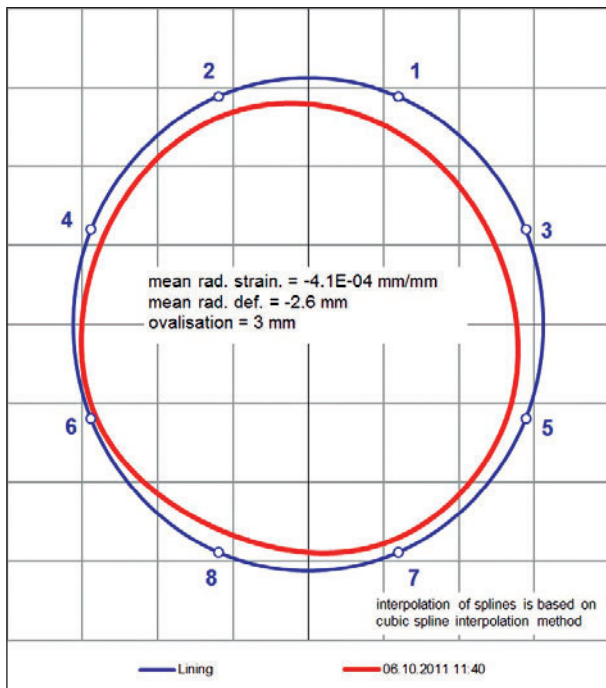
Das weiterentwickelte Verformungsmesssystem erlaubt eine Verformungsmessung am aktuellen Block der Vorspanninjektion, sowie in den unmittelbar benachbarten Blöcken, mittels vordefinierter Punktgruppen, unabhängig vom jeweiligen Anschluss der Injektionsleitungen.

Unmittelbare Relaxationen der Schale nach dem Abschluss der Vorspannung können mit dem Verformungsmesssystem überwacht werden. Die Steuerung der Vorspanninjektion durch einen vorgängig definierten Stauchungsbetrag und dem Abbruchkriterium der Ovalisierung erlaubt eine Vorspannung unabhängig von der aktuellen Bettung der Innenschale.

is given. Subsequently, the latest sequence of high-pressure grouting leads to the desired prestressing of the concrete lining. The static grouting pressure is hereby determined by indirect pressure tests which corresponds well with the design analyses of Seeber (Fig. 17).

A flow rate of approximately 12 l/min, as shown in Fig. 17 is typical for a grouting phase where the initial filling and the prestressing is carried out in a single phase. In case another phase needs to be applied, the flow rate will average 2 to 4 l/min. The flow rate in the diagram is very smooth and almost constant with time until the indirect pressure test is carried out. The average pressure is approximately 15 to 16 bar. At the beginning of the grouting phase, as seen on the left side of Fig. 17a higher pressure, the so-called pushing pressure achieves a constant flow as needed. Three peaks can be seen until a smoother pressure curve is reached, but still a fluctuation of the pressure between 1 and 2 bar is observed. The pumps for the grouting used at this application are steered by a constant predefined flow rate. The pumps' steering system regulates the pressure in such a way as to keep the flow rate at the required level. However, the same system can be operated using a constant pressure, leading to a higher fluctuation of the flow rate.

The indirect pressure test shown twice in Fig. 17 is a simple way of estimating the pressure acting behind the lining. For



19 Ovalisierung (200-fach skaliert) der passiv vorgespannten Betoninnenschale IGS 31 (3-fach überhöht)
Ovalisation (200-times scaled) of prestressed final lining IGS 31

Selbst unterschiedliche Steifigkeiten des Gebirges in der Firste, den Paramenten und der Sohle innerhalb eines Vorspannblockes beeinflussen, dank dem eingesetzten Vorspann- und Überwachungskonzept, das Injektionsziel (eine definierte Stauchung der Schale) nicht. Die Kombination von Injektionssystem mit dem weiterentwickelten Verformungsmesssystem bietet den Bearbeitenden die Möglichkeit, den Injektionsvorgang in Echtzeit nachzuverfolgen und eine qualitativ hochwertige Injektionsdokumentation der Arbeit anzufertigen.

Benutzerfreundliche Oberflächen des Betriebsprogramms unterstützen den Bearbeiter im Zuge der komplexen Vorspanninjektion. Bei Erreichen von vordefiniertem Alarm und Interventionswerten für Ovalisierung, Injektionsdruck und Dehnung wird der Bearbeiter zusätzlich gewarnt. Die aktuellen Daten können zudem in Echtzeit von allen Büros der Baustelle und sogar per Remote-Verbindung weltweit eingesehen werden.

6.2 Geotechnische Interpretation der Spaltinjektion

Die Spaltinjektion ist generell kein standardisiert ablaufendes Verfahren. Unterschiedliche Phasen charakterisieren den Ablauf der Injektion mit Auswirkungen auf die benachbarten Blöcke. Aus diesem Grund sollte die Radialdehnung mit Beginn der Kontaktinjektion bis hin zur Reaktion der Schale in Folge einer Vorspanninjektion eines benachbarten Blocks kontinuierlich überwacht werden.

Die Vorspanninjektion kann in eine anfängliche Füllphase (die einen strukturellen Verbund zwischen den Schichten be-

the indirect pressure test, the flow rate is reduced to a minimum and the pressure relief curve is recorded. Using specific grouting hoses with rubber sleeves, as developed for the NTFP, allows for a pressure recording as the rubber sleeves close or the flow rate in the system is almost zero. The indirect test as used at NTFP is a simple system for checking the pressure at regular intervals. More sophisticated tests, such as a pressure membrane installed behind the lining, need more extensive preparation works, as it has to be installed before pouring the concrete lining. The indirect test has the advantage that it is directly incorporated into the grouting control system and can be done by the grouting operators without any further help from an engineer. The grouting pressure calculated from the results of strain gauges installed in the concrete lining coincides with the results of the indirect pressure tests and, as such, confirms the suitability of the test method used at NTFP.

Fig. 18 shows the development of the radial deformation of the final lining over time. The various phases of interface grouting result from operational constraints. The final lining shows an elastic relaxation with a drop of the radial deformation after the initial filling phase. The magnitude of the elastic relaxation decreases below a detection level with increasing level of prestressing. Remarkable is the development of the ovalisation, which is highly influenced by the rock mass structure and the initial bedding of the concrete lining after completion of the contact grouting.

Fig. 19 shows the radial deformation of the final lining, which affirms the assumption of a circumferential strained lining. The rate of straining along the perimeter of the lining hereby depends on varying bedding conditions and varying thicknesses of the final lining.

7 Closing comments

Prestressing of unreinforced concrete linings is a practical and cost-effective solution for hydropower projects. It has been extensively used for hydropower projects worldwide. Nowadays, far larger conduit diameters are in design status or under construction such as NTFP. Recent technical developments allow for a more sophisticated design as the projects currently under construction or in design status show. The most important developments are the advanced deformation monitoring system based on 3D laser scanner technologies, the developments in the grouting equipment and grouting control systems.

Nevertheless, it is important to understand that prestressing is not a simple design act. Close relations between the designer and the engineer on site with daily or hourly interferences and results exchange is required to successfully prestress a water tunnel with the dimension of the NTFP. Prestressing influences also the construction time schedule of hydropower projects and, as such, needs to be considered in the construction time schedule as accurately as possible.

wirkt) und die eigentliche Vorspannphase unterteilt werden. Die Füllphase zeichnet sich durch einen eher geringen Druck bei einem Durchfluss bis zu 15 l/min aus. Die Ausbreitung des Injektionsguts findet in dieser Phase meist nur in isolierten Injektionskanälen statt, eine durchgängige Verfüllung des Absetzspalts ist in dieser Phase nicht zu erwarten. Die Betonschale wird in erster Linie entsprechend den angetroffenen Bettungsbedingungen physisch transferiert. Dennoch finden bereits erste Verformungen der Innenschale statt. Sobald die innere Reibung des Injektionsguts die ungehinderte Ausbreitung der Suspension begrenzt, steigt der umfangreiche Benetzungsgrad, bis die Schale ihre gesamtheitliche Bettung gefunden hat. Sobald der gesamte Absetzspalt (bei einer verminderten Längsläufigkeit der Suspension) gefüllt ist, führt jeder zusätzlich eingebrachte Liter einer Suspension zu einer Ausdehnung des Absetzspaltes, bis sich ein Gleichgewicht entsprechend den Steifigkeiten von Beton und Gebirge eingestellt hat. Die letzte und abschliessende Phase führt zur eigentlichen Vorspannung der Innenschale. Der statisch wirksame Injektionsdruck dieser Phase wird durch indirekte Drucktests bestimmt, die im Wesentlichen mit den Auswertungen von Seeber sehr gut korrelieren (Bild 17).

Ein Durchfluss von ca. 12 l/min, wie in Bild 17 dargestellt, ist typisch für Injektionen, bei denen die Füllphase und Vorspannen in einer einzigen Phase ablaufen. Ist eine weitere Phase notwendig, vermindert sich der Durchfluss auf 2 bis 4 l/min. Der im Diagramm gezeigte Durchfluss ist gleichmässig und nahezu konstant mit Ausnahme der indirekten Drucktests. Der durchschnittliche Druck liegt bei ca. 15 bis 16 bar. Zu Beginn der Injektion (linke Seite von Bild 17) ist ein höherer Druck zur Überwindung eines inneren Widerstands dokumentiert. Im weiteren Verlauf können 3 Hochpunkte festgestellt werden, bis eine gleichmässige Druckkurve mit einem konstanten Durchfluss erreicht wird. Der Schwankungsbereich pendelt sich mit einer Amplitude von 1 bis 2 bar ein. Die eingesetzten Injektionspumpen steuern den Pumpendruck für den zuvor definierten konstanten Durchfluss direkt aus. Das Pumpensystem kann grundsätzlich auch mit einem konstanten Druck gesteuert werden.

Die Fluktuationen des Durchflusses würden in diesem Fall jedoch höher ausschlagen. Der zweifach in Bild 17 dargestellte indirekte Drucktest ist eine einfache Art, den Druck im Absetzspalt zu bestimmen. Für den indirekten Drucktest wird der Durchfluss der Injektionsleitung auf ein Minimum reduziert und die Druckentlastungskurve aufgezeichnet. Bei Einsatz von Injektionsschläuchen mit Gummimanschetten die speziell für das NTFP entwickelt wurden, kann der Druck zum Zeitpunkt des Schliessens der Gummimanschetten, oder wenn der Durchfluss innerhalb des Systems nahezu bei Null liegt, bestimmt werden. Der indirekte Drucktest ist ein einfaches Vorgehen, um den Druck in regelmässigen Zeitabständen zu prüfen. Komplexe Tests, wie z.B. mit hydraulischen Druckmembranen, welche bereits vorgängig installiert werden müssen, benötigen eine detaillierte und umfangreiche Vorbereitung. Der indirekte Drucktest hinge-

Seeber [2] was one of the first persons who summarised the theory and the practical applications, which are still valid, as shown in the results of the presented paper. The results are impressive; so far, it has not been possible to close the circuit from the design to observed pressures and monitoring results in the tunnel. There is still space for further developments of some details, as mentioned regarding the pattern of the grouting hoses, how the hoses or rubber sleeves shall be installed in and behind the lining.

Accurate records of the construction of the tunnel, such as the geology encountered during excavation, records of the thickness of the temporary shotcrete lining, records of the rock formation grouting, records of the concrete lining construction and notes about the contact grouting support a more sufficient prestress grouting operation and allow for an accurate and safe grouting procedure to be applied for prestressing. All the above influence the prestress pressures, the time needed for prestressing, the grout volume take during prestressing, the observed lining deformation and the finally achieved compaction strain of the concrete lining.

Successful prestressing can only be achieved when the prestressing target is not simply designed as pressure criteria, as in the past, but is a target that describes the required final stage of the permanent lining. The stage shall describe minimum and maximum pressures for safety purposes and maximum allowed deformations. Using an accurate real-time monitoring system together with an advanced grouting control system, the prestressing is carried out observing the compaction strain in the concrete lining and the development of the bedding of the lining. Dependent on the stage of bedding, the grout volume take, numbers of grouting phases and time needed for grouting, the compaction strain will be achieved at different grouting pressures. It is also important to understand that it is not always necessary to grout each concrete bay in a separate stage as the grout behind the lining communicates over several metres within the tunnel. A bay can be pre-stressed by grouting a bay in close vicinity. Each tens of a millimetre recorded and accounted for in the grouting process saves enormous construction time and costs.

The above reported development and successful application of an improved monitoring system and grouting control system opens new horizons for conventional grouting. However, such advanced applications cannot be solved only by designers, civil engineers and construction managers. New disciplines such as mechatronics, specialised electronic and software engineers must be included as part of the design and construction team. Only multidisciplinary teams can successfully expand the limits for demanding tasks such as the prestressing of the largest hydropower tunnel in the world, the NTFP.

gen hat den Vorteil, dass er bereits in das Injektionssystem integriert ist und bei Bedarf von der Mannschaft vor Ort sofort ausgeführt werden kann.

Der Injektionsdruck, ermittelt aus der Datenaufzeichnung der hydraulischen Druckdose, korreliert sehr gut mit den Ergebnissen der indirekten Drucktests und bestätigt damit die Eignung der im NTFP eingesetzten Testmethode.

Bild 18 zeigt die Entwicklung der radialen Verformung der Innenschale im Zuge der Vorspanninjektion. Die unterschiedlichen Phasen der Spaltinjektion resultieren aus operativen Einschränkungen. Die Innenschale zeigt eine elastische Relaxation mit partiellem Verlust der radialen Verformung nach der ersten Füllphase. Der Grad der Relaxation sinkt unter einen detektierbaren Messwert bei steigendem Vorspannniveau. Die Entwicklung der Ovalisierung hängt sehr stark von der Heterogenität des Gebirges und den initialen Bettungsbedingungen der Innenschale nach der Kontaktinjektion ab.

Bild 19 zeigt die radiale Verformung der Innenschale, welche den grundsätzlichen Planungsansatz einer gestauchten Schale bestätigt. Der Verformungsbetrag hängt hierbei im Wesentlichen von den unterschiedlichen Bettungsbedingungen und der unterschiedlichen Schalendicke der Innenschale ab.

7 Abschliessende Bemerkungen

Die Vorspannung unbewehrter Betonschalen ist ein praktisches und kostengünstiges Auskleidungssystem für Triebwasserwege und fand in der Vergangenheit weltweit Anwendung. Heutzutage sind weit grössere Durchmesser für Druckstollen in Planung oder aktuell in Bau. Technische Entwicklungen erlauben fortschrittlichere Planungsansätze, wie es das dargestellte Projekt des NTFP verdeutlicht. Die wichtigsten Entwicklungsschritte stellen hierbei das 3-D-Laserscannersystem sowie die Entwicklung neuer Injektions- und Injektionskontrollsysteme dar.

Die Vorspanninjektion bedingt ein weit höheres Mass ingenieurtechnischen Esprits und beschränkt sich nicht auf eine reine Planungsaufgabe. Eine enge Zusammenarbeit zwischen Planern und Ingenieuren vor Ort, täglich oder stündlich stattfindende Eingriffe und der Austausch von Ergebnissen sind für das erfolgreiche Vorspannen eines Druckstollens, wie dem NTFP, erforderlich.

Die Vorspanninjektion beeinflusst den Bauzeitplan und damit die Realisierung von Wasserkraftwerken stark, daher sollte der Arbeitsaufwand so akkurat als möglich berücksichtigt werden. Seeber [2] ist einer der Vordenker, die es vermochten, Theorie und praktische Umsetzung zusammenzuführen. Die Ergebnisse in dieser Arbeit verdeutlichen, dass die postulierten Ansätze gültig sind. Die Ergebnisse sind beeindruckend, denn bislang war es nicht möglich, einen lückenlosen Schluss von der Planung bis hin zur Dokumenta-

Literatur/References:

- [1] Gschnitzer E., Goliasch, R. (2009): TBM modification for challenging rock conditions – a progress report of the Niagara Tunnel Project (NTP). Geomechanics and Tunnelling, 2
- [2] Seeber G. (1999): Druckstollen und Druckschächte – Bemessung– Konstruktion – Ausführung. Stuttgart: Enke im Thieme Verlag
- [3] Perras M., Diederichs M. (2009): Tunnelling in Horizontally Laminated Ground. Proc. of the 3rd Can.-US Rock Mech. Symp., 20th Can. Rock Mech. Symp. Toronto, May. Paper 3993: 10 pgs. (CD-ROM)
- [4] Roittner O. (2011): Niagara Tunnel Facility Project, Swiss Tunnel Congress 2011, Lucerne
- [5] White L. (1913): The Catskill Water Supply. <http://www.archive.org/stream/catskillwatersu00unkngoog#page/n22/mode/2up>
- [6] Kieser A. (1960): Druckstollenbau, Springer Verlag, Wien-Bregenz 1960
- [7] Lauffer H., Seeber G., Kaindl F. (1968): Verfahren und Einrichtung zum Auskleiden od. dgl. Tiroler Wasserkraftwerke AG in Innsbruck, Österr. Patentamt, Patentschrift Nr. 284014
- [8] Gonano L., Sharp J. (1982): Design and Prestress Grouting of a Concrete Lined High Pressure Tunnel at Drakensberg, ISRM International Symposium, May 26–28, 1982, Aachen, Germany
- [9] Lauffer H. (1968): Vorspanninjektionen für Druckstollen. Der Bauingenieur, Jg 43, Heft 7, S. 233–239
- [10] Eder M. (1987): Untersuchung für die Auskleidung eines Kraftabstieges mit analytischem Modell von J. Schwarz, Diplomarbeit am Institut für Konstruktiven Wasserbau und Tunnelbau, Innsbruck
- [11] Grubmann P., Pistauer W. (1989): Ringbeton und Injektion, Beton 8/89
- [12] Olive R. (1976): Prestressing of Gordon Power Tunnel Lining by Interface Grouting, Civil Engineering, Trans., Inst. Engrs. Australia, Vol. EC18, No. 2
- [13] Seeber G. (1981): Möglichkeiten und Grenzen im Druckstollenbau. Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 29
- [14] Lauffer, H. (1989): Bemerkungen zum Druckstollen- und Druckschachtbau. Salzburger Kolloquium für Geotechnik
- [15] Weh M., Cierco P. (2011): personal communication
- [16] Lee Y., Lo K. (1989): The swelling mechanism of the Queenston shale. Geotechnical Research Centre Report, University of Western Ontario. GEOT-7-89: ISSN 0847-0626
- [17] Schleiss A. (1985): Bemessung von Druckstollen (Dissertation I) Mitteilungen der VAW, Nr. 78
- [18] Schleiss A. (1986): Bemessung von Druckstollen (Dissertation II) Mitteilungen der VAW, Nr. 86
- [19] Innerhofer G. (1997): Tunnelling without reinforcement Proceedings of the world tunneling congress, ISBN 904510868, Rotterdam
- [20] Fürtbauer S. (2012): Numerical Modelling of Interface

tion der Injektionsdrücke und der Verformungswerte zu ziehen. Die Erfahrungen aus dem NTFP können als Grundlage für weitere Optimierungen in weiteren Projekten dienen.

Eine durchgängige und exakte Baudokumentation des Druckstollens mit einer Dokumentation der geologischen Verhältnisse, der Schalendicke, der ausgeführten Kontaktinjektion stellen die Grundlage einer exakten und sicheren Vorspannung dar. Alle genannten Faktoren beeinflussen in einer Art und Weise die benötigte Vorspannung, die Bauzeit sowie die Menge an Injektionsgut für die Vorspannung, die zu erwartenden Verformungen der Schale und damit auch die mittlere Dehnung der Schale.

Eine erfolgreiche Vorspannung kann nur gesichert erreicht werden, wenn die Zielsetzung nicht, wie in der Vergangenheit, limitiert durch Druckvorgaben bestimmt wird, sondern die beabsichtigte Endverformung der Innenschale erreicht wird. Die Vorgaben sollten nichtsdestotrotz minimale und maximale Druckwerte zu Sicherheitszwecken umfassen, aber auch Grenzwerte für maximal zulässige Verformungen. Durch den Einsatz eines Echtzeit-Überwachungssystems in Kombination mit einem weiterentwickelten Injektionskontrollsystem kann die Vorspanninjektion optimal ausgeführt werden. Dehnungen und indirekt die Bettung der Betonschale können akkurat dokumentiert werden. Der letztendliche Vorspanndruck bei Erreichen der geforderten Dehnung der Schale hängt von der tatsächlichen Bettung, der Menge des Injektionsguts sowie von der Anzahl der Injektionsphasen und -zeit ab. Es ist unter Umständen auch nicht erforderlich, jeden einzelnen Block zu injizieren, weil das Injektionsgut hinter der Schale über weite Distanzen kommuniziert. Die erzielte Vorspannung lässt sich in diesen Fällen über das intensive Monitoring belegen. Ein Block kann auch durch paralleles Bearbeiten eines benachbarten Blocks vorgespannt werden. Jeder Zehntel Millimeter, der während des Injektionsverfahrens aufgezeichnet wurde, sorgt für erhebliche Geld- und Zeiteinsparungen.

Die zuvor beschriebene Entwicklung und erfolgreiche Umsetzung eines verbesserten Überwachungs- und Injektionskontrollsystems bietet konventionellen Injektionsverfahren vollkommen neue Möglichkeiten. Doch verlangt ein solch fortschrittliches System mehr als nur den Einsatz und Willen von Planern, Bauingenieuren und Bauleitern. Weitere Disziplinen wie die Mechatronik sowie spezialisierte Elektroingenieure und Softwareentwickler müssen bei Bedarf in das Planungs- und Umsetzungsteam unterstützend integriert werden. Nur interdisziplinäre Teams können solch anspruchsvolle Aufgaben wie die passive Vorspannung des größten Druckstollens der Welt, des NTFP, lösen.

Grouting Pressure, Diplomarbeit am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz

- [21] Schwarz J. (1985): Druckstollen und Konstruktion, Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München, Bericht Nr. 54
- [22] Schwarz J. (1987): Berechnung von Druckstollen, Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München, Bericht Nr. 55
- [23] Seeber G. (1964): Einige felsmechanische Messungen aus dem Druckschacht des Kaunertalkraftwerks. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. I
- [24] Wieland G. (2008): Auswertung von Radialpressversuchen auf Grundlage von FE-Berechnungen, Diplomarbeit am Institut für Geotechnik und Tunnelbau, Leopold Franzens Universität Innsbruck
- [25] Radoncic N., Großbauer K., Schubert W., Guber H., Heigerth G. (2008): Improved Design Method for Pre-stressed Pressure Tunnels, Geomechanics and Tunneling 1, No. 5, pp. 383–389
- [26] Diederichs M. (2003): Mechanistic Interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling
- [27] Bazant Z. P., Baweja S. (2000): Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: Model B3. Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage – Structural Design Effects, ACI SP-194, A. Al-Manaseer, ed., Am. Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1–83
- [28] Kupfer H. (1994): Bemessung von Spannbetonteilen nach DIN 4227- einschliesslich teilweiser Vorspannung, in Betonkalender 1994, Berlin Ernst und Sohn
- [29] SIA 262 (2003) Betonbau
- [30] Committee CEN/TC 250 – SC: Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, 2005
- [31] Krenn H., Komma N., Wannemacher H. (2011): Improved monitoring systems for pre-stressing of water tunnels/Weiterentwicklung der Vermessungssysteme für Vorspanninjektionen von Wasserstollen. Geomechanics and Tunneling, 4: 605–607. doi: 10.1002/geot.201190043