

**Kolloquium ETH Zürich**  
**Bauhilfsmassnahmen im Tunnelbau**

**Tunnel San Fedele (Umfahrung Roveredo) -**  
**Planung der Bauhilfsmassnahmen und der Betonverkleidung**

**Philippe Stoll, Dipl. Bauing. ETH**

**Inhaltsverzeichnis**

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>VORSTELLUNG DES PROJEKTS</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>GEOLOGIE</b>	<b>4</b>
3.1	Geologische Zusammenfassung	4
3.1.1	Fels	4
3.1.2	Lockergestein Süd	5
3.1.3	Lockergestein Nord	5
3.2	Hydrogeologie	5
<b>4</b>	<b>WAHL DER VORTRIEBSMETHODEN</b>	<b>5</b>
4.1	Variantenstudium	5
4.2	Wahl und Begründung	6
<b>5</b>	<b>BEMESSUNG DER BAUHILFSMASSNAHMEN</b>	<b>7</b>
5.1	Lockergesteinsstrecken	7
5.1.1	Bemessung Aussenschale	8
5.1.2	Bemessung Rohrschirm	9
5.1.3	Bemessung Kalottenwiderlager	9
5.1.4	Bemessung Ortsbrustanker	10
5.2	Felsstrecke	11
<b>6</b>	<b>BEMESSUNG DER BETONVERKLEIDUNG</b>	<b>11</b>
6.1	Vergleich mit der Bemessung der Ausbruchsicherung	11
6.2	Lockergesteinsstrecke	12
6.3	Felsstrecke	12
<b>7</b>	<b>NORMEN/LITERATUR</b>	<b>12</b>

## 1 EINLEITUNG

Die Ausarbeitung des Bauprojekts inkl. Statik fand im Jahre 2004/2005 statt. Aufgrund diverser Verzögerungen und Einsprachen erfolgte die Vergabe der Hauptarbeiten der Umfahrung Roveredo erst am 27.11.2008. Die Einsprachefrist ist zum Zeitpunkt der Verfassung des vorliegenden Texts noch nicht verstrichen. Der Baubeginn ist für das Frühjahr 2009 geplant.

## 2 VORSTELLUNG DES PROJEKTS

In Roveredo durchschneidet die Ende der 60er Jahre gebaute Nationalstrasse das Siedlungsgebiet. Mit dem Bau der neuen Umfahrung soll Roveredo vor den negativen Auswirkungen der heutigen Transitstrasse befreit werden. Kernstück der Umfahrung Roveredo ist der ca. 2'400 m lange, 2-spurige Tunnel San Fedele, welcher im Gegenverkehr betrieben wird.

Als Projektverfasser Bau wurde die Ingenieurgesellschaft GIM, bestehend aus der Gähler und Partner AG (Federführung) und der Ingegneria Maggia SA durch das Tiefbauamt Graubünden beauftragt. Der Auftrag umfasst den Tunnel San Fedele mit Tagbauten und Lüftungszentrale Süd sowie den parallelen Sicherheitsstollen mit 7 Querverbindungen.

Die Längsneigung des Tunnels San Fedele beträgt rund 0.8 %. Das Quergefälle beträgt 4.75 %. Im Portalbereich Nord kippt das Quergefälle auf 3 % um.

Parallel zum Tunnel wird talseitig ein Sicherheitsstollen erstellt. Dieser wird alle 290 – 300 m mit dem Tunnel verbunden. In erster Priorität dient der Sicherheitsstollen dem Verkehrsteilnehmer als Fluchtweg bei der Selbstrettung. Ausserdem besteht die Möglichkeit, den Sicherheitsstollen mit Unterhaltsfahrzeugen und im Ereignisfall mit Rettungsfahrzeugen zu benutzen.

Als Lüftungssystem ist im Tunnel San Fedele eine Längslüftung mit Strahlventilatoren vorgesehen. Im Ereignisfall wird der Rauch über Brandklappen in den Abluftraum oberhalb der Zwischendecke abgesogen und über die Lüftungszentrale beim Südportal ausgeblasen.

Der Tunnel enthält zwei 2-seitige Ausstellbuchten in den Drittelpunkten.

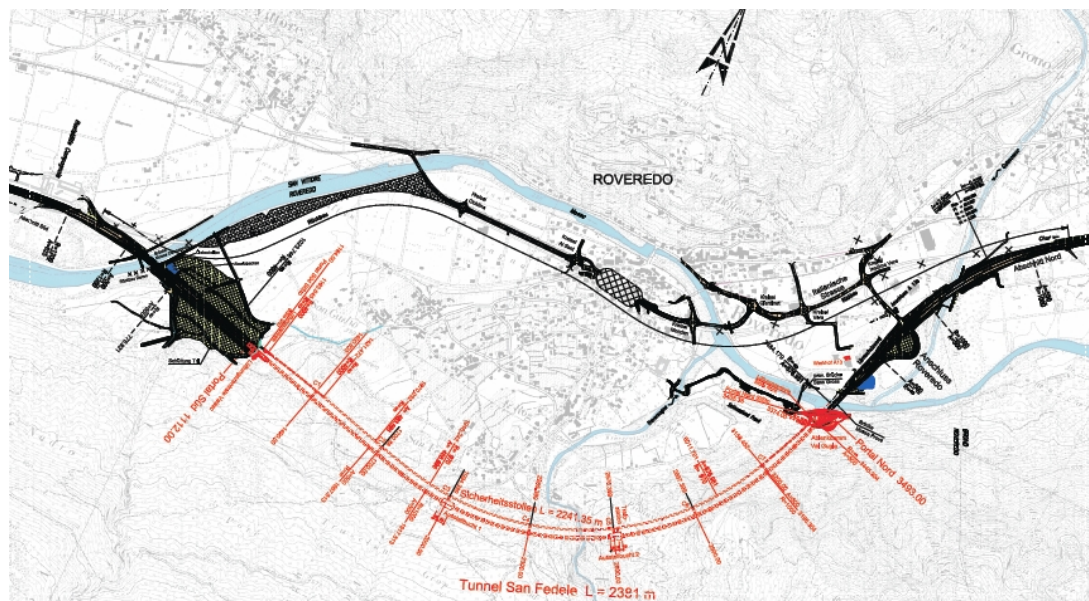


Bild 1: Situation Tunnel San Fedele

## 3 GEOLOGIE

### 3.1 Geologische Zusammenfassung



Bild 2: Geologisches Längenprofil

#### 3.1.1 Fels

Der Tunnel San Fedele durchfährt Gneise der penninischen Wurzelzone.

Aufgrund von Oberflächenkartierungen, Sondierbohrungen und seismischen Messungen wurde die Geologie in 3 Homogenbereiche eingeteilt:

- Homogenbereich 1 = Tunnelabschnitt Süd (Portal Süd bis San Fedele)
- Homogenbereich 2 = Tunnelabschnitt Mitte (Bereich Traversagna Schlucht)
- Homogenbereich 3 = Tunnelabschnitt Nord (Bereich Gardellina)

##### **Homogenbereich Süd (km 1'293 – 2'490)**

Die steil stehenden, plattigen bis gebankten Gneise bilden einen gut abgestützten Gebirgsrahmen. Schmale Scherzonen durchschlagen die Gneise relativ engständig. Tunnel und Stollen müssen sehr schleifend zur Hauptschieferung und zu den Bruchzonen vorgetrieben werden. Daraus ergibt sich das Risiko, dass eine schmale Störung über lange Strecken im Ausbruchquerschnitt verläuft. Es sind Sicherungen gegen gravitative Niederbrüche von plattigen Felskeilen erforderlich. Wegen der ungünstigen Vortriebsrichtung erfordert der Abschnitt Süd den grössten Sicherungsaufwand.

##### **Homogenbereich Mitte (km 2'490 – 2'700)**

Die oft massig gebankten Gneise stehen steil und sind verfaltet. Dies bewirkt ein massiges Gebirgsgefüge. In den Gneisen sind mächtigere Züge von Hornblendegneisen mit eingefaltet. Die Hauptschieferung und allfälligen Bruchzonen streichen meist quer zur Vortriebsrichtung und fallen steil bis mittelsteil in den Vortrieb ein, was eine sehr günstige Verschneidung mit dem Ausbruch bedeutet.

##### **Homogenbereich Nord (km 2'700 – 3'390)**

Nördlich der Faltenzone in der Traversagna-Schlucht sind die gleichen Gneise, ebenfalls mit eingelagerten Hornblendegneisen, wieder ruhig gelagert. Sie fallen mittelsteil bis steil nach NE bis E ein und streichen damit günstig, querschlägig bis diagonal zum Tunnelvortrieb. Störende Scherzonen sind nicht bekannt. Einzelbrüche mögen den Fels hie und da durchschlagen. Engständige Kluftscharen können nachbrüchige Kluftzonen bilden, welche sich in Abständen von 8 – 12 m folgen.

Prozentuale Verteilung der Sicherungsklassen der gesamten Felsstrecke:

SK 1	SK 2	SK 3	SK 4	SK 5
0 %	74 %	17 %	7 %	2 %

### 3.1.2 Lockergestein Süd

Beim Südportal liegt grossflächig Rüfeschutt aus dem Val Traversagna. Die Lockergesteinsstrecke Süd besteht mehrheitlich aus leicht siltigen Kiesen mit reichlich bis viel Sand und mit Steinen und Blöcken. Der Schutt ist oberflächennah locker, über der Felsgrenze mitteldicht gelagert. Das Material besitzt keine echte Kohäsion und ist nur geringfügig verzahnt. Die maximale Überlagerung über dem First beträgt 25 m.

### 3.1.3 Lockergestein Nord

Beim Gehängeschutt handelt es sich um saubere bis leicht siltige Kiese mit viel Sand und mit vielen Steinen und Blöcken (Durchmesser bis mehrere Meter). Die kantigen Grobkomponenten sind verzahnt. Auf dem Fels liegt eine geringmächtige Grundmoräne. Die maximale Überlagerung über dem First beträgt 20 m.

## 3.2 Hydrogeologie

Während des Vortriebs ist nur vereinzelt mit Wasserzutritten zu rechnen. Nach starken Niederschlägen kann vor allem in den Felsrunsen unter der Moränen- oder Hangschuttdecke Hangwasser über die dichte Felsoberfläche sickern. Wegen der kleinen Einzugsgebiete sind nur sporadisch geringe Sickerwassermengen zu erwarten. Die Gneise sind dicht, d.h. schlecht durchlässig. In den Steilwänden, u. a. in der Traversagna-Schlucht, führen Kluffzonen stellenweise und nur während der Schneeschmelze oder nach längeren Niederschlagsperioden etwas Sickerwasser. Die Schiefer- und Scherflächen sowie allfällige Bruchzonen sind schlecht durchlässig und führen höchstens bei oberflächlicher Auflockerung vermehrt Hangwasser.

Das meiste Gebirgswasser wird im Homogenbereich 1 angetroffen. Kleine bis mittlere Quellen (0.2 – 2 l/s) können aus angefahrenen Bruchzonen austreten.

## 4 WAHL DER VORTRIEBSMETHODEN

### 4.1 Variantenstudium

Folgende Varianten wurden für den Bau der Umfahrung Roveredo untersucht:

- Variante 1: Sprengtechnischer Kalottenvortrieb im Fels, Kalottenvortrieb im Lockergestein, TBM- / oder Sprengvortrieb für den Sicherheitsstollen
- Variante 2: Sprengtechnischer Vollausbuch im Fels, Kalottenvortrieb im Lockergestein, TBM-Vortrieb für den Sicherheitsstollen
- Variante 3: Sprengtechnischer Vollausbuch im Fels, Vollausbuch im Lockergestein, TBM-Vortrieb für den Sicherheitsstollen
- Variante 4: Pilotstollen im Tunnelprofil, Sprengtechnischer Vollausbuch im Fels, Kalottenvortrieb im Lockergestein (vorgängig zum Pilotstollen), TBM-Vortrieb für den Sicherheitsstollen

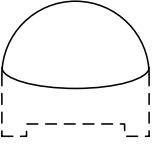
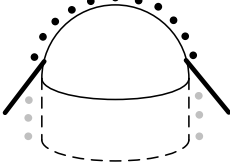
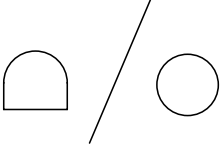
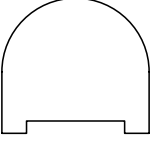
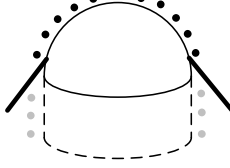

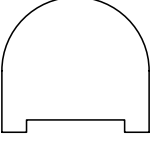
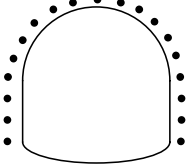

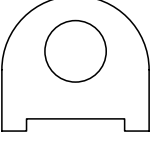
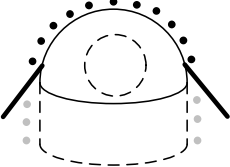

	Felsvortrieb	Lockergesteinsvortrieb	Sicherheitsstollen
Variante 1			
Variante 2			
Variante 3			
Variante 4			

Bild 3: Variantenstudium

Aufgrund der hohen Druckfestigkeiten und der Abrasivität des Gebirges wurde ein Hauptvortrieb mittels Teischnittmaschine von Anfang an ausgeschlossen. Das Gleiche galt für einen maschinellen Vortrieb mittels TBM aufgrund der zu geringen Länge des Tunnels, der Profilgrösse und der hohen Druckfestigkeiten des anstehenden Gebirges.

## 4.2 Wahl und Begründung

Für den Sicherheitsstollen wurde der Vortrieb mittels TBM in den Felsstrecken aufgrund der geologischen Prognosen als problemlos machbar und aufgrund einer Kostenanalyse als die wirtschaftlichere Lösung eruiert. Der Vortrieb erfolgt mit einer TBM ( $\varnothing$ min. 4.4 m). Die Lockergesteinsstrecken (Süd L = 52 m, Nord L = 55 m) werden konventionell von den jeweiligen Portalen aus im Schutze eines Rohrschirmes ausgebrochen.

Aufgrund der günstigen geologischen Prognosen und einer Kostenanalyse wurde für die Felsstrecke der Vortrieb im Vollausschlag als die wirtschaftlichste Lösung definiert. Als erschwerend bei der Vortriebswahl erwies sich der Umstand, dass zahlreiche Gebäude vor Erschütterungen geschützt werden müssen, was einen schonenden Sprengvortrieb notwendig macht.

Für die Lockergesteinsstrecken Nord und Süd wurden die Varianten Rohrschirmvortrieb im Vollausbuch und Rohrschirm im Kalottenvortrieb einander gegenübergestellt:

	Vorteile	Nachteile
Vollausbuch	Schneller Ringschluss	Problematische Gewährleistung der Ortsbruststabilität
Kalottenvortrieb	Ortsbruststabilität Zugänglichkeit Firste	Abstützung Kalottenfüsse

Der flache Felsverlauf im Süden sprach ursprünglich für einen Kalottenvortrieb, da der Fels langsam mit fortschreitendem Ausbruch ins Ausbruchprofil wandert. Eine ausreichende Abstützung der Kalottenfüsse ist grösstenteils gewährleistet. Demgegenüber war im Nordvortrieb mit steilem Felsverlauf der Vollausbuch im Vorteil.

Den definitiven Ausschlag für einen Kalottenvortrieb gab der Entscheid des Bauherrn, mittels TBM einen Pilotstollen im Tunnelprofil aufzufahren. Dieser erlaubt für den nachfolgenden Vollausbuch ein schonendes Sprengen. Die Lockergesteinsstrecke wird vorgängig im Kalottenvortrieb aufgefahren. Auf der Kalottensohle wird daraufhin die TBM für den Pilotstollen installiert. Der Pilotvortrieb endet am Übergang zur Lockergesteinsstrecke Nord, wo vorgängig im Schutze eines Rohrschirms die Kalotte ausgebrochen wird. Mit der gleichen TBM wird danach gleichzeitig mit dem Hauptvortrieb der Sicherheitsstollen aufgefahren. Ausgeschrieben als Amtsvariante und gemäss Vergabe vom 27.11.2008 zur Ausführung kommt demzufolge Variante 4.

## 5 BEMESSUNG DER BAUHILFSSMASSNAHMEN

### 5.1 Lockergesteinsstrecken

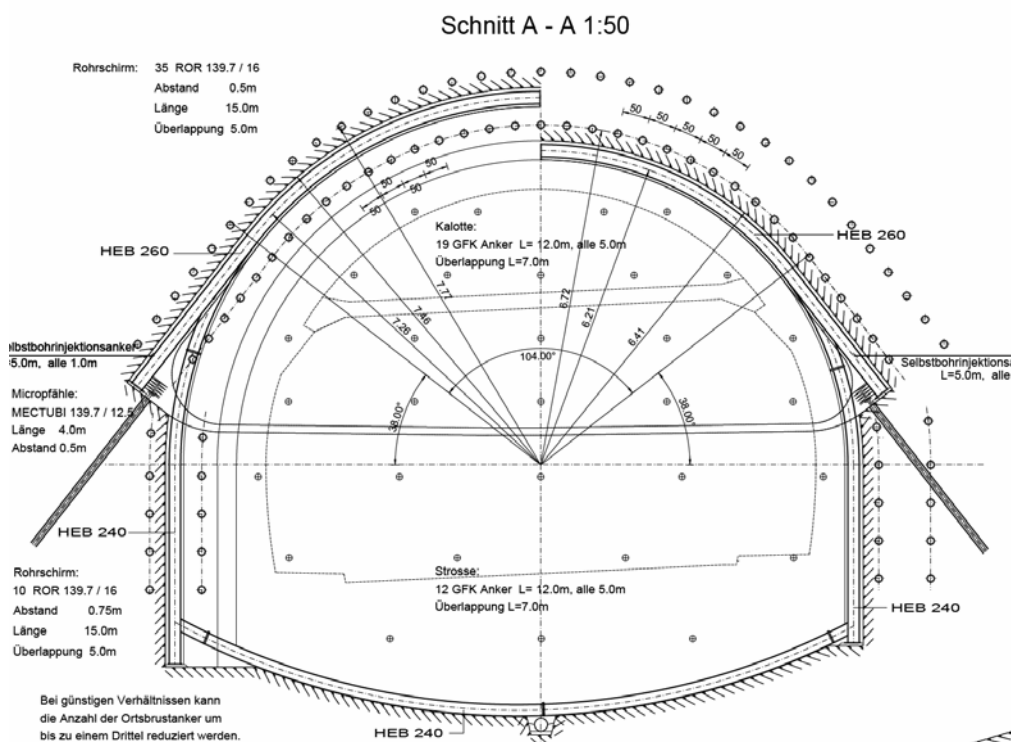


Bild 4: Lockergesteinsvortrieb im Schutze eines Rohrschirms

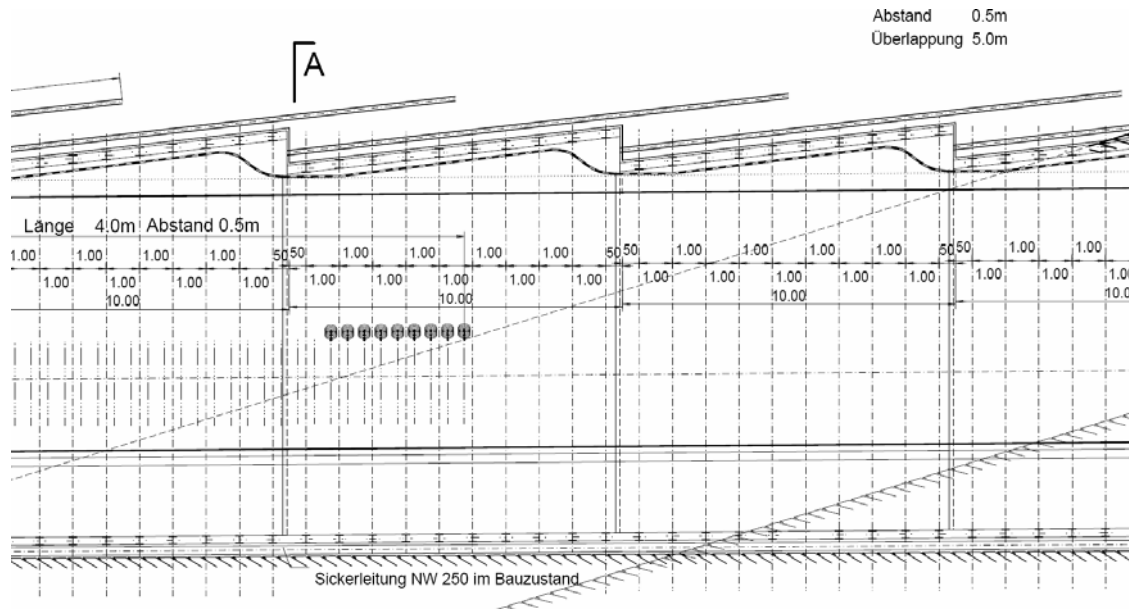


Bild 5: Längsschnitt Rohrschirmvortrieb

### 5.1.1 Bemessung Aussenschale

Die massgebende Belastung auf die Ausbruchsicherung wird in Abhängigkeit von der vorhandenen Überlagerung anhand der Verspannungstheorie nach Terzaghi bestimmt. Der Seitendruck wird variiert.

**Modell:**

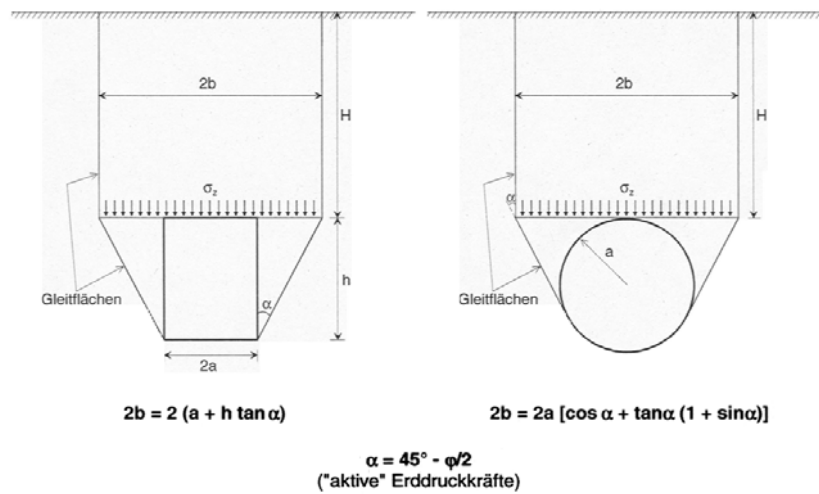


Bild 6: Verspannungstheorie nach Terzaghi [6]

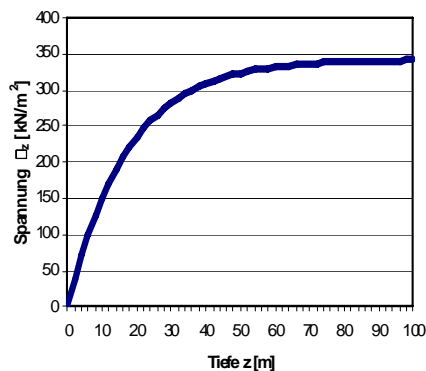


Bild 7: Spannungszunahme über die Tiefe

$\sigma_z$  in 25 m Tiefe (grösste Überlagerung Lockergesteinsstrecke Süd) = 262 kN/m<sup>2</sup>.





Die massgebende Belastung pro Kalottenfuss beträgt 2283kN.

Wahl z.B. MECTUBI 139.7 / 12.5, Länge 4 Meter, Pfahlabstand 0.5 Meter, d.h. 2 Pfähle pro Stahlbogen. Die Pfähle werden ungefähr tangential zum Stahlbogen versetzt und mit einem Betonriegel verbunden.

Innerer Tragwiderstand pro Mikropfahl: 1000kN

Die Mikropfähle werden verrohrt, gebohrt und ausinjiziert. Der Bohrl Lochdurchmesser beträgt 220mm, was der rechnerischen Dicke des Mikropfahls entspricht.

Äusserer Tragwiderstand (gem. [5]):

Die Mikropfähle werden verrohrt, gebohrt und ausinjiziert. Der Bohrl Lochdurchmesser beträgt 220mm, was der rechnerischen Dicke des Mikropfahls entspricht.

Mantelreibung

$$Q_M = U \cdot h \cdot K \cdot \sigma_z \cdot \tan \varphi$$

Spitzenwiderstand

$$Q_S = A \cdot (c N_c + \sigma_v N_q) \cdot X$$

$$R_a = (Q_M + Q_S) / 1.4$$

### 5.1.4 Bemessung Ortsbrustanker

Bild 11: Ermittlung der erforderlichen Stützkraft gemäss Silotheorie [6]

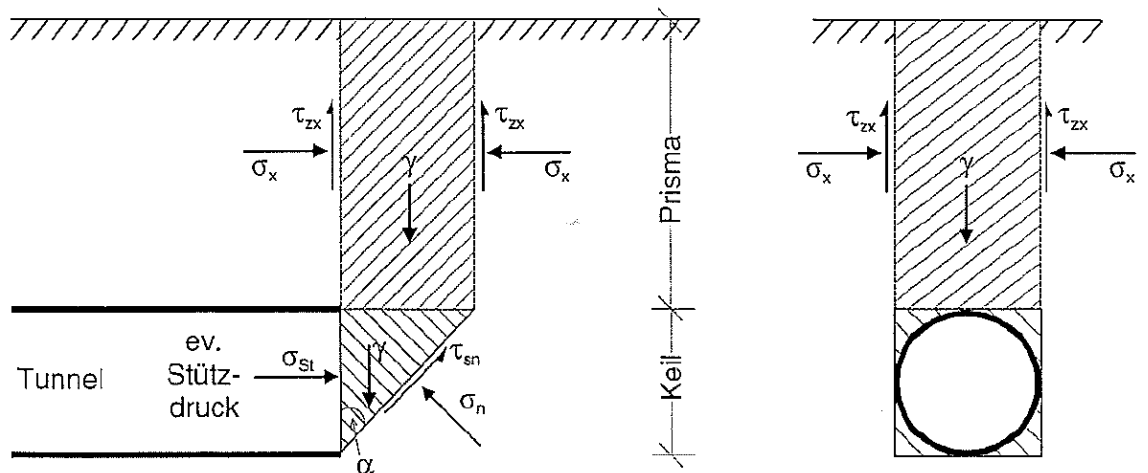
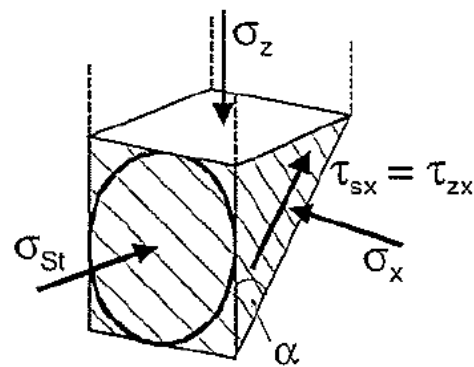


Bild 12: Modellbildung Silotheorie [6]

Da während des Ausbruchs keine Ankerplatten an der Ortsbrust vorhanden sind, beruht die stützende Wirkung der GFK-Anker ausschliesslich auf der Haftung zwischen Verpresskörper und Gebirge. Für die Ermittlung der Stützkkräfte  $S_k$  der einzelnen Anker müssen daher - neben der Tragfähigkeit  $F_z$  des Zuggliedes - der Durchmesser des Verpresskörpers  $d$ , die Verbundspannung  $\tau_m$  zwischen Verpresskörper und Gebirge, sowie die Verankerungslängen  $a_k$  und  $L_k$  -  $a_k$  innerhalb bzw. ausserhalb des betrachteten Keils berücksichtigt werden, wobei  $L_k$

die Länge des Ankers  $k$  bezeichnet. Die Stützkraft  $S_k$  jedes Ankers ergibt sich als das Minimum folgender drei Grössen:

$$S_k = \min [F_z, \pi d a_k \tau_m, \pi d (L_k - a_k) \tau_m]$$

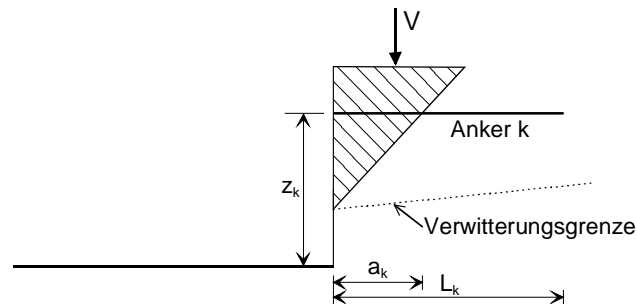


Bild 13: Ermittlung des Tragwiderstands der Ortsbrustanker

Die sich gemäss den obigen Berechnungsmodellen ergebende notwendige Anzahl Anker beträgt 19 Stück in der Kalotte, was min. 1 Stk. pro 3.5m<sup>2</sup> entspricht. Im Zuge der Sicherung der Baugruben der Voreinschnitte sind die effektiv aufnehmbaren Reibungskräfte zur die GFK-Anker mittels Zugversuchen zu verifizieren. Gemäss den Erfahrungen aus dem Voreinschnitt Süd ist die Anzahl der Anker stark zu erhöhen.

## 5.2 Felsstrecke

Die Dimensionierung der Felsstrecke erfolgt mit analogen Modellen wie diejenige der Lockergesteinsstrecken. Die massgebenden Auflasten aus dem Gebirge werden mittels Klufkörperanalysen ermittelt. Maximale Auflockerungen, welche sich über dem First einstellen, werden anhand des Ausbruchdurchmessers und der Gebirgseigenschaften mittels Abschätzungstabelle gemäss Terzaghi bestimmt:

## 6 BEMESSUNG DER BETONVERKLEIDUNG

### 6.1 Vergleich mit der Bemessung der Ausbruchsicherung

Es wird davon ausgegangen, dass im Laufe der Jahre die Ausbruchsicherung versagt und die gesamten Lasten, welche aus dem umliegenden Gebirge auftreten, auf die Innenschale wirken. Zwischen der Felssicherung und dem 30 cm dicken Innenring ist eine Regenschirmabdichtung angeordnet.

Ein Vergleich der Bemessung von Ausbruchsicherung und Innenschale zeigt:

- Die geometrische Ausbildung der statischen Modelle von Ausbruchsicherung und Innenschale unterscheidet sich kaum.
- Die Lastannahmen aus dem Gebirge sind nahezu identisch.
- Zusätzliche Einwirkungen auf die Innenschale ergeben sich durch die Einwirkungen des Verkehrs und Temperaturdifferenzen zwischen Gebirge und Fahrraum.
- Die Bettungsverhältnisse sind unterschiedlich. Die Ausbruchsicherung liegt am steifen Fels an. Zudem können über den Verbund zwischen Fels und Ausbruchsicherung Kräfte in tangentialer Richtung abgebaut werden. Bei der Modellierung der Bettung der Innenschale werden die Materialeigenschaften der Abdichtung mitberücksichtigt.
- Die Materialeigenschaften von Ausbruchsicherung und Innenschale sind unterschiedlich. Für die Spritzbetonschale ist die tiefere Frühfestigkeit massgebend.

## 6.2 Lockergesteinsstrecke

Die Innenschale der Lockergesteinsstrecken Nord und Süd werden mit einer bewehrten, 50 cm dicken Innenschale ausgeführt.

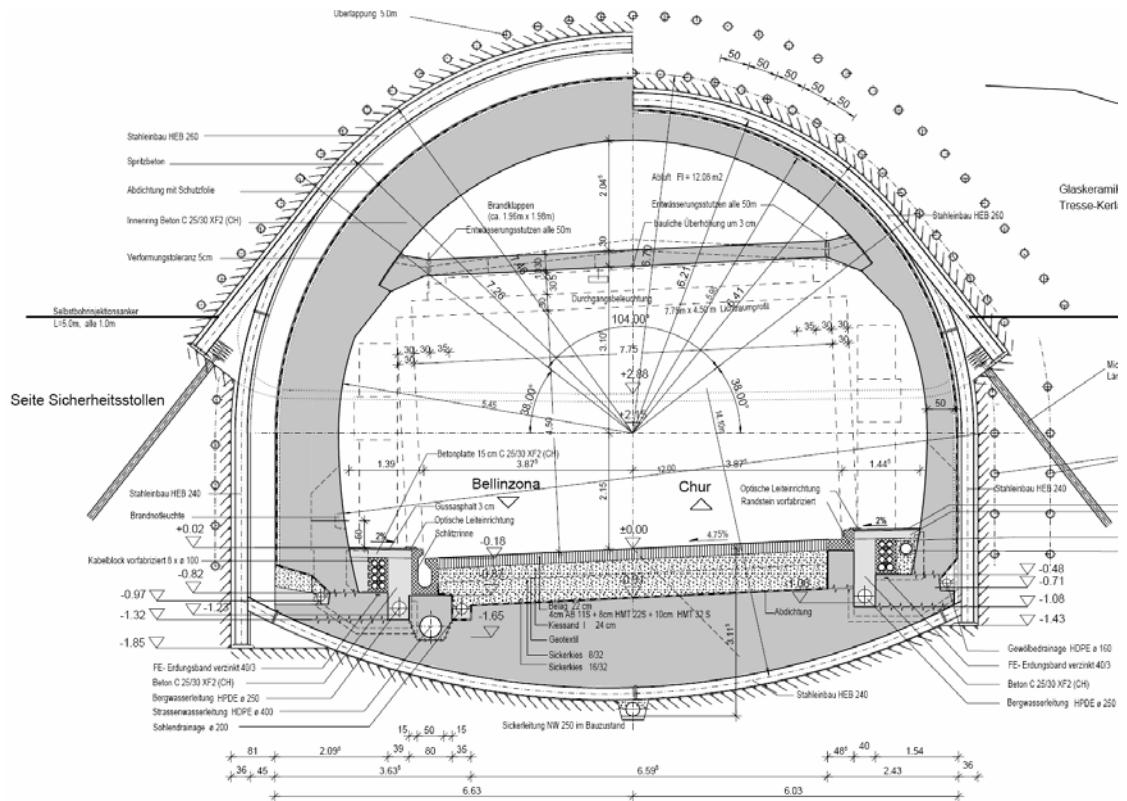


Bild 14: Innenausbau Lockergesteinsstrecke

## 6.3 Felsstrecke

Die Innenschale der Felsstrecke wird grösstenteils unarmiert ausgeführt. Lediglich in Störzonen und bei der Einmündung der Querschläge wird eine Bewehrung versetzt.

## 7 NORMEN/LITERATUR

- [1] SIA Norm 261, Einwirkungen auf Tragwerke
- [2] SIA Norm 263, Stahlbauten
- [3] SIA Norm 262, Betonbau
- [4] SIA Norm 198, Untertagbau
- [5] Bodenmechanik und Grundbau, Lang Huder Amann 6. Auflage
- [6] K. Kovári, Grundlagen Untertagbau, Vorlesungsunterlagen ETHZ