

Südumfahrung Küssnacht, Tunnel Burg

Bauhilfsmassnahmen für innerstädtischen Tunnelbau

Andreas Zimmermann, MSc ETH Bau-Ing., Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten

Alex Schneider, Dr. sc. techn, Dipl. Bauing. ETH, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten

1. Einleitung

Erste Projekte für eine Umfahrung des Dorfkerns von Küssnacht am Rigi im Kanton Schwyz datieren zurück auf die 1960er-Jahre. Bereits damals war das Ziel, den historischen Dorfkern vom Verkehr zu entlasten. Das aktuelle Projekt basiert auf einer Vorstudie aus dem Jahr 2001. 2010 und 2012 wurde ein Bauprojekt ausgearbeitet, das den Bau einer Umfahrung von Küssnacht in zwei Etappen vorsah. An der Urne scheiterte der zweite Abschnitt im Juni 2012 äusserst knapp, der erste Abschnitt wurde hingegen deutlich angenommen. Am 19.06.2015 erfolgte der Spatenstich, die Inbetriebnahme ist für 2019 vorgesehen.

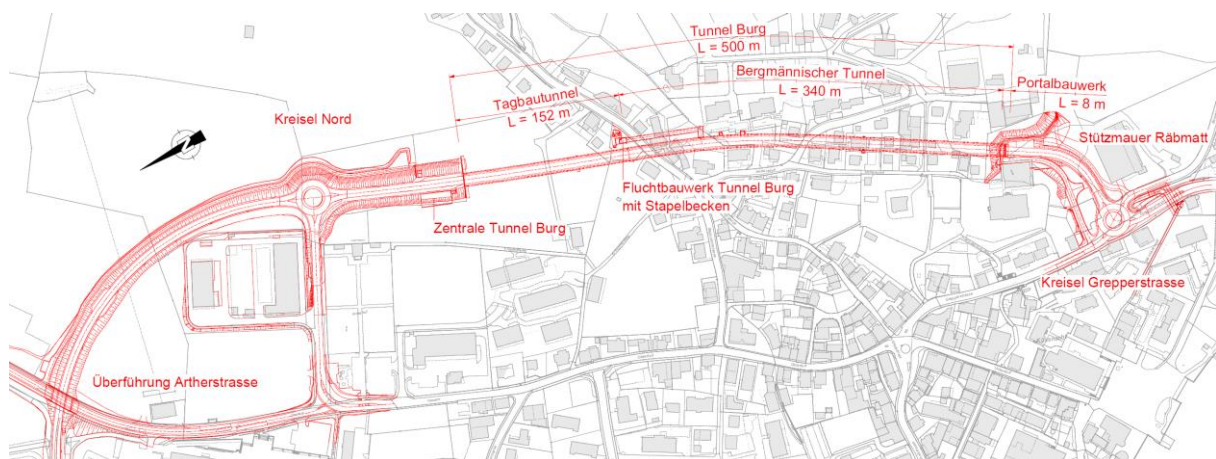


Abbildung 1 – Situation Südumfahrung Küssnacht

Das Projekt wird durch den Kanton Schwyz (zu 61 %) und den Bezirk Küssnacht (zu 39 %) gemeinsam finanziert, Bauherr ist der Kanton Schwyz, vertreten durch das Tiefbauamt. Der Kostenvoranschlag für den gesamten Abschnitt 1 (inkl. Landerwerb) beträgt rund 115 Mio. Franken.

2. Projektbeschreibung

2.1. Linienführung

Die Südumfahrung Küssnacht beginnt nördlich des Dorfkerns beim Knoten Ebnet und unterquert in einem weit geschwungenen Einschnitt die bestehende Hauptstrasse (Abbildung 1). Durch einen neuen Knoten ist die Anbindung an das Dorf sichergestellt. Rund 120 m ab dem Knoten Nord beginnt der Tunnel Burg mit einer Gesamtlänge von 500 m, wovon ca. 150 m im Tagbau erstellt werden.

Der Tunnel Burg wird mit zwei Fahrspuren ausgebildet und im Gegenverkehr befahren. Er weist einen Tiefpunkt im Tunnel auf, der von beiden Portalen her mit Rampen von 5 % Gefälle erreicht wird. Der Tunnel liegt zu grossen Teilen unter dem Grundwasserspiegel und wird mit einer druckhaltenden Vollabdichtung ausgeführt.

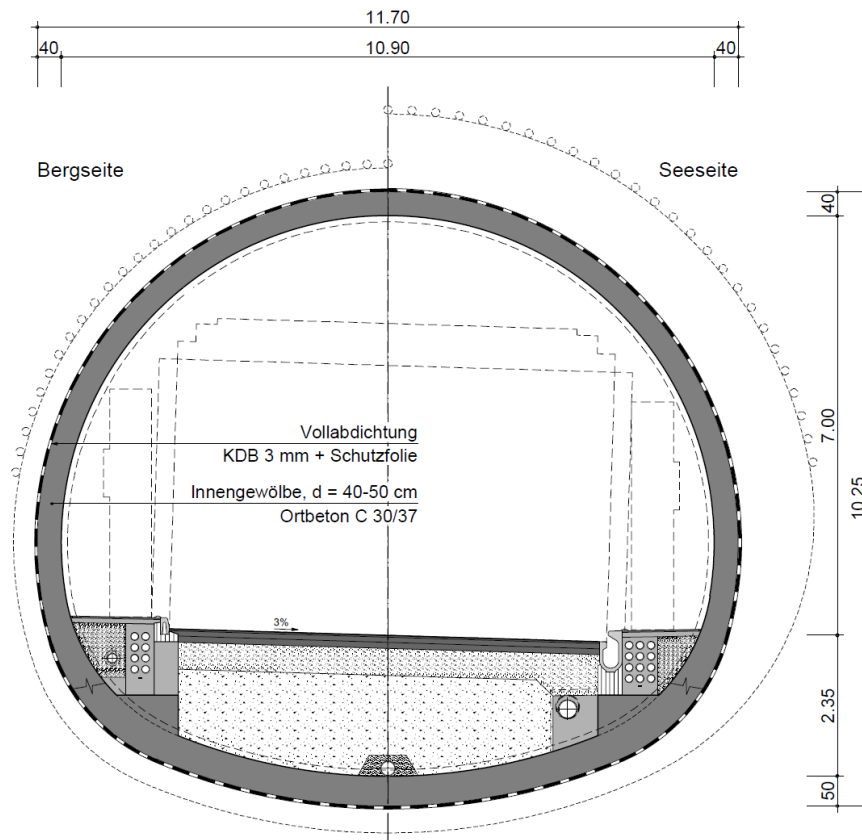


Abbildung 2 – Normalprofil, Tunnel Burg (bergmännisch)

2.2. Geologie

Der bergmännische Tunnel Burg verläuft fast ausschliesslich in zwei glazial vorbelasteten geologischen Einheiten, die als *Seeablagerungen* und *Schotterkomplex* bezeichnet werden. Das geologische Längsprofil ist in Abbildung 2 ersichtlich.

Bei den *Seeablagerungen* handelt es sich zumeist um einen „mageren Ton“ (CM nach USCS), der aufgrund der Vorbelastung durch Gletscher (über 500 m Eisüberdeckung, OCR > 15) eine sehr hohe Lagerungsdichte aufweist. In den Seeablagerungen sind schichtweise Einlagerungen von siltigen Sanden vorhanden, die ebenfalls sehr dicht gelagert sind. Die Seeablagerungen weisen eine hohe Festigkeit ($c' = 170$ kPa) und eine sehr geringe Durchlässigkeit auf.

Der ebenfalls glazial vorbelastete *Schotterkomplex* besteht aus Wechsellagerungen von sandig-kiesigen und sandigen Schichten mit Mächtigkeiten im Dezimeter- bis Meterbereich. Die Lagerungsdichte ist auch hier sehr hoch. Die an der Oberfläche in einer Steilböschung aufgeschlossenen Schichten wiesen eine scheinbare Verkittung auf; gemäss Rückrechnung der bestehenden Steilböschung war eine Kohäsion von minimal 48 kPa vorhanden. Entsprechend der geologischen Prognose ist aber keine wirkliche Verkittung gegeben, die scheinbare Kohäsion ist zurückzuführen auf die hohe Lagerungsdichte und kann bei Auflockerung verloren gehen.

Über dem Tunnel, durch den Vortrieb nicht tangiert, wurden Schwemmsedimente prognostiziert (siltige, teils organische Verlandungssedimente mit sehr geringer Lagerungsdichte).

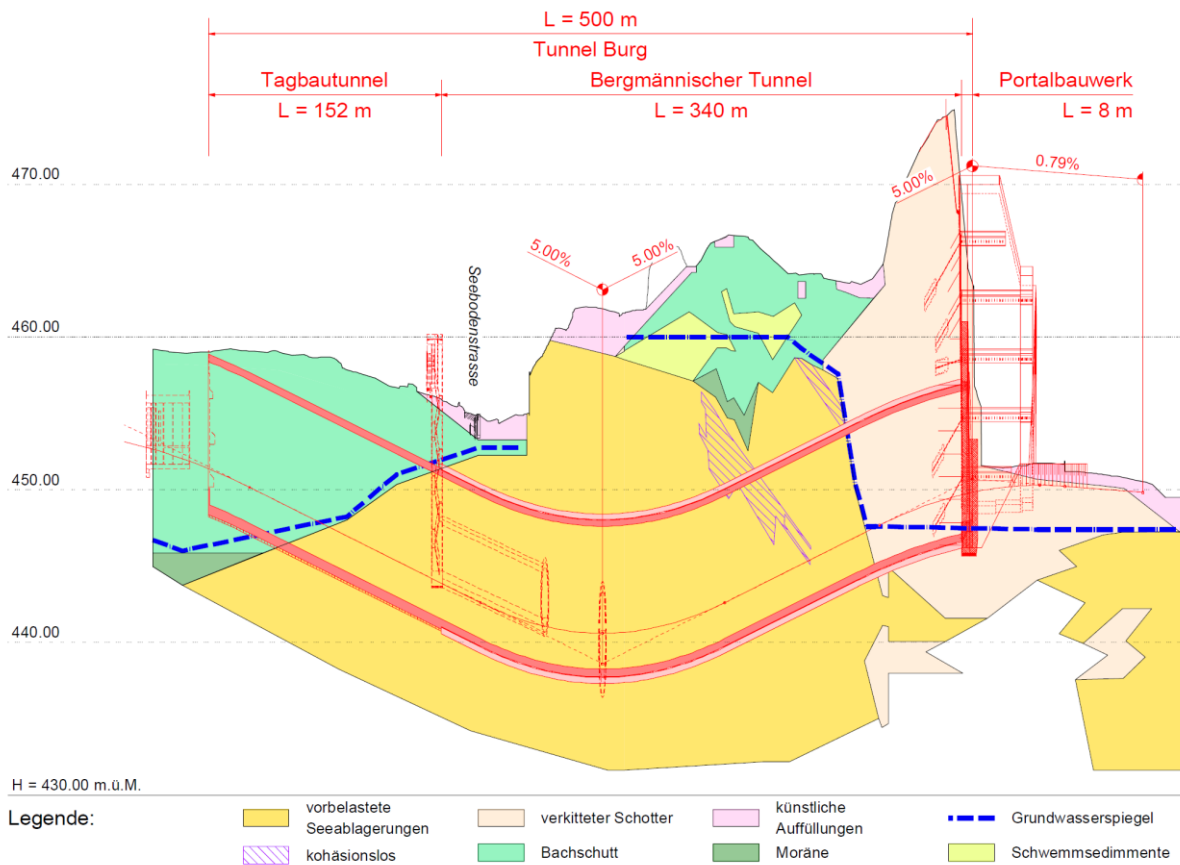


Abbildung 3 – geologisches Längsprofil Tunnel Burg (Prognose, aktualisiert August 2017 aufgrund zusätzlicher Sondierungen 2017)

2.3. Bergmännischer Tunnel Burg

Der bergmännische Tunnel Burg unterquert direkt zu Beginn des Vortriebs ab dem Voreinschnitt Nord die Seebodenstrasse, den eingedolten Dorfbach und diverse angrenzende Gebäude. Die Überdeckung zu Oberfläche und Kellergeschossen beträgt dabei minimal ca. 3 m, zur Sohle des Bachs ca. 1.5 m. Nahezu auf der gesamten Strecke des bergmännischen Vortriebs ist an der Oberfläche eine Bebauung mit Wohngebäuden vorhanden, die Überdeckung beträgt im Maximum rund 17 m.

Der Tunnel liegt in den undurchlässigen und als Stauer wirkenden Seeablagerungen unter dem Wasserspiegel, der Ton ist wassergesättigt. Im Bereich des Schotterkomplexes liegt der Wasserspiegel in der unteren Hälfte des Profils und wird durch eine Wasserhaltung abgesenkt.

Im Bereich des Südportals lag vor Projektbeginn eine rund 20 m hohe und nahezu senkrechte durch Kiesabbau zu Beginn des 20. Jahrhunderts entstandene Steilböschung. Diese wurde mit einer von oben nach unten erstellten, rückverankerten Stützmauer gesichert. Nach Fertigstellung der Mauer erfolgte planmässig ein Gegenvortrieb von 10 m Länge.

Der Tunnel Burg verfügt über die üblichen für den Betrieb erforderlichen SOS- und Hydranten-nischen. Im Tiefpunkt ist zur Entwässerung eine grosse Pumpennische angeordnet. Zur Verkürzung

der Fluchtwegdistanz ist auf den ersten ca. 70 m parallel zum Tunnel ein Fluchtstollen vorgesehen, der mit einer Querverbindung an den Tunnel anschliesst.

Als wichtigste Gefährdungsbilder wurden Setzungen an der Geländeoberfläche sowie Verbrüche am Ausbruchrand und in der Brust beziehungsweise Tagbruch behandelt. Diesen wurde mit der Wahl des Vortriebskonzeptes mit einem Vollausbuch mit raschem Ringschluss und systematischen Bauhilfsmassnahmen begegnet. Die Ringschlussdistanz der Ausbruchsicherung wurde mit maximal 6 m festgelegt. Der Ausbruch mit Abschlagslängen von 1.2 m wird durch einen Rohrschirm gesichert. Eine systematische Brustankerung dient zur Sicherstellung der Stabilität sowie zur Reduktion von Verformungen vor der Brust. Mit Blick auf die Vermeidung von Instabilitäten infolge Entleerung von allenfalls vorhandenen wassergesättigten, sandigen Linsen in den Seeablagerungen, wurde eine systematische Vorausdrainage vorgesehen.

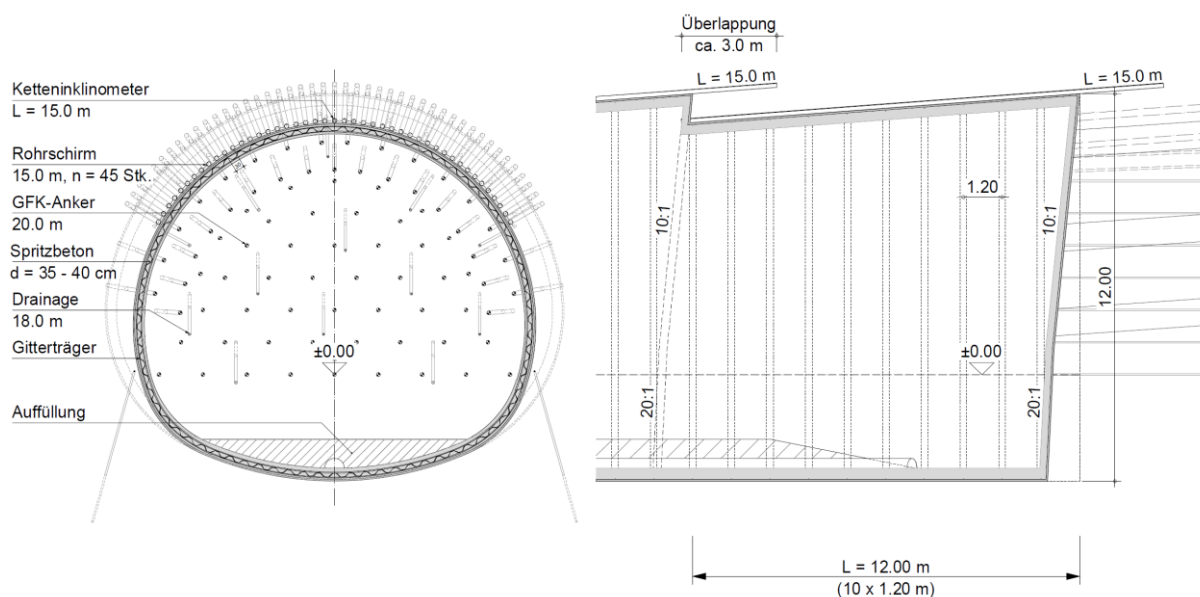


Abbildung 4 – Vortriebskonzept (Vollausbuch mit raschem Ringschluss der Ausbruchsicherung, Rohrschirm und Ortbrustsicherung)

Der Rohrschirm wird in Etappen von 15 m Länge ausgeführt, der Achsabstand der Rohre beträgt im Regelfall zwischen 30 und 35 cm. Die Überlappung der Rohre in Längsrichtung beträgt 3 m. Die Brustanker werden mit einer Länge von 20 m, die Drainagen mit einer von 18 m ausgeführt. Die Brustanker verlaufen grundsätzlich parallel zur Tunnelachse, jene unterhalb des Rohrschirmes sind zur Stabilisierung von dessen Widerlager entsprechend schirmförmig angeordnet. Der Aushub erfolgt gemäss Konzept in Aushubetappen von 1.2 m Länge, die Sicherung erfolgt mittels netzbewehrtem Spritzbeton und Gitterträgern.

Die systematische Überwachung über und unter Tage ist Bestandteil des Konzeptes. Im Firstrohr des Rohrschirms wird die Durchbiegung mittels einer Inklinometer-Messkette in Echtzeit überwacht. Zusätzlich werden im Tunnel Verformungen auf der Schale (mittels Tachymeter) und Verformungen vor der Brust (RH-Extensometer) überwacht. An der Oberfläche erfolgt eine Überwachung der Geländeoberfläche und der Gebäude mittels automatisierten Tachymetern, Schlauchwaagen und händischen Nivellements. Zusätzlich werden die Verformungen im Baugrund mittels kombinierten Inkli- und Extensometern in Bohrlöchern über und neben dem Tunnel überwacht.

Der Vortrieb von Fluchtstollen, Querverbindung sowie die Ausbrüche der Nischen erfolgen im Schutze eines Spiessschirms, die Abschlagslängen betragen zwischen 1.0 und 1.5 m. Auch bei den kleinen Querschnitten ist eine systematische Brustsicherung und Drainage vorgesehen.

3. Bauhilfsmassnahmen

3.1. Rohrschirm

Im Tragsystem übernimmt der Rohrschirm die Funktion der Stützung des Baugrundes zwischen der frisch aufgetragenen Ausbruchsicherung aus Spritzbeton und der durch Anker stabilisierten Ortsbrust. Widerstandsmoment der Rohre und Rohrabstand ergaben sich aus Überlegungen der Beanspruchung der längs tragenden Rohre sowie zur Vermeidung des Sanduhreffektes und wurden dem Unternehmer in der Ausschreibung vorgeschrieben.

Ausgeführt werden direkt gebohrte Rohrschirmrohre mit einem Durchmesser von 139.7 mm und einer Wandstärke von 8 mm. Die Rohre werden mit einem Bohrwagen (Sandvik T12) mit Rohrschirm-automation versetzt, die Länge der einzelnen Rohrschüsse beträgt 3-4 m. Die Rohrkupplung erfolgt mit einer Gewindeverbindung. Zur Erreichung des geforderten Widerstandsmoments – auch in der Verbindung – wird eine Verstärkungsmuffe eingebaut.

Gemäss Vorgabe in der Ausschreibung wurden im Voreinschnitt Nord Vorversuche durchgeführt, um alle Komponenten des Systems Rohrschirm zu testen. Der Unternehmer entschied sich aus eigenem Antrieb zu einer Ausweitung des vorgeschriebenen Versuchsumfangs und hat weitere Systeme getestet. In den Vorversuchen wurden insgesamt 20 Rohre mit einer Länge von je 6 m (3x2 m) in einem Winkel von 45° nach unten in der Sohle versetzt und anschliessend injiziert. Dabei wurde die Bohrtechnik, die Art der Rohrverbindung und die Injektion (Material, Einbringung) variiert.

Zwei Bohrsysteme wurden getestet: ein System mit verlorener Ringbohrkrone und wiederverwendbarer Pilotbohrkrone (System Robit RoX+) sowie ein System mit verlorener Bohrkrone (System GSI). Die Spülung erfolgte in beiden Fällen mit Luft ohne Wasserzugabe. Beim System mit verlorener Ringbohrkrone zeigte sich, dass die bei diesem System vorhandenen Spülöffnungen mit eher kleinen Abmessungen rasch zusetzten und verklebten. Die verlorenen Bohrkronen funktionierten im tonigen Baugrund besser, trotz der Neigung von 45° und der fallenden Bohrung konnte das Bohrgut ohne Probleme gefördert werden. Der gesättigte Ton zeigte dabei keinerlei Staubbildung. Das Bohrgut wurde in Stücken von bis ca. 3 cm Grösse gefördert.



Abbildungen 5 und 6 – freigelegte Injektionskörper bei Rohrschirmrohren. Links: „Rippe“ im Bereich einer sandigen Zwischenschicht. Rechts: unvollständige Verfüllung Ringspalt bei Injektionsventilen

Die Rohrverbindungen erfolgten beim System mit verlorener Ringbohrkrone mittels einer aussenliegenden Verstärkungsmuffe; entsprechend wurde ein grösserer Überschchnitt realisiert. Beim System mit verlorener Bohrkronen wurde eine innenliegende Verstärkungsmuffe verwendet.

Die Injektion erfolgte gemäss Vorgabe in den Ausschreibungsunterlagen mit drei verschiedenen Materialien über Doppelpacker und in Öffnungen im Stahlrohr eingeschlagene Injektionsventile. Der Unternehmer entschied sich, auch ein System ohne Injektionsventile auszutesten, bei dem die Rohre nur mittels aufgeschraubter Endkappe verfüllt werden.

Die Injektion erfolgte bei beiden ausgetesteten Systemen mit Suspensionen bestehend aus:

- 100 % Zement CEM I 42.5 N
- 97 % CEM I 42.5 N und 3 % Bentonit
- 100 % Mikrozement

Die Verfüllung über Endkappen erfolgte in einem Durchgang, Injektionen mittels Doppelpacker wurden in zwei Durchgängen (1. Verfüllung Ringraum, 2. Aufbrechinjektion) ausgeführt. Die Injektionen mittels Doppelpacker werden durch die innenliegenden Verstärkungsmuffen behindert, der Doppelpacker lässt sich nicht gänzlich frei positionieren. Die gesamte Verpressmenge belief sich bei allen Verfahren auf ungefähr 70 l (was dem Rohrinhalt entspricht) +/- 10-15 l. Die ausgetesteten Suspensionen wiesen w/z-Werte zwischen 0.4 und 1.0 auf. Relevante Unterschiede in Bezug auf die Verpressmenge konnten aufgrund des undurchlässigen Baugrunds nicht ausgemacht werden.

Die sorgfältige Freilegung der Rohrschirmrohre im Vorversuchsfeld zeigte bei den meisten Rohren eine vollständige Verfüllung des Ringspalts, eine Eindringung des Injektionsguts in den (sehr dichten) Baugrund konnte nicht festgestellt werden, lediglich im Bereich von sandigen Zwischenschichten (Schichtstärke im Vorversuch ca. 2 cm) konnte ein grösserer Injektionskörper in Form einer ca. 1 bis 2 cm starken „Rippe“ ausgemacht werden. Bei keinem Injektionsgut konnte jedoch eine Eindringung in den Untergrund festgestellt werden, es wird vielmehr davon ausgegangen, dass in der sandigen Schicht ein „Überschnitt“ durch die Spülung entstand. Die durch die Bohrkronen an der Bohrlochwandung hinterlassene Rillenstruktur konnte im Injektionskörper festgestellt werden.

Die über Doppelpacker injizierten Rohrschirmrohre zeigten teilweise ein schlechteres Ergebnis in Form eines nicht vollständig ausinjizierten Ringspalts. Dies könnte zurückgeführt werden auf einzelne Injektionsventile, die sich bei der Injektion nicht vollständig öffneten.

3.2. Spiesse

Die in den kleinen Querschnitten (Fluchtstollen, Querverbindung und Nischen) vorgesehenen Spiesse wurden mit Selbstbohrankern IBO R38/17 mit verschiedenen Bohrkronen mit 76 mm Durchmesser im Rahmen von Vorversuchen ausgetestet. Am besten bewährten sich Kreuzbohrkronen. Da die Bohrlöcher in den Seeablagerungen sehr stabil waren, wurden in der Ausführung teilweise IBO-Stangen in vorgebohrte Löcher versetzt. Somit resultierte kein Bohrkronenverlust. Die Injektion erfolgte mit einem thixotropen Ankermörtel.

3.3. Brustanker

Die Dimensionierung der Brustankerung erfolgte anhand der Betrachtung eines Grenzgleichgewichts an Bruchkörpern auf der Basis des Modells von Horn^{1, 2} (Gleitkeil und überlagerndes Prisma). Dabei wurde der Effekt der ungesicherten Abschlagslänge in der Betrachtung genauso berücksichtigt wie die Längsneigung des Tunnels. Für die Seeablagerungen erfolgte eine Betrachtung des drainierten wie auch des undrainierten Zustands und eine separate, konservative Betrachtung mit ungünstigen Festigkeitseigenschaften (Annahme: Gleitfläche im Bereich sandiger Zwischenschichten). Der äussere Tragwiderstand und die effektiv vorhandene Ankerlänge am Ende einer Rohrschirmetappe wurden berücksichtigt.

Auch für die Brustanker waren systematische Vorversuche im Voreinschnitt Nord vorgegeben. Analog zu den Rohrschirmen entschied sich der Unternehmer auch hier, zusätzlich zu dem ausgedescribten System (GFK, 3-Lamellen-Anker), weitere Systeme zu testen.

Versuche wurden durchgeführt für:

- 3-Lamellen-Anker aus GFK (sireg Durglass S 50 CR)
- sternförmige („Y“) Anker aus GFK (sireg Durglass Y 55)
- GFK-Vollstab-Anker (Firep Powerthread K60-32)
- Selbstbohrinjektionsanker aus Stahl (IBO R51)
- GFK-Rohre (Robit RoX GFRP).

Das letztgenannte System funktionierte aus den gleichen Gründen wie beim Rohrschirm (Verkleben Spülöffnungen) im Seeton nicht zufriedenstellend; der Versuch wurde vorzeitig abgebrochen.



Abbildungen 7 und 8 – Ausgetestete Bohrkronen. Links: Flügelbohrkrone, 115 mm. Rechts: Stiftbohrkrone mit Rückschneide, 115 mm.

Alle anderen Systeme liessen sich mehr oder weniger problemlos einbauen. Der Unternehmer testete erneut mehrere Bohrverfahren. Für die GFK-Anker wurden bei jeweils 115 mm Bohrdurchmesser alternierend eine Kreuzbohrkrone (Flügelbohrkrone) und eine Stiftbohrkrone mit Rückschneide getestet. Die Selbstbohranker wurden mit verschiedenen Bohrkronen (76, 90 und 115 mm) versetzt.

¹ Horn, M. (1961), Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunneln, In: *Landeskonferenz der ungarischen Tiefbauindustrie (Deutsche Übersetzung durch STUVA, Düsseldorf)*

² Anagnostou, G. 1999. Standsicherheit im Ortsbrustbereich beim Vortrieb von oberflächennahen Tunneln. *Symp. „Städtischer Tunnelbau – Bautechnik und funktionelle Ausschreibung“*, Zürich, 85-95

Die Ankerversuche wurden gemäss SIA267/1 mit einer Verankerungslänge von 3 m und einer freien Ankerlänge von 7 m durchgeführt. Die Einspannung der GFK-Anker in die Presse erfolgte durch eine werkseitig vorbereitete Koppelung eines kurzen Gewindestabs an die GFK-Zugglieder. Um den äusseren Tragwiderstand unter vortriebsnahen Verhältnissen zu prüfen, erfolgten Ausziehversuche zwischen 3 bis 8 Tagen nach Verpressung. Die Festigkeitsentwicklung des Ankermörtels wurde separat untersucht. Es wurde ein relativ steifer Zementmörtel (w/z 0.4, CEM I 42.5 N) verwendet.

Die Versuche zeigten, dass die für den äusseren Tragwiderstand in der Statik eingesetzten Anforderungen von 70 kN/m nicht sicher erreicht werden konnten. Zwischen den verschiedenen Zuggliedern zeigten sich dabei wenige Unterschiede. In Übereinstimmung mit SIA267, Ziffer 11.5.2 wurde in der Statik für GFK-Anker ein Sicherheitsfaktor γ_M von 2.0 eingesetzt. Es wurde entschieden, unter Verwendung eines Faktors γ_M von 1.35, wie er für Stahlanker gilt, einen Wert von 50 kN/m zu akzeptieren, der mit hoher Sicherheit erreicht wurde.



Abbildungen 9 und 10 – Ankerversuche. Links: vorbereitete Versuchsanker aus GFK, von links: Stabanker, 3-Lamellen-Anker, Y-Anker. Rechts: Ankerversuch im Voreinschnitt, Presse und Stativ für Messuhren

Für den Vortrieb im Schotterkomplex wird die Brustankerung auf Antrag des Unternehmers mit Selbstbohrinjektionsankern IBO R51/28 ausgeführt. Auch hier wurden Vorversuche zur Überprüfung der Anforderungen durchgeführt. Die mit einem Bohrdurchmesser 120 mm ausgeführten Versuchsanker erzielten in den Vorversuchen zuverlässig Werte von 178 kN/m für den äusseren Tragwiderstand. Die in der Projektierung formulierte Anforderung von 125 kN/m wurde übertroffen.

3.4. Drainagen

Die Drainagebohrungen werden in den Seeablagerungen unverrohrt erstellt und mit Filterrohren aus PVC mit Öffnungen von 0.6 mm ausgerüstet. Im Schotterkomplex werden anstelle von Filterrohren geschlitzte Stahlrohre mit der Rohrschirbbohrtechnik eingebaut, da die Geräte des Unternehmers verrohrte Bohrungen nicht zulassen.

4. Erfahrungen / Herausforderungen

4.1. Lärm / Körperschall

Die Arbeiten im Tunnel führten zu einer erheblichen Lärmbelastung für die direkt über dem Tunnel liegenden Anwohner. Die Übertragung fand dabei ausschliesslich durch den Baugrund statt (Körperschall). Durch Anpassungen organisatorischer Art (angepasste Arbeitszeiten, Einhausungen auf dem Installationsplatz) sowie geringfügige Anpassungen im Projekt (Anpassungen Brustversiegelung, so dass der Rückbau ohne Abbauhammer erfolgen konnte), konnte die Belastung etwas gemindert

werden. Wichtigstes Instrument war jedoch die laufende Kommunikation mit den betroffenen Anwohnern.

4.2. Verformungen

Im Rahmen der ersten Vortriebsetappen wurden an der Oberfläche bei den geringen Überdeckungen Setzungen von bis ca. 4.5 cm festgestellt. Diese traten fast ausschliesslich (80-90 % der totalen Verformung) vor der Brust auf. Nach dem Einbau der Ausbruchsicherung und vor allem mit dem Nachziehen der Sohle ergaben sich fast keine weiteren Setzungen im Nachgang zum Vortrieb. Zur weiteren Reduktion der Setzungen wurde das Konzept durch Verkürzen der Ringschlussdistanz angepasst. Damit konnte die Spritzbetonschale eine höhere Festigkeit entwickeln, bevor mit dem Vortrieb weitergefahren wurde.

Insbesondere zu erwähnen ist, dass sich bereits infolge der Bohrungen für die Bauhilfsmassnahmen an der Oberfläche Setzungen von 4 bis 10 mm zeigten. Durch die Injektion des Rohrschirms wurden diese Setzungen teilweise wieder kompensiert. Mit einer Umstellung der Reihenfolge auf die vorgezogene Erstellung des Rohrschirms und nachfolgend dem Versetzen der Brustanker konnten diese Setzungen reduziert werden.

4.3. Schlammzutritte

Ungefähr ab Rohrschirmetappe 13 wurden im Firstbereich zunehmend feuchte Stellen festgestellt, gleichzeitig wurde bemerkt, dass der Sandanteil dort zunimmt. Der Vortrieb konnte vorerst aber ohne Schwierigkeiten fortgeführt werden.

Beim Versetzen der Bauhilfsmassnahmen für die Rohrschirmetappe 15 ereignete sich bei einer Ankerbohrung am 04.07.2017 ein eigentlich nicht zu erwartender Schlammzutritt aus der Bohrung. Die Bauhilfsmassnahmen der Etappe 15 waren fast vollständig versetzt, nur noch einige Ankerbohrungen waren auszuführen. Bei einer Ankerbohrung wurde zufließendes, klares Wasser festgestellt. Mit der Absicht, das Bohrloch leer laufen zu lassen, wurde erst nichts unternommen. Der Wasserzutritt nahm jedoch zu und es ging in einen Schlammzutritt über, bei dem Wasser und Schlamm in erheblichen Mengen und unter Druck in den Tunnel drangen. Die Beherrschung des Schlammzutritts gestaltete sich zuerst als schwierig, weshalb insgesamt rund 10-15 m³ Wasser und Schlamm eingespült wurden.

Am 06.07.2017 wurde eine benachbarte Ankerbohrung ausgeführt und Proben über die gesamte Bohrtiefe gesammelt. Nach etwas mehr als 20 m wurde erneut ein Schlammzutritt festgestellt. Bei diesem Bohrloch konnte der Zutritt durch schnelles Handeln gestoppt und noch ein Anker eingebaut werden. Nach dem Vortrieb von drei weiteren Bogen trat im Firstbereich an der Ausbruchleibung Wasser ein, worauf der Vortrieb direkt eingestellt wurde.



Abbildungen 11 und 12 – Schlammzutritt und ergänzende Sondierungen. Links: Schlammzutritt vom 04.07.2017 (Standbild aus Video). Rechts: ergänzende Sondierungen in bewohntem Gebiet.

Da diese Beobachtungen nicht mit der geologischen Prognose in Einklang zu bringen waren, wurden in der Folge Erkundungsbohrungen ab der Oberfläche im bewohnten Gebiet ausgeführt.

Die Erkundungsbohrungen ab der Oberfläche führten zu folgenden neuen Erkenntnissen:

- Die Seeablagerungen sind im fraglichen Bereich nicht tonig-kohäsiv, sondern weisen mächtige Schichten (1-2 m) von siltig-sandigem, kohäsionslosem Material auf. Der Ursprung des Schlammzutritts konnte in diesen Schichten ausgemacht werden.
- Es existiert über dem Tunnel eine rinnenförmige Vertiefung aus Bachschutt (evtl. alter Bachlauf), was nicht prognostiziert war und vorgängig trotz des dichten Sondierasters von ca. einer Bohrung pro 20 m Tunnel auch nie erfasst wurde.
- Die hydraulischen Druckniveaus in den sandig-kohäsionslosen Schichten und im Bachschutt korrespondieren, das heisst die Schichten sind hydraulisch verbunden.

Ein Vortrieb mit dem bisherigen Konzept ist unter diesen neuen Randbedingungen ausgeschlossen, so dass alternative Verfahren abgeklärt werden mussten. Ein Variantenstudium führte zu einer Bestlösung, welche eine Grundwasserabsenkung mittels Filterbrunnen vorsieht. Ergänzend dazu sind Massnahmen zur Drainage aus dem Tunnel vorgesehen. Um diese Drainagen und allfällige weitere Massnahmen aus dem Tunnel auszuführen zu können, wird eine neue, geschlossene Bohrtechnik erforderlich, mit der der Schlammzutritt beim Bohren beherrscht werden kann.

Als Ausweicarbeit wurde entschieden, den Gegenvortrieb ab dem Südportal zu verlängern.

4.4. Verlängerung Gegenvortrieb

Beim Südportal Räbmatt war zu diesem Zeitpunkt gemäss Projekt ein Gegenvortrieb von ca. 10 m Länge realisiert. Aufgrund von Überlegungen zu Materialtransporten durch Küssnacht war lediglich eine Etappe im Gegenvortrieb geplant. Diese wurde im Schutz eines achsparallel gebohrten Rohrschirms ausgeführt.

Für die Verlängerung des Gegenvortriebs musste aufgrund der fehlenden Rohrschirmnische eine Sonderlösung für die Erstellung des Rohrschirms gesucht werden. Die neue Etappe des Rohrschirms wurde im Inneren des Profils angesetzt und entsprechend steiler gebohrt. Die letzte Rohrverlängerung erfolgte mit einem HDPE-Rohr, welches anschliessend im Vortrieb fortlaufend abgebaut wurde. Die ersten drei Abschlüge wurden zudem mit Spiessen gesichert. Mit dem Konzept sollte im Anschluss der Ansatz für eine Regeletappe erreicht werden.

Beim letzten Abschlag dieser Übergangsetappe ereignete sich bergseitig, seitlich der Firste, ein Verbruch durch die Rohrschirmrohre (Sanduhreffekt) aus einem „Fenster“ in der Laibung von rund 1.2 m in Tunnellängsrichtung und 2.5 m quer dazu. Der Verbruch von kohäsionslosem Material setzte sich in mehreren Etappen fort und führte innert ca. 30 Minuten zu einem Tagbruch bei 17 m Überdeckung. Der Verbruchtrichter weist ein Volumen von geschätzt 350 m³ auf und erreichte an der Oberfläche einen Durchmesser von 5 m. Rund 200 m³ Material brachen in den Tunnel ein, das restliche Material verblieb im Trichter. Die Ortsbrust und die Ausbruchsicherung blieben stabil, womit das Ereignis eingeschränkt war und an der Oberfläche keine Schäden an Bauwerken entstand. Der Verbruchtrichter wurde sofort von oben verfüllt und anschliessend injiziert.

5. Zusammenfassung

5.1. Erfahrungen und vorläufiges Fazit

Beim innerstädtischen Vortrieb des Tunnels Burg in Küssnacht wurden die Abschnitte mit geringer Überdeckung unter bebautem Gebiet erfolgreich ausgebrochen. Mit dem gewählten Konzept des Vollausbruches und einer Reduktion der Ringschlussdistanz der Ausbruchsicherung konnten die Setzungen ohne aufwändige Kompensationsmassnahmen im Baugrund auf ein minimal mögliches Mass reduziert werden.

Die durchgeführten Vorversuche für das Bohren und die Injektionen der Bauhilfsmassnahmen haben sich bewährt und gaben wertvolle Erkenntnisse ab. Sie sind unter vergleichbaren Randbedingungen unbedingt zu empfehlen.

Die veränderten geologischen Verhältnisse mit der fehlenden, „dichten“ Überdeckung des Tunnels in den tonigen Seeablagerungen zum darüber im durchlässigen Lockergestein anstehenden Wasser führen dazu, dass mit den ausgeschriebenen Mitteln der Vortrieb nicht abgeschlossen werden kann. Die Bohrtechnik auf der Baustelle ist nun derart zu ergänzen, dass Schlammzutritte sicher beherrscht werden können. Nur so können kontrollierte Verhältnisse mit Drainagen und weiteren Massnahmen hergestellt werden. Die Einbringung der Bauhilfsmassnahmen mit einem Bohrwagen ohne die Möglichkeit zur Durchführung von verrohrten Bohrungen schränkt die Möglichkeiten bei unerwarteten Abweichungen stark ein.

5.2. Weiteres Vorgehen

Für den weiteren Vortrieb liegt der Fokus darauf, die Stabilität des Baugrundes zwischen den Rohrschirmrohren mit geeigneten Mitteln sicher zu stellen. Dies unter komplett unterschiedlichen Bedingungen auf der Nordseite (sandig-siltiges Material unter Wasserdruck) und auf der Seite Räbmatt (rolliges Material).

Neben technischen Aspekten und dem hohen Anspruch an die Sicherheit im überbauten Gebiet sind auch die vertraglichen Themen zu lösen. Voraussichtlich wird ab Anfang 2018 werden im Bereich der Bachrinne die Filterbrunnen erstellt und die Grundwasserhaltung in Betrieb genommen und der Vortrieb ab ca. Februar 2018 wieder aufgenommen. Bis dahin werden im Tunnel zur Überbrückung die Abdichtungs- und Verkleidungsarbeiten vorgezogen.

Projektbeteiligte

Bauherr: Tiefbauamt Kanton Schwyz

Projektierung und Bauleitung: INGE Küssnacht

- BG (offene Strecke, kleinere Kunstbauten)
- Locher (Technische Gesamtleitung, Tagbautunnel und Voreinschnitt, Tunnelzentrale)
- Rothpletz-Lienhard (bergmännischer Tunnel, Stützmauer Räbmatt).

Geologische Prognose: Dr. Heinrich Jäckli AG

Ausführung der Bauhauptarbeiten: ARGE Küssnacht Süd

- Anliker
- Baresel*
- Heitkamp*

* Arbeiten unter Tage