

Bauhilfsmassnahme Jet-Grouting im Vortrieb mit gemischter Ortsbrust

Nordröhre im Portalbereich Staldbach, Tunnel Eyholz, A9 Südumfahrung Visp (VS)

S. Tanner, Dipl. Bauingenieur ETH; A. Schneider, Dr. sc. techn.

Rothpletz Lienhard + Cie. AG, Projektierende Bauingenieure SIA, Olten

1 Einleitung

Im Kanton Wallis wird die Nationalstrasse A9 zwischen Lausanne und Brig erstellt. Die rund 8.8 km lange Südumfahrung von Visp ist ein wichtiges Teilstück dieser A9 und wird durch den Tunnel Eyholz und den Tunnel Visp gebildet.

Das Projekt des Tunnels Eyholz ist bereits an anderer Stelle [1, 2] erläutert und soll nachfolgend nur grob umrissen werden. Im Rahmen dieses Beitrages wird auf eine geotechnische und bautechnische Besonderheit beim Vortrieb des Tunnels Eyholz eingegangen, die zwar nach der abschliessenden Festlegung der Linienführung, jedoch im Rahmen der geologischen Erkundung für das Detailprojekt noch vor der Bauausführung erkannt worden ist. Eine Anpassung der Linienführung war nicht mehr möglich, da die unmittelbar angrenzenden Brücken über die Vispa bereits erstellt worden waren.

2 Projektbeschreibung

2.1 Übersicht

Der Tunnel Eyholz besteht aus 2 Hauptröhren à knapp 4.3 km Länge zwischen dem Westportal (Staldbach) und dem Ostportal (Grosshüs). Im Bereich Staldbach ist zudem je ein Ein- und Ausfahrttunnel angeordnet, die den östlichen Halbanschluss des Vispertals an die A9 in Richtung Oberwallis gewährleisten. Die Ein- und Ausfahrttunnel werden in unterirdischen Verzweigungen mit den Hauptröhren verknüpft. Diese sind wegen ihrer Beschleunigungs- und Verzögerungsstrecken jeweils ca. 440 bzw. 280 m lang und haben Spannweiten von bis zu 26 m.

Ein Kernstück der Ausbrucharbeiten im Tunnel Eyholz stellt der Lockergesteinsvortrieb auf der Westseite dar. Hier sind die geologischen Verhältnisse ausgesprochen komplex.

2.2 Geologie und Hydrologie

Die beiden Blockmodelle (Fig. 1) zeigen als Resultat der Erkundungskampagne 2006 mit über 1'000 m Bohrungen den Verlauf der Gesteinsgrenze zwischen Festgesteinen (Fels und Brekzie) und Lockergesteinen (Gehängeschutt). Laut der ursprünglichen Prognose wäre sowohl die Nordröhre als auch der Einfahrttunnel vollumfänglich im Felsen gelegen. Die Bohrungen brachten die Kenntnis über eine tief greifende Lockergesteinsmulde im Bereich des Hanges. Die Vortriebe weisen damit über längere Strecken eine gemischte Ortsbrust mit steilstehender Grenze zwischen Fest- und Lockergesteinen auf. Der Grundwasserspiegel liegt unterhalb der Tunnelsohle, im Bereich des Überganges zum Fels. Auf weniger durchlässigen Schichten ist ein geringer Wasseranfall zu erwarten.

Der anstehende Hang ist im unteren Bereich mit rund 35 Grad geneigt, ab 20 m Höhe über dem Scheitel verläuft er leicht steiler und steigt bis ca. 60 m über das Tunnelniveau an.

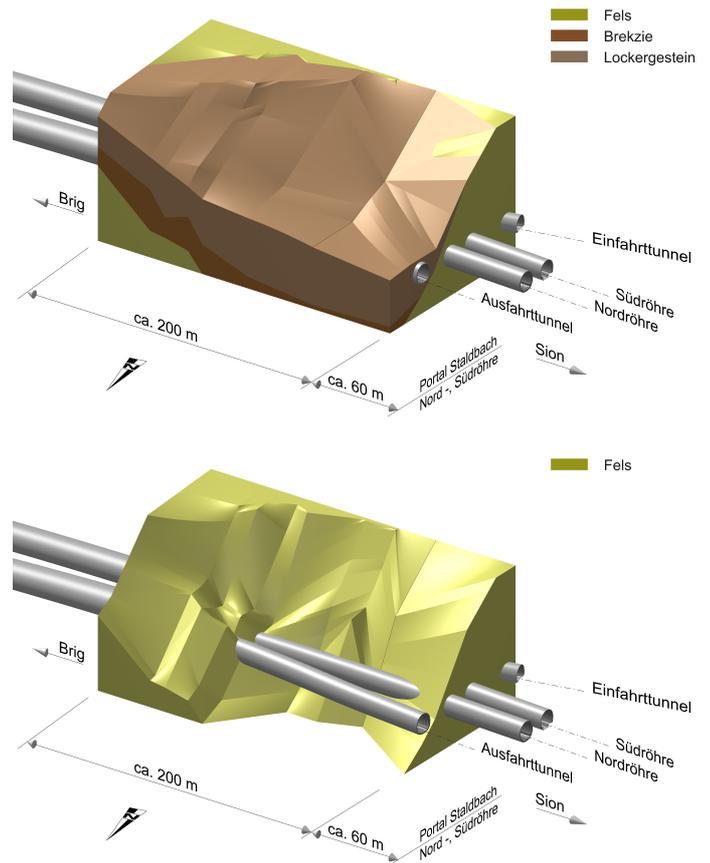


Fig. 1: Blockmodell, Geländeoberfläche und Felsoberfläche

Ausgehend vom bergmännischen Portal liegt der Tunnel zunächst auf einem kurzen Stück vollumfänglich im Fels. Ca. 60 m ab Portal schneidet die Felsoberfläche zunehmend den Ausbruchquerschnitt, so dass nach weiteren ca. 50 m der Tunnel zu ungefähr 80 % im Lockergestein liegt. Mit dem weiteren Vortrieb nach Osten (Brig) nimmt die Mächtigkeit der Brekzie auf der Felsoberfläche zu, so dass der Tunnelquerschnitt nach erneut ca. 37 m vollumfänglich innerhalb der Brekzie (Festgestein) zu liegen kommt. Der Tunnel verbleibt bis auf eine kleine Vertiefung der Oberfläche der Brekzie vollumfänglich im Festgestein und taucht nach ca. 122 m vollständig in den Felsen ein.

2.3 Normalprofile

Das Normalprofil der Nordröhre weist in diesem Abschnitt einen Ausbau mit Ringschluss und einen Ausbruchquerschnitt von in der Regel 130 m² auf. Darin besteht Platz für 2 Fahrstreifen, einen Lüftungsquerschnitt oberhalb der Zwischendecke von 13 m² sowie einen begehbaren Werkleitungskanal in der Sohle (Fig. 2). Dies im Gegensatz zum Hauptteil der Tunnelstrecken, die im Fels liegen und mit einem offenen Profil (Hufeisenprofil) ausgeführt werden.

3.4). Nicht beschrieben werden hier die Überlegungen zur Bemessung des Tunnelausbaues im Bau und im Endzustand.

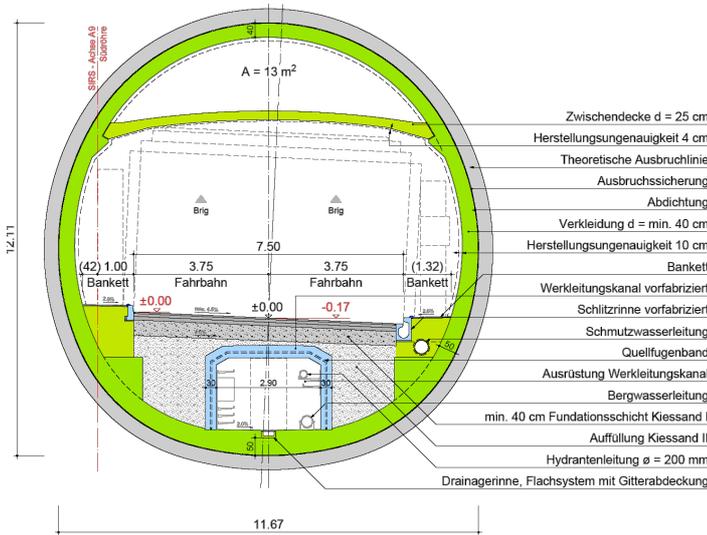


Fig. 2: Normalprofil Nordröhre im Lockergestein

Das Profil im Lockergestein weist Gewölbbestärken im Scheitel von 40 cm und in der Sohle von 50 cm auf und wird voll abgedichtet.

3 Vortriebskonzept

3.1 Grundsätzliche Überlegungen

Die Fig. 3 zeigt den Querschnitt im Bereich der grössten Übertiefung mit der Anordnung der 4 Röhren im Lockergestein und im Fels.

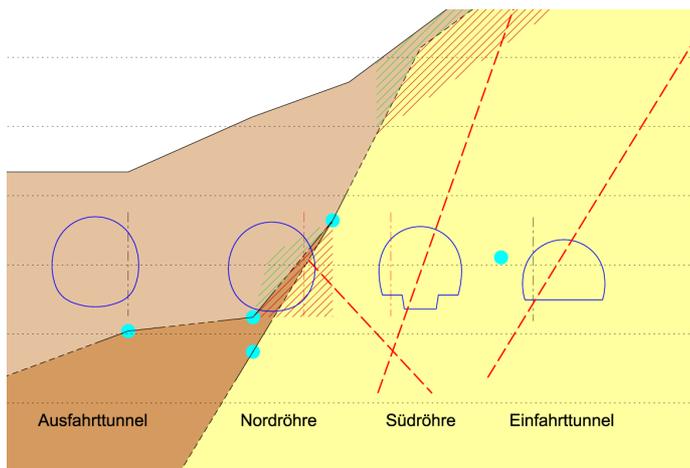


Fig. 3: Querschnitt der grössten Lockergesteinsübertiefung (blau: Aufschlüsse in Bohrungen)

Es wird deutlich, dass das Vortriebskonzept einer Beeinträchtigung der Hangstabilität und einer unzulässigen gegenseitigen Beeinflussung der Tunnelröhren entgegenwirken muss. Im Projekt wurde deshalb angestrebt, mit dem Vortrieb keine unzulässigen Verschiebungen im umliegenden Boden auszulösen. Das Konzept geht davon aus, dass durch ausreichende Reduktion der Verformungen im Hang mit einer vorausseilenden Verfestigung des Gewölbes durch Jet Grouting die Hangstabilität beim Vortrieb nicht beeinträchtigt wird.

In einem ersten Schritt ging es deshalb darum, den Einfluss der unterschiedlichen Lagen der Felsoberfläche im Querschnitt und auch jenen des Jet Groutings (einfacher oder doppelter Jetschirm) auf die Verschiebungen im Hang während des Ausbruches zu erörtern (vgl. Ziff. 3.2). Damit konnte die Bauhilfsmassnahme konkret festgelegt und im zweiten Schritt die Stabilität des Hanges beim Vortrieb überprüft werden (vgl. Ziff. 3.3).

Schliesslich ist die Gewährleistung der Ortsbruststabilität zentral, sowohl für die Sicherheit im Vortrieb selbst, als auch mit Blick auf Hanginstabilität (vgl.

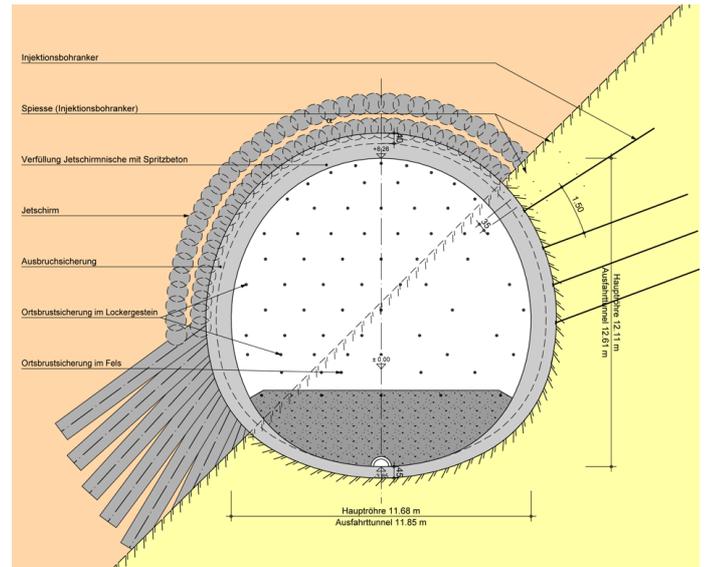


Fig. 4: Konzept doppeltes Jetting, Ortsbrustsicherung im Querschnitt

3.2 Einfluss des Jet Groutings auf die Verschiebungen im Hang

Der Einfluss des Vortriebs auf die Hangstabilität wurde in Scheibenmodellen nach der Methode der Finiten Elemente untersucht. Mittels 3 Modellen konnte der Einfluss der unterschiedlichen Lage der Felsoberfläche im Querschnitt auf die Verschiebungen im Hang ermittelt werden (3 verschiedene Höhenlagen der Festgesteinsoberfläche bezüglich des Ausbruchquerschnitts, vgl. Fig 5).

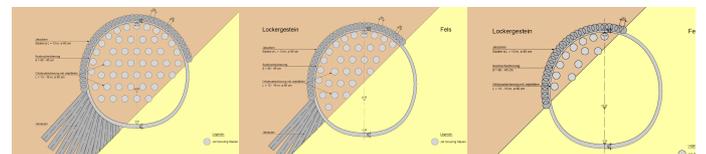


Fig. 5: unterschiedliche Lagen der Felsoberfläche Modell 1 bis 3 (v.l.n.r.)

Als charakteristischer Wert für den Jetsäulendurchmesser wurde für dieses Gebirge 80 cm betrachtet und so die Stärke eines einfachen Jetschirms konservativ auf 50 cm fixiert. Jene des doppelten Jetschirms beträgt entsprechend 1 m.

Zu beachten ist, dass beim doppelten Jetschirm nicht ein homogen verfestigter Injektionskörper von insgesamt 1 m Stärke entsteht. Vielmehr ist davon auszugehen, dass aus ausführungstechnischen Gründen zwei voneinander getrennte Jet Grouting Körper entstehen. Im Modell wurde dies durch Kontaktelemente („Übergangselemente“) zwischen den beiden berücksichtigt, welche die Scherfestigkeit des anstehenden Bodens aufweisen.

Die Fig. 6 zeigt beispielhaft das FE-Modell für den Fall des doppelten Jetschirms. Im Modell geht die Hangdeformation aus der Spannungsumlagerung im Boden beim Vortrieb hervor. Dies lässt sich im Scheibenmodell mit mehreren Berechnungsschritten wie folgt untersuchen. Nach der Ermittlung des primären Spannungszustandes aufgrund des Eigengewichtes des Bodens (keine plastischen Verformungen), wird im Modell der Jetschirm (einfach oder doppelt) eingebracht. Nach einer Teilentspannung (Reduktion der Knotenkräfte am Ausbruchrand um 20 %) erfolgt der Einbau des Tunnelausbaues (Spritzbetonschale). Die Einwirkung auf die Spritzbetonschale ergibt sich aus der anschliessenden vollständigen Entspannung.

berücksichtigt. Im betrachteten Querschnitt ist der Abstand zwischen den beiden Tunnelröhren 12.5 m, die Nordröhre liegt zu 2/3 im Lockergestein. Charakteristisch ist, dass die Hangneigung im Bereich des Ausfahrttunnels noch knapp 22° beträgt. Die Vortriebe zunächst der Nordröhre, danach des Ausfahrttunnels wurden analog dem obigen Modell – mit Teilentspannung vor dem Einbau der Sicherung und unter Berücksichtigung des Jet Groutings in beiden Tunnelröhren – modelliert.

Baugrundmodell Staldbach
"Hangstabilität" 1.500
Gleitkörper Typ A

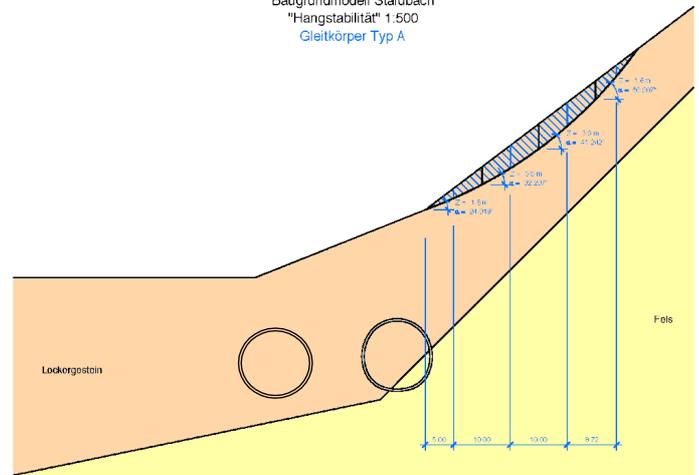


Fig. 8: Berechnungsquerschnitt für Hangstabilität mit Gleitkörper (Typ A)

Für die Hangstabilität wurden 3 Gleitkörper im Hang analysiert. Der massgebende Gleitkörper, d.h. jener mit der geringsten Sicherheit, ist der kleinste im oberen Bereich des Hanges (Gleitkörper Typ A, Fig. 8). Die Berechnung zeigt, dass die Stabilität des Hanges gewährleistet ist und dass der Sicherheitsfaktor durch den Vortrieb der beiden Röhren nicht verringert wird. Zur Überprüfung der numerischen Berechnung wurde die Hangstabilität für den Gleitkörper A schliesslich auch noch analytisch – ohne Berücksichtigung des Tunnelbaues – überprüft. Die Analyse nach der Schwedischen Methode ergibt eine Sicherheit gegen Gleiten von $F = 1.09$.

3.4 Ortsbrustsicherung

Der Ortsbruststützung kommt einerseits wegen der grossen Querschnittshöhe, andererseits wegen des direkt mit der Sicherung verbundenen Einflusses auf die Hangverformungen eine grosse Bedeutung zu.

Aufgrund der gemischten Verhältnisse mit Fest- und Lockergestein wurde zu Beginn im Projekt auf die Brustsicherung mit Jetsäulen verzichtet. Stattdessen wurden zunächst lange GFK-Anker ausgeführt, die auch im unmittelbaren Übergang zwischen Lockergestein und Fels zur Sicherung eines potentiellen Bruchkörpers (Lockergestein) tragfähig sind. Allerdings erwies sich die Ausführung der die Festgesteinsoberfläche schleifenden Bohrungen als unzuverlässig.

In Zusammenarbeit mit dem Unternehmer wurde eine Alternative mit „bewehrten“ Jetsäulen ausgearbeitet (Fig. 9). Zur Sicherstellung der Stabilität in den gemischten Verhältnissen wurde in deren Zentrum jeweils ein aus der Säule in den Baugrund ragenden Mörtelanker eingebaut.

Bei der Dimensionierung wurden folgende Aspekte berücksichtigt:

- Abscherwiderstand der einzelnen Säulen (unbewehrt) im Lockermaterial
- Übernahme der Zugkräfte zur Verankerung der Ortsbrust mit den Mörtelankern (Übergang Fels - Lockergestein), Mantelreibung der Jettingsäulen

Die stets mindestens 7 m vorseilende Gewölbesicherung dient unter anderem der Reduktion der Verformungen vor der Ortsbrust.

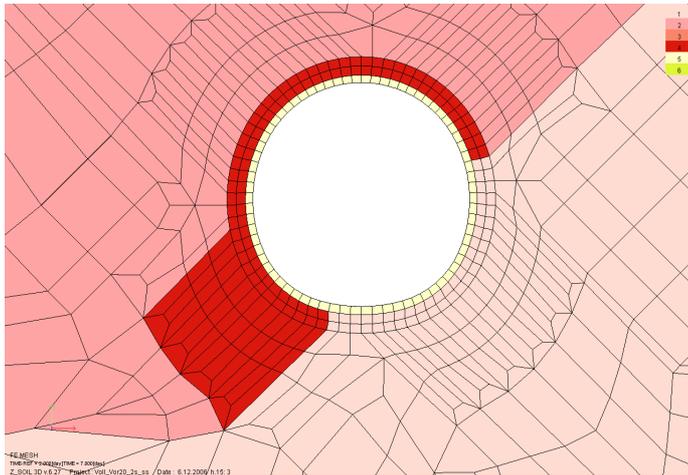


Fig. 6: FE-Modell für doppeltes Jetting inkl. Jettingfächer im Sohlbereich (Modell 1)

Die Fig. 7 zeigt die Verformungen an 4 Kontrollpunkten an der Hangoberfläche nach dem Vortrieb für die Fälle ohne, mit einfachem und mit doppeltem Jetschirm im Modell 1 (Querschnitt maximal im Lockermaterial, vgl. Fig. 5). Aus den Berechnungen geht hervor, dass bereits mit dem Einbau eines einfachen Jetschirmes die Verschiebungen bei allen 3 Lagen der Felsoberfläche gegenüber dem Fall ohne Bauhilfsmassnahme um ca. 75 % reduziert werden. Der Unterschied zwischen dem einfachen und dem doppelten Schirm fällt in diesem Massstab deutlich kleiner aus. Bezogen auf den einfachen Schirm bedeutet aber der Einbau des doppelten Schirmes eine Reduktion der Verschiebungen im Hang um erneute 25 bis 30 %.

Die Berechnungen zeigen deutlich die Wirksamkeit des Jet Groutings in Bezug auf die Verschiebungen im Hang. Die Hangverschiebungen nehmen ab, je höher die Felsoberfläche im Ausbruchquerschnitt liegt.

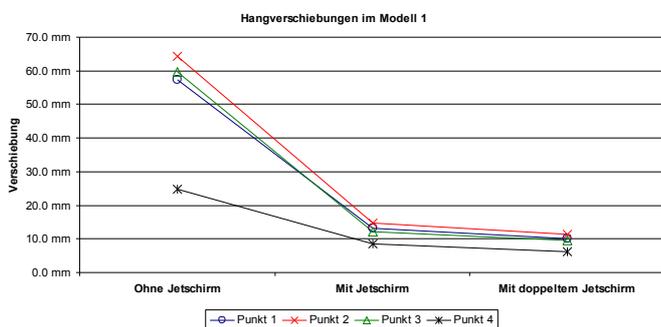


Fig. 7: Verformungen ohne, mit einfachem und mit doppeltem Jetschirm (Modell 1)

Aufgrund dieser Resultate fiel die Wahl auf die Voraussicherung mit dem doppelten Jetschirm. Dies nicht alleine aufgrund der daraus hervorgehenden rechnerisch geringeren Beeinflussung des Hanges. Vielmehr ist mit diesem Konzept sichergestellt, dass diese vorseilende Gewölbesicherung auch am Etappenende min. 7 m vor der Ortsbrust vorhanden ist. Beim einfachen Jetgewölbe verbleiben jeweils rund 3 m.

Schliesslich ergibt sich mit dem doppelten Schirm auch eine höhere Sicherheit gegenüber einem Verbruch infolge einer Fehlstelle im Jet Grouting.

Im Schnittbereich mit der Felsoberfläche wird die Sicherung – wie im Modell erkennbar (Fig. 4) – mit einem Jettingfächer verstärkt. Damit wird der abrupte Wechsel für die Verhältnisse der Bettung der Ausbruchsicherung geglättet und somit grosse lokale Schnittkräfte in der Spritzbetonschale verhindert.

3.3 Hangstabilität

Für die Überprüfung der Hangstabilität wird ein Berechnungsquerschnitt mit maximaler Hangneigung betrachtet. Dabei wurde nicht nur die Nordröhre, sondern auch der daneben im Lockergestein angeordnete Ausfahrttunnel

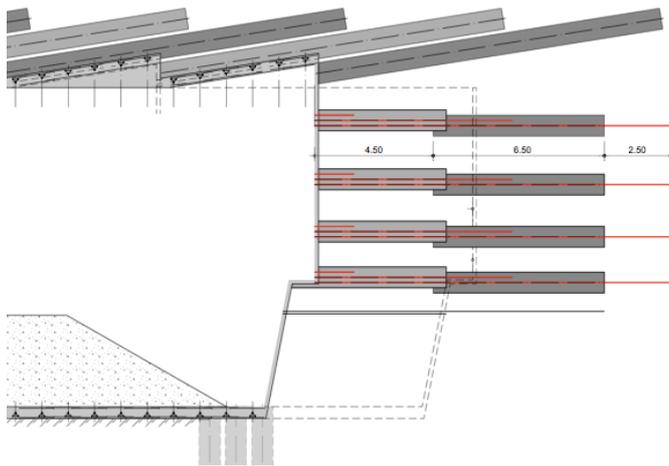


Fig. 9: Brustsicherung mit bewehrten Jettingsäulen (rot: Mörtelanker)

Sie kann als für die Ortsbruststabilität günstig wirkend berücksichtigt werden. Der auf den Bruchkeil wirksame Silo liegt vor dem Jetschirm, im Bereich des Jetschirms kann die Auflast auf den Bruchkeil abgemindert werden.

Vorauselende Entwässerungsbohrungen reduzieren einen allfälligen Strömungsdruck zur Ortsbrust hin.

4 Jettingversuche

Als Grundlage für die Ausschreibung wurden in einer frühen Phase Jettingversuche realisiert. Einen Durchmesser der Jetsäulen von rund 0.80 m mit einer Festigkeit von 15 MPa kann mit den untenstehenden Parametern im vorliegenden Baugrund erreicht werden.

Zement	400 kg/m
W/Z-Wert	1.0
Düsendurchmesser	3 mm
Düsenzahl	2
Druck	400 bar
Ziehzeit	2.9 min/m
Rotation	10 upm

5 Bauausführung

Eine Ausbruchetappe im Gewölbe oben ist 1 m lang, der Ringschluss in der Sohle wird in Etappen von 2 m erstellt. Die Ortsbrust wird leicht schief und abgetreppert ausgebildet, so dass der Ringschluss der Ausbruchsicherung nach spätestens 6 m erfolgen kann (vgl. Fig. 10).

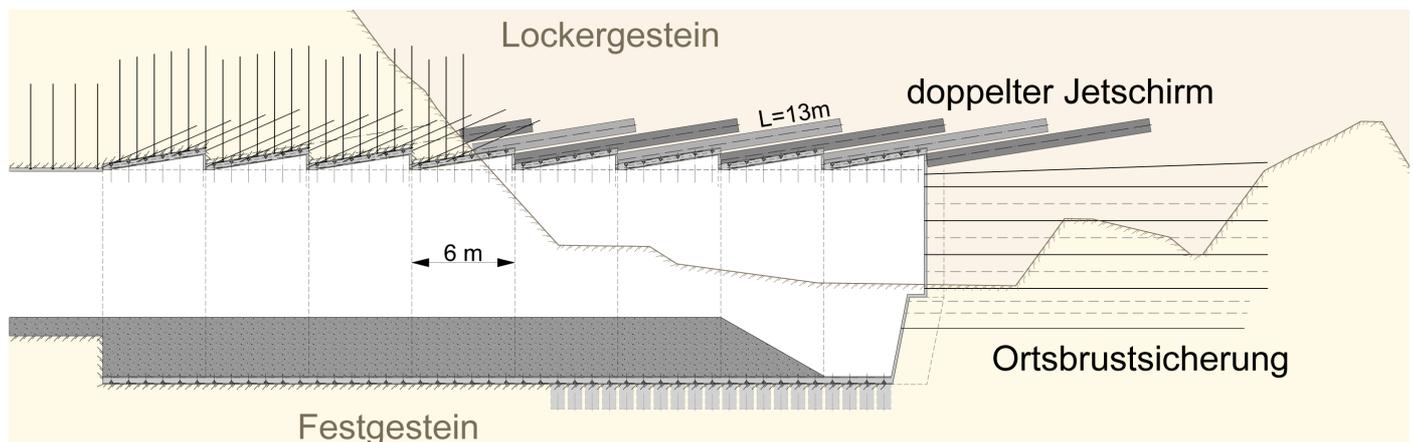


Fig. 10: Vortriebskonzept, Bauablauf

Die Versiegelung der Brust mit Spritzbeton ist zusammen mit deren Schiefstellung und Abtreppung ein wertvoller Beitrag zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit.

Unternehmerische Herausforderungen stellen auch die Gerätewahl und die optimale Einregelung der Arbeitsabläufe dar. Übliche Bohr- und Abbaugeräte decken Arbeitshöhen von ca. 9.50 m ab, weshalb der Wahl der Höhe der Arbeitsschüttung grosse Bedeutung zukommt. Logistisch anspruchsvoll ist auch die Konzentration aller Arbeiten am Ausbruch, sowie z.B. der zusätzlichen Arbeiten wie dem Erstellen des radialen Jetting-Fächers an einem Ort.

Grosse Herausforderung bietet die ständig ändernde Geometrie der Festgesteinsoberfläche sowie das abrupte Eintreten des Vortriebes aus dem Fels ins Lockermaterial. Mit den Bohrungen der Jetting-Säulen sowie mit zusätzliche Erkundungsbohrungen wurde die Festgesteinslinie 10 bis 20 m vor dem Vortrieb ermittelt und danach den Jetschirm, der radiale Jetting-Fächer sowie die Ortsbrustsicherung ausgelegt.

Es konnten Vortriebsleistungen von ca. 0.5 m / Tag erreicht werden, wobei die Vortriebsleistung fast ausschliesslich von den Bohrleistungen und somit von der Bohrgerätwahl und der Bohrmannschaft abhängig ist.

5.1 Überwachung

Nebst einer Hangüberwachung mit ca. 30 ständig überwachten Messpunkten wurden 3 horizontale Inklinometer quer über der Nordröhre versetzt. Das Gelände hat es erlaubt, dass die Inklinometer im Firstbereich nur wenig über dem Tunnelscheitel querten. Die Resultate der Inklinometer zeigten in diesem Bereich unmittelbar über den Jetting-Säulen Hebungen aufgrund des Jetting-Vorgangs und anschliessend geringfügige Setzungen. An der Hangoberfläche wurden kaum Hebungen und Setzungen gemessen.

6 Folgerungen

Das Konzept mit dem doppelten Jetting hat sich für den schleifend am Übergang Fest- / Lockergesteinsgrenze verlaufenden Vortrieb bewährt.

Die anfänglich als sehr aufwändig eingestufte, zentrische Bewehrung der Jetting-Säulen in der Ortsbrust stellt sich als eine zweckmässige, aus Sicht der Leistungen durchaus mögliche Lösung heraus.

Der inzwischen erfolgreich abgeschlossene Vortrieb erwies sich angesichts der anfangs als kritisch beurteilten Hangstabilität als eine sichere und zuverlässige Lösung in den vorliegenden komplexen, geologischen Verhältnissen.

Für den Lockergesteinsvortrieb im Tunnel Eyholz konnte mittels einer umfassenden geologischen Erkundung und einer systematischen Auswertung der Gefährdungsbilder ein geeignetes Baukonzept definiert werden um die Risiken auf ein überschaubares und akzeptables Mass zu reduzieren.

7 Referenzen

- [1] Schneider, A. (2007): Unterirdische Verzweigungskavernen im Tunnel Eyholz der Nationalstrasse A9, Umfahrung Visp (VS). Kolloquium an der ETHZ, 13. Dezember 2007 "Bergmännisches Auffahren von grossen Querschnitten"
- [2] Schneider, A.; Tanner, S. (2008): A9 Umfahrung Visp – Anspruchsvolle Tunnelvortriebe in Lockergestein und Fels. Swiss Tunnel Congress 2008

Die am bergmännischen Tunnelbau beteiligten Ingenieure, Geologen, Experten und Unternehmer nachfolgend aufgeführt (Tunnel Eyholz).

Projekt und Bauleitung (IG VISPA)	
- IUB AG (Bern)	- Bänziger Partner AG (Zürich)
- Rothpletz, Lienhard + Cie AG (Bern)	- ESM-Ruppen SA (Monthey)
- SPI AG (Brig-Glis)	- CERT SA (Sion)
Geologie (NCG VISPA)	
- Norbert SA (Martigny)	
- De Cérenville Géotechnique SA (Ecublens)	
Prüfingenieur, Berater	
- Prof. Dr. K. Kovari (Oberengstringen)	
Bauausführung	
- ARGE Haupttunnel Eyholz, p.a. Frutiger AG (Thun)	