

Lösung schwieriger Planungsaufgaben für den Strenger Tunnel

Von Max John, Daniel Spöndlin und Bruno Mattle

Aufbauend auf der Vorentwurfsplanung aus dem Jahr 1992 und den Ergebnissen der Grundsatzbesprechung im Dezember 1992 wurde der „Generelle Entwurf“ im März 1993 abgeschlossen. Im Zuge der Aushubarbeiten für die Anschlussstelle Pians stellte sich heraus, dass sich die Hänge in diesem Bereich in einem labilen Zustand befinden und daher umfangreiche Hangsicherungen, Entwässerungsmaßnahmen mittels Brunnen und Entwässerungstollen erfordern. Intensive Beobachtungen des Hangverhaltens durch geodätische Messungen der Oberfläche und der Auskleidung des Entwässerungstollens sowie Inklinometermessungen und Beobachtungen des Hangwasserspiegels in Piezometerpegeln zeigten Kriechverformungen, aufgrund derer die Portale Pians nach Süden verschoben wurden. Die Tunnelportale liegen nun in einem Felssporn; der Sackungshang wird umfahren.

Solution of Difficult Aspects for the Strenger Tunnel

The adaptability of the New Austrian Tunneling Method in design and construction has been proven once more at the Tunnel Strengen. By adjusting the support measures especially rock bolting and yielding steel elements installed in slots of the shotcrete lining large deformations up to 0.5 m due to progressive fracturing could be successfully mastered. Calculations using FE-models have been found to be helpful for decision making on site and therefore should increasingly be used in future. Calculations also showed that asymmetric rock mass behaviour is not necessarily decisive for the loading of the inner concrete lining in case of extensive fracture processes. Thereby the general practice used in Austria to employ an unreinforced concrete lining was verified. For this decision it was considered that the shotcrete lining which undergoes repair works at the most critical sections will not completely fail but keep part of its load bearing capacity with respect to normal forces.

Beim Strenger Tunnel hat sich die Anpassungsfähigkeit der Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode in Planung und Bauausführung einmal mehr bewährt. Mit einer Anpassung der Stützmittel, insbesondere der Ankerung und Stauchelemente, konnten die progressiven Bruchvorgänge beherrscht werden. Rechnerische Untersuchungen haben sich als gute Unterstützung der Vor-Ort-Entscheidungen herausgestellt und sollten daher vermehrt angewendet werden. Mit diesen Untersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass das asymmetrische Gebirgsverhalten bei ausgeprägten Bruchvorgängen nicht maßgebend für die Beanspruchung des Innengewölbes ist. Die in Österreich geübte Praxis, das Innengewölbe unbewehrt auszuführen, wurde damit bestätigt. Bei dieser Entscheidung wurde berücksichtigt, dass die Spritzbetonschale ihre Tragfähigkeit auf Dauer nur teilweise verliert. In den schwierigsten Abschnitten wurde die Spritzbetonschale im Zuge der Überfirstung saniert.

Planungsabwicklung

Der Detailentwurf (Geotechnik, bauliche Anlagen) wurde 1998 in Angriff genommen und mit der Prüfung gemäß Geotechnikerlass im Mai 1999 abgeschlossen. Durch die ASFINAG wurde im Einvernehmen mit dem Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten am 8. April 1999 eine begleitende Kontrolle für den gesamten Bauabschnitt Pians-Flirsch eingesetzt. Anschließend erfolgte die Erstellung der Ausschreibung mit der Aussendung der Angebotsunterlagen im April 2000. Die Submission erfolgte am 27. Juni 2000, die Vergabe am 6. Oktober 2000. Die Ausführungsplanung erfolgt mit entsprechendem Vorlauf den Bauarbeiten vauseilend. Zur ständigen Abstimmung der Planung mit dem aktuellen Baugeschehen werden regelmäßig (alle vier bis sechs Wochen) Projektbesprechungen auf der Baustelle abgehalten.

Die Detailplanung der elektromaschinellen Anlagen wurde mit der Ausgabe der Ausschreibung am 14. Mai 2003 abgeschlossen. Die Vergabe dieser Leistungen erfolgte im Dezember 2003, sodass die Verkehrsfreigabe des Strenger Tunnels im Dezember 2005 sichergestellt ist.

Planungsumfang

Der Strenger Tunnel bildet als Teilstück der Arlberg Schnellstraße S 16 die Verbindung zwischen Quadratscher Tunnel und Flirscher Tunnel. Aufgrund der prognostizierten Verkehrsbelastung und den gegebenen Steigungsverhältnissen erfolgt der Ausbau mit zwei zweispurigen Tunnelröhren mit Richtungsverkehr und mit einer Längslüftung. Die Planung umfasst folgende Leistungen:

- ◇ Sicherung der Voreinschnitte Ost und West,
- ◇ Offene Bauweise Ost,
- ◇ Bergmännischer Vortrieb der beiden Tunnelröhren mit einer Gesamtlänge von 11 399 m,
- ◇ Fünf Abstellnischen mit befahrbaren Querschlägen und Elektronischen,
- ◇ Sechs begehbare Querschläge,
- ◇ Ein Querschlag für die Umkehr des Schneepflugs.

Bauliche Betriebseinrichtungen

Die Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen wurden entsprechend den Vorgaben der RVS 9.281, Stand 4. Juli 2002, geplant. Die Anordnung der Abstellnischen (ASN) wurde auf den Regelfall

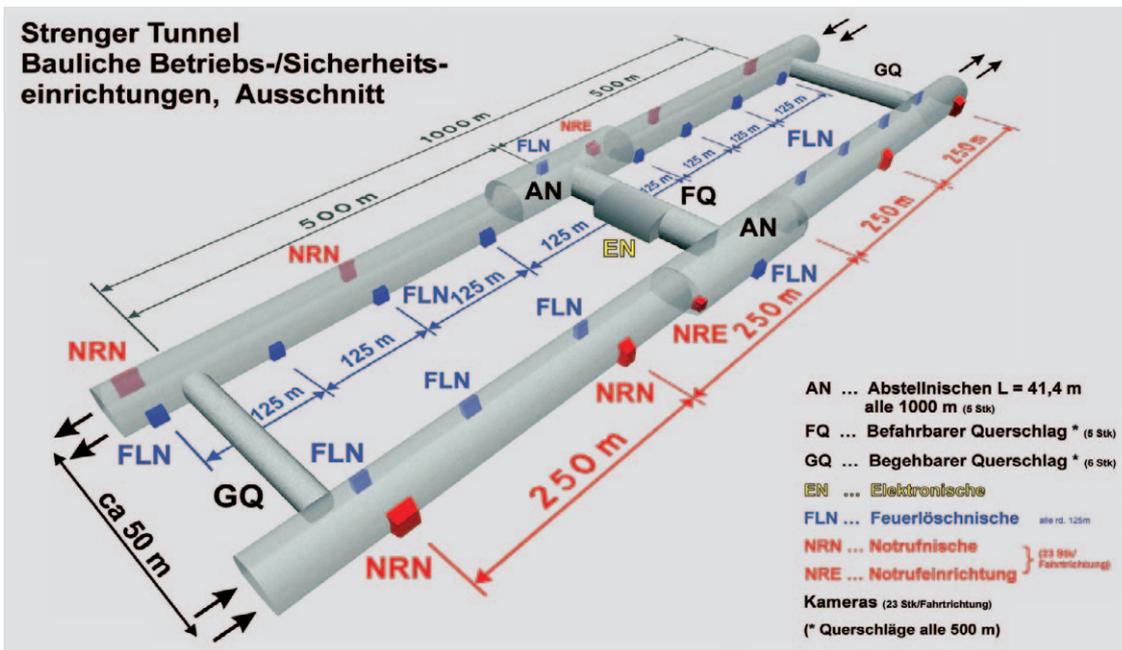


Bild 1 Bauliche Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen.

Fig. 1 Structural operational and safety installations.

1 000 m ausgelegt. Aus geotechnischen Gründen erfolgte im Zuge der Ausführung eine Verschiebung der ASN 3 und ASN 4 um 100 m Richtung Westen. Die Lage der Notrufrnische (NRN) wurde so abgestimmt, dass in Fahrtrichtung unmittelbar vor jeder ASN eine NRN zu liegen kommt. Der Regelabstand der NRN beträgt 250 m.

In beiden Tunnelröhren wurde eine Leitung zur Löschwasserversorgung angeordnet, die aus Gründen der Druckverluste durch die befahrbaren Querschläge und beim Ostportal zusammengeschlossen ist. Die Löschwasserleitung wird an die bestehende Leitung für den Flirscher Tunnel, die über einen Hochbehälter mit 100 m³ Inhalt gespeist wird, angeschlossen. Bis zum Portal wird die Leitung mit DN 150, im Tunnel mit DN 125 ausgeführt.

Die Feuerlöschnischen werden gemäß RVS auf der Höhe der Notruffeinrichtungen auf der gegenüberliegenden Seite angeordnet sowie im halben Abstand dazwischen und zusätzlich in der Abstellnische auf der Tunnelaußenseite. In Abstimmung auf den Abstand der Notrufrnische beträgt der Abstand der Feuerlöschnischen (FLN) in der Regel 125 m.

Für die Energieversorgung der Ventilatoren sind Trafostationen erforderlich, die seitlich der zwischen den ASN liegenden befahrbaren Querschläge angeordnet sind. Die begehrbaren Querschläge sind mit Einsatzfahrzeugen befahrbar, sie sind bei jeder zweiten NRN angeordnet.

Im Portalbereich Ost wird ein Querschlag für das Umkehren der Schneepflüge aus Richtung Landeck ausgeführt. Im Bereich des Ostportals ist das Betriebsgebäude vorgesehen, während beim Westportal die erforderliche Ausrüstung im Bereich des Querschlags für die Betriebsumkehr untergebracht ist. Für die elektrotechnische Ausrüstung im Betriebsgebäude sind Räume für die HS-Schaltanlagen, Trafos, NS-Raum, Steuerraum und erforderlichen Nebenräume vorgesehen.

Tunnelröhren

Querschnittsausbildung

Für die Tunnelröhren der Arlberg Schnellstraße gilt der Regelquerschnitt T5 laut RVS 3.232. Dieser besteht aus 2 x 3,75 m Fahrbahnbreite mit einer Höhe des Lichtraums von 4,7 m (Bild 2). Die

GEMÄSS § 29 ABS. 2 ABFALLWIRTSCHAFTSGESETZ
DURCH DAS AMT DER TIROLER LANDESREGIERUNG, ABTEILUNG UMWELT
MIT BESCHEID Nr. U-3646-C/62 v. 13.10.2000 BESTELLTES

DEPONIEAUFSICHTSORGAN



STAATLICH BEFUGTER UND BEEIDETER ZIVILINGENIEUR FÜR BAUWESEN

DIPL.-ING. DR. HERBERT GEISLER

A - 6020 INNSBRUCK, KOCHSTRASSE 1

Tel. : FN 0512 / 57 06 09 - 14, MOB 0664/436 83 81,

FAX : 0512 / 57 06 09 - 33

e-mail: herbert.geisler@gec.co.at

Bild 2 Tunnelregelquerschnitt mit Sohlgewölbe.
Fig. 2 Typical cross-section of tunnel tube.

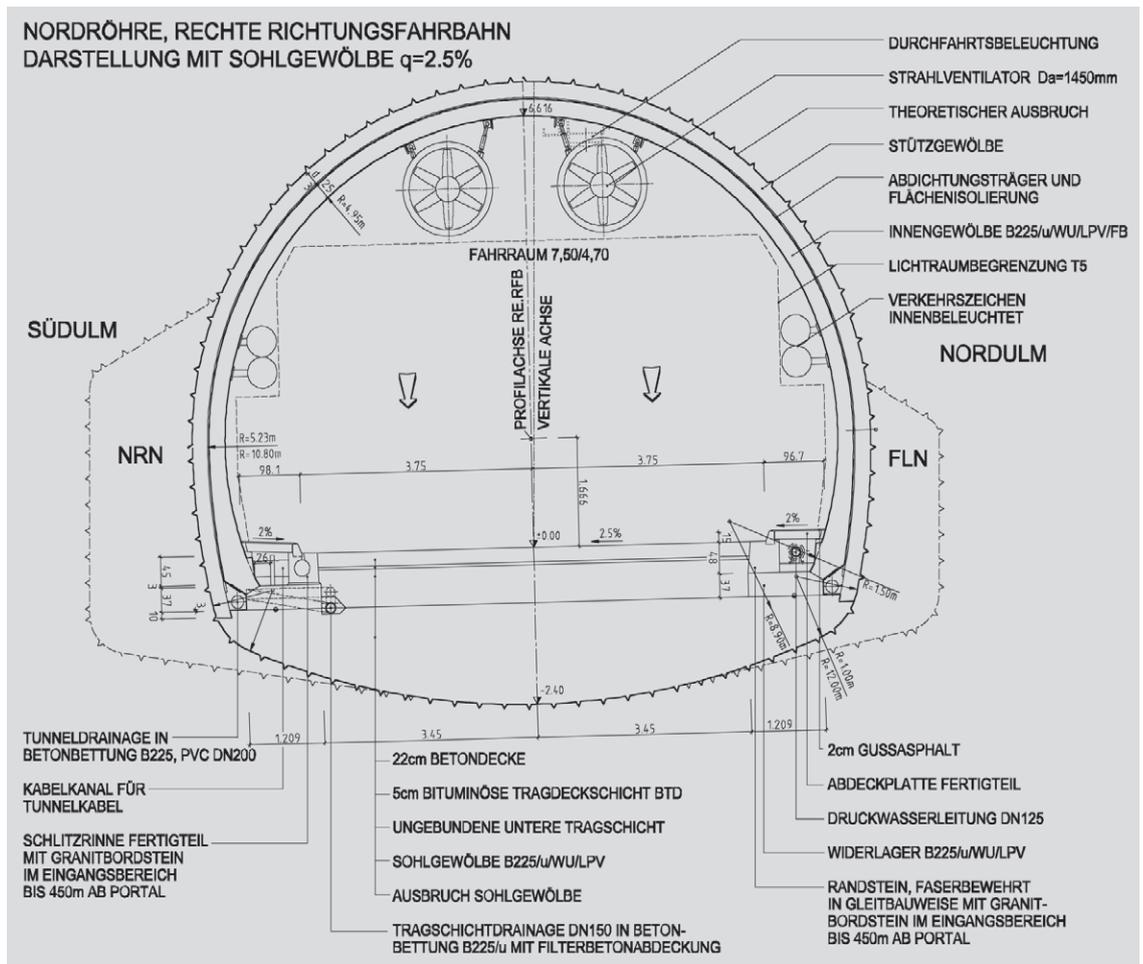


Tabelle 1 Kriterien für die erste Ordnungszahl der Vortriebsklassen.
Table 1 Criteria for excavation of the driving classes.

	Abschlagslänge/Öffnungslänge [m]	Vortriebsklassen Tunnelquerschnitt/Abstellnische		Lösemethode
Kalotte	3,00	TK 3-X	–	Schonendes Sprengen
	3,00	TK 3-X-B	AK 3-X	Schonendes Sprengen
	2,20	TK 4-X	AK 4-X	Schonendes Sprengen
	1,70	TK 5-X	–	Schonendes Sprengen
	1,70	–	AK 5-X	Schonendes Sprengen
	1,30	TK 6-X	AK 6-X	Schonendes Sprengen
	1,00	TK 7-X	AK 7-X	örtlich mechanisches Lösen
	1,00	TK 7-X-V	–	Schonendes Sprengen und/oder mechanisches Lösen
Strosse	4,00	TST 3-X	AST 3-X	Schonendes Sprengen
	3,00	TST 4-X	AST 4-X	Schonendes Sprengen
	2,20	TST 5-X	AST 5-X	Schonendes Sprengen
	1,70	TST 6-X	AST 6-X	Schonendes Sprengen
	1,30	TST 7-X	AST 7-X	örtlich mechanisches Lösen
	1,30	TST 7-X	AST 7-X	Schonendes Sprengen und/oder mechanisches Lösen
	1,00	TST 8-X	–	Schonendes Sprengen und/oder mechanisches Lösen
Sohle	keine Vorgabe	TS 1/1	AS 1/1	Schonendes Sprengen
	36,00	TS 2/2	AS 2/2	Schonendes Sprengen
	12,00	TS 4/3	ASD 4/3	Mechanisches Lösen; mit/ohne Locherungsschüsse
	12,00	TS 4/4	–	Mechanisches Lösen örtlich Lockerungsschüsse
	12,00	TS 4/4	–	Mechanisches Lösen örtlich Lockerungsschüsse

erhöhten Seitenstreifen sind durch Randsteine von der Fahrbahn getrennt. Der tieferliegende Randstein dient gleichzeitig als Schlitzrinne der Fahrbahntwässerung. Die Breite der erhöhten Seitenstreifen wird durch die Versorgungsleitungen bestimmt. In der Nordröhre sind am Nordulm die Kabel für den Betrieb des Tunnels sowie die LWL-Kabel, am Südulm die Druckwasserleitung und Hochspannungsleitung angeordnet. In der Südröhre sind die Versorgungsleitungen an den Ulmen vertauscht angeordnet.

Bestimmend für die Querschnittsabmessungen der Tunnelröhre sind die für die Längslüftung erforderlichen Ventilatoren. Aus wirtschaftlichen Gründen wurden Ventilatoren mit Durchmessern 1 450 mm gewählt. Zusätzlich sind folgende Randbedingungen maßgebend:

- ◇ Bautoleranz zur Lichtraumbegrenzung: 10 cm,
- ◇ Abstand der Ventilatoren zum Innengewölbe: > 15 cm,
- ◇ Achsabstand der Ventilatoren: 2,5 m.

Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen und Beachten der geotechnischen Verhältnisse, die eine weitgehende Anpassung an ein Kreisprofil erfordern, wurde der Regelquerschnitt entworfen und ergab folgenden Ausbruchquerschnitt:

- ◇ Ausbruch mit ebener Sohle: 71,3 m²,
- ◇ Ausbruch mit Sohlgewölbe: 97,4 m².

Die Achse des Regelquerschnitts wurde entsprechend der Querneigung der Fahrbahn gegenüber der Lotrechten geneigt.

Vortrieb

Der Vortrieb erfolgt nach den Grundsätzen der Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode mit Unterteilung des Querschnitts in Kalotte, Strosse und Sohle und Einsatz von Spritzbeton, Ankern, Gitterträger und Stauelementen. Die Vortriebsklassen wurden für jeden der drei Teilquerschnitte getrennt festgelegt. Als Kriterium für die Klassifizierung dient für die Kalotte und Strosse entsprechend der ÖNORM B2203-1 die Abschlagslänge und die Lösemethode (Tabelle 1). Die Einheitspreise für den Ausbruch sind unabhängig von der Stützmittelzahl (zweite Ordnungszahl) festgelegt. Für die Sohle wurden die Öffnungslängen sowie der Ausbautyp für jede Klasse definiert.

Ausbau

Die Stützmaßnahmen sind als Basis der Kalkulation der Vortriebsleistungen für jede Klasse definiert. Der Einfluss der Anpassungen der Stützmaßnahmen an die tatsächlichen Verhältnisse erfolgt über den Lohnstundenvergleich für Ausbruch und Stützung. Dabei werden die tatsächlich erbrachten Lohnstunden für den Ausbruch und die Stützung denjenigen der Prognose gegenübergestellt und die Unterschiede in den Stützmaßnahmen bei der Vergütung der zeitgebundenen Kosten berücksichtigt.

Für Strecken mit stark druckhaftem Gebirgsverhalten und starken Kriechtendenzen wurde ein verformungsfähiger Ausbau mit Einbau von Schlitzern und Stauelementen geplant (Bild 3).

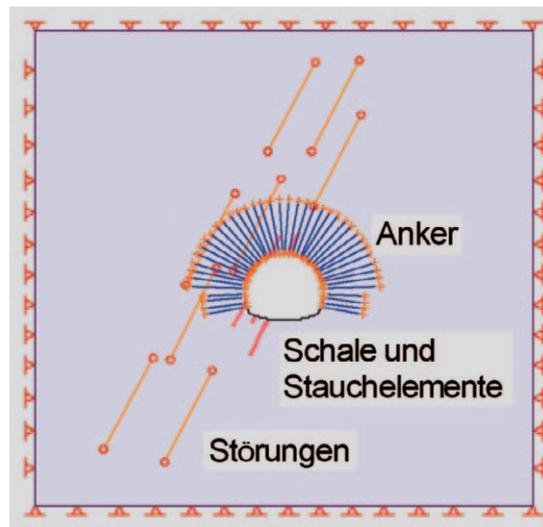


Bild 3 Modell für FE-Berechnungen.

Fig. 3 Model for FE-calculations.

Bei der Ausführung verursachten langandauernde Verformungen – gefügebedingt und/oder bedingt durch progressive Brucherscheinungen – abschnittsweise eine Zerstörung der Außenschale. Verformungsgeschwindigkeiten des talseitigen Kalottenfußpunkts, zum Beispiel im Vortrieb Ost der Nordröhre bei Station TM 2 485 m, steigerten sich von 55 bis auf 85 mm/Monat nach sechs Monaten bei Gesamtverformungen von über 500 mm. Im Vortrieb Ost der Südröhre wurden daher zwischen Station 2 245 und 2 351 rund 500 lfm Anker (SN 8 und 12 m, 350 kN Bruchlast) mit Spitzen von 584 lfm Anker/lfm Tunnel eingebaut.

ILF Beratende Ingenieure planen seit über 30 Jahren erfolgreich interdisziplinäre Projekte als Gesamtplaner in den Bereichen Verkehrswesen, Wasser und Energie im In- und Ausland:

TUNNELPLANUNG Strenger Tunnel (S16) für die Alpenstraßen AG

ILF ist für folgende Ingenieurleistungen verantwortlich:

- Vorentwurf (1-röhrig)
- Vorentwurf (2-röhrig)
- Genereller Entwurf
- Detailentwurf
- Ausschreibung
- Angebotsprüfung, Vergabevorschlag
- Ausführungsplanung

Weitere herausragende Projekte im Bereich Straßentunnel:

- Landecker Tunnel (6,9 km), A
- Pfänder Tunnel (6,7 km), A
- Rennsteig Tunnel (7,9 km), D
- Bad Wildbad Tunnel (1,7 km), D
- Variante SS12 Branzoll-Bozen (9,0 km), I

Planung von mehr als 700 km Tunneln und Kavernen

Bauüberwachung von mehr als 210 km Tunneln und Kavernen



BERATENDE
INGENIEURE
CONSULTING
ENGINEERS
INGENIEURS
CONSEILS

www.ilf.com

A-6020 Innsbruck
Framsbergweg 16
Telefon +43 (512) 24 12-0
Fax DW: 200
info@ibk.ilf.com

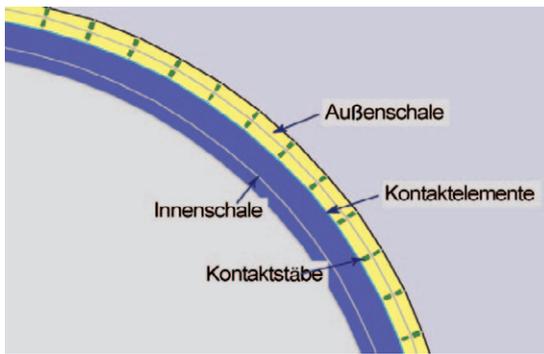
D-81829 München
Werner-Eckert-Straße 7
Telefon +49 (89) 25 55 94-0
Fax DW: 144
postmaster@muc.ilf.com

Wasser und Umwelt • Öl & Gas • Untertagebau
Verkehr • Pipelines • Hochbau • Alpentechnik • Energie
Telekommunikation & Informationstechnik • Automatisierung & SCADA

Beratungen und Studien • Planungen • Procurement
Bauüberwachung und Projektmanagement
Inbetriebnahme und Betrieb

Bild 4 Modell für den Kraftschluss zwischen Spritzbeton und Innengewölbe.

Fig. 4 Model for the load transfer between the shotcrete lining and inner concrete lining.



7,35 m. Trotz der unterschiedlichen Firselemente konnte derselbe Schalwagen verwendet werden.

Die Bergwasserleitung und der Kabelkanal für die tunneleigenen Kabel sowie die LWL-Kabel werden in der Flucht des Regelquerschnitts der Tunnelröhre durch die Abstellnische geführt, damit Verziehungen der Kabelkanäle vermieden werden und die Gesamtbreite des Querschnitts begrenzt werden kann.

Rechnerische Untersuchungen

Aufgabenstellung

Zur Festlegung des Vortriebs- und Ausbaukonzepts für den Eingangsbereich West wurden rechnerische Untersuchungen als notwendig erachtet, weil der Bereich eine steile Hanglage im Lockermaterial mit potenzieller Rutschgefahr quer, für die vorausseilende Stützmaßnahmen

Abstellnischen

Der Regelquerschnitt der einseitigen Abstellnische wird von den Lichtraumabmessungen der RVS bestimmt. Die Radien mit ihren Ansatzpunkten in den Ulmen mit 4,95 m entsprechen der Tunnelröhre, der Firstradius vergrößert sich auf

Bild 5 Verformungen nach Kalottenausbruch.

Fig. 5 Deformations after excavation of the heading.

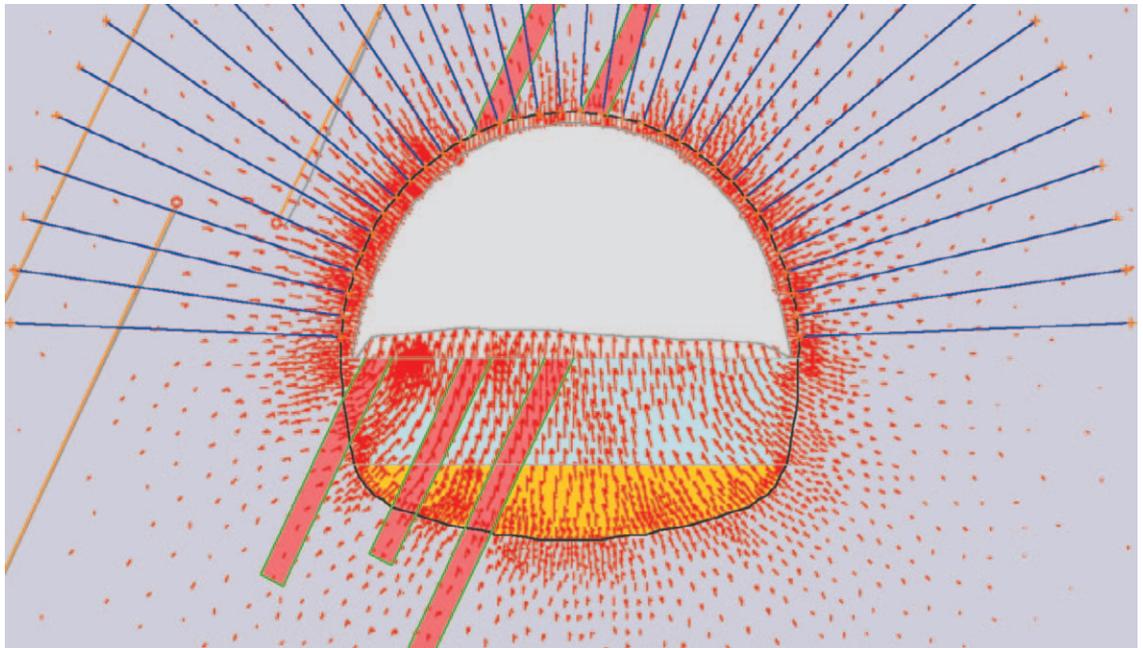
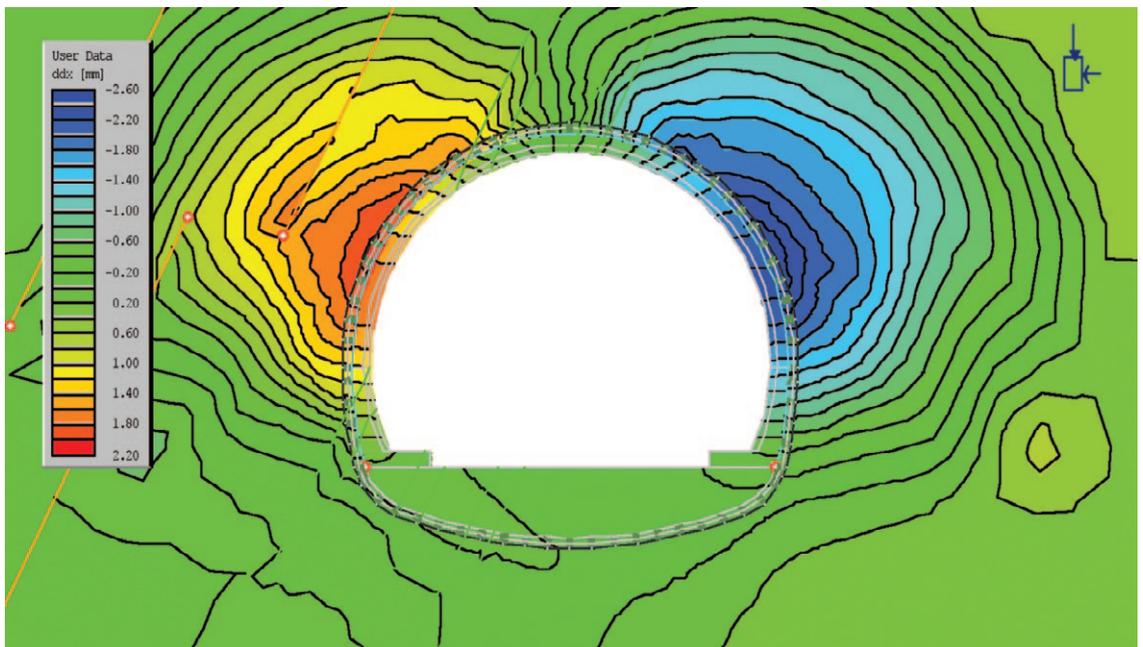


Bild 6 Vertikale Verformungen beim Versagen der Anker und teilweisem Versagen des Spritzbetons in mm.

Fig. 6 Vertical displacements (mm) upon failure of rock bolts and partial degradation of shotcrete.



als erforderlich angesehen wurden. Weiterhin wurden numerische Untersuchungen für Störungen mit stark druckhaftem Gebirgsverhalten und großen Sohlhebungen in der Kalotte durchgeführt. Auf diese wird im Folgenden näher eingegangen.

Neben Konvergenzen der Kalotte von bis zu 40 cm wurden Hebungen der Kalottensohle von über 1 m festgestellt. Mit den numerischen Untersuchungen wurden folgende Ziele verfolgt:

- ⊞ Rückrechnung des aktuellen Zustands mit Erfassung der Beanspruchungen im Gebirge und im Ausbau,
- ⊞ Festlegung von Zusatzmaßnahmen für die aufgefahrene Kalotte wie Überfirstung oder zusätzliche Stützmaßnahmen,
- ⊞ Prognose für das Verhalten beim Ausbruch von Strosse und Sohle,
- ⊞ Festlegung der Stützmaßnahmen für den Ausbruch von Strosse und Sohle,
- ⊞ Folgerungen für die Innenschale.

Rechenannahmen

Zur Bestimmung der Kennwerte für das Gebirge wurde im ersten Schritt auf das empirische Verfahren nach E. Hoek zurückgegriffen (1). Ergänzend wurden Untersuchungen mit dem Kennlinienverfahren durchgeführt. Aufgrund der großen Überlagerung von rund 600 m zeigte sich eine deutliche Abhängigkeit des Gebirgsverhaltens vom Ansatz des Reibungswinkels. Die abgeleiteten Kennwerte wurden mit FE-Rechnungen als plausibel bestätigt. Ergänzend wurden folgende Annahmen getroffen:

- ⊞ Die steil einfallenden, rund 50 bis 100 cm mächtigen Störungen wurden außerhalb des Tunnelquerschnitts mit Kluft-Elementen (joint elements) erfasst; innerhalb des Tunnelquerschnitts wurden Kontinuumselemente verwendet.
- ⊞ Die Stauchelemente wurden durch Begrenzung der Normalkraft und des Biegemomentes in einzelnen Stäben erfasst.
- ⊞ Die Anker wurden durch diskrete Stabelemente mit vorgegebener Fließgrenze modelliert.
- ⊞ Die Spritzbetonschale wurde mittels Balkenelementen und in speziellen Fällen mittels Kontinuumselementen erfasst; das Verhalten des jungen Spritzbetons wurde

durch einen reduzierten E-Modul berücksichtigt (2).

- ⊞ Die Innenschale wurde mit Kontinuumselementen modelliert.
- ⊞ Der Kontakt zwischen der Innenschale und der Außenschale wurde reibungsfrei mit speziellen Kontaktelementen und zusätzlichen radialen Federstäben abgebildet (Bild 4).
- ⊞ Zur Ermittlung der Beanspruchung der Innenschale wurde vollständiges Versagen der Anker und teilweises Versagen des Spritzbetons angenommen (Reduzierung dessen Festigkeit und Steifigkeit). Zur Absicherung der Annahmen wurde eine große Anzahl von Varianten mit unterschiedlichen Annahmen und Parametern durchgeführt. Damit konnten die beim Vortrieb der Kalotte beobachteten Phänomene nachvollzogen werden.

Rechenergebnisse

- ⊞ Die errechneten Konvergenzen nach dem Kalottenausbruch betragen 30 bis 40 cm, die Sohlhebung der Kalottensohle 80 bis 100 cm. Das Verformungsbild war asymmetrisch. Die Beanspruchung der Außenschale nach dem Vortrieb der Kalotte lag im Firstbereich nahe der Bruchgrenze, die Normalkraft steigt zwischen den Stauchelementen deutlich an; die Anker sind überwiegend über die Fließgrenze beansprucht (Bild 5).
- ⊞ Beim Strossen- und Sohlausbruch wurde ein geringer Anstieg der Beanspruchung in der Kalotte errechnet; es wurden zusätzliche Konvergenzen von bis zu 25 cm ermittelt.
- ⊞ Das Versagen der Anker führt zu einer mäßigen Beanspruchung der Innenschale; eine weitere Beanspruchung der Innenschale resultiert aus dem teilweisen Versagen des Spritzbetons (Bild 6). In den schwierigsten Streckenabschnitten wurde im Zuge der Überfirstung der Spritzbeton saniert, sodass dessen vollständiges Versagen ausgeschlossen werden kann.
- ⊞ Die rechnerischen Verformungen der Innenschale als Folge dieser Beanspruchung liegen im Bereich von bis zu 5 mm; das unsymmetrische Verformungsbild beim Vortrieb spiegelt sich bei der Innenschale nur in untergeordnetem Maß wider.

MESSE MÜNCHEN
INTERNATIONAL

THE NUMBER ONE



 **bauma**
2004

**29. MÄRZ
BIS 4. APRIL
MÜNCHEN**

**Hier trifft
sich die Welt!**

Mehr Aussteller, mehr Internationalität, mehr Besucher. Die BAUMA setzt ihren Erfolgskurs fort. Sie ist die wichtigste Messe der Welt für Baumaschinen, Baustoffmaschinen, Baufahrzeuge, Baugeräte und Bergbaumaschinen.



Messe München GmbH
Tel.: (+49 89) 9 49 - 1 13 48,
Fax: (+49 89) 9 49 - 1 13 49,
www.bauma.de

Tabelle 2 Kriterien für die Auslegung des Innengewölbes.**Table 2** Criteria for the layout of the inner concrete lining.

Gebirgsverhalten	gefügebedingte Verschiebungen	druckhaftes Gebirgsverhalten radiale Gesamtverformung < 25 cm		stark druckhaftes Gebirgsverhalten radiale Gesamtverformung > 25 cm		
		3-6mm/Monat	6-12mm/Monat	3-6 mm/Monat	6-12mm/Monat	>12 mm/Monat
Restverformungsgeschwindigkeit						
Stärke	25,00 cm					
	30,00 cm					
	40,00 cm					
Betongüte	B225					
	B300					
Stahlfaserbewehrung 50 kg/m ³ in Sonderfällen						

Die Innenschale wird im Wesentlichen durch mittigen Druck beansprucht, die Normalkraft liegt durchwegs im Kern, es ergeben sich keine Zugspannungen. Daraus wurde abgeleitet, dass eine Bewehrung mit Stahlfasern keine maßgebende Verbesserung ergibt und abgesehen von Sonderfällen eine Bewehrung des Innengewölbes nicht erforderlich ist. Bei stark druckhaftem Gebirge wird das Übermaß auf eine Stärke des Innengewölbes von 40 cm ausgerichtet.

Innenausbau

Entwässerung

Der Strenger Tunnel ist als dräniertes Tunnel ausgelegt, es kann sich daher kein Wasserdruck aufbauen. Aufgrund der im Endzustand laut Prognose abzuleitenden Wassermenge von 20 l/s und der hohen Reserven der Dränageleitungen DN 200 von rund 70 l/s je Leitung wird auf eine Tunnelhauptentwässerung verzichtet.

Um die Versinterung der Dränageleitungen DN 200 zu reduzieren, werden die Tunneldränagen mit kalkfreiem Kies ummantelt. Zur Reinigung der Dränagen werden im Abstand von 50 m Putzschächte angeordnet.

Die Fahrbahnentwässerung erfolgt über eine am tieferliegenden Seitenstreifen angeordnete als Alternative von der ausführenden Arbeitsgemeinschaft vorgeschlagene Schlitzrinne. Im Abstand von 50 m wird in der Schlitzrinne ein Putzschacht angeordnet. Zur Verhinderung eines Überschlages von brennenden Flüssigkeiten wird im Putzschacht eine Trennwand angeordnet und die Schlitzrinne 9 m vor und nach jedem Putzschacht geschlossen ausgeführt.

Abdichtung

Die Abdichtung besteht wie üblich aus einem Spritzbetonuntergrund, einem Kunststoffvlies und verschweißten PVC-Dichtungsbahnen.

Innengewölbe

Die Auslegung des Innengewölbes bezüglich Betongüte und Bewehrung erfolgt in Abhängigkeit der monatlichen Restverformungsgeschwindig-

keiten. Die Stärke des Innengewölbes wird im Zuge des Vortriebs vorausschauend entsprechend dem Gebirgsverhalten in Tabelle 2 festgelegt. Aufgrund der Unsicherheiten der Prognose ist eine konservative Abschätzung der Innengewölbestärke einschließlich des erforderlichen Übermaßes erforderlich. Bei den Kreuzungsbauwerken und in den Eingangsstrecken (58 Blöcke) wird das Innengewölbe mit Stahlfasern mit einem Fasergehalt von 50 kg/m³ bewehrt.

Zusammenfassung

Bei der Planung des Strenger Tunnels waren folgende schwierige Aufgaben zu lösen:

- ▷ Anpassung der Auslegung der Tunnelröhre an schwierige geologische Verhältnisse (stark druckhafte Bereiche im Zentralbereich des Tunnels mit ausgeprägten Kriecherscheinungen),
- ▷ Dimensionierung der Nordröhre im Eingangsbereich West in Hangschutt- und Zerreibungszonen unter dem Einfluss der schleifend verlaufenden Felslinie und dem Aushub des Voreinschnitts für die Südröhre,
- ▷ Planung von 24 Kreuzungsbauwerken,
- ▷ Anpassung der Tunnelplanung an Änderungen der Richtlinie für Sicherheitseinrichtungen.

Durch die systematische Abstimmung mit dem Projektträger und der ausführenden Arbeitsgemeinschaft wurden diese Aufgaben zufriedenstellend gelöst.

Quellennachweis

1. Rockscience: *Rechenprogramm Roclab zur Bestimmung von Gebirgsparametern.*
2. John, M. ; Mattle, B. ; Zoidl, Th.: *Berücksichtigung des Materialverhaltens des jungen Spritzbetons bei Standsicherheitsuntersuchungen für Verkehrstunnel.* Taschenbuch für den Tunnelbau 2003, S. 149-188. Essen: Verlag Glückauf GmbH, 2002.

Autoren

Dipl.-Ing. Dr.techn. Max John, Konsulent der ILF-Gruppe, General-Feurstein-Straße 11, A-6020 Innsbruck, Österreich, E-Mail max.john@aon.at; Dipl.-Ing. Daniel Spöndlin und Dipl.-Ing. Bruno Mattle (ehemals) beide ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH, Framsweg 11, A-6020 Innsbruck, Österreich, E-Mail daniel.spoendlin@ibk.ilf.com