

Francesco Rossi, Dipl. Bauing. REG-A/SIA/M. ASCE, Consorzio Ingegneri Piano di Magadino, c/o G. Dazio & Associati SA, Cadenazzo/CH
Raffaele Filippini, Dipl. Bauing. ETH/SIA, Consorzio Ingegneri Piano di Magadino, c/o Filippini & Partner Ingegneria SA, Biasca/CH
Kalman Kovári, Prof. Dr., Beratender Ingenieur, Zürich/CH

Ceneri-Basistunnel

Kaverne unter einem Autobahndamm

Mit dem Bau der Neuen Eisenbahn-Alpentransversale (NEAT) entsteht am Gotthard eine schnelle und leistungsfähige Bahnverbindung. Herzstück sind die beiden Basistunnel an Gotthard und Ceneri. Beim Nordportal des Ceneri-Basistunnels führten komplexe verkehrstechnische Bedingungen zur Schaffung einer Kaverne mit grossen Abmessungen, welche einen Autobahndamm bei geringer Distanz zur Fahrbahn durchqueren musste. Die Ausführung dieser Arbeiten durfte den Betrieb der Autobahn praktisch nicht einschränken und angesichts der Bedeutung dieses Verkehrsträgers musste gleichzeitig höchste Sicherheit gewährleistet werden. Der Dammkörper lehnt sich an eine Felsböschung und ruht auf einer Zwischenschicht von Lockergesteinen von einigen Metern Dicke, auf die dann wieder Felsmaterial folgt. Der schiefe Schnitt zwischen der Kavernen- und Autobahn-Achse sowie die Felsbegrenzung schufen ein ausgesprochen dreidimensionales Tragwerk.

Ceneri Base Tunnel

Cavern beneath a Motorway Embankment

With construction of the New Rail Link through the Alps (NRLA) a fast and powerful rail junction is arising at the Gotthard. Centerpieces are the both Base Tunnels at the Gotthard and the Ceneri. At the north portal of the Ceneri Base Tunnel complex technical conditions governing traffic necessitated the creation of a cavern with large dimensions, which had to pass through a motorway embankment only a short distance away from the carriageway. These activities had to be carried out without perceptibly restricting the operating motorway and at the same time maximum safety had to be assured on account of the importance of this transport artery. The embankment is located up against a rocky slope and lies on an intermediate soft ground layer that is several metres thick, with rock material located on top. The acute angle between the axis of the cavern and the motorway and the rock boundary called for a definitely three-dimensional structure.

1 Einleitung

Die Neue Eisenbahn-Alpentransversale (NEAT) schafft neue Perspektiven für den Bahnverkehr durch die Alpen. Die NEAT-Achse am Gotthard umfasst den 57 km langen Basistunnel am Gotthard und den 15,4 km langen Ceneri-Basistunnel. Dessen Nordportal bildet einen Teil des Eisenbahnknotenpunktes Camorino (Bild 1), wo aus verkehrstechnischen Gründen der Eingangsbereich des Tunnels als eine Kaverne mit grossen Abmessungen ausgebildet ist, welche die hier als fünfspurig geführte Nationalstrasse A2 schiefwinklig (ca. 30°) unterfährt [1]. Das geforderte Normalprofil mit der Innenschale ist in Bild 2 dargestellt. Es weist eine Schirmabdichtung auf. Aus logistischen Gesichtspunkten heraus war das Profil im Zustand der Ausbruchsicherung

1 Introduction

The New Rail Link through the Alps (NRLA) opens new perspectives for the railway traffic crossing the Alps. The NRLA axis at the Gotthard comprises the 57 km long Gotthard Base Tunnel and the 15.4 km long Ceneri Base Tunnel. Its north portal is part of the Camorino rail junction (Fig. 1), where the tunnel entrance zone is formed as a cavern with large dimensions for engineering reasons, underpassing the 5-lane A2 national highway at an acute angle (around 30°) at this point [1]. The required standard cross-section with the final liner is presented in Fig. 2. It possesses an umbrella sealing system. For logistical reasons the profile had to be kept exposed after securing the excavation. The intermediate wall has been installed years after the excavation with the construction of

Tunnel de base du Ceneri

Une caverne sous la chaussée d'une autoroute

La nouvelle transversale alpine des Chemins de fer (NEAT) ouvre de nouvelles perspectives pour le trafic ferroviaire à travers les Alpes. L'axe du Gothard NEAT comprend le tunnel de base du Gothard (57 km) et le tunnel de base du Ceneri (15,4 km). Au niveau du portail nord de ce dernier, des conditions techniques complexes de circulation ont amené à créer une caverne de grandes dimensions qui devait traverser la plate-forme d'une autoroute à peu de distance de la chaussée. Il ne fallait pas que la réalisation de ces travaux limite l'exploitation de l'autoroute et, en même temps, compte tenu de l'importance de cette voie de circulation, on devait assurer un maximum de sécurité. La plate-forme est adossée à un talus rocheux et repose sur une couche intermédiaire de sols meubles de quelques mètres d'épaisseur, suivie de nouveau par de la roche. La coupe oblique entre l'axe de la caverne et l'axe de l'autoroute, ainsi que la délimitation rocheuse, ont généré une structure portante à trois dimensions.

Galleria di base del Ceneri

Caverna sotto un rilevato autostradale

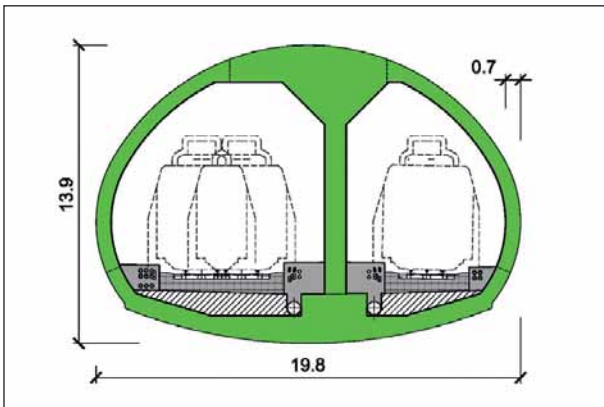
La nuova trasversale ferroviaria alpina (NEAT) apre nuove prospettive per il traffico ferroviario attraverso le Alpi. L'asse della NEAT al Gottardo comprende la galleria di Base del S. Gottardo (57 km) e la galleria di base del Ceneri (15,4 km). In corrispondenza del portale settentrionale del Ceneri le complesse condizioni tecniche e del traffico hanno comportato la creazione di una caverna di grandi dimensioni, che ha dovuto attraversare un rilevato autostradale a poca distanza dalla carreggiata. L'esecuzione di questi lavori non doveva limitare il traffico autostradale garantendone al contempo la massima sicurezza data l'importanza di questa arteria. Il corpo del rilevato si appoggia ad una scarpata in roccia e posa su uno strato intermedio di terreno sciolto di alcuni metri di spessore, seguito a sua volta nuovamente da roccia. Il taglio obliquo tra l'asse della caverna e l'asse autostradale, nonché la delimitazione della roccia, hanno creato una struttura portante tridimensionale.

frei zu halten. Die Zwischenwand wurde erst Jahre nach dem Ausbruch zusammen mit der Innenschale eingebracht. Parallel zur Kaverne wird in deren Nähe auch der eingleisige Bahntunnel Bretella Lugano-Bellinzona erstellt. Bild 3 zeigt die beiden Baugruben, aus denen die Tunnel-

the final liner. The single-track Bretella Lugano-Bellinzona rail tunnel is also being produced in the vicinity parallel to the cavern. Fig. 3 shows the 2 construction sites, from which the tunnels were started. The following report is restricted to explaining the design and construction of the cavern with a



1 Fotomontage „Knoten Camorino“ – Sicht nach Süd-Westen (Quelle: ATG)
Photo montage “Camorino junction” – looking south-west (Source ATG)



2 Normalprofil der Kaverne mit Schirmabdichtung
Standard cross-section of the cavern with umbrella seal

anschlüsse erfolgten. Die folgende Darstellung beschränkt sich auf die Erläuterung des Entwurfs und der Konstruktion der Kaverne mit einer maximalen Spannweite des Ausbruchprofils von 24 m und einer Höhe von 17 m. Ausserdem werden die anspruchsvollen Probleme bei der Bauausführung sowie die Kontrollmessungen und das Risikomanagement erläutert. Die Überlagerung bis zur Fahrbahn beträgt nur rund 10 m. Wie aus Bild 4 hervorgeht, durchörtert die Kaverne in ihrem oberen Profilbereich den Dammkörper aus aufgeschüttetem Lockergestein und in ihrem Sohlbereich die Zwischenschicht einer kohäsionslosen Seeablagerung sowie eine Moräne. Weiter zum Inneren des Berges hin durchörtert sie den anstehenden Felsen. In seinem oberflächennahen Bereich ist der Fels verwittert, sodass der Tunnelscheitel erst unter der bergseitigen Fahrspur gänzlich in den gesunden Fels zu liegen kommt.

maximum span width of 24 m and a height of 17 m. In addition the complex problems in executing construction as well as the controlling measurements and the risk management are dealt with. The overburden extending to the carriageway amounted to only 10 m. As shown in Fig. 4 the upper profile section of the cavern penetrates the railway embankment while the lower section passes through the intermediate layer of a non-cohesive lake deposit as well as moraine. Further into the mountainside it passes through the prevailing rocks. Close to the surface the rock is weathered so that the tunnel apex is first located entirely in healthy rock only beneath the driving lane towards the mountainside.

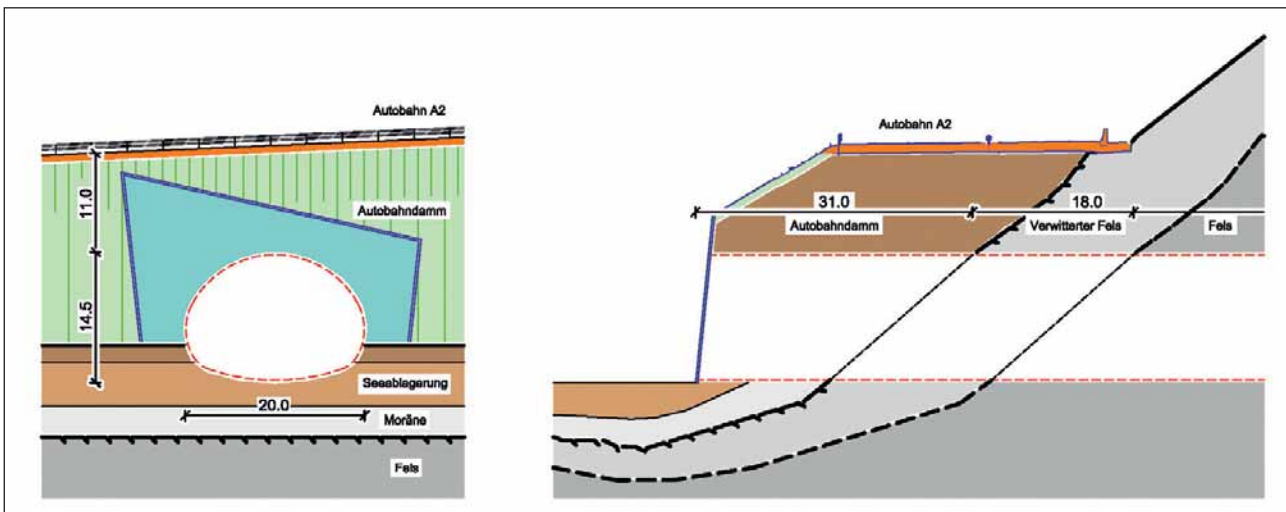
The special feature in planning and executing this structure was to ensure no disruption of the overlying motorway at all times without major restrictions while assuring adequate safety in spite of the unfavorable geotechnical conditions, the shallow cover and the cavern's large dimensions. On the one hand it was essential to limit the settlements on the carriageway to an allowed degree and on the other to assure the stability of the large excavation in the motorway embankment.

2 Design Concept

Extensive studies have been carried out before a design concept was worked out, which in Fig. 5 is shown step by step schematically. Basically it is a classical crown drive with concrete abutments constructed in advance for securing the cavity, comprising a shotcrete shell and a jet grouting canopy installed step-by-step to form a double row of single fluid jet grouting columns.



3 Baugruben zum Tunnelansatz für eingleisigen Eisenbahntunnel und Kaverne unter der Autobahn (Quelle: ATG)
Construction pits for starting the single-track rail tunnel and cavern beneath the motorway (Source ATG)



4 Geotechnische Situation an der Kaverne: Begrenzung des Profils durch die Innenkante der Tunnelinnenschale (links) und geologisches Längenprofil (rechts)
 Geotechnical situation at the cavern: limiting of the profile through the inner edge of the tunnel inner shell and geological longitudinal section (right)

Die Besonderheit bei Planung und Ausführung dieses Bauwerkes bestand darin, trotz der ungünstigen geotechnischen Verhältnisse, der geringen Überlagerung und der grossen Abmessungen der Kaverne den Verkehr auf der Autobahn ohne erhebliche Einschränkungen jederzeit zu gewährleisten und eine angemessene Sicherheit zu garantieren. Es galt somit zum Einen, die Setzungen an der Fahrbahn auf ein erlaubtes Mass zu beschränken und zum Anderen, die Stabilität des Hohlraumes und der Dammschüttung als Ganzes zu gewährleisten.

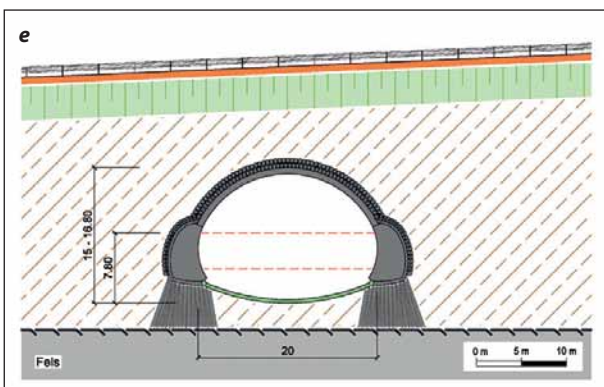
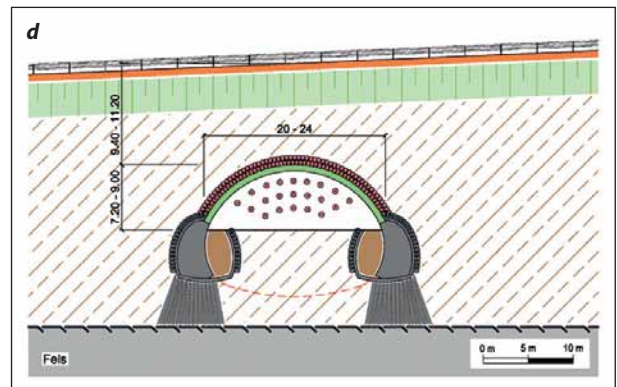
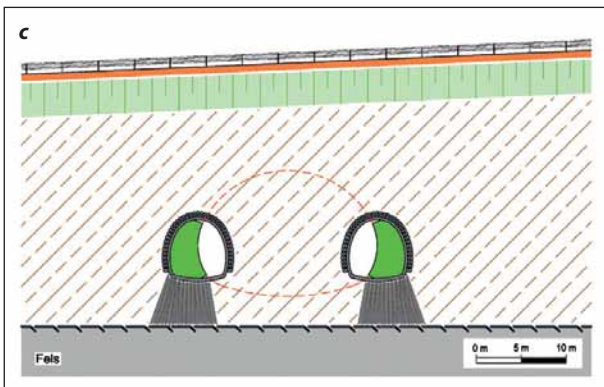
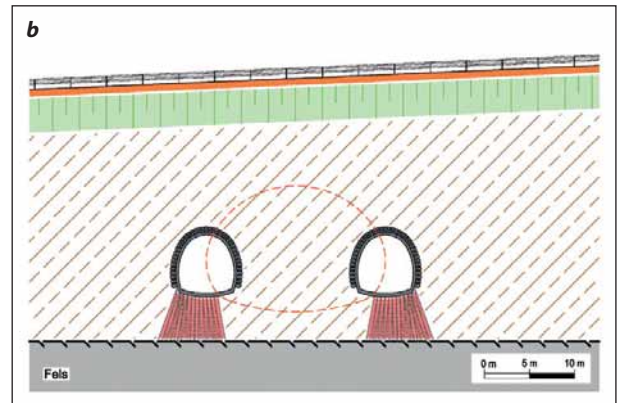
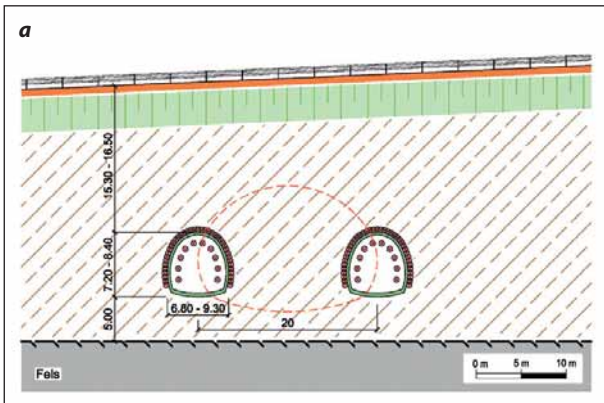
2 Entwurfskonzept

Nach eingehendem Variantenstudium wurde ein Entwurfskonzept erarbeitet, das in Bild 5 in den einzelnen Schritten der Konstruktion schematisch dargestellt ist. Im Wesentlichen handelt es sich um einen klassischen Kalottenvortrieb mit im Voraus erstellten Betonwiderlagern für die Ausbruchsicherung der Kalotte, bestehend aus einer Spritzbetonschale und einem schrittweise eingebrachten Gewölbe aus doppelten HDI-Säulen. Wie zuvor erwähnt, steht im Eingangsbereich der Kaverne unter der Sohle Lockergestein an (Bild 4), weshalb dort die Betonwiderlager der Kalotte auf einen aus HDI-Säulen hergestellten Fundamentskörper gestellt wurden. Auf diese Weise wird in diesem Tunnelbereich die Belastung des Kalottengewölbes über die Auflagerkräfte in die Betonwiderlager geleitet und durch die HDI-Fundamentskörper weiter direkt in den festen Felsuntergrund geführt. Ein wesentliches Element des Konzeptes bildet die Stabilisierung der Ortsbrust der Kalotte bzw. deren Versteifung. Es sei hier angemerkt, dass unter diesen Bedingungen dem provisorischen Sohlgewölbe praktisch keine statische Funktion zukommt. Da das Verhältnis von Spannweite zu Überlagerung > 1 ist, wurde als Belastung die volle Auflast auf das Kalottengewölbe angesetzt. Für diese Annahme spricht zudem der Umstand, dass bei der

As previously mentioned natural ground is present beneath the invert arch at the entrance area to the cavern (Fig. 4), which is why the concrete abutments for the crown have been founded on a body of vertical jet grouting columns in order to provide the needed support. In this way the load of the crown vault is diverted into the concrete abutments in this tunnel section via the supporting forces and transferred further directly into the solid rock subsurface through the jet grout foundation body. Stabilizing the large crown excavation face and its strengthening represents an integral element of this concept. It is important to remark that at this point the temporary invert exerts practically no structural function under these circumstances. As the ratio of span width to overburden > 1 , the complete superimposed load was applied on the crown vault as load. Furthermore the fact that such a load parameter proved to be realistic speaks for this assumption in view of the high stiffness given for the construction. After the acceptance of this structurally fluid and clearly comprehensible design concept, in the case of which the bearing structure complies with all requirements in every construction phase in conjunction with its cross section as well as in a longitudinal direction regarding deformations, attention was turned to the structural design and evolving the construction details.

3 Tunnel Structural Design

It wasn't possible to relate to reference projects because of many unusual features of this construction project, i.e. based on findings obtained from building under comparable conditions. As a result the analyses of the various construction states for the tunnel structural design were of major significance. These were executed in conjunction with Dr. M. Vogelhuber (RSE GmbH). In particular the following elements of the bearing structure had to be created and dimensioned according to construction terms:



5 Bauetappen im Profil:

- a) Auffahren der Widerlagerstollen (Ausbruchfläche 40 bis 60 m²)
- b) Erstellen der Fundationskörper durch HDI-Säulen
- c) Einbringen der Betonwiderlager
- d) Kalottenvortrieb in Etappen mit HDI-Gewölbe und Spritzbetonschale (Ausbruchfläche 110 bis 160 m²)
- e) Stossen- und Sohlausbruch (Ausbruchfläche 140 m²)

Construction stages in the cross-section:

- a) Drilling of the side tunnels (excavated area up to 60 m²)
- b) Vertical single fluid jet grouting columns for abutment supports
- c) Construction of the concrete abutments within the side tunnels
- d) Crown drive in stages with jet grout canopy and shotcrete shell (excavated area up to 160 m²)
- e) Bench and invert excavation (excavated area 140 m²)

angestrebten hohen Steifigkeit der Konstruktion eine solche Lastgrösse sich als wirklichkeitsnahe erweisen könnte. Nach der Annahme dieses statisch anschaulich und klar nachvollziehbaren Entwurfskonzepts, bei dem das Tragwerk in jeder Bauphase sowohl im Profil als auch in Längsrichtung vom Standpunkt der Verformungen als auch der Stabilität allen Ansprüchen genügt, ging man an die Statik und die konstruktive Detailbearbeitung.

3 Tunnelstatik

Infolge der in vielerlei Hinsicht ungewöhnlichen Merkmale dieses Bauvorhabens konnte man nicht auf Referenzobjekte, d.h. auf Bau erfahrung unter vergleichbaren Bedingungen, zurückgreifen. Aus diesem Grund kam den tunnelstatischen Analysen der unterschiedlichen Bauzustände eine grosse Bedeutung zu. Diese wurden in enger Zusammenarbeit mit Dr.

- jet grout foundation body
- both concrete abutments
- jet grout canopy in the crown
- shotcrete vault in the crown
- face support

Starting from the construction nailed wall the jet grout canopy was produced in 3 stages (9, 12 and 9 m) until the rock was reached. The critical cross section for analytical model was selected in the centre of the second stage.

3.1 Shotcrete Vault in the Crown, Surface Settlements

Although the structure is markedly 3-dimensional taking into account the acute angle of the cavern axis to the motorway embankment and to the rock slope, only plane computational models were used and worked out perpendicular to the cavern axis. A model based on the elastic continuous

M. Vogelhuber (RSE GmbH) durchgeführt. Es galt insbesondere die folgenden Elemente des Tragwerks konstruktiv zu gestalten und zu bemessen:

- HDI-Fundationskörper
- beide Betonwiderlager
- HDI-Gewölbe in der Kalotte
- Spritzbetongewölbe in der Kalotte
- Ortsbrustsicherung

Die HDI-Gewölbe wurden von der Baugrubenwand ausgehend in 3 Etappen (9, 12 und 9 m) bis in den Fels ausgeführt. Der massgebende Schnitt für die ebenen Berechnungsmodelle wurde in der Mitte der zweiten Etappe gewählt.

3.1 Spritzbetongewölbe in der Kalotte, Oberflächensetzungen

Obwohl die Anlage infolge des schiefen Winkels der Kavernenachse zum Dammkörper und zur Felsböschung ausgesprochen dreidimensional geprägt ist, wurden nur ebene Berechnungsmodelle senkrecht zur Kavernenachse entworfen und durchgerechnet. Ein Modell im Sinne einer elastischen Bettung der Aussenschalen diente der Bemessung der Spritzbetonschale in der Kalotte und der Ermittlung seiner Verformungen – insbesondere der Firstsenkung. Hierfür wurde eine gleichförmig verteilte vertikale Belastung des Gewölbes in einem Sektor mit einem Öffnungswinkel von 120° angesetzt. Der restliche Bogenbereich erfuhr eine Bettung entsprechend dem angenommenen E-Modul des Materials der Dammschüttung. Dieser hatte grossen Einfluss auf die Biegemomente und damit auch auf die erforderliche Bewehrung der Spritzbetonschale. Zur Kontrolle wurden in gleicher Weise asymmetrische Lastverteilungen untersucht. Das andere Berechnungsmodell basierte auf einem geschlossenen Kontinuum (Dammkörper, Lockergestein und Fels) im ebenen Verformungszustand mit eingebrachter Spritzbetonschale und HDI-Gewölbe. Bei diesem Ansatz kamen der Seitendruckbeiwert und die elastisch-plastischen Materialeigenschaften der Dammschüttung ins Spiel. Der Vortrieb wurde hier wie üblich mit der schrittweisen Reduktion der Knotenkräfte am Ausbruchrand simuliert. Auf diese Weise erhielt man auch die Oberflächensetzungen an der Fahrbahn. Das Berechnungsmodell mit der vollen Auflast lieferte die massgebenden Schnittkräfte zur Bemessung der Spritzbetonschale, deren Dicke mit 0,70 m gewählt wurde. Die wichtigsten Ergebnisse der durchgeführten umfangreichen parametrischen Studien sind in Bild 6 zusammengefasst. Es handelt sich hier einerseits um den geometrischen Bewehrungsgehalt der Spritzbetonschale der Kalotte und andererseits um die Oberflächensetzung in Funktion der diversen konstruktiven Massnahmen.

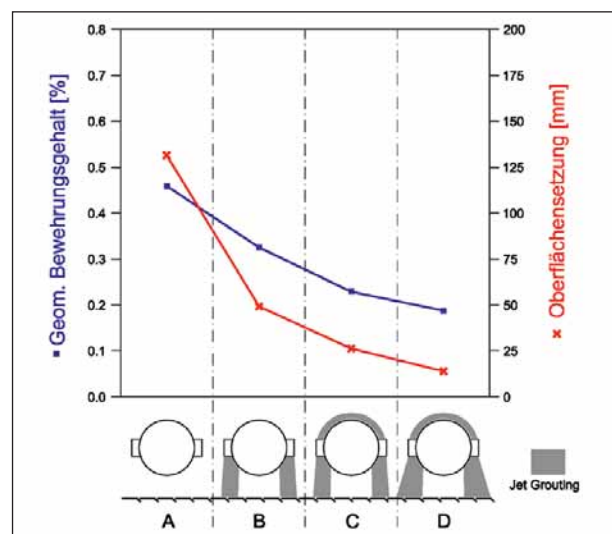
Dies sind

- Fall A: Nur Betonwiderlager und Spritzbetonschale
- Fall B: Betonwiderlager mit „schmalen“ Fundationskörpern
- Fall C: Zusätzlich zum Fall B doppeltes HDI-Gewölbe in der Kalotte
- Fall D: Wie Fall C, jedoch breitere HDI-Fundationskörper

support of the outer shells served to dimension the shotcrete shell in the crown and to establish its deformations – especially the roof settlement. To achieve this, a uniform distributed vertical load was applied to the vault for a sector with an angle of 120°. The remaining arch portion has been modeled as a continuous non-linear support with the stiffness corresponding to the assumed E-module of the embankment fill material. This has been proved to give a great influence on the bending moments and therefore also on the reinforcement needed for the shotcrete liner. Asymmetric load distributions were examined in the same way for control purposes. The other analytical model was based on a closed continuum (motorway embankment, soft ground and rock) in plane deformation state with placed shotcrete shell and jet grout canopy. Given this situation the lateral pressure coefficient and the elastic-plastic material properties of the embankment fill come to play a sensitive role. As is usual the drive here was simulated by gradually reducing the nodal forces at the edge of the excavation. In this way the surface settlements on the carriageway are also obtained. The computational model with the complete superimposed load provided the maximum internal forces used to determine the dimensioning of the shotcrete liner, which was selected with a thickness of 0.70 m. The most important results of the extensive parametric studies which were undertaken are summarized in Fig. 6. On the one hand this relates to the geometric reinforcement content of the shotcrete liner for the crown and on the other to the surface settlement as a function of the various construction measures.

These are

- Case A: Only concrete abutment and shotcrete liner
- Case B: Concrete abutment with “narrow” foundation body
- Case C: Double row of jet grout canopy in the crown in addition to Case B
- Case D: As in Case C, but with a wider jet grouting



6 Kaverne Ost: Einfluss diverser Massnahmen auf Bewehrungsgehalt (Bruchkörpermodell) und Oberflächensetzungen (Kontinuumsmodell) Cavern east: influence of various measures on the reinforcement content (design block model) and surface settlements (continuum model)

Wie das Diagramm in Bild 6 zeigt, war die Anordnung des Fundaments bestehend aus HDI-Säulen (Fall B) für die Verringerung der Oberflächensetzung von ausschlaggebender Bedeutung. Das HDI-Gewölbe aus einer doppelten Säulenreihe konnte die Oberflächensetzung nur in bescheidenem Masse reduzieren, da das Verhältnis der Steifigkeit des Spritzbetons gegenüber dem gejetzten Lockergestein etwa rund 10:1 beträgt.

Zur Reduktion des Bewehrungsgehaltes der Spritzbetonschale trugen alle 3 Massnahmen (Fälle B bis D) etwa in gleichem Masse bei. Unter Berücksichtigung auch wirtschaftlicher Aspekte gelang die Lösung gemäss Fall C zur Ausführung.

Bezüglich der statischen Wirkungsweise der Innenschale der Kaverne seien 2 Besonderheiten erwähnt. Zum Einen erhielt das Profil – wie zuvor erwähnt – eine mittlere Trennwand (Bild 2) und zum Anderen verloren die beiden Widerlagerstollen der Kalottenaussenschale sowie die darunter liegenden Fundationskörper aus HDI-Säulen ihre statische Funktion. Die Innenschale weist ein bewehrtes Sohlgewölbe auf, das die Gewölbelastung auf das anstehende Lockergestein übertrug.

3.2 Untersuchung der Ortsbruststabilität

Die Gewährleistung der Stabilität der Ortsbrust im Lockergestein der Dammschüttung stellte eine der wichtigsten Forderungen an das Tragwerk während der Bauausführung dar. Man hat zwar mit der Bogenwirkung des HDI-Gewölbes gerechnet, wollte sich jedoch auch auf eine gewisse Längstragwirkung der einzelnen Säulen verlassen. Die Ortsbrustankerung erfolgte durch bewehrte HDI-Säulen. Hierdurch bewirken die axial angeordneten Stahllanker eine verlässliche Stützung in Tunnellängsrichtung und die HDI-Körper einen Scherwiderstand in den Gleitflächen potenzieller Bruchkörper (Bild 7). Die Stabilitätsberechnungen wurden nach dem

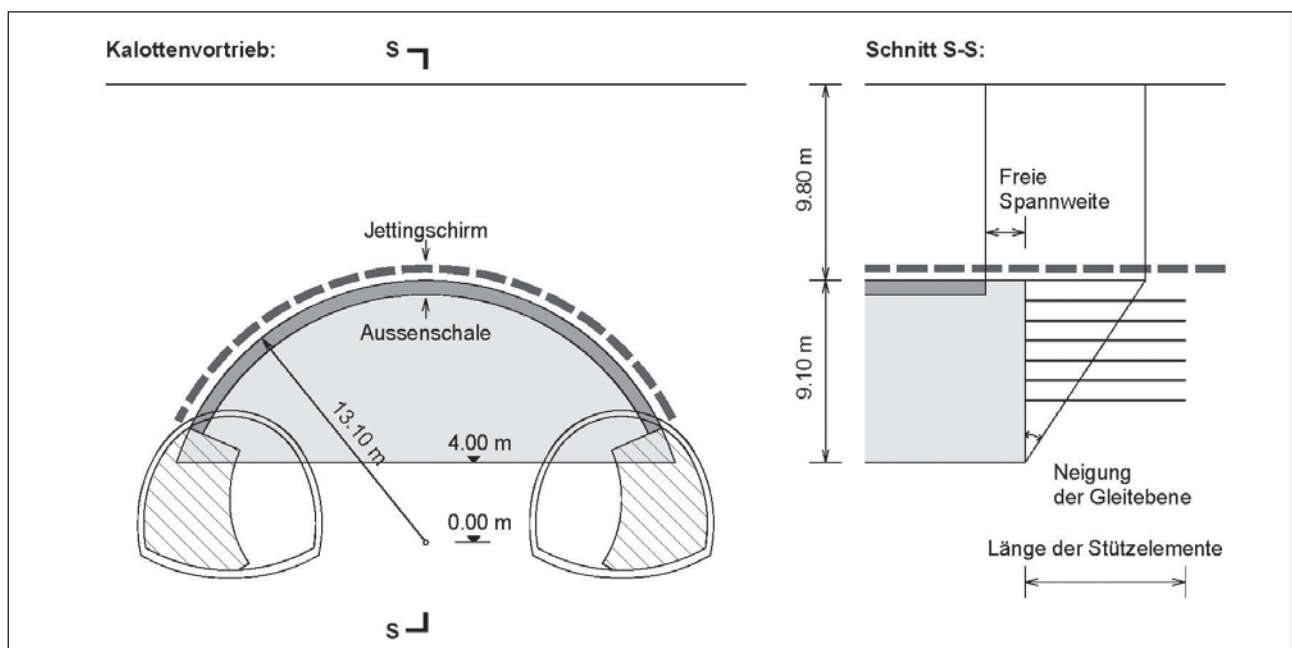
The diagram in Fig. 6 shows the possible arrangement of the foundation body made of vertical jet grouting columns (Case B) that was of decisive importance in reducing the surface settlements. The jet grouting canopy composed by a double row of column was capable of reducing the surface settlements only to a limited extent as the ratio of the shotcretes's liner stiffness to the jet grouted soft ground was roughly 10:1.

All 3 measures (Cases B to D) contributed more or less equally to reducing the reinforcement content of the shotcrete liner. Taking into account economic aspects as well as a proportionally assessment it has been applied the solution Case C.

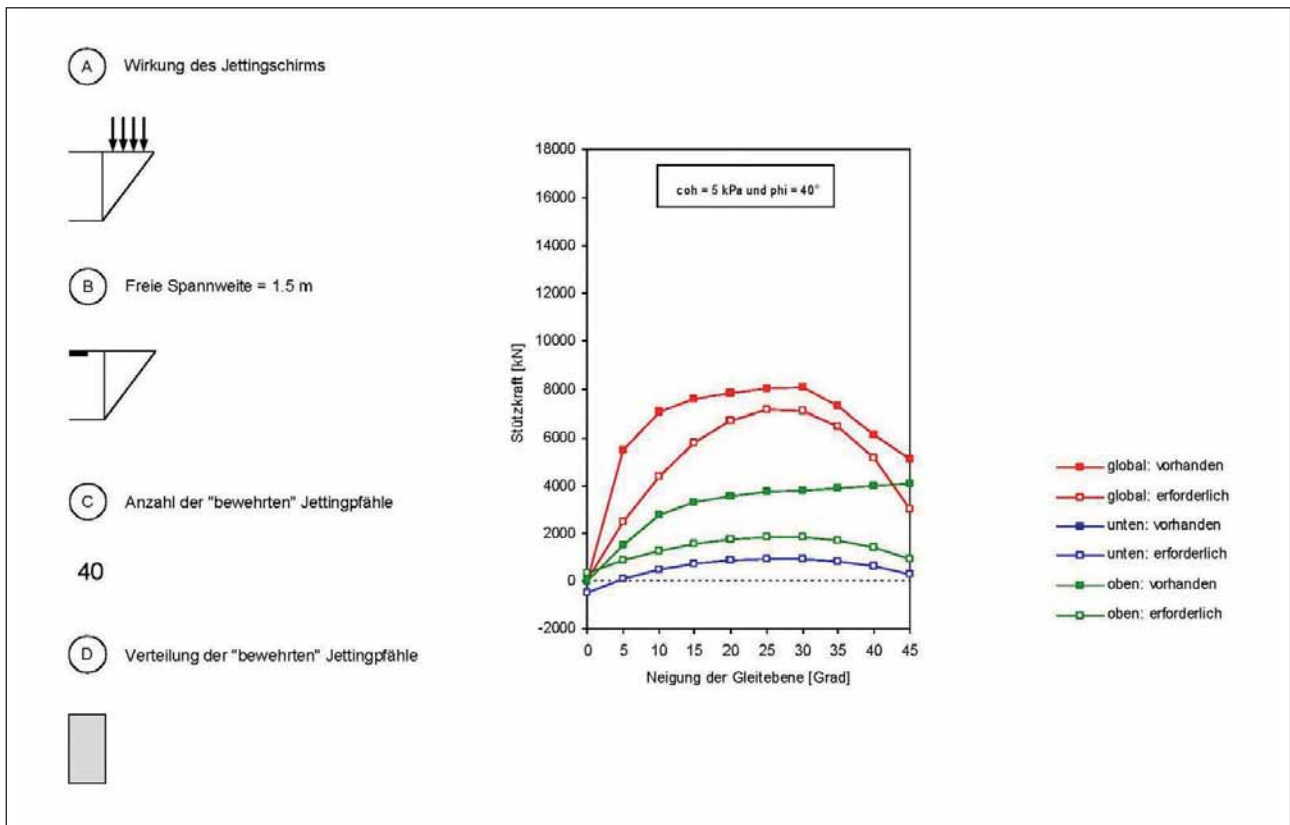
With regard to the structural system of the cavern's final liner, 2 particular features are worth to be mentioned. Firstly the cross-section – as previously mentioned – was provided with a central partition wall (Fig. 2) and secondly the 2 abutment headings for the crown outer shell as well as the foundation body consisting of jet grout columns located underneath are assumed to have lost their static function. The final liner possesses a reinforced slab invert that transfers the vault load to the surrounding soft ground.

3.2 Investigating Face Stability

Assuring the stability of the face in the soft ground of the embankment fill represented one of the most important demands on the bearing structure during the construction phase. Admittedly the arch effect of the jet grout canopy had been taken into consideration, however a certain longitudinal bearing effect of the individual columns was also relied on. The face support was provided by means of jet grouting columns reinforced with steel bars. As a result the axially arranged steel anchors provide reliable support in the tunnel's



7 Stabilität der Ortsbrust: Geometrie Kalottenausbruch und Bruchkörpermodell
Face stability: geometry of crown excavation and and design block model



8 Stabilität der Ortsbrust: Berechnungsergebnisse für $c = 5 \text{ kPa}$ und $\Phi = 40^\circ$
Face stability: analysis results for $c = 5 \text{ kPa}$ and $\Phi = 40^\circ$

Verfahren von Anagnostou und Serafeimidis [2] durchgeführt. Es beruht darauf, die Bedingungen des Grenzgleichgewichtes gleitgefährdeter Keile aus der Ortsbrust zu formulieren. So wurden solche Keile mit unterschiedlicher Höhe und potenziellem Gleitwinkel untersucht und für eine gegebene Anordnung der Ortsbrustankerung die kritischen Fälle ermittelt (Bild 8). Es wurde ein Sicherheitsfaktor von $> 2,5$ eingehalten. Von besonderer Bedeutung war die angenommene Scherfestigkeit zwischen HDI-Säule und dem umgebenden Lockergestein. Da die Baugrube ausschliesslich durch passive Stahlanker (40 mm Durchmesser) mit 18 m Länge in einem Raster von $1,5 \times 1,5 \text{ m}$ gesichert war, dienten diese zugleich auch als Ortsbrustsicherung der ersten Jettingetappe. In der 2. Jettingetappe wurden zusätzlich 32 zentrisch bewehrte HDI-Säulen eingebracht. Eine hohe Dichte der Sicherungselemente war schon aus dem Grunde anzustreben, weil man das zumindest lokale Vorkommen von gänzlich kohäsionslosem Material nicht ausschliessen konnte. Das „Ausfliessen“ von Material in praktisch relevantem Umfang zwischen den Ortsbrustsäulen musste aus Gründen der Sicherheit ausgeschlossen werden.

4 Bauausführung

Der fachgerechten Ausführung der Arbeiten gemäss den Vorgaben des Projektes wurde angesichts der strengen Kriterien bezüglich Oberflächensetzungen und Sicherheit grosse Aufmerksamkeit geschenkt.

longitudinal direction and the jet grout bodies a shear resistance in the sliding surfaces of potential unstable blocks (Fig. 7). The stability calculations were undertaken in accordance with the method from Anagnostou and Serafeimidis [2]. It is based on formulating the conditions of limit equilibriums of slip-endangered wedges from the face. Consequently such wedges with varying height and potential slip angle were investigated and the critical cases established for a given arrangement of the face anchorage (Fig. 8). A safety factor of > 2.5 was assured. The assumed shear strength between the jet grout column and the surrounding soft ground was of particular significance. As the construction pit was only secured by passive steel anchors (40 mm diameter) 18 m in length in a $1.5 \times 1.5 \text{ m}$ grid, these at the same time served to secure the face of the first jetting stage. In the 2nd jetting stage an additional 32 centrally reinforced jet grout columns were installed. For this reason alone a high concentration of the support elements was desirable because the presence of completely non-cohesive material could not entirely be precluded at least locally. The “flowing out” of material in the practically relevant area between the face columns had to be prevented for safety reasons.

4 Executing Construction

Great attention was accorded the proper execution of the work in keeping with the project specifications in view of the demanding criteria relating to surface settlements and safety.

4.1 Ausbruch und Ausbruchsicherung

Nach dem Aushub der 2 Baugruben wurde als erstes der ein-gleisige Bahntunnel Bretella Lugano-Bellinzona (Bild 3) im Vollausbuch und unter Schutz eines vorauseilenden HDI-Gewölbes aufgeföhren. Die Konstruktion der Kaverne wurde mit dem Aufföhren der beiden Widerlagerstollen (Bild 9a) in



9 Ausbruch Paramentstollen mit Jettingarbeiten im linken Stollen (Bild a), Kalottenausbruch in der 1. Etappe (Bild b) und Strossen- und Sohlausbruch (Bild c)
Excavation of wall heading with jetting operations in the left tunnel (Fig. a), crown excavation in the 1st stage (Fig. b) and bench/invert excavation (Fig. c)

4.1 Excavation and Supporting the Excavation

After completion of the 2 excavation pits first of all the single-track Bretella Lugano-Bellinzona rail tunnel was driven (Fig. 3) full-face protected by an advance jet grout canopy. Construction of the cavern was carried out by driving the 2 abutment headings (Fig. 9a) in the same way as the single-track rail tunnel. The foundation body was created up to the bedrock by jet grout columns. After installing the concrete abutments the crown drive as such was embarked on by producing the first stage of the crown vault with double jet grout columns (Fig. 10).

The crown (Fig. 9b) was driven in steps of 1.0m in length. In view of the exceptionally large thickness of the shotcrete vault of 0.7 m the reinforcement was delivered in the form of prefabricated 4-bar lattice girder, which were assembled on site from 3 segments resistant to bending. In the transition zone, where the crown vault encountered the weathered rock at an acute angle, parts of the jet grout canopy were replaced by a steel pipe umbrella. A similar procedure was adopted for securing the face, by using passive steel anchors instead of jet grout columns there for stabilization purposes. As soon as the cross-section was located entirely in the rock, all ancillary measures were abandoned during construction.

The bench/invert excavation (Fig. 9c) that followed represented a straightforward material dig without any influence on dynamics and deformations, as the loads above the concrete abutments and their foundation bodies were diverted directly into the surrounding rocks without significant participation of the base invert.

4.2 Executing the Jet Grouting

Ground consolidation by means of jet grout columns was of great importance seen from the viewpoint of restricting the surface settlements and assuring safety against caving in or instability of the rail embankment. The production of the advance crown vault consisting of 2 rows of columns in order to prevent impermissible lifts or settlements on the carriageway surface was especially challenging. High demands were placed on the column diameter (diameter > 600 mm), the minimum strength of the columns ($\sigma_c \geq 5$ Mpa) and the directional accuracy of drilling ($\pm 0.5\%$). On account of the findings made during the excavation of the 2 side tunnels for the cavern, it was decided to bring on the site a jet grouting expert (R.D. Essler/UK) for the subsequent work in the crown. Regarding the sequence for executing the individual columns, which were arranged 45 cm apart, the following was observed:

- Completion of the outer series of columns prior to beginning to jet the inner series.
- Starting to jet a new column in the vicinity of a recently completed column depended on chronological and spatial circumstances. As a result a minimum 3-hour period and a minimum gap of 1.35 m had to be observed. Thus 2 holes were omitted in the drilling pattern in each case.
- A column directly alongside an existing one could only be commenced 24 h after completion of the first column.

der gleichen Weise wie der eingleisige Bahntunnel in Angriff genommen. In diesen Stollen erfolgte die Ausführung der Fundamentskörper mittels HDI-Säulen bis zum gewachsenen Fels. Nach dem Einbringen der Betonwiderlager konnte der eigentliche Kalottenvortrieb mit der Herstellung der ersten Etappe des Kalottengewölbes aus doppelten HDI-Säulen begonnen werden (Bild 10).

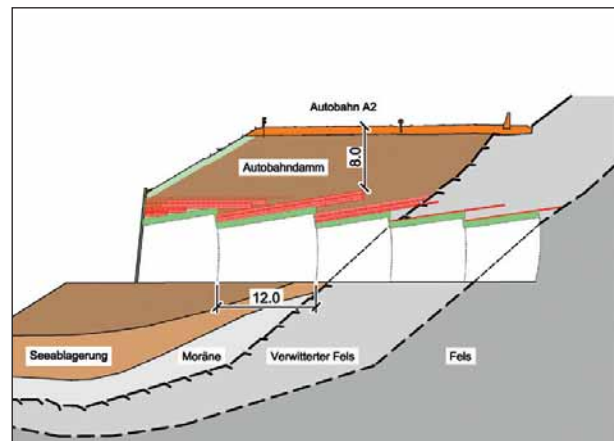
Der Ausbruch der Kalotte (Bild 9b) wurde mit Abschlaglängen von je 1,0 m durchgeführt. Angesichts der ungewöhnlich grossen Dicke des Spritzbetongewölbes von 0,7 m wurde die Bewehrung in Form von vorgefertigten 4-Gurt-Gitterträgern angeliefert, welche aus 3 Segmenten biegesteif vor Ort zusammengesetzt wurden. Im Übergangsbereich, wo das Kalottengewölbe in schiefem Winkel auf den verwitterten Fels traf, wurden Teile des HDI-Gewölbes durch einen Rohrschirm abgelöst. Ähnlich verfuhr man mit der Sicherung der Ortsbrust, indem dort zur Stabilisierung statt HDI-Säulen passive Stahlanker zum Einsatz kamen. Sobald das Profil gänzlich im Fels zu liegen kam, konnte auf alle Bauhilfsmassnahmen verzichtet werden.

Beim nun folgenden Strossen-/Sohlausbruch (Bild 9c) handelte es sich um einen reinen Materialaushub ohne Einfluss auf Kräftespiel und Deformationen, da die Lasten über den Betonwiderlagern und ihren Fundamentskörpern ohne Beteiligung des Sohlgewölbes direkt in den anstehenden Felsen geleitet wurden.

4.2 Ausführung der HDI-Arbeiten

Vom Standpunkt der Begrenzung der Oberflächensetzungen und der Gewährleistung der Sicherheit gegen Verbruch oder Instabilität der Dammböschung her kam der Bodenverfestigung mittels HDI-Säulen grosse Bedeutung zu. Besondere Ansprüche stellte die Erstellung des vorausseilenden Kalottengewölbes bestehend aus 2 Säulenreihen, um unzulässige Hebungen oder Setzungen an der Fahrbahnoberfläche zu verhindern. Es waren hohe Anforderungen an den Säulendurchmesser (Durchmesser ≥ 600 mm), an die Mindestfestigkeit der Säulen ($\sigma_c \geq 5$ MPa) und an die Richtungsgenauigkeit der Bohrungen ($\pm 0,5$ %) gestellt. Aufgrund der Erfahrungen beim Auffahren der beiden Widerlagerstollen der Kaverne hat man beschlossen, für die nachfolgenden Arbeiten in der Kalotte einen Experten für Jet-Grouting (R.D. Essler/UK) heranzuziehen. Bezüglich der Reihenfolge der Ausführung der einzelnen Kolonnen, die mit einem Abstand von 45 cm angeordnet waren, war Folgendes zu beachten:

- Die Fertigstellung der äusseren Kolonnenreihe bevor das Jetting der inneren Reihe begonnen wurde.
- Der Beginn des Jettings einer neuen Kolonne in der Umgebung einer kürzlich fertig gestellten Kolonne war an zeitliche und räumliche Bedingungen geknüpft. So musste eine Mindestzeit von 3 Stunden und ein Mindestabstand von 1,35 m eingehalten werden. Es wurden somit im Bohrschema jeweils 2 Lücken belassen.
- Eine an eine bestehende Kolonne unmittelbar anliegende Säule durfte erst nach 24 Stunden der Fertigstellung der Ersteren begonnen werden.

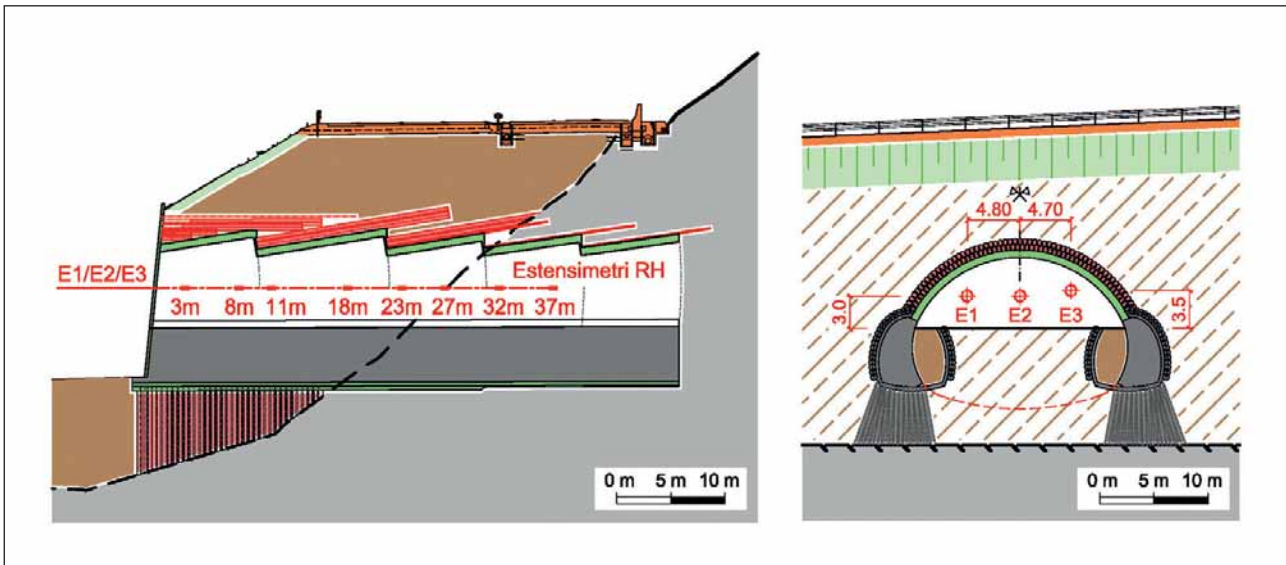


10 Ausbruchetappen in Längsrichtung

Crown cavern excavation stages in the longitudinal direction

The grouting method was single fluid using 3 mm nozzle diameter and the injection pressure at the pump selected at 400 bar. A water-cement factor of 1:1 resulted in an average cement quantity of 225 kg/m. 3.7 s emerged as the most favorable grouting time on a step of 40 mm. The installation angle of the drillholes to the horizontal was selected variable up to 9 degrees. The methodically undertaken quality check came up with uni-axial compressive strengths ranging from 5 to 14.4 MPa with an average of 8.4 MPa, which exceeded the project specifications.

The contractor was of course responsible for choosing the jetting parameters and the approach to the jetting operations. The consultations taking place on a daily basis involving representatives of the contractor, the site management and the design engineer served to evaluate the findings obtained from the work accomplished the previous day and for possible procedural adjustments. The significance of choosing the transition from the drilling phase to the jet grouting phase must be pointed out among the numerous factors, which contributed to successfully completing these extensive activities. About this topic care had to be observed to avoid the soil being washed out particularly at the beginning of jetting. It was equally important to avoid premature withdrawal of the rod and inadequate closing of the drillholes so that partial emptying of the hole was prevented. Thanks to carefully checking the return flow, heaves in the motorway embankment and on the carriageway were completely avoided in spite of the intensive jetting operations and the shallow overburden. The resulting measured surface settlements underline the great success of optimizing the jet grouting work in the crown, made possible thanks to the findings obtained from the excavation of the side tunnels. Driving the side tunnels with relatively small excavated areas (up to 60 m²) given greater overburden (roughly 16 m) resulted in a maximum settlement of 60 mm at the outer edge of the embankment. The crown excavation (280 m² on average given 12 m overburden) only resulted in a 30 mm settlement. As expected the invert/bench excavation led to small settlements (5 mm). The length and gradient of the trough always remained within reasonable limits.



11 RH-Extensometer: Anordnung in der Ortsbrust
RH Extensometer: arrangement at the face

Das Injektionssystem war einphasig mit 2 Ventilen à 3 mm und der Injektionsdruck an der Pumpe mit 400 bar gewählt. Mit einem Wasser-Zementfaktor von 1:1 ergab sich eine durchschnittliche Zementmenge von 225 kg/m. Als günstigster Wert der Injektionszeit ergab sich 3,7 s mit einem anschließenden Rückzug von 40 mm. Die Neigung der Bohrungen zum Horizontalen war im Bereich 0 bis 9 Grad gewählt. Die methodisch durchgeführte Qualitätskontrolle zeigte einachsige Druckfestigkeiten im Bereich zwischen 5 und 14,4 MPa mit einem Mittelwert von 8,4 MPa, was die Projektvorgaben übertraf.

Die Verantwortung für die Wahl der Jettingparameter und die Vorgehensweise bei der Ausführung der Jettingarbeiten lag selbstredend bei der Unternehmung. Die täglich stattfindenden Besprechungen unter Beteiligung der Vertreter der Unternehmung, der Bauleitung und des Projektverfassers dienten zur Auswertung der Erfahrung der am Vortag geleisteten Arbeiten und zu allfälligen Anpassungen an der Vorgehensweise. Von den zahlreichen Faktoren, die zu einer erfolgreichen Abwicklung dieser umfangreichen Arbeiten beitragen, sei hier die Bedeutung der Wahl des Überganges von der Bohrphase zur Phase der Düsenstrahlbehandlung erwähnt. Hierbei war insbesondere beim Beginn des Jettings eine Auswaschung des Bodens zu vermeiden. Ebenso war es wichtig, einen frühzeitigen Rückzug des Gestänges und eine ungenügende Schliessung der Bohrungen zu vermeiden, damit eine teilweise Entleerung der Bohrung verhindert wurde. Dank der strengen Kontrolle des Rückflusses konnten Hebungen im Dammkörper und auf der Fahrbahn trotz der intensiven Jettingarbeit und der geringen Überlagerung gänzlich vermieden werden. Den grossen Erfolg der Optimierung der HDI-Arbeiten in der Kalotte, die aufgrund der Erfahrung beim eingleisigen Tunnelrohr gemacht werden konnte, belegen die Werte der Oberflächensetzungen. Das Auffahren der Widerlagerstollen mit verhältnismässig

As far as progress is concerned, the time required for the 3 decisive activities in the 18 m long 2nd jetting stage are mentioned:

- 19 working days for a total of 2,650 m of column length for installing around 30 reinforced columns in the face and the roughly 110 columns for the double jet grout canopy. Two jet grouting units were available for carrying out the work.
- 1 working day for excavating a length of advance step (1 m) followed by the reinforced shotcrete liner.

5 Risk Management, Deformation Measurements

In view of the major international and regional significance on ensuring an unimpeded flow of traffic on the motorway affected by construction activities, risk management ruled the roost. It was based on the 3 elements: quality control of the executed work, deformation measurements on the structure and closure of a particular driving lane at the time when excavation was progressing underneath. During construction operations vehicles were restricted to a speed of 80 km/h.

5.1 Measuring Face Displacements

The recently developed RH Extensometer (Reverse Head Extensometer) was applied for monitoring the face deformations (see Fig. 11). This drillhole measuring device was devised within the scope of work on the Tavetsch intermediate massif in the Gotthard Base Tunnel. There it served the continuous monitoring of movements at the face in pronouncedly squeezing rock [3]. The unit operates like a permanently installed Sliding Micrometer, by registering the relative displacements (expansion/compression) between neighboring measuring points along a drillhole. The measuring head with a data logger is located at the end of the

kleinen Ausbruchflächen (40 bis 60 m²) und bei grösserer Überlagerung (rund 16 m) hat eine maximale Setzung an der Aussenkante des Dammkörpers von 60 mm verursacht. Der Ausbruch der Kalotte (im Mittel 280 m² bei einer Überlagerung von 12 m) hat zusätzlich lediglich noch 30 mm Setzung verursacht. Wie erwartet, hat der Ausbruch der Sohle/Strosse zu geringen Setzungen (5 mm) geführt. Die Längs- und Quermuldenneigung blieb stets in tolerierbaren Grenzen.

Was die Leistungen anbetrifft, so sei hier der Zeitbedarf für die 3 entscheidenden Aktivitäten in der 2. Jettingetappe mit 18 m Länge erwähnt:

- 19 Arbeitstage für insgesamt 2650 m Säulenlänge für das Einbringen der rund 30 bewehrten Säulen in die Ortsbrust und die rund 110 Säulen für das doppelte HDI-Gewölbe. Für die Ausführung der Arbeiten standen 2 HDI-Geräte zur Verfügung.
- 1 Arbeitstag für den Ausbruch einer Abschlaglänge (1 m) mit Nachziehen der bewehrten Spritzbetonschale.

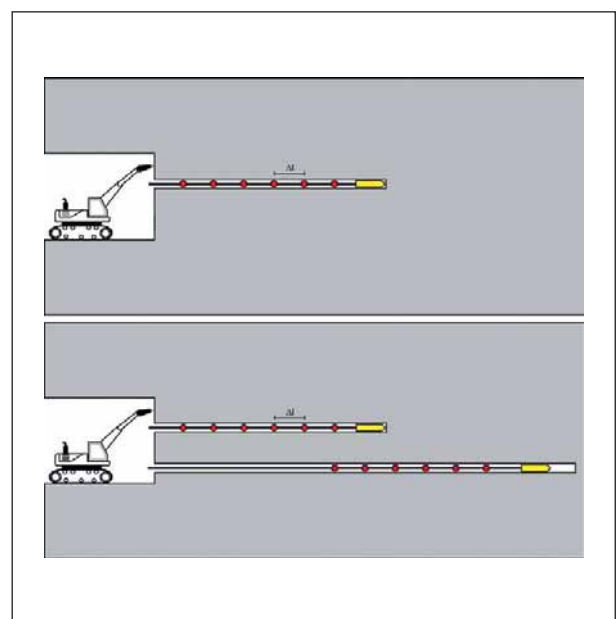
5 Risikomanagement, Deformationsmessungen

Angeichts der grossen internationalen und regionalen Bedeutung der Aufrechterhaltung eines unbehinderten Verkehrsflusses auf der durch die Bauarbeiten tangierten Autobahn erfuhr das Risikomanagement hohe Bedeutung. Es stützte sich auf die 3 Elemente: Qualitätskontrolle der ausgeführten Arbeiten, Deformationsmessungen am Bauwerk und jeweilige Sperrung jener Fahrspur, unter der der Vortrieb gerade im Gange war. Die Geschwindigkeit der Fahrzeuge war während der Bauarbeiten auf 80 km/h beschränkt.

5.1 Messung der Verschiebungen in der Ortsbrust

Für die Überwachung der Verformungen der Ortsbrust wurde gemäss Bild 11 das kürzlich entwickelte RH-Extensometer (Reverse-Head-Extensometer) eingesetzt. Dieses Bohrloch-Messgerät wurde im Rahmen der Arbeiten beim Tavetscher Zwischenmassiv im Gotthard-Basistunnel entwickelt. Dort diente es der laufenden Überwachung der Bewegungen in der Ortsbrust in einem stark druckhaften Gebirge [3]. Das Gerät funktioniert wie ein fest eingebauter Sliding Micrometer, indem zwischen benachbarten Messmarken entlang einer Bohrung die Relativverschiebungen (Dehnung/Zusammendrückung) erfasst werden. Der Messkopf mit einem Datenlogger befindet sich am Ende der Bohrung und die Messwerte werden von hier an den Bohrlochmund übertragen. Mit fortschreitendem Abbau der Ortsbrust können laufend die entsprechenden Teile des Instrumentes entfernt werden während die restlichen Teile des Gestänges laufend Messwerte liefern. Die Genauigkeit der gemessenen Axialverschiebungen betragen rund $\pm 0,01$ mm. Der grosse Vorteil dieses Messgerätes besteht darin, dass die Bauarbeiten – im Gegensatz zu den Messungen mit der mobilen Sliding Micrometer Sonde – zum Zwecke der Ablesungen praktisch nicht unterbrochen werden müssen. Bild 12 stellt das Prinzipschema des RH-Extensometers, wie er für den Gotthard-Basistunnel zum ersten Mal zum Einsatz kam, dar.

hole and the measured values are transferred from here to the mouth of the hole. As the face excavation progressed the corresponding parts of the instrument could be removed whilst the remaining parts of the rod constantly supplied measured values. The precision of the axial displacements amounted to around ± 0.01 mm. The great advantage of this measuring device is that construction work must scarcely be interrupted – in contrast to measurements with the mobile Sliding Micrometer Sensor – for reading off the results. Fig. 12 shows the set-up of the RH Extensometer principle, as was applied for the Gotthard Base Tunnel for the first time. In the present case of the cavern, 3 units were installed in holes parallel to the axis of the structure in accordance with Fig. 11. These were each 37 m in length and were divided into 7 measurement sections ranging from 8 to 3 m, 11 to 8 m, 18 to 11 m, 23 to 18 m, etc. Every step of what was occurring in the crown face had to be precisely registered by measurement technical means (demolition of the jet grouting columns and the subsequent excavation stages with a 1 m length of advance). The time effect was also of great interest. The possible formation of a sliding surface, either in the embankment fill itself or along the boundary layer between weathered rock and soft ground, would have been identified in its initial stages. The RH Extensometers were consequently important for global monitoring of safety. Hole E1 in Fig. 13 is referred to as an example for the measurement results obtained. The expansion development of the individual measurement sections is recognisable on the abscissa, with the position of the measurement points at 3 m, 8 m, 11 m, etc. marked by squares with different colours. It can be gleaned from the diagram that the largest expansion amounting to some 8 mm occurs in the 23 to 18 m measurement section. Fig. 14 displays the measurement results (expansions) as a function of time and correspondingly the work actually carried out in the crown.

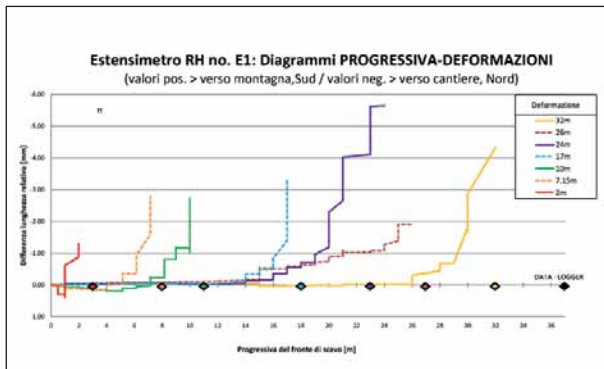


12 RH-Extensometer: Prinzipschema (Gotthard-Basistunnel)
RH Extensometer: schematic principle (Gotthard Base Tunnel)

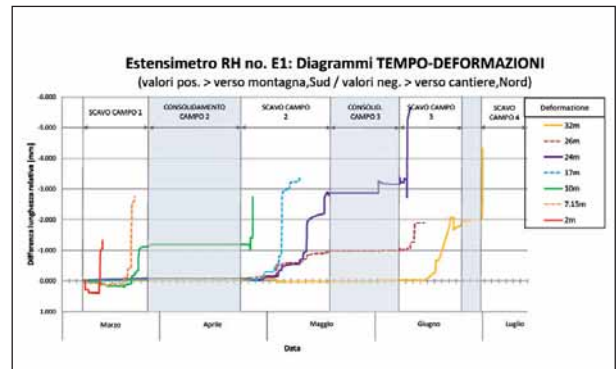
Beim vorliegenden Fall der Kaverne waren 3 Geräte in Bohrungen parallel zur Bauwerksachse gemäss Bild 11 installiert. Diese hatten eine Gesamtlänge von je 37 m und wurden in 7 Messabschnitte mit Bereichen von 8 bis 3 m, 11 bis 8 m, 18 bis 11 m, 23 bis 18 m, usw. eingeteilt. Es galt, jeden Schritt des Vorgehens in der Ortsbrust der Kalotte messtechnisch präzise zu erfassen (Erstellung der HD-Säulen und der nachfolgenden Ausbruchetappen mit 1 m Abschlaglänge). Auch der Zeiteffekt war von grossem Interesse. Die allfällige Ausbildung einer Gleitfläche, sei es in der Dammschüttung selbst oder entlang der Grenzfläche zwischen verwittertem Fels und Lockergestein, hätte in den ersten Anfängen erkannt

6 Conclusion

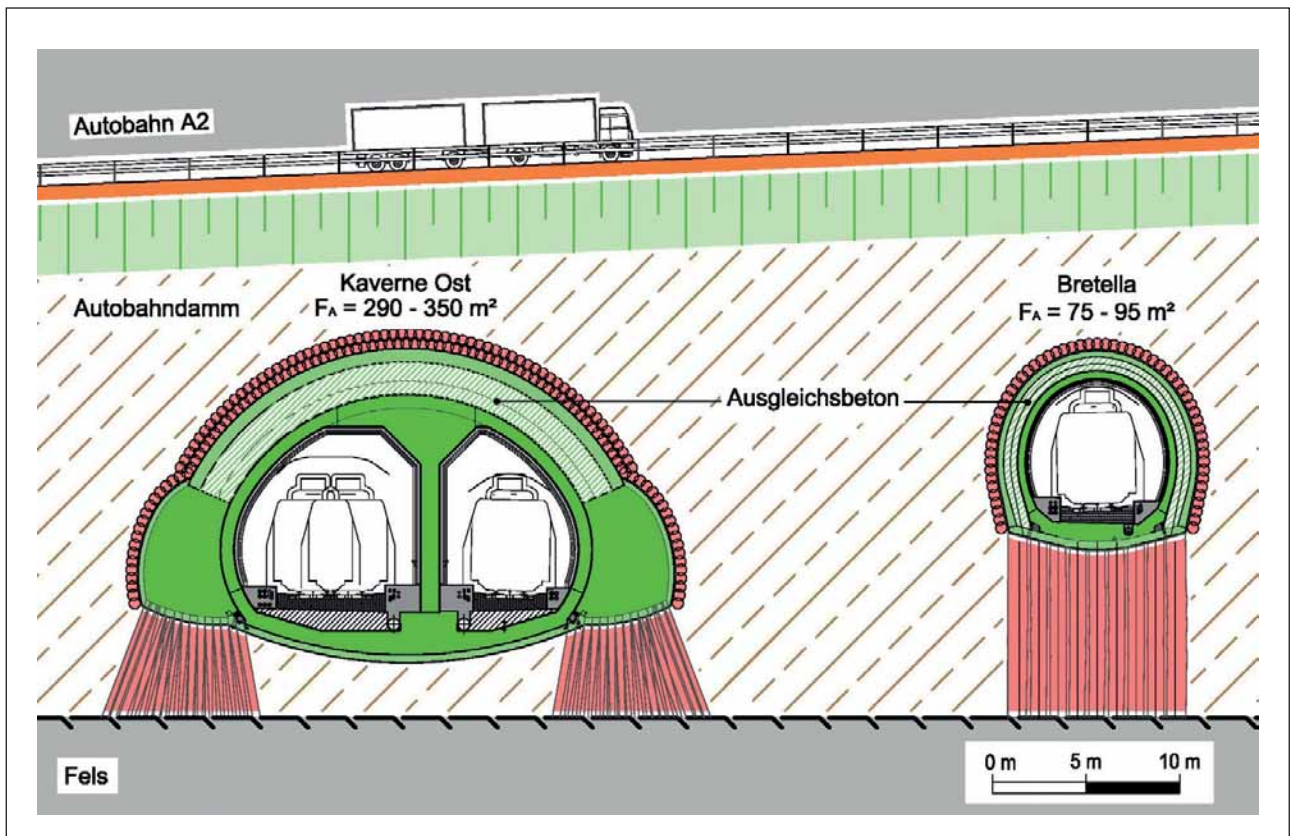
The construction concept applied emerged to be the best solution resulting from extensive studies of viable alternatives. The determining criteria were first of all compliance to extremely low settlements on the motorway carriageway surface and secondly assurance of high safety. Thanks to a highly transparent structural design concept on the basis of a crown drive with the application of abutment headings for the crown bases, jet grout canopies and methodic face supporting, a stiff structure with high bearing capacity was accomplished (Fig. 15). The structural calculations applying



13 RH-Extensometer: Messresultate RH Nr. 1 in Funktion der Ortsbrustlage
RH Extensometer: measurement results RH No. 1 relating to face location



14 RH-Extensometer: Messresultate RH Nr. 1 in Funktion der Zeit
RH Extensometer: measurement results RH No. 1 relating to time



15 Kaverne und Bretella: Endgültiger Ausbau
Cavern and Bretella: final support

werden können. Die RH-Extensometer waren somit auch ein wichtiges Instrument zur globalen Überwachung der Sicherheit. Als Beispiel für die erhaltenen Messresultate kann auf die Bohrung E1 in Bild 13 verwiesen werden. Auf der Abszisse ist die Dehnungsentwicklung der einzelnen Messstrecken erkennbar, wobei die Lage der Messpunkte bei 3 m, 8 m, 11 m, usw. durch Quadrate unterschiedlicher Farben gekennzeichnet ist. Man erkennt aus dem Diagramm, dass die grösste Dehnung von rund 5 mm in dem Messabschnitt von 23 bis 18 m aufgetreten ist. In Bild 14 sind die Messergebnisse (Dehnungen) in Funktion der Zeit und somit auch der jeweils ausgeführten Arbeiten in der Kalotte dargestellt.

6 Schlussbemerkungen

Das zur Ausführung gelangte Baukonzept ging als die beste Lösung aus einem umfangreichen Variantenstudium hervor. Als massgebende Kriterien galt zum Einen die Einhaltung sehr geringer Setzungen an der Fahrbahn-Oberfläche der Autobahn und zum Anderen die Gewährleistung einer hohen Sicherheit. Dank einem klar überschaubaren statischen Entwurfskonzept auf der Grundlage eines Kalottenvortriebes mit der Anwendung von Widerlagerstollen für die Kalottenfüsse, HDI-Gewölben und methodischer Ortsbrustsicherung wurde eine steife Struktur hoher Tragfähigkeit realisiert (Bild 15). Die tunnelstatischen Berechnungen für die unterschiedlichen Bauphasen und unter Berücksichtigung diverser Zusatzmassnahmen waren für die Bemessung des Tragwerkes und für die Abschätzung der Oberflächensetzungen unerlässlich.

Dank der methodischen Qualitätskontrolle während der Ausführung der grossen Zahl der HDI-Säulen wurden die Oberflächensetzungen auf ein Mass beschränkt, welches man aufgrund der statischen Berechnungen erwarten durfte. Es gab während der Bauausführung zu keinem Zeitpunkt ein Anzeichen dafür, dass die Gebrauchstauglichkeit der Autobahn hätte auch nur für kurze Zeit beeinträchtigt werden können. Neben den planerischen Arbeiten kam der systematischen Überwachung der Arbeiten und Optimierung bei der Herstellung der grossen Zahl von HDI-Säulen an der Ortsbrust und im Kalottengewölbe eine grosse Bedeutung zu.

to the tunnel for the various construction phases and under consideration of diverse ancillary measures were essential for dimensioning the bearing structure and for estimating the surface settlements.

Thanks to methodic quality control during the execution of the large number of jet grout columns the surface settlements were restricted to a degree, which was to be expected on the basis of the structural calculations. There was no indication at all at any time during the execution of construction that the motorway's serviceability was impeded even for a short period. Apart from the planning activities, the systematic monitoring of operations and optimizing the large number of jet grout columns at the face and in the crown vault were of prime significance.

Literatur/References

- [1] Filippini, R., Kovári, K., Rossi, F.: Unterquerung eines Autobahndammes durch eine Kaverne beim Ceneri-Basistunnel, Geomechanics and Tunnelling, Vol. 5, (2012), S. 175-185
- [2] Anagnostou, G., Serafeimidis, K.: The dimensioning of the tunnel face reinforcement, ITA World Tunnel Congress, Prague (2007), S. 291-296
- [3] Steiner, P.: Displacement measurements ahead of a tunnel face using the RH Extensometer, Seventh International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Boston (2007)

Projektbeteiligte / Project Participants

Gesamtprojektleitung / Overall project management:
AlpTransit San Gottardo SA, Bellinzona

Projektierung / Planning:
Consorzio Ingegneri Piano di Magadino, Biasca

Projektleiter / Project management:
Filippini & Partner Ingegneria SA, Biasca

Projektverfasser / Design:
G. Dazio & Associati SA, Cadenazzo

Entwurfskonzept / Design concept:
Prof. Dr. K. Kovári, Zürich

Statik Bauzustand / Structural design, construction states:
Prof. Dr. K. Kovári, RSE GmbH, Zürich

Beratung Jet-Grouting / Consultant jet grouting:
RD Geotech Ltd – Dr. R. Essler, Skipton (UK)

**Ausschreibung und Ausführungsprojekt /
Tender and execution project:**
als Subakkordant von ITC /
as subcontractor of ITC

Örtliche Bauleitung / Local site management:
Consorzio ITC (ITECSA-Toscana), Lugano

Ausführung / Execution:
Consorzio MatroSud (Pizzarotti SA, Implen SA, Cossi SA,
Rodio SA, Ennio Ferrari SA, LGV SA), Bellinzona