

Harald Krenn
 Manfred Roner
 Michael Bauert
 Helmut Wannemacher

Deformation measurement and long-term behaviour of passively prestressed pressure tunnels through the example of the Niagara Tunnel Facility Project

Verformungsmessung und Langzeitverhalten von passiv vorgespannten Druckstollen am Beispiel des Niagara Tunnel Facility Projekt

The recently completed Niagara Tunnel Facility Project in the province of Ontario in Canada is an extension of the Sir Adam Beck hydropower station originally built in the 19th century. The project includes the construction of a diversion tunnel to supply the existing hydropower station with an additional 500 m³ of water per second. The long-term stability of the unreinforced concrete lining is assured by a passive prestressed concrete lining according to the principles of *Seeber*. The operational water pressures reach 13 bar at the deepest point of the tunnel. In order to be able to monitor the slight deformations of the lining in the course of the prestressing process, an innovatively thought-out method of surveying had to be developed. The results of the deformation and long-term monitoring are presented.

Das kürzlich fertiggestellte Niagara Tunnel Facility Projekt in der Provinz Ontario in Kanada ist eine Erweiterung des im 19. Jahrhundert erbauten Sir Adam Beck Wasserkraftwerks. Das Projekt umfasst den Bau eines Umleitungsstollens, der das bestehende Wasserkraftwerk mit zusätzlichen 500 m³ Wasser pro Sekunde speist. 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 rund 13 bar. Um die geringen Verformungen der Schale im Zuge des Vorspannungsprozesses messtechnisch überwachen zu können, musste eine innovative Vermessungsmethode entwickelt werden. Ergebnisse der Verformungs- und der Langzeitmessung werden vorgestellt.

1 Introduction

The recently completed Niagara Tunnel Facility Project in the province of Ontario in Canada is an extension of the Sir Adam Beck hydropower station originally built in the 19th century. The project includes the construction of a diversion tunnel to supply the existing hydropower station with an additional 500 m³ of water per second. The long-term stability of the unreinforced concrete lining is assured by a passive prestressed concrete lining according to the principles of *Seeber* [1].

The NTFP is in the southern part of the Niagara Escarpment. The pressure tunnel with an excavated diameter of 14.44 m passes through the local geological units of the Lockport, Clinton and Cataract Formations and the deepest connected part of the tunnel, the Queenston Formation [2]. The Queenston Formation is characterised by a high swelling potential and requires a waterproof lining in order to prevent any swelling of the claystone. The nominal thickness of the technically watertight pressure tunnel varies in between 600 and 700 mm [3].

2 Concept of passive prestressing

Lauffer et al. [4] describe a procedure used for the first time at the Kaunertal hydropower station of grouting with

1 Einleitung

Das kürzlich fertiggestellte Niagara Tunnel Facility Projekt (NTFP) in der Provinz Ontario in Kanada ist eine Erweiterung des im 19. Jahrhundert erbauten Sir Adam Beck Wasserkraftwerks. Das Projekt umfasst den Bau eines Umleitungsstollens, der das bestehende Wasserkraftwerk mit zusätzlichen 500 m³ Wasser pro Sekunde speist. Für die langfristige Stabilität der unbewehrten Betonschale wird die Schale nach dem Prinzip der passiven Vorspannung nach *Seeber* vorgespannt [1].

Das NTFP befindet sich im südlichen Teil der Niagara Schichtstufe. Der Druckstollen mit einem Ausbruchdurchmesser von 14,44 m durchörtert die lokalen geologischen Einheiten der Lockport, Clinton- und Cataract-Formation sowie die tiefste aufgeschlossene Einheit des Stollens, die Queenston-Formation [2]. Die Queenston-Formation ist charakterisiert durch ihr hohes Quellpotenzial und erfordert aus diesem Grund eine technisch dichte Auskleidung, um ein allfälliges Quellen des Tonsteins zu verhindern. Die nominale Stärke der technisch dichten Druckstollenauskleidung variiert zwischen 600 und 700 mm [3].



Fig. 1. Deformation measurement system
Bild 1. Verformungsmesssystem

tube a manchette with the intention of spreading the grout over the entire area and inducing a prestressing pressure in the lining. In order to achieve prestressing of the lining, a suspension is grouted under pressure into the gap between the lining and the rock mass. The level of the grouting pressure essentially depends on the prevailing internal pressure, the properties of the rock mass and the concrete and the thickness of the lining. The maximum permissible grouting pressure is limited by the maximum compressional stress that can be resisted by the lining or the minimum principal normal stress in the rock mass [5]. The interface grouting creates a tangentially directed compressional stress in the inner lining and leads to an increase of the tensional stress in the rock mass or in the temporary support. Any void due loosening and overstressing of the rock mass in the vicinity of the tunnel is filled and the rock mass is improved by the consolidating effect of the grouting. Simple rock mass grouting in the near vicinity of the tunnel through shallow bore holes only permits a limited improvement of the load-bearing capacity of the rock mass in contrast to a prestress grouting operation [6].

2.1 Deformation measurement

In order to continuously measure the deformation of the inner lining, an innovative deformation measurement concept based on a conventional rotating laser was developed (Fig. 1). The surveying system permits continuous full-area measurement of the deformation during the process of prestressing the inner lining with a precision of 3/10 mm in real time.

2.2 Deformation-controlled grouting concept

The performance of the grouting works requires two stages of injection due to the installed waterproofing membrane; advance contact grouting and the actual prestress grouting. The contact grouting at the back of the inner lining at the contact with the waterproofing membrane is grouted at low pressure and in order to rehabilitate imperfections of the inner lining to prevent overloading of the foil during the subsequent prestress grouting and in operation. The actual prestress grouting is injected between the membrane and the temporary support layer.

Propagation of the suspension occurs independent of tunnel diameter through undefined flow channels near its

2 Konzept der passiven Vorspannung

Lauffer et. al. [4] beschreiben erstmals für den Bau des Kaunertalkraftwerks ein Injektionsverfahren mittels Manschettenrohren, mit dem Ziel einer flächigen Injektionsausbreitung und Vorspannung der Schale. Zur Erreichung der Vorspannung der Innenschale wird hierbei eine Suspension unter Druck in die Fuge zwischen Auskleidung und Gebirge eingebracht. Die Größe des Injektionsdrucks hängt im Wesentlichen vom anstehenden Innendruck, den Gebirgs- und Betoneigenschaften sowie der Schalenstärke ab. Der maximal zulässige Injektionsdruck wird durch die maximal aufnehmbare Druckbeanspruchung der Schale oder die minimale Hauptnormalspannung im Gebirge limitiert [5]. Die Injektion erzeugt dabei eine tangential gerichtete Druckspannung in der Innenschale und führt zu einer Erhöhung der Zugspannung im Gebirge bzw. der Erstsicherung. Vorhandene hohlraumnahe Auflockerungen und Überbeanspruchungen des Gebirges werden im Zuge der Injektionsmaßnahme verfüllt und das Gebirge durch die konsolidierende Wirkung der Vorspanninjektion verbessert. Die reine Gebirgsinjektion im nahen Umfeld von Stollen mit einer seichten Bohrlochinjektion erlaubt im Gegensatz zur Vorspanninjektion nur eine begrenzte Erhöhung der Tragfähigkeit des Gebirges [6].

2.1 Verformungsmessung

Für die kontinuierliche Messung der Verformung der Innenschale wurde ein neuartiges Vermessungskonzept auf Basis eines handelsüblichen Rotationslasers entwickelt (Bild 1). Das Vermessungssystem erlaubt eine kontinuierlich flächendeckende Messung der Verformung während des Vorspannprozesses der Innenschale mit einer Genauigkeit von 3/10 mm in Echtzeit.

2.2 Verformungsgesteuertes Injektionskonzept

Die Durchführung der Injektionsarbeiten erfordert aufgrund des installierten Abdichtungsträgers zwei getrennte Injektionsschritte, eine vorausseilende Kontaktinjektion und die eigentliche Vorspanninjektion. Die Kontaktinjektion an der Rückseite der Innenschale am Kontakt zum Abdichtungsträger ist eine Niederdruckinjektion und fokussiert auf eine Rehabilitation von Imperfektionen der Innenschale zur Vermeidung einer Überbeanspruchung der Folie während der nachfolgenden Vorspanninjektion und während des Betriebs. Die eigentliche Vorspanninjektion erfolgt zwischen Folie und Vorauskleidung.

Die Ausbreitung der Suspension erfolgt unabhängig vom Stollendurchmesser über undefinierte Fließkanäle im Nahbereich eines initialen Suspensionsaustrittes, mit teils großem Vorlauf der Suspension von bis zu 60 m. Bei kleineren Stollen fügt sich diese fingerartige Form der Ausbreitung rasch zu einer umfänglichen Benetzung der Schale zusammen. Bei größeren Stollendurchmessern kann diese ungleichförmige Ausbreitung der Suspension bereits in der initialen Füllphase zu einer Ovalisierung führen. Die durchgängige Historie der Verformungen ist aus diesem Grund von unerlässlichem Wert zur Steuerung der In-

initial exhaust point, with the suspension propagating 60 m in some cases. In smaller tunnels, this finger-type propagation pattern rapidly combines into an initial coverage of the lining. In larger diameter tunnels, the irregular propagation of the suspension can already lead to ovalisation in the initial filling phase. For this reason, a continuous history of deformations provides essential data for control of the grouting works. The deformation-based grouting concept considers above all deformations of the lining as a reaction to the injection of the suspension and can be efficiently regulated through the flow and injection pressure. A measurable value can be defined as a grouting target instead of a theoretical assumption [8].

2.3 Constructive aspects

The injection pressure to prestress the lining has to be selected so that the positive pressure level is maintained despite any losses and thus long-term coupling of the lining with the rock mass is preserved. This prestressing of the lining ensures that the inner lining remains crack-free under internal water pressure.

The level of prestressing and the losses of prestressing due to temperature, creep and shrinkage depend on a range of factors, e.g. the mechanical properties of the rock mass and concrete or environmental conditions in the tunnel [8]. *Seeber* [1] describes a simple spring model of two springs connected in series with different stiffness for the structural system of passive prestressing neglecting the waterproofing membrane in between.

3 Development and interpretation of the prestressing

The deformation of the lining is characterised above all by a rapid increase of the average radial strain as soon as a connected coverage of the lining has been achieved. The deformation increase was controlled to about 1 mm/h. The effective grouting pressure in the joint was monitored with indirect pressure tests, which could be performed periodically during prestressing. Indirect pressure tests generally permit very good conclusions about the actually effective grouting pressure in the joint [8] [9]. When the indirect pressure test is in accordance with the target pressure, the flow rate is reduced and another check is made after a predefined time. When the prestressing pressure and deformation rate keep the level over time, the block is considered as prestressed.

The tendency is for the evaluation of the deformation of the inner lining immediately after reaching the target deformation and the stopping of prestress injection to show an elastic recovery, which is essentially controlled by the viscosity class of the suspension in the joint and the advance.

In order to verify the deformations measured by the scanners, many supplementary measurement systems such as a 3D measurement system, Invar wire extensometer and vibrating wire strain gauges were installed in a test section. Fig. 2 shows a curve of the radial deformation of block 486 upon completion of the initial filling phase. The subsequently back-calculated measurement points of the vibrating wire strain gauge show a coherent picture with the deformation measurements.

jektionsarbeiten. Das verformungsbasierte Injektionskonzept berücksichtigt vor allem die auftretenden Verformungen der Schale als Reaktion des Suspensionseintrags und kann dadurch den Durchfluss und den Injektionsdruck effizient regeln. Als Injektionsziel wird eine messbare Größe anstelle von einem theoretischen Injektionsziel definiert [8].

2.3 Konstruktive Aspekte

Der Injektionsdruck zur Vorspannung der Schale muss so gewählt sein, dass der positive Druckzustand unter Bedacht allfälliger Verluste erhalten bleibt und damit die langfristige Koppelung der Auskleidung mit dem Gebirge konserviert wird. Die Überdrückung der Schale garantiert eine rissfreie Innenschale in Folge der Innenwasserdruckbelastung.

Das Maß der Vorspannung sowie die anzunehmenden Verluste der Vorspannung durch Temperatur, Kriechen und Schwinden hängen von einer Vielzahl von Faktoren ab, z. B. mechanische Eigenschaften von Gebirge und Beton oder Umweltbedingungen im Stollen [8]. *Seeber* [1] beschreibt für das statische System der passiven Vorspannung unter Vernachlässigung des Abdichtungsträgers ein einfaches Federmodell zweier in Serie geschalteter Federn mit unterschiedlicher Steifigkeit.

3 Entwicklung und Interpretation der Vorspannung

Die Verformung der Schale wird vor allem geprägt durch ein rasches Ansteigen der mittleren radialen Dehnung, sobald eine zusammenhängende Benetzung der Schale erreicht wurde. Die Steuerung des Verformungszuwachses wurde auf rund 1 mm/h limitiert. Der wirksame Injektionsdruck in der Fuge wurde mittels Ruhedrucktests, die periodisch während der Vorspannung zur Anwendung gelangen, überwacht. Ruhedrucktests erlauben einen generell sehr guten Rückschluss auf den tatsächlich wirksamen Injektionsdruck in der Fuge [8] [9]. Bei einer Übereinstimmung des Ruhedrucks und der Verformung mit den Zielvorgaben wird der Durchfluss reduziert und nach einer vorgängig definierten Zeitspanne eine wiederholte Kontrolle durchgeführt. Bei Erhalt des Vorspanndrucks und der Verformung gilt der Block als vorgespannt.

Tendenziell zeigt die Auswertung der Verformung der Innenschale unmittelbar nach Erreichen der Zielverformung und dem Einstellen der Vorspanninjektion eine elastische Rückverformung, die im Wesentlichen durch die im Spalt vorherrschende Viskositätsklasse der Suspension und des Vorlaufs gesteuert wird.

Für die Verifikation der von den Scannern gemessenen Verformungen wurden in einer vordefinierten Versuchsstrecke mehrere ergänzende Messsysteme wie ein 3D-Vermessungssystem, Invar-Draht-Extensometer und Schwingsaiten-Dehnungsmessgeber (vibrating wire strain gauges) eingesetzt. Bild 2 zeigt den Verlauf der radialen Verformung des Blocks 486 nach bereits erfolgter vorgängiger Vorfüllphase. Die nachträglich rückgerechneten Messpunkte der Schwingsaiten-Dehnungsmessgeber zeigen ein kohärentes Bild mit den Verformungsmessungen.

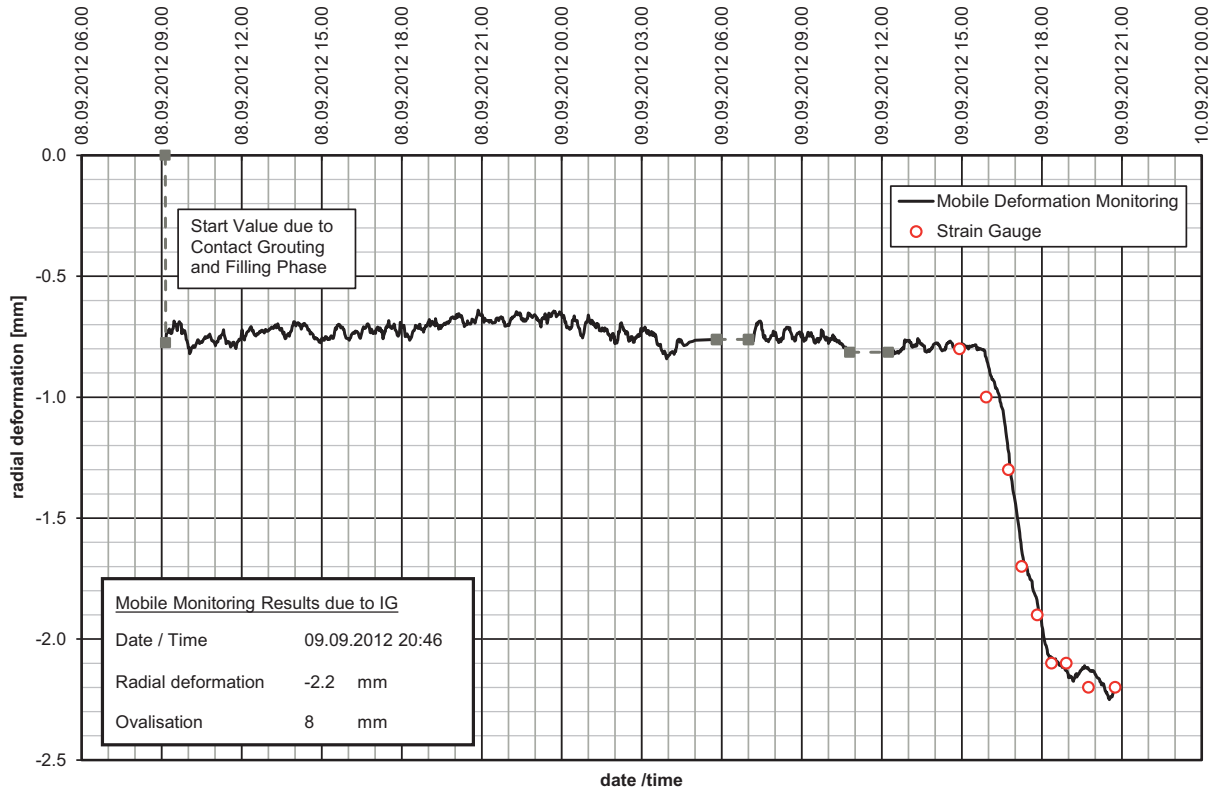


Fig. 2. Curve of prestress in block 486.
 Bild 2. Verlauf der Vorspannung des Blocks 486.

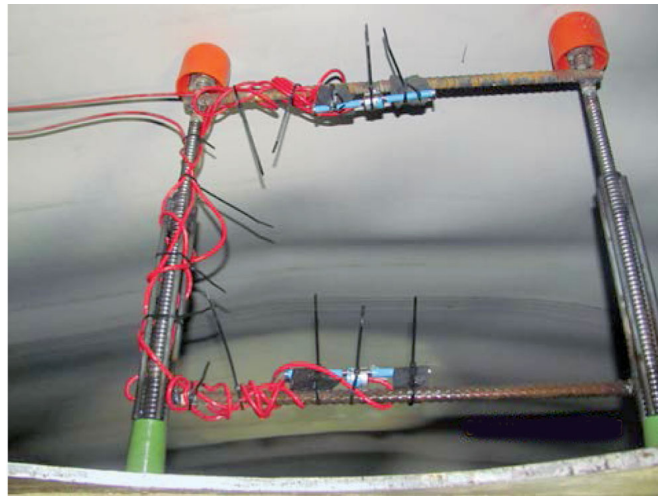
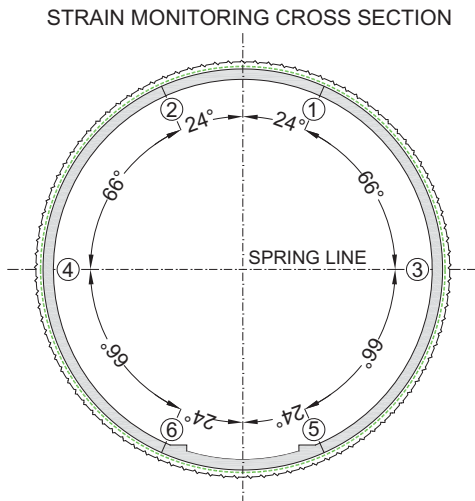


Fig. 3. Cross-section and installation of the vibrating wire strain gauges.
 Bild 3. Querschnitt und Installation der Schwingsaiten Dehnungsmessgeber.

3.1 Long-term measurements

The measurements of the vibrating wire strain gauge were continued for more than twelve months to observe the time-dependent behaviour of the lining.

The right side of Fig. 3 shows the installation of the vibrating wire strain gauges before the concreting of the lining. Eleven blocks were considered for detailed testing and equipped with 2×6 of these gauges (Fig. 3 left), in order to receive analysis about the short-term compressional strain as result of the applied prestressing pressure over time.

3.1 Langzeitmessung

Die Messung der Schwingsaiten-Dehnungsmessgeber wurde in weiterer Folge über mehr als zwölf Monate zur Beobachtung des zeitabhängigen Verhaltens der Schale weitergeführt.

In Bild 3 rechts ist die Installation eines Schwingsaiten-Dehnungsmessgebers vor dem Betonieren der Auskleidung dargestellt. An insgesamt elf ausgewählten Blöcken wurden jeweils 2×6 derartiger Messgeber (Bild 3 links) angeordnet, um eine vergleichende Aussage über die auftretenden Kurzzeitstauchungen infolge des aufgetragten Vorspanndrucks zu erhalten.

3.2 Effect of temperature on the measurement

The continuation of measurements for more than one year showed seasonal temperature changes and thus changes of concrete temperature. The extent of the temperature effect on the measured strain is significant and has to be considered as a separate component of the total strain in order to avoid unintended misinterpretation of the temperature-dependent stress losses.

For the temperature-dependent correction, the strain measured by the vibrating wire strain gauges has to be corrected for the different coefficients of expansion of concrete and vibrating wire and the effect of boundary conditions (interaction of the working curves of concrete and rock mass). The inner lining and the vibrating wire in the sensor itself expand differently according to the coefficients of expansion of the materials. According to the manufacturer's information [10], the measured value must be corrected as follows depending on the boundary conditions.

$$\epsilon_{\text{korrigiert}} = \epsilon_{\text{gemessen}} + (T_1 - T_0) \cdot (C_1 - F_{99} \cdot C_2) \quad (1)$$

with:

- T_0 initial temperature,
- T_1 temperature at time of measurement,
- C_1 coefficient of expansion of the vibrating wire ($12.2 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$),
- C_2 coefficient of expansion of concrete ($10.0 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$),
- F_{99} factor for boundary conditions.

While in the case that the concrete structure can deform freely, only the difference of coefficients of expansion $12.2 \cdot 10^{-6} - 10.0 \cdot 10^{-6} = 2.2 \cdot 10^{-6}$ acts ($F_{99} = 1$), in the extreme case of fixed-ended boundary, only the coefficient of expansion of the vibrating wire is considered with $12.2 \cdot 10^{-6}$ ($F_{99} = 0$).

The factor F_{99} to be considered for boundary conditions can be calculated according to Fig. 4. The lining and the rock mass are idealised as two springs in series with different stiffnesses. When the temperature changes, the springs react differently and the contact point is also displaced according to the mechanics of a spring coupling.

The following initial equation is assumed:

$$\begin{aligned} p_{V,0} + \Delta p_{B,\Delta T} + \Delta p_B(u) &= p_{V,0} + \Delta p_{F,\Delta T} - \Delta p_F(u) \\ \Delta p_{B,\Delta T} - \Delta p_{F,\Delta T} &= -\Delta p_F(u) - \Delta p_B(u) \end{aligned} \quad (2)$$

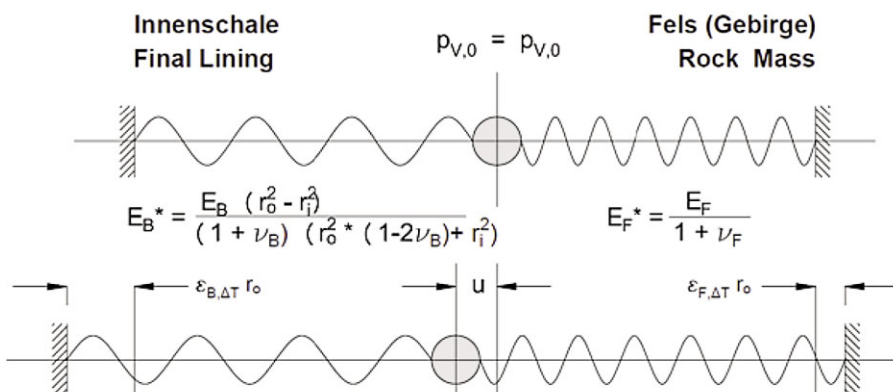


Fig. 4. Spring model for the investigation of the temperature effect on concrete ring and rock mass
Bild 4. Federmodell zur Untersuchung des Temperatureinflusses auf Betonring und Gebirge

3.2 Einfluss der Temperatur auf die Messung

Während des Messzeitraums von mehr als einem Jahr konnten saisonal bedingte Temperaturänderungen im Stollen und damit auch eine Änderung der Betontemperatur beobachtet werden. Der Anteil des Temperatureinflusses auf die gemessenen Dehnungen ist signifikant und muss dementsprechend als gesonderter Anteil der Gesamtdéhnung ausgewiesen werden, um ungewollte Fehlinterpretationen betreffend die temperaturunabhängigen Spannungsverluste zu vermeiden.

Für die temperaturbedingte Korrektur muss die gemessene Déhnung der Schwingsaiten-Dehnungsmessgeber aufgrund der unterschiedlichen Ausdehnungskoeffizienten von Beton und Schwingsaite sowie des Einflusses der Lagerungsbedingungen (Zusammenwirken der Arbeitslinie von Beton- und Gebirge) korrigiert werden. Die Innenschale sowie die Schwingsaite im Sensor selbst dehnen sich entsprechend der Wärmeausdehnungskoeffizienten der Materialien unterschiedlich aus. In Anlehnung an die Herstellerangaben [10] muss der Messwert in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen wie folgt korrigiert werden

$$\epsilon_{\text{korrigiert}} = \epsilon_{\text{gemessen}} + (T_1 - T_0) \cdot (C_1 - F_{99} \cdot C_2) \quad (1)$$

mit:

- T_0 Ausgangstemperatur,
- T_1 Temperatur zum Messzeitpunkt,
- C_1 Ausdehnungskoeffizient Schwingsaite ($12,2 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$),
- C_2 Ausdehnungskoeffizient Beton ($10,0 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$),
- F_{99} Faktor für die Lagerungsbedingungen.

Während im Fall der freien Verformbarkeit der Betonstruktur sich nur die Differenz der Ausdehnungskoeffizienten $12,2 \cdot 10^{-6} - 10,0 \cdot 10^{-6} = 2,2 \cdot 10^{-6}$ auswirkt ($F_{99} = 1$), so wird im anderen Extremfall, der eingespannten Lagerung, nur der Ausdehnungskoeffizient der Schwingsaite mit $12,2 \cdot 10^{-6}$ berücksichtigt ($F_{99} = 0$).

Der zu berücksichtigende Faktor F_{99} infolge der Lagerungsbedingungen und der Temperaturänderung kann gemäß Bild 4 berechnet werden. Dabei werden die Auskleidung und das Gebirge mit zwei unterschiedlichen steifen in Reihe geschalteten Federn idealisiert. Bei einer Temperaturänderung werden sich die Federn unterschiedlich dehnen, und zusätzlich wird sich die Kontaktstelle entsprechend der Mechanik einer Reihenschaltung verschieben.

When the pressure differences are rewritten, this gives:

$$\varepsilon_{B,\Delta T} \cdot E_B^* - \varepsilon_{F,\Delta T} \cdot E_F^* = -\frac{u}{r} \cdot (E_B^* + E_F^*) = -\varepsilon_u \cdot (E_B^* + E_F^*) \quad (3)$$

Under the assumption that the temperature expansion in the rock mass is proportional to the temperature expansion of the concrete ($\varepsilon_{F,\Delta T} = \kappa \cdot \varepsilon_{B,\Delta T}$), this gives:

$$\varepsilon_{B,\Delta T} \cdot (E_B^* - k \cdot E_F^*) = -\varepsilon_u \cdot (E_B^* + E_F^*)$$

$$\varepsilon_u = -\varepsilon_{B,\Delta T} \cdot \frac{E_B^* - k \cdot E_F^*}{E_B^* + E_F^*} \quad (4)$$

Under assumption of the condition $\varepsilon_{B,\Delta T} = \Delta T \cdot C_2$ the following then applies:

$$\varepsilon_u = -\Delta T \cdot C_2 \cdot \frac{E_B^* - k \cdot E_F^*}{E_B^* + E_F^*} \quad (5)$$

The actually occurring concrete expansion as a result of the radial deformation u corresponds to the last part of equation 1 and thus we obtain:

$$F_{99} = \frac{E_B^* - k \cdot E_F^*}{E_B^* + E_F^*} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{\text{koriigiert}} = \varepsilon_{\text{gemessen}} + (T_1 - T_0) \cdot \left(C_1 - \frac{E_B^* - k \cdot E_F^*}{E_B^* + E_F^*} \cdot C_2 \right) \quad (7)$$

with:

- E_B^* gradient of the working curve of the inner lining,
- E_F^* gradient of the working curve of the rock mass,
- $\varepsilon_{B,\Delta T}$ strain of the inner lining as a result of temperature change $\alpha_{TB} \times \Delta T$,
- $\varepsilon_{F,\Delta T}$ strain of the rock mass as a result of temperature change $\alpha_{TF} \times \Delta T$,
- ε_u strain u/r resulting from displacement of the contact point due to temperature change and support conditions,

Es wird von der folgenden Ausgangsgleichung ausgegangen:

$$p_{V,0} + \Delta p_{B,\Delta T} + \Delta p_B(u) = p_{V,0} + \Delta p_{F,\Delta T} - \Delta p_F(u)$$

$$\Delta p_{B,\Delta T} - \Delta p_{F,\Delta T} = -\Delta p_F(u) - \Delta p_B(u) \quad (2)$$

Durch Umschreiben der Druckdifferenzen ergibt sich:

$$\varepsilon_{B,\Delta T} \cdot E_B^* - \varepsilon_{F,\Delta T} \cdot E_F^* = -\frac{u}{r} \cdot (E_B^* + E_F^*) = -\varepsilon_u \cdot (E_B^* + E_F^*) \quad (3)$$

Unter der Annahme, dass die Temperaturdehnung des Gebirges proportional zur Temperaturdehnung des Betons ist ($\varepsilon_{F,\Delta T} = \kappa \cdot \varepsilon_{B,\Delta T}$), ergibt sich:

$$\varepsilon_{B,\Delta T} \cdot (E_B^* - k \cdot E_F^*) = -\varepsilon_u \cdot (E_B^* + E_F^*)$$

$$\varepsilon_u = -\varepsilon_{B,\Delta T} \cdot \frac{E_B^* - k \cdot E_F^*}{E_B^* + E_F^*} \quad (4)$$

Unter Berücksichtigung der Bedingung $\varepsilon_{B,\Delta T} = \Delta T \cdot C_2$ gilt in weiterer Folge:

$$\varepsilon_u = -\Delta T \cdot C_2 \cdot \frac{E_B^* - k \cdot E_F^*}{E_B^* + E_F^*} \quad (5)$$

Diese real auftretende Betondehnung in Folge der radialen Verformung u entspricht dem letzten Glied der Gleichung 1 und somit erhält man:

$$F_{99} = \frac{E_B^* - k \cdot E_F^*}{E_B^* + E_F^*} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{\text{koriigiert}} = \varepsilon_{\text{gemessen}} + (T_1 - T_0) \cdot \left(C_1 - \frac{E_B^* - k \cdot E_F^*}{E_B^* + E_F^*} \cdot C_2 \right) \quad (7)$$

mit:

- E_B^* Steigung der Arbeitslinie der Innenschale,
- E_F^* Steigung der Arbeitslinie des Gebirges,
- $\varepsilon_{B,\Delta T}$ Dehnung der Innenschale infolge Temperaturänderung $\alpha_{TB} \times \Delta T$,



WE SET STANDARDS

Your competent and reliable partner also for special ground engineering applications in tunnelling:

- Horizontal jet grouting
- Pipe arches/umbrellas
- Horizontal directional drilling (HDD)
- Ground freezing
- Permeation grouting in rock and soil
- Pre-stress and contact grouting
- Deformation and settlement monitoring with high precision 3D-laserscanner
- Site investigation in rock and soil
- Borehole measurement for raiseboring, core drilling and HDD

Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H.
Worldwide Ground Engineering
Donau-City-Str. 9, 1220 Vienna/Austria
Tel. +43 1 22422-2602
office@zueblin.at, www.zueblin.at



ZÜBLIN

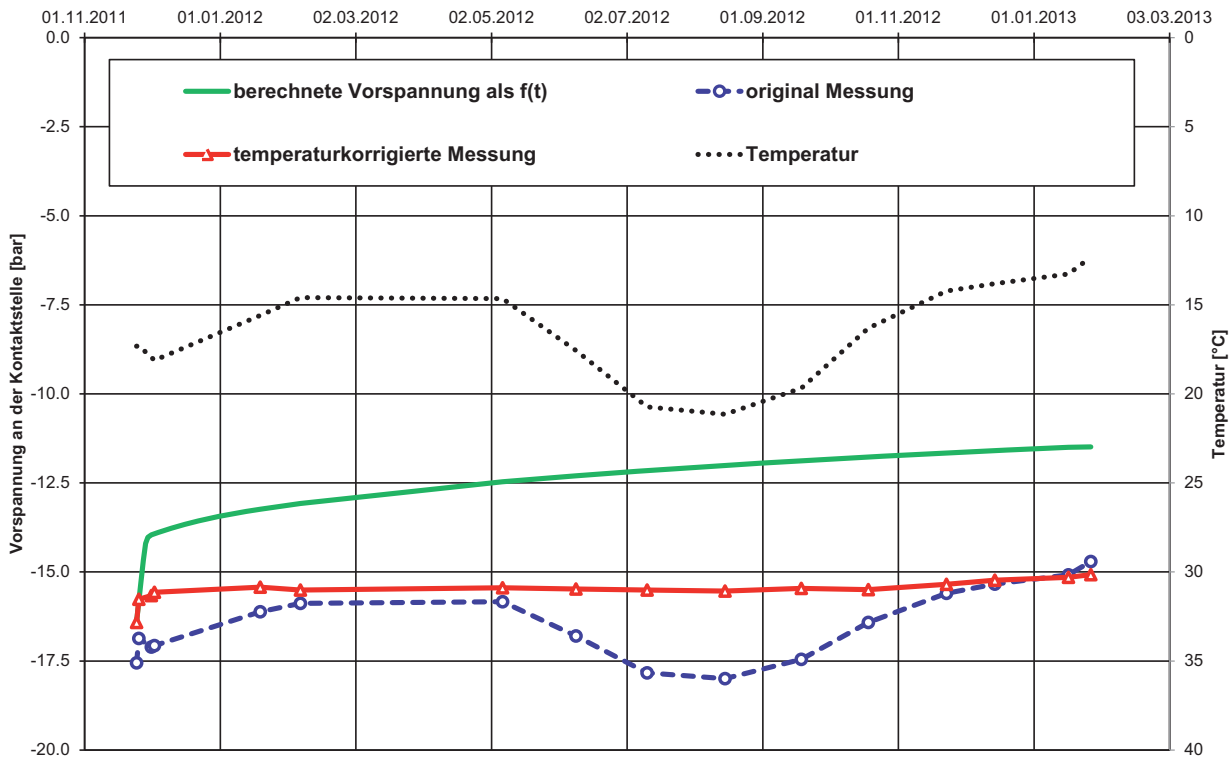


Fig. 5. Development of prestress – bay 62.
Bild 5. Entwicklung der Vorspannung – Bay 62.

k factor to consider the rock mass stain resulting from temperature change as a function of concrete strain.

Seeber [1] recommends the value $\frac{1}{3}$ for k. Due to the lining thickness of about 60 to 75 cm and the additional isolation by the waterproofing membrane (altogether approx. 40 mm), the assumption is made as an approximation that the rock mass strain resulting from temperature change is less effective. So the strain change in the rock mass resulting from temperature change can be set to zero ($\epsilon_{F,\Delta T} = \alpha_{FT} \Delta T = 0$) as a simplification.

The value F_{99} describes the proportional strain of the inner lining resulting from temperature with sliding support $\epsilon_{b,u}$ in relationship with the total strain $\epsilon_{b,\Delta T} = \alpha_B \Delta T$. In case $E^*_B \ll E^*_F$ the displacement of contact point is 0, resulting in $F_{99} = 0$. In contrast, if $E^*_B > E^*_F$, the displacement of the contact point is dominant, which results in $F_{99} = 1$.

Fig. 5 shows the back-calculated loss of prestress based on the temperature-compensated strain change in the inner lining over a period of more than one year until shortly before watering up. The decay of prestressing pressure until watering up is just under 10 % according to this back-calculation from the measured strains. The calculated loss of prestressing pressure according to structural calculation according to the structural analyses of Seeber [1], extended with the concrete model of Bazant [11] is 30 %.

4 Discussion

The evaluation of the long-term deformation shows that the measured temperature-compensated strain change is very low as a function over time. This behaviour can be interpreted in two ways:

- $\epsilon_{F,\Delta T}$ Dehnung des Gebirges infolge Temperaturänderung $\alpha_{TF} \times \Delta T$,
- ϵ_u Dehnung u/r infolge Verschiebung der Kontaktstelle wegen Temperaturänderung und Lagerungsbedingungen,
- k Faktor für die Berücksichtigung der Gebirgsdehnung infolge Temperaturänderung in Funktion der Betondehnung.

Seeber [1] empfiehlt für k den Wert $\frac{1}{3}$. Aufgrund der Schalenstärke von rund 60 bis 75 cm und der zusätzlichen Isolierung durch den Abdichtungsträger (insgesamt ca. 40 mm), wird als Näherung von einer untergeordnet wirkenden Gebirgsdehnung infolge Temperaturänderung ausgegangen. Somit kann vereinfacht die Dehnungsänderung des Gebirges infolge Temperaturänderung zu null ($\epsilon_{F,\Delta T} = \alpha_{FT} \Delta T = 0$) gesetzt werden.

Der Wert F_{99} beschreibt den Anteil der Dehnung der Innenschale infolge Temperatur bei verschieblicher Lagerung $\epsilon_{b,u}$ im Verhältnis zur Gesamtdehnung $\epsilon_{b,\Delta T} = \alpha_B \Delta T$. Im Falle $E^*_B \ll E^*_F$ nimmt die Kontaktstellenverformung auf 0 ab, und es ergibt sich $F_{99} = 0$. Im Gegensatz dazu gilt bei $E^*_B > E^*_F$, dass die Kontaktstellenverformung dominiert, und in diesem Fall ergibt sich $F_{99} = 1$.

Bild 5 zeigt den zeitlichen Verlauf des auf Grundlage der temperaturkompensierten Dehnungsänderung rückgerechneten Vorspannungsverlusts der Innenschale über einen Zeitraum von über einem Jahr bis kurz vor der Erstbefüllung. Der Abfall der Vorspannung beträgt bis zur Erstbefüllung entsprechend dieser Rückrechnung auf Grundlage der gemessenen Dehnungen knapp 10 %. Der berechnete Vorspannungsverlust laut statischer Berechnung unter der Berücksichtigung des Modell von Seeber [1], erweitert mit dem Betonmodell von Bazant [11] beträgt 30 %.

- The long-term behaviour resulting from creep in the rock mass and resulting from creep and shrinkage in the inner lining is very similar, so that no deformation and change of position of the composite structure inner lining/rock mass occurs and thus results in no measurable strain change in the concrete. This behaviour can best be described as relaxation. No statements are possible about the prestress existing in the gap or about the tangential compression stress in the inner lining on the basis of the observations and measurements that were made.
- The geometry and deformational properties of the concrete inner lining are similar in all blocks, in which the vibrating wire strain gauges were installed. The surrounding rock mass on the other hand shows considerable differences of the E_{RM} modulus (between 10 and 30 GPa). This difference of stiffness must have an effect on the creep behaviour in the rock mass. That fact that nevertheless all the vibrating wire strain gauges show only slight falls permits the conclusion that the long-term losses of the inner lining are considerably lower than would be expected from the calculation (B3 model Bazant [11]).

One possible explanation for this could be that the level of the tangentially acting compressional stresses in the inner lining at approx. 15 to 20 MPa is far less than the real compression strength of 45 to 55 MPa of the concrete [9] and the creep behaviour is also less pronounced at such comparatively low loadings.

4 Diskussion

Die Auswertung der Langzeitverformung zeigt, dass die gemessene temperaturkompensierte Dehnungsänderung als Funktion der Zeit sehr gering ausfällt. Dieses Verhalten kann auf zwei Arten interpretiert werden:

- Das Langzeitverhalten infolge Kriechens des Gebirges und infolge des Kriechens und Schwindens der Innenschale ist sehr ähnlich, sodass keine Verformung und Lageänderung der Verbundstruktur Innenschale/Gebirge eintritt und somit keine messbaren Dehnungsänderungen im Beton auftreten. Das Verhalten kann am ehesten als Relaxation beschrieben werden. Aussagen über die vorhandene Vorspannung im Spalt bzw. über die tangentielle Druckspannung in der Innenschale sind auf Grundlage der getätigten Beobachtungen und Messungen nicht möglich.
- Die Geometrie und die Verformungseigenschaft der Betoninnenschale sind bei allen Blöcken, in denen Schwingsaiten-Dehnungsmessgeber eingebaut wurden, ähnlich. Das umgebende Gebirge hingegen weist deutliche Unterschiede des E_{RM} -Moduls (zwischen 10 und 30 GPa) auf. Diese unterschiedliche Steifigkeit müsste sich auch auf das Kriechverhalten im Gebirge auswirken. Dass trotzdem bei allen Schwingsaiten-Dehnungsmessgebern die temperaturkompensierte Dehnung nur geringe Abfälle zeigt, lässt auch den Schluss zu, dass die Langzeitverluste der Innenschale deutlich geringer sind, als laut Berechnung (B3-Modell Bazant [11]) zu erwarten war.



ein Unternehmen der **BERNARD**
GRUPPE








BERNARD Ingenieure

liefert alle Beratungs-, Planungs- und Ingenieurleistungen auf den Gebieten:

**Industrie
Energie
Infrastruktur
Verkehr**

www.bernard-ing.com

1: Eisenbahnstrecke Sirth – Benghazi Lybien
2: Wasserschloßschacht Daga Chhu - Bhutan
3: Old Airport Road - Riad, Saudi-Arabien
4: PSW Reisseck II – Einlaufbauwerk „Großer Mühldorfer See“ - Österreich
5: BBT – Erkundungsabschnitt Ahrental Startkaverne TBM - Österreich

BESTE LÖSUNGEN BEGEISTERN

Which of these two interpretations is actually correct, or whether the losses are due to a combination of these two processes, can only be determined when the decay in the tangential concrete stress is also known. This was not, however, the case. Despite this, the presumption seems justified that the calculated loss of prestress resulting from creep and shrinkage tends to be overestimated and this could be a chance for an optimisation of prestressed unreinforced concrete linings, considering the experience from the NTFP.

References

- [1] *Seeber, G.*: Druckstollen und Druckschächte – Bemessung-Konstruktion – Ausführung. Stuttgart: Enke im Thieme Verlag, 1999.
- [2] *Perras, M.* et al.: Tunnelling In Horizontally Laminated Ground. Proc. of the 3rd Can.-US Rock Mech. Symp., 20th Can. Rock Mech. Symp. Paper 3993 (cdrom). Toronto, 2009.
- [3] *Grunicke, U.H., Ristic, M.*: Pre-stressed tunnel lining – pushing traditional concepts to new frontiers/Neue Grenzen für passiv vorgespannte Druckstollenauskleidungen. Geomechanics and Tunnelling 5 (2012), No. 5, pp. 503–516.
- [4] *Lauffer, H.* et al.: (1968). Verfahren und Einrichtung zum Auskleiden od. dgl. Tiroler Wasserkraftwerke AG in Innsbruck. Patentschrift Nr. 284014. Österr. Patentamt, 1968.
- [5] *Schleiss, A.*: Bemessung von Druckstollen. Mitteilungen der VAW, Nr. 78, 1985.
- [6] *Vigl, A., Gerstner, R.*: Grouting in pressure tunnel construction/Injektionen im Druckstollenbau. Geomechanics and Tunnelling 2 (2009), No. 5, pp. 439–446.
- [7] *Krenn, H., Komma, N., Wannemacher, H.*: Improved monitoring systems for pre-stressing of water tunnels/Weiterentwicklung der Vermessungssysteme für Vorspanninjektionen von Wasserstollen. Geomechanics and Tunnelling 4 (2011), No. 5, pp. 605–607.
- [8] *Wannemacher, H.* et al.: The Niagara Tunnel Facility Project – Technical and economical aspects of passive prestressed pressure tunnels. Swiss Tunnel Congress. Lucerne, 2012.
- [9] *Wannemacher, H.* et al.: Improved Pressure Tunnel Lining Methods. In Anagnostou, Ehrbar (eds.): Underground – the way to the future! World Tunnel Congress Geneva, 2013.
- [10] Geokon: Instruction Manual, Model 4200 Series, Vibrating Wire Strain gages.
- [11] *Bazant, Z. P., Baweja, S.*: Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: Model B3. In Al-Manaseer (ed): Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage – Structural Design Effects. ACI SP-194, pp. 1–83. Am. Concrete Institute, Farmington Hills, 2000.

Eine mögliche Begründung dafür könnte darin liegen, dass das Spannungsniveau der tangential wirkenden Druckspannung in der Innenschale mit ca. 15 bis 20 MPa weit unter den realen Druckfestigkeiten von 45 bis 55 MPa [9] liegen und bei solchen vergleichsweise geringen Beanspruchungen auch das Kriechverhalten weniger ausgeprägt ist.

Welche der beiden Interpretationen eher zutrifft, bzw ob die Verluste durch eine Kombination der beiden Prozesse begründet sind, kann nur dann festgestellt werden, wenn auch der Abfall in der tangentialen Betondruckspannung bekannt ist. Dies war aber nicht der Fall. Trotzdem scheint die Vermutung berechtigt, dass die rechnerisch ermittelten Vorspannverluste infolge Kriechens und Schwindens tendenziell überschätzt werden und dadurch möglicherweise eine Optimierung von vorgespannten unbewehrten Innenschalen unter Berücksichtigung der Erfahrungen des NTFP möglich ist.



Dr. Harald Krenn
Zueblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H
Donau-City-Str. 9
A-1220 Wien
Austria
harald.krenn@zueblin.at



Manfred Roner
ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH
Feldkreuzstraße 3
A-6063 Rum bei Innsbruck
Austria
manfred.roner@ilf.com



Michael Bauert
Amberg Engineering AG
Rheinstrasse 4
CH-7320 Sargans
Switzerland
mbauert@amberg.ch



Helmut Wannemacher
Amberg Engineering AG
Rheinstrasse 4
CH-7320 Sargans
Switzerland
hwannemacher@amberg.ch