



Mit Beteiligung der Europäischen Union aus dem Haushalt der Transeuropäischen Verkehrsnetze finanziertes Vorhaben

Opera finanziata con la partecipazione dell'Unione Europea attraverso il bilancio delle reti di trasporto transeuropee



Ausbau Eisenbahnachse München-Verona
BRENNER BASISTUNNEL
Ausführungsplanung

Potenziamento asse ferroviario Monaco-Verona
GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
Progettazione esecutiva

D0700: Baulos Mauls 2-3		D0700: Lotto Mules2-3	
Projekteinheit Erkundungsstollen - konventioneller Vortrieb		WBS Cunicolo Esplorativo in tradizionale	
Dokumentenart Statische Berechnung		Tipo Documento Calcolo statico	
Titel Statische Berechnung C-T, PL(C-T)-T, CM-C		Titolo Relazione di calcolo C-T, PL(C-T)-T, CM-C	
 RTI 4P <i>Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P</i> <small>Via Pio Iler S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026787911, Fax: +39 0287152612</small>		<i>Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470	
Mandataria  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	Mandante  PÖYRY	Mandante  pini swiss engineers	Mandante  PASQUALI-RAUSA ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.
<i>Fachplaner / il progettista specialista</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470		<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>	
	Datum / Data	Name / Nome	Gesellschaft / Società
	Bearbeitet / Elaborato 30.01.2015	Moja	Pro Iter
	Geprüft / Verificato 30.01.2015	Rivoltini	Pro Iter
 BBT <i>Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE</i>		Name / Nome R. Zurlo	Name / Nome K. Bergmeister
Projekt-kilometer / Chilometro progetto von / da 32.0+88 bis / a 54.0+15 bei / al	Projekt-kilometer / Chilometro opera von / da 10.4+60 bis / a 13.2+90 bei / al	Status Dokument / Stato documento	Masstab / Scala -
Staat Stato	Los Lotto	Einheit Unità	Nummer Numero
02	H61	OP	011
			Dokumentenart Tipo Documento
			KST
			Vertrag Contratto
			D0700
			Nummer Codice
			21080
			Revision Revisione
			21

Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Modifiche	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Rivoltini	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Rivoltini	04.12.2014

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	5
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	8
2.1	SPRITZBETON	
2.1	BETONCINO PROIETTATO	8
2.2	LEHRGERÜSTE	
2.2	CENTINE.....	8
2.3	ANKER	
2.3	ANCORAGGI	8
2.4	BETON	
2.4	CALCESTRUZZO.....	9
2.5	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.5	ACCIAIO DA ARMATURA.....	9
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	10
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	10
3.2	TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG	
3.2	ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ	11
3.2.1	Trennflächenparameter	
3.2.1	Parametri delle discontinuità	12
4	GEBIRGSVERHALTEN	
4	COMPORAMENTO DELLA ROCCIA	13
4.1	ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN	
4.1	VALUTAZIONE DEL COMPORAMENTO DELLA ROCCIA.....	13
5	AUSSENSCHALE	
5	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	16
5.1	BRUCHKÖRPERANALYSE	
5.1	ANALISI DEI BLOCCHI.....	16
5.1.1	Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	
5.1.1	Carichi dell'ammasso altamente fratturato	16
5.1.2	Nachweisverfahren	
5.1.2	Procedura di verifica.....	16
5.1.3	Analysierte Fälle und Ergebnisse	
5.1.3	Casi analizzati e risultati	17
5.2	AUSBRUCHANALYSE	
5.2	ANALISI DELLE DELLO SCAVO	17
5.2.1	Der Berechnungskodex	
5.2.1	Il codice di calcolo	18
5.2.2	Bildendes Gebirgsmodell	
5.2.2	Modello costitutivo dell'ammasso	19
5.2.3	Schematisierung der Konsolidierung	
5.2.3	Schematizzazione dei consolidamenti e.....	19
5.2.4	Modell zur Festlegung der Kurve Konvergenz- Ortsbrustabstand	
5.2.4	Modello per la determinazione della curva Convergenza - Distanza dal fronte	20
5.2.5	Modell zur Festlegung der Kurve Radialdruck -Konvergenz	
5.2.5	Modello per la determinazione della curva Pressione radiale - Convergenza	22

5.2.6	Bemessung der Außenschale	
5.2.6	Dimensionamento dei rivestimenti di prima fase	25
6	INNENSCHALE	
6	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	30
6.1	STABWERKSMODELLE	
6.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE	30
6.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	31
6.2.1	Modellierung der Bettung	
6.2.1	Rigidezza radiale	31
6.3	LASTENANALYSE	
6.3	ANALISI DEI CARICHI	32
6.3.1	Eigengewicht G1	
6.3.1	Peso proprio G1	32
6.3.2	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
6.3.2	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3	32
6.3.3	Wasserdruck G4	
6.3.3	Pressione idraulica G4	32
6.3.4	Gebirgslast G5	
6.3.4	Carico dell'ammasso G5	33
6.3.5	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.5	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6	34
6.3.6	Temperatur Q1	
6.3.6	Temperatura Q1	35
6.3.7	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.7	Azione sismica E1	35
6.3.8	Aufprall A2	
6.3.8	Urto A2	35
6.3.9	Brand A3	
6.3.9	Incendio A3	35
6.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO	36
6.5	NACHWEISE	
6.5	VERIFICHE	36
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	36
6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	36
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	37
6.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni	37
6.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	37
6.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
6.5.1.5	Verifica a pressoflessione	38
6.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
6.5.1.6	Verifica a taglio	38
6.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE)	39

6.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	39
6.5.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni.....	39
6.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	39
6.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze.....	39
6.5.2.5	Ermittlung der Verformungen	
6.5.2.5	Calcolo delle deformazioni.....	40
6.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure.....	40
6.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA.....	40
6.6.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo.....	40
6.6.2	Mindestbewehrung	
6.6.2	Armatura minima.....	41
6.7	ERGEBNISSE	
6.7	RISULTATI.....	41
7	VERZEICHNISSE	
7	ELENCHI.....	42
7.1	TABELLENVERZEICHNIS	
7.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	42
7.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	42
7.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3	ELENCO APPENDICI.....	43
7.4	REFERENZDOKUMENTE	
7.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	43
7.4.1	Eingangsdokumente	
7.4.1	Documenti in ingresso.....	43
7.4.2	Normen und Richtlinien	
7.4.2	Normativa.....	44
7.4.3	Literatur	
7.4.3	Letteratura.....	45
ANHANG 1 - KENNLINIEN		
APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE.....		46
ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE		
APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI.....		55

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung des Erkundungsstollens, zwischen Kilometrierungen km 12+459 und km 13+290 der konventionell vorgetrieben wird. Im Süden der Kilometrierung km 12+459 wurde der Erkundungsstollen bereits im Rahmen des Baulos Mauls 1 und der nachfolgenden Auftragsrweiterungen vorgebetrieben. Hingegen im Norden der Kilometrierung km 13+290 sieht die Planung einen Vortrieb mit Schild TBM vor. Gerade um die Montage der Fräse zu ermöglichen ist, zwischen den Kilometrierungen km 13+230 und km 13+290, die Ausführung einer TBM Montage Kaverne, in Folge mit CM-C-T gekennzeichnet, geplant.

In der gegenständlichen Strecke werden zusätzlich, zwischen den Kilometrierungen km 12+580 und km 12+605 und zwischen den Kilometrierungen 12+930 und km 12+955, zwei logistische Ausweichen, in Folge mit PL(C-T) gekennzeichnet, vorgesehen.

Der Erkundungsstollen durchquert in dieser Strecke zuerst die Maulstaler Verwerfung und, in der Strecke weiter nach Norden, ein Gebirge mit besseren geomechanischen Eigenschaften, welches durch das Vorkommen von Paraschiefer, GA-BCA-GS-10g/GA-BCA-A-10g benannt. Die Überdeckungen variieren zwischen ein Minimum von 600 m bis auf ein Maximum von 1135 m.

Es sind 5 Ausbruchquerschnitte für den laufenden Querschnitt, zwei Ausbruchquerschnitte für die logistischen Ausweichen und ein Ausbruchquerschnitt für die TBM Montage Kaverne vorgesehen. Die Eichung der Stützmaßnahmen und der Schalenstärken entspringt aus der Neubearbeitung der mit Erfolg in der bereits vorgetriebenen Strecke angewandten Ausbruchquerschnitten. Im Unterschied zu dieser letzteren hat man allerdings, auch angesichts der Überwachungsergebnisse und der hier dargestellten ergänzenden Berechnungen, entschlossen die strukturelle Doppelaußenschale auszuschließen. In Folge wird eine Zusammenfassung der Maßnahmen und der Schalenstärken, sowohl der äußeren als auch der inneren, aller Ausbruchquerschnitten.

In den Strecken in Klasse II (C-T2) erweist der Ausbruchquerschnitt des Stollens eine Ausbruchfläche von 29 m² und sieht in der Kalotte Radialnietungen bestehend aus Superswellex Pm16, 3 m Länge, mit Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m. Der Spritzbeton erweist eine Nominalstärke von 15 cm und der maximale Abschlag ist von 4.5 m.

In der Ausbruchklasse III (C-T3) wird vorgesehen die Nietung an der Kalotte auf 120° zu erweitern und die Nieten Pm16 mit Superswellex Pm24 zu ersetzen. Es wird außerdem geplant den maximalen Abschlag auf 3 m zu reduzieren.

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta il dimensionamento del Cunicolo Esplorativo nella tratta scavata in tradizionale, tra le progressive km 12+459 e km 13+290. A sud della progressiva km 12+459 il cunicolo è già stato scavato nell'ambito del Lotto Mules 1 e delle successive estensioni d'incarico. Viceversa, a nord della progressiva km 13+290 il progetto prevede lo scavo del cunicolo con una TBM scudata. Proprio per consentire il montaggio della fresa, tra le progressive km 13+230 e km 13+290 è prevista la realizzazione di un Camerone di Montaggio TBM, di seguito denominato CM-C-T.

Nella tratta in oggetto sono inoltre previste due piazzole logistiche, di seguito denominate PL(C-T), tra le progressive km 12+580 e km 12+605 e tra la progressive 12+930 e km 12+955.

Il Cunicolo Esplorativo, in questa tratta, attraversa dapprima la faglia della val di Mules e, nella tratta più a nord, un ammasso con migliori caratteristiche geomeccaniche caratterizzato dalla presenza di parascisti, denominato GA-BCA-GS-10g/GA-BCA-A-10g. Le coperture variano da un minimo di 600 m fino ad un massimo di 1135 m.

Sono previste 5 sezioni di scavo per la sezione corrente, 2 sezioni di scavo per le piazzole logistiche e una sezione di scavo per il Camerone di Montaggio TBM. La taratura degli interventi di sostegno e degli spessori dei rivestimenti nasce da una rielaborazione delle sezioni di scavo adottate con successo nella tratta già scavata. A differenza di quest'ultima, anche alla luce dei risultati del monitoraggio e alla luce dei calcoli integrativi illustrati nella presente, si è tuttavia deciso di eliminare il doppio rivestimento strutturale di prima fase. Di seguito è riportato un riassunto degli interventi e degli spessori dei rivestimenti, sia di prima fase che definitivi, di tutte le sezioni di scavo.

Nelle tratte in classe II (C-T2), la sezione del cunicolo ha un'area di scavo di 29 m² e prevede chiodature radiali in calotta costituite da Superswellex Pm16, lunghezza 3 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. Il betoncino proiettato ha uno spessore nominale di 15 cm e lo sfondo massimo è di 4.5 m.

In classe di scavo III (C-T3) si prevede di estendere la chiodatura in calotta su 120° e di sostituire i chiodi Pm16 con Superswellex Pm24. Si prevede inoltre di ridurre lo sfondo massimo a 3 m.

Il rivestimento definitivo, costituito da calcestruzzo C30/37, ha la medesima geometria della sezione C-E-Ta in entrambe le sezioni, con spessore nominale in calotta di 35 cm, 30 cm al netto delle tolleranze di costruzione e di tracciamento.

Per affrontare lo scavo delle tratte maggiormente tettonizzate, viceversa, le sezioni di scavo C-T4 e C-T5 prevedono interventi

Die Innenschale aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 erweist dieselbe Geometrie des Querschnitts C-E-Ta in beiden Ausbruchquerschnitten, mit Nominalstärke in der Kalotte von 35 cm, welche 30 cm ohne Bau- und Trassierungstoleranz entsprechen.

Um den Ausbruch der stärker tektonisierten Strecken anzugehen, sehen hingegen die Ausbruchquerschnitte C-T4 und C-T5 Verfestigungseingriffe an der Ortsbrust und Vortriebsmaßnahmen am Ausbruchrand vor. Insbesondere der Ausbruchquerschnitt C-T4, mit einer Ausbruchfläche von 34 m², sieht eine Außenschale aus nominalen 30 cm Spritzbeton der Festigkeitsklasse C30/37 vor, welche mit 2 IPN 160, aus Stahl S355, mit variablen Abstand von 0.75 bis 1.5 m. die eventuellen Vortriebsmaßnahmen bestehen aus alle 2 Abschlüge, d.h. alle 3 m, eingesetzte Bohrschrauben R51N, 12 m Länge. An der Ortsbrust ist die Möglichkeit geplant eine Verfestigung mittels Bohrschrauben R38N, 12 m Länge, und Mindestüberlappung von 6 m durchzuführen.

Der schwierigere Ausbruchquerschnitt, C-T5, mit einer Ausbruchfläche von 39 m², sieht eine Außenschale aus nominalen 30 cm Spritzbeton der Festigkeitsklasse C30/37 vor, welcher mit 2 IPN 160, aus Stahl S355, mit variablen Abstand von 0.75 bis 1.5 m, Radialnietungen mit Bohrschrauben R38N, 4.5 m Länge mit quadratischem Raster zu 1.5 m, bewehrt wird, sowie Vortriebsmaßnahmen, welche aus alle 2 Abschlüge eingesetzten Bohrschrauben R51N, 12 m Länge, bestehen. Es ist die Ortsbrustverfestigung mittels Bohrschrauben R51N, 12 m Länge, und Mindestüberlappung von 6 m, geplant.

Die Innenschale des Ausbruchquerschnitts C-T4 aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 erweist dieselbe Geometrie der Ausbruchquerschnitte C-E-Tb und C-E-Td, hingegen die Schale des Ausbruchquerschnitts C-T5 dieselbe Geometrie von Ausbruchquerschnitt C-E-Tc hat. Die Nominalstärke an der Kalotte ist daher von 47 und 62 cm, jeweils für den leichteren Ausbruchquerschnitt C-T4 und für den schwierigeren C-T5.

Bei der Planungsphase wurde es für angemessen erhalten auch ein Ausbruchquerschnitt (C-T6) mit verformbaren Lehrgerüsten TH29, mit variablen Abstand von 0.75 m bis 1.5 m, im Gebirge mit Bohrschrauben R38N, 8m Länge, verankert. Vor der Errichtung der Lehrgerüste ist die Ausführung von Radialnietungen R38N, 6 m lang, vorgesehen. Nach der erfolgten Verformung, wird eine Außenschale aus 10 cm faserverstärktem Spritzbeton, als Ergänzung zu den 5+15 cm zuvor durchgeführten (5 cm vor dem Einsatz der kurzen Nietungen und 15 cm gleichzeitig mit der Errichtung der verformbaren Lehrgerüste), angebracht. Die Ortsbrustverfestigung wird mittels Bohrschrauben R51N, 15 m Länge, Mindestüberlappung von 9 m, ausgeführt, hingegen die

di consolidamento sul fronte e interventi in avanzamento sul contorno. In particolare, la sezione C-T4, che ha un'area di scavo di 34 m², prevede un rivestimento di prima fase costituito da 30 cm nominali di betoncino proiettato C30/37 armato con 2 IPN 160, d'acciaio S355, a passo variabile da 0.75 a 1.5 m. Gli interventi in avanzamento, eventuali, sono costituiti da autoperforanti R51N, lunghezza 12 m eseguiti ogni due sfondi, vale a dire ogni 3 m. Sul fronte è prevista la possibilità di eseguire un consolidamento mediante autoperforanti R38N, lunghezza 12 m e sovrapposizione minima 6 m.

La sezione più pesante, C-T5, che ha un'area di scavo di 39 m², prevede un rivestimento di prima fase costituito da 30 cm nominali di betoncino proiettato C30/37 armato con 2 IPN 160, d'acciaio S355, a passo variabile da 0.75 a 1.5 m, chiodature radiali con autoperforanti R38N, lunghezza 4.5 m a maglia quadrata di 1.5 m, e interventi in avanzamento costituiti da autoperforanti R51N, lunghezza 12 m eseguiti ogni due sfondi. E' previsto il consolidamento del fronte mediante 26 autoperforanti R51N, lunghezza 12 m e sovrapposizione minima 6 m.

Il rivestimento definitivo della sezione C-T4, costituito da calcestruzzo C30/37, ha la medesima geometria delle sezioni C-E-Tb e C-E-Td mentre il rivestimento della sezione C-T5 ha la medesima geometria della sezione C-E-Tc. Lo spessore nominale in calotta è pertanto uguale a 47 e 62 cm, rispettivamente per la sezione più leggera C-T4 e per quella più pesante C-T5.

In fase di progettazione si è ritenuto opportuno prevedere anche una sezione (C-T6) con centine deformabili TH29 a passo variabile da 0.75 m a 1.5 m, ancorate all'ammasso mediante autoperforanti R38N lunghi 8 m. Prima della messa in opera delle centine si prevede la realizzazione di chiodature radiali R38N lunghe 6 m. A deformazioni avvenute, viene realizzato un rivestimento di prima fase costituito da 10 cm di betoncino proiettato fibrorinforzato ad integrazione dei 5+15 cm precedentemente realizzati (5 cm prima della messa in opera delle chiodature corte e 15 cm contemporaneamente alla messa in opera delle centine deformabili). Il consolidamento del fronte è realizzato mediante autoperforanti R51N lunghi 15 m, sovrapposizione minima 9 m, mentre gli interventi in avanzamento sono costituiti da autoperforanti R51N lunghi 12 m con sovrapposizione minima 6 m.

Il rivestimento definitivo ha la medesima geometria della sezione C-T5.

Le sezioni di scavo in classe III delle piazzole logistiche PL(C-T)-T3 prevedono chiodature radiali in calotta costituite da Superswellex Pm24, lunghezza 4.5 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. Il betoncino proiettato ha uno spessore nominale di 15 cm e lo sfondo massimo è di 3.0 m.

Vortriebmaßnahmen aus Bohrschrauben R51N, 12 m Länge, mit Mindestüberlappung von 6 m, bestehen.

Die Innenschale erweist dieselbe Geometrie des Ausbruchquerschnitts C-T5.

Die Ausbruchquerschnitte in Klasse III der logistischen Ausweichen PL(C-T)-T3 sehen Radialnietungen an der Kalotte, bestehend aus Superswellex Pm24, 4.5 m Länge, mit Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m. Der Spritzbeton erweist eine Nominalstärke von 15 cm und der maximale Abschlag ist von 3.0 m.

Der Ausbruchquerschnitt in Klasse IV (PL(C-T)-T4) sieht eine Außenschale von nominalen 30 cm Spritzbeton der Festigkeitsklasse C30/37 vor, welcher mit 2 IPN 180, aus Stahl S355, mit variablen Abstand von 0.75 bis 1.5 m, sowie eventuelle Vortriebmaßnahmen, bestehend aus Bohrschrauben R51N, 12 m Länge, welche alle 2 Abschlüge, d.h. alle 3 m, eingesetzt werden. An der Ortsbrust ist die Möglichkeit geplant eine Verfestigung mittels Bohrschrauben R38N, 12 m Länge, und Mindestüberlappung von 6 m durchzuführen.

Schließlich, sieht die TBM Montage Kaverne, mit einer Ausbruchfläche von 137 m², Radialnietungen an der Kalotte (auf 120°) vor, welche aus Superswellex Pm24, 5.5 m Länge, mit Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m. Der Spritzbeton erweist eine Nominalstärke von 15 cm und der maximale Abschlag ist von 3.0 m.

Analog zu den Stollenausbruchquerschnitten haben sowohl die Schalen der logistische Ausweichen als auch die der TBM Montage Kaverne dieselben Geometrien der entsprechenden bereits im Baulos Mauls I vorgetriebenen Bauwerke, d.h. die Ausbruchquerschnitte PL-E-T1 und PL-E-T2 für die logistischen Ausweichen, und den Ausbruchquerschnitt MCSS-E-T für die TBM Montage Kaverne. Die ersten haben in der Kalotte eine Nominalstärke von 47 cm, und unterscheiden sich untereinander nur im Gegengewölbe, wo der Querschnitt PL-T1 eine Sohle mit Nominalstärke von 75 cm vorsieht, hingegen der Querschnitt PL-E-T2 einen Schalenabschluss mit Gegengewölbe einplant, und die zweite eine Nominalstärke in der Kalotte von 65 cm erweist.

In diesem Dokument ist die Bemessung der Außen- und Innenschale aufgezeigt.

La sezione di scavo in classe IV (PL(C-T)-T4) prevede un rivestimento di prima fase costituito da 30 cm nominali di betoncino proiettato C30/37 armato con 2 IPN 180, d'acciaio S355, a passo variabile da 0.75 a 1.5 m ed eventuali interventi in avanzamento costituiti da auto perforanti R51N, lunghezza 12 m eseguiti ogni due sfondi, vale a dire ogni 3 m. Sul fronte è prevista la possibilità di eseguire un consolidamento mediante auto perforanti R38N, lunghezza 12 m e sovrapposizione minima 6 m.

Infine, il Camerone di Montaggio TBM, che ha un'area di scavo di 137 m², prevede chiodature radiali in calotta (su 120°) costituite da Superswellex Pm24, lunghezza 5.5 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. Il betoncino proiettato ha uno spessore nominale di 15 cm e lo sfondo massimo è di 3.0 m.

Analogamente alle sezioni del cunicolo, sia i rivestimenti delle piazzole logistiche che del Camerone di Montaggio hanno le medesime geometrie delle rispettive opere già scavate nel Lotto MulesI, vale a dire le sezioni PL-E-T1 e PL-E-T2 per le piazzole logistiche e la sezione MCSS-E-T per il Camerone di Montaggio. Le prime hanno uno spessore nominale in calotta di 47 cm e differiscono tra loro soltanto in arco rovescio, dove la sezione PL-T1 prevede una platea di spessore nominale 75cm mentre la sezione PL-E-T2 prevede la chiusura del rivestimento con un arco rovescio, la seconda ha uno spessore nominale in calotta di 65 cm.

Nel presente documento è riportato il dimensionamento dei rivestimenti di prima e seconda fase.

2 MATERIALIEN

2.1 SPRITZBETON

Für die Bemessung der Spritzbetonaußenschale ist ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften zu berücksichtigen:

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$$

Hierbei sind:

- E_{cm} = Mittelwert Sekantenmodul
- f_{ck} = charakteristische Druckfestigkeit des Spritzbeton nach 28 Tagen

2.2 LEHRGERÜSTE

Die Metallehrgerüste bestehen aus Stahl S355 mit folgenden Eigenschaften:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

Wobei:

- E_s = elastisches Modul
- f_{yk} = charakteristischer Wert der Streckgrenze

Die verformbaren Lehrgerüste sind aus Vergütungsstahl 31Mn4 mit:

$$f_{yk} = 510 \text{ MPa}$$

$$E_s = 205000 \text{ MPa}$$

2.3 ANKER

Es werden Anker des Typs Superswellex Pm16, PM24 und Bohrschrauben R38N, R51N mit folgenden Eigenschaften vorgesehen:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$N_y = 140 \text{ kN (Pm16)}$$

$$N_y = 200 \text{ kN (Pm24)}$$

$$N_y = 400 \text{ kN (R38N)}$$

2 MATERIALI

2.1 BETONCINO PROIETTATO

Per il dimensionamento del rivestimento di prima fase in betoncino proiettato si considera un calcestruzzo classe di resistenza C30/37 con le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_{cm} è il valore medio del modulo elastico secante
- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del betoncino proiettato a 28 giorni

2.2 CENTINE

Le centine metalliche sono realizzate con acciaio S355 avente le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_s è il modulo elastico
- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento

Le centine deformabili sono realizzate in acciaio 31Mn4 bonificato, avente:

2.3 ANCORAGGI

Si prevede l'utilizzo di ancoraggi tipo Superswellex Pm16, Pm24 e autoperforanti R38N, R51N aventi le seguenti caratteristiche:

$$N_y = 630 \text{ kN (R51N)}$$

Wobei:

- E_s = elastisches Modul
- N_y = Ermüdungslast

Dove:

- E_s è il modulo elastico
- N_y è il carico di snervamento

2.4 BETON

Für die Bemessung der Innenschale ist ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften zu berücksichtigen:

2.4 CALCESTRUZZO

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo si considera un calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 con le seguenti caratteristiche:

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$$

Hierbei sind:

- E_{cm} = Mittelwert Elastizitätsmodul
- f_{ck} = charakteristische Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

Dove:

- E_{cm} è il valore medio del modulo elastico
- f_{ck} è la resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo dopo 28 giorni

2.5 BEWEHRUNGSSTAHL

Für die Bemessung des Rings wird Stahl des Typs B450C benutzt:

2.5 ACCIAIO DA ARMATURA

Per il dimensionamento dell'anello si utilizza l'acciaio tipo B450C:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MN/m}^2$$

Hierbei ist:

- E_s Elastizitätsmodul
- f_{yk} = charakteristische Spannung der Stahlermüdung von Stahlbeton

dove:

- E_s è il modulo elastico
- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento acciaio per cemento armato

3 GEOTECHNISCHES MODELL

3.1 GEOLOGIE UND GEOMECHANIK

Die geomechanische Charakterisierung der vom Erkundungsstollen, in der Strecke zwischen km 12+459 und km 13+290, durchquertem Gebirge wurde, angesichts der Ergebnisse der Vorausböhrung S20, welche von Kilometrierung km 12+385 des Erkundungsstollens ausgeführt wurde, kürzlich einer Neubearbeitung unterzogen. Diese Bohrung, die sich bis zur Kilometrierung km 12+535 ausgestreckt hat, brachte ein sich hinausziehen der geomechanischen Bedingungen, welche die Maulstaler Verwerfung charakterisieren, deutlich hervor, wobei die vorhergehende Grenze nach Norden, zwischen der tektonisierten Zone der besagten Verwerfung und den Paraschiefern (GA-BCA-GS-10g/GA-BCA-A-10g) verschoben wurde.

Angesichts der fehlenden Daten zur vollständigen Bestimmung der oben genannten Grenze, hat man vorsichtshalber vorausgesetzt, dass die tektonisierte Zone sich bis zur Kilometrierung km 12+600 des Erkundungsstollens erstreckt.

Einvernehmlich mit dem geomechanischen und planerischen Detailprofil [3] zeigt folgende Tabelle die Charakterisierung der Homogenen Strecken auf.

Zone number	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone length	Zone max overburden	Zone min overburden	Rock mass name
	[km]	[km]	[m]	[m]	[m]	
19bis	12.459	12.600	141	750	600	FVM-S-PS (85%) FVM-S-B (15%)
15	12.600	13.290	690	1136	750	GA-BCA-GS-10g (90%) GA-BCA-A-10g (10%)

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen

Folgende Tabellen zeigen die geomechanischen Grundparameter auf, die jede geomechanisch homogene Zone bestimmt und die Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen laut Bieniawskis Klassifizierung.

Zone name	15		19BIS	
Rock mass name	GA-BCA-GS-10g	GA-BCA-A-10g	FVM-S-PS	FVM-S-B
γ (m) [kN/m ³]	27.3	27.8	27	27
γ (σ) [kN/m ³]	1.49	0.52		
σ_{ci} (m) [MPa]	75	140	5	25
σ_{ci} (σ) [MPa]	5	48		
m_i (m)	17	20	20	23
m_i (σ)	3	6		
E_i (m) [GPa]	56	53	30	25
E_i (σ) [GPa]	10.9	8		
RMR(m)	60	70	51	42
RMR(σ)	5	5		
GSI(m)	50	65	52	42
GSI(σ)	5	10		

Zone name	15		19BIS	
Rock mass name	GA-BCA-GS-10g	GA-BCA-A-10g	FVM-S-PS	FVM-S-B
p(classe I)-approx	-	-	-	-
p(classe II)-approx	-	100%	-	-
p(classe III)-approx	100%	-	-	-
p(classe IV)-approx	-	-	100%	100%
p(classe V)-approx	-	-	-	-

Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen

3 MODELLO GEOTECNICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMECCANICA

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi attraversati dal Cunicolo Esplorativo nella tratta tra km 12+459 e km 13+290 ha subito un recente aggiornamento alla luce delle risultanze del sondaggio in avanzamento S20, eseguito dalla progressiva km 12+385 del Cunicolo Esplorativo. Tale sondaggio, che si è esteso fino alla progressiva km 12+535, ha messo in evidenza un protrarsi delle condizioni geomeccaniche caratterizzanti la zona della faglia della val di Mules, spostando verso nord il precedente limite tra la zona tettonizzata della suddetta faglia e i parasciti (GA-BCA-GS-10g/GA-BCA-A-10g).

Non avendo i dati per definire compiutamente il suddetto limite, si è cautelativamente ipotizzato che la zona tettonizzata si estenda fin alla progressiva km 12+600 del Cunicolo Esplorativo.

In accordo con il profilo geomeccanico e progettuale di dettaglio [3], la seguente tabella riporta la caratterizzazione delle tratte omogenee.

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee

Le seguenti tabelle riportano i parametri geomeccanici di base che caratterizzano ciascuna zona geomeccanicamente omogenea e la distribuzione probabilistica delle diverse classi secondo la classificazione di Bieniawski.

Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi

Wobei:

- γ = spezifisches Gewicht des Gebirges
- σ_{ci} = einaxialen Druckfestigkeit der Gesteinsmatrix
- m_i = Krümmungsparameter aus triaxialem Druckversuch des Gebirgsmaterial
- E_i = Verformungsmodul der Gesteinsmatrix
- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- GSI = *Geological Strength Index*

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [30] berechnet, welches und im geomechanischem Hauptbericht [1] näher beschrieben wird.

Dove:

- γ è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.
- σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale di matrice.
- m_i è un parametro di curvatura dell'involuppo di rottura triassiale del materiale roccia.
- E_i è il modulo di deformazione di matrice.
- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- GSI è il *Geological Strength Index*.

I parametri di deformabilità e di resistenza caratteristici di ciascuna tratta sono stati calcolati in accordo al principio di linearizzazione dell'involuppo di rottura proposto da Hoek & Brown [30] e esplicitato nella relazione geomeccanica generale [1].

Zone number	Rock mass name	Class	zone max overburden	γ	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	E_{rm} (GSI picco)	ψ
		[-]	[m]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
15	GA-BCA-GS-10g	III	1135	27.3	36.5	29.1	3.470	2.231	15528	4.6
	GA-BCA-A-10g	II		27.8	42.6	33.5	4.756	2.817	21074	6.9
19BIS	FMV-S-PS	IV	700	27.0	22.6	17.0	1.033	0.661	10374	3.1
	FMV-S-B	IV		27.0	33.0	27.8	1.727	1.238	4574	4.1

Tabelle 3: Typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen

Tabella 3: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi

Wobei:

- Φ_{picco} = Reibungswinkel am Peak
- Φ_{res} = Restreibungswinkel
- c_{picco} = Kohäsion am Peak
- c_{res} = Restkohäsion
- E_{rm} = Gebirgsmodul
- ψ = Dilatanz

Dove:

- Φ_{picco} è la resistenza al taglio di picco.
- Φ_{res} è la resistenza al taglio residua.
- c_{picco} è la coesione di picco.
- c_{res} è la coesione residua.
- E_{rm} è il modulo d'ammasso.
- ψ è la dilatanza.

3.2 TRENFLÄCHENORIENTIERUNG

Auf Grund der verfügbaren Daten der Regelplanung [14] und [15] sind die Diskontinuitäten von Tabelle 4 berücksichtigt worden.

3.2 ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ

Sulla base dei dati disponibili dalla progettazione di sistema [14] [15] sono state considerate le discontinuità riportate in Tabella 4.

Rock mass name	ID Joint	Dip direction	Dip	Max Persistence
		[°]	[°]	[m]
	SC	345	45	3
GA-BCA-A-10g	RTF1	160	80	1
GA-BCA-GS-10g	RTFw	255	75	1
	RTF3	300	85	1
	RTF6	20	80	3

Tabelle 4: Lage der Trennflächen

Tabella 4: Giacitura delle discontinuità

3.2.1 Trennflächenparameter

Im Falle von ebenen glatten Harnischflächen (Chloritisierung) oder auch bei tonigen Füllungen mit Präsenz von Wasser o.ä. sollten zur Sicherheit folgende Scherparameter auf Trennflächen berücksichtigt werden:

- $\Phi = 20^\circ$
- $c = 0 \text{ MPa}$

3.2.1 Parametri delle discontinuità

Si adottano parametri conservativi per tenere in considerazione eventuali condizioni sfavorevoli delle discontinuità (superfici planari e lisce, riempimenti argillosi e presenza d'acqua, ecc.):

- $\Phi_k = 20^\circ$
- $c_k = 0 \text{ MPa}$

4 GEBIRGSVERHALTEN

Die Ermittlung der Gebirgslast, sowie die Ermittlung der Lastableitung von der Außen- auf die Innenschale erfolgt in Abhängigkeit des Gebirgsverhaltens:

- Bei druckhaftem Gebirgsverhalten werden die Gebirgslasten durch die numerische Modellierung.
- Bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten ermitteln sich die Gebirgslasten in erster Linie aus der Bruchkörperanalyse.

Zur Einschätzung des Gebirgsverhaltens und zur Differenzierung zwischen den beiden Gebirgsverhalten ist das Kennlinienverfahren anzuwenden.

4.1 ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN

Zur Abschätzung des Gebirgsverhalten wurde das Kennlinienverfahren eingesetzt.

Beim Kennlinienverfahren wird das wechselseitige Verhältnis, zwischen radialem Druck auf den Umriss des Hohlraums p und radiale Verschiebung u_r (späterhin Konvergenz) auf den Umriss selbst, bestimmt.

Diese Linien wurden hier durch ein elastisch-plastisch bildendes Modell, mit softening und nicht-assoziiertem Fluss des Gebirgsmaterials, laut Mohr-Coulomb, in ihrer von Ribacchi vorgeschlagenen Formulierung [26], trassiert.

Die analysierten Kurven, zur Ermittlung des Verhalten Gebirge-Ausgrabung, sind:

- Radialer Druck - Konvergenz
- Konvergenz - Ortsbrustabstand
- Radialer Druck - Ausdehnung der Plastischen Zone über das Ausbruchprofil hinaus
- Ortsbrustabstand - Ausdehnung der Plastischen Zone über das Ausbruchprofil hinaus
- Ortsbrustabstand - fiktive Ausbruchkräfte (die fiktiven Ausbruchkräfte sind die radialen Drucke, welche prozentuell zum ursprünglichen lithostatischen Druck ausgedrückt werden; durch Anwendung dieser auf die Wände eines zylinderförmigen Hohlraums von unendlicher Länge, werden dieselben radialen Konvergenzen u_r erreicht, die man in einem realen Hohlraum hat).

Die Kurve "Konvergenz- Ortsbrustabstand" ist durch eine vereinfachte analytische Prozedur ermittelt worden die folgende Relationen benutzt (siehe Nguyen, Minh et al. und [27]):

4 COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Il calcolo del carico dell'ammasso e il calcolo del trasferimento del carico dal rivestimento esterno al rivestimento definitivo dipendono dal comportamento dell'ammasso:

- In caso di comportamenti dell'ammasso di tipo spingente, i carichi si calcolano tramite modellazione numerica;
- In caso di ammasso altamente fratturato, i carichi si calcolano mediante l'analisi dei blocchi potenzialmente instabili.

Per la valutazione del comportamento dell'ammasso e per la differenziazione tra i due comportamenti si utilizza il metodo delle curve caratteristiche.

4.1 VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Il metodo utilizzato per la valutazione del comportamento dell'ammasso è il metodo delle Linee Caratteristiche.

Nelle Linee Caratteristiche viene definito il legame reciproco tra pressione radiale sul contorno del cavo p e spostamento radiale u_r (detto nel seguito convergenza) sul contorno stesso.

In questa sede tali linee sono state tracciate assumendo un modello costitutivo elasto-plastico con softening e flusso non associato del materiale roccia secondo Mohr-Coulomb, nella loro formulazione proposta da Ribacchi [26].

Le curve analizzate per la determinazione del comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo sono:

- Pressione Radiale – Convergenza.
- Convergenza – Distanza dal Fronte.
- Pressione Radiale – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal fronte – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo (le forze fittizie di scavo sono le pressioni radiali, espresse in percentuale sulla pressione litostatica originaria, che, applicate alle pareti di una cavità cilindrica di lunghezza infinita, consentono di ottenere le stesse convergenze radiali u_r che si hanno nella cavità reale).

La curva "Convergenza – Distanza dal fronte" è stata ricavata attraverso un procedimento analitico semplificato che sfrutta le seguenti relazioni (si vedano Nguyen, Minh et al. e [27]):

$$u_f = 0.3 \cdot u_{inf}$$

$$\frac{c(x)}{c_{inf}} = 1 - \left[\frac{1}{1 + x / (0.84 \cdot R_{inf})} \right]^2$$

wobei:

- u_f = Ortsbrustkonvergenz
- u_{inf} = absolute Konvergenz ins Unendliche
- $c(x) = c_r$ = relative Konvergenz
- c_{inf} = relative Konvergenz ins Unendliche
- x = Ortsbrustabstand
- R_{inf} = Gesamt plastischer Radius (ins Unendliche)

dove:

- u_f è la convergenza al fronte
- u_{inf} è la convergenza assoluta all'infinito
- $c(x) = c_r$ è la convergenza relativa
- c_{inf} è la convergenza relativa all'infinito
- x è la distanza dal fronte
- R_{inf} è il raggio plastico totale (all'infinito)

Die Kurven "Ortsbrustabstand - fiktive Aushebungskräfte" und "Ortsbrustabstand - plastischer Streifen" sind per Herausarbeitung von den andren dreien entnommen worden.

Per quanto riguarda le curve "Distanza dal fronte - Forze Fittizie di scavo" e "Distanza dal fronte - Fascia Plastica", esse sono derivate dalle altre tre per estrapolazione.

In Tabelle 5 ist ein Annahmekriterium [28] [29] aufgezeigt, welches der Einschätzung des Verhaltens der Ortsbrust in Abhängigkeit der Berechnungsergebnisse aus dem Gebirgskennlinienverfahren dient (Konvergenz an der Ortsbrust und Ausdehnung der plastischen Zone an der Ortsbrust).

In Tabella 5 si riporta un criterio [28] [29] per stimare il comportamento del fronte di scavo in funzione dei risultati delle analisi con le Linee Caratteristiche (convergenza al fronte e estensione della fascia plastica al fronte).

Fronte stabile Stabile Ortsbrust	Fronte stabile a breve termine Kurzzeitige Stabile Ortsbrust	Tendenza all'instabilità del fronte Neigung zur Instabilität der Ortsbrust	Fronte instabile Instabile Ortsbrust
$c_f < 1\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} < c_f < 2\% R_{scavo}$	$2\% R_{scavo} < c_f < 3\% R_{scavo}$	$c_f > 3\% R_{scavo}$
$F_{plf} \ll R_{scavo}$	$F_{plf} < R_{scavo}$	$F_{plf} \geq R_{scavo}$	$F_{plf} \gg R_{scavo}$

Tabelle 5: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [28] [29]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{plf} = Umfang der plastischen Zone an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbruchsradius

Tabella 5: Criteri di stabilità proposti in [28] [29]; c_f = convergenza al fronte; F_{plf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo

Die ausgeführten Berechnungen mit dem Kennlinienverfahren berücksichtigen einen Ausbruchradius von 3 m, 3.3 m und 3.5 m, jeweils für Ausbruchquerschnitt C-T3, C-T4 und C-T5, von 5.1 m für die Ausbruchquerschnitte PL(C-T)-T und von 6.6 m für die TBM Montage Kaverne (CM-C-T3).

Le analisi con le Linee Caratteristiche sono state eseguite considerando un raggio di scavo di 3, 3.3 e 3.5 m rispettivamente per la sezione C-T3, C-T4 e C-T5, di 5.1 m per le PL(C-T)-T e di 6.6 m per il Camerone di Montaggio TBM (CM-C-T3).

In Folge ist die Tabelle mit den Hauptergebnissen aufgezeigt:

Di seguito è riportata una tabella con i principali risultati:

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	Section	R	c _r	c _a	c _r	F _{pif}	F _{pla}	c _r /R	F _{pif} /R	c _r /R	F _{pla} /R
		[-]	[m]	[-]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]
15	GA-BCA-GS-10g (90%)	III	1135	CM-C-T3	6.6	1.78	5.94	4.16	1.21	6.09	0.27%	18.24%	0.63%	92.14%
	GA-BCA-A-10g (10%)	II		CM-C-T2	6.6	0.84	2.79	1.96	0.00	3.10	0.13%	0.00%	0.30%	46.86%
	GA-BCA-GS-10g (90%)	III		C-T3	3.0	0.82	2.73	1.91	0.55	2.80	0.27%	18.24%	0.63%	92.14%
	GA-BCA-A-10g (10%)	II		C-T2	3.0	0.39	1.28	0.90	0.00	1.42	0.13%	0.00%	0.30%	46.86%
19bis	FVM-S-PS (85%)	V	700	C-T5	3.5	14.03	46.77	32.74	13.77	26.83	3.98%	390.71%	9.29%	761.44%
	FVM-S-B (15%)	IV		C-T4	3.3	2.30	7.68	5.38	1.16	4.03	0.70%	35.29%	1.63%	122.64%
	FVM-S-B (15%)	IV		PL(C-T)-T4	5.1	3.60	12.00	8.40	1.81	6.30	0.70%	35.29%	1.63%	122.64%
15	GA-BCA-GS-10g (90%)	III	1135	PL(C-T)-T3	5.1	1.37	4.58	3.21	0.93	4.70	0.27%	18.24%	0.63%	92.14%
	GA-BCA-A-10g (10%)	II		PL(C-T)-T3	5.1	0.65	2.16	1.51	0.00	2.39	0.13%	0.00%	0.30%	46.86%

Tabelle 6: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens

Die durchgeführten Berechnungen heben in Klasse II und III keine Verformungs- und Stabilitätsproblematik hervor. Die Ortsbrust erweist als stabil, wobei sie im Wesentlichen die Höchstwiderstandcharakteristiken des durchquerten Materials beibehält und Plastizitäten in einem begrenzten Bereich des Hohlraums entwickelt. Nur auf Höhe der logistischen Ausweichen und der TBM Montage Kaverne erreichen die Plastizitäten an der Ortsbrust eine Meter Größenordnung, um dann, im Falle des nicht befestigten Hohlraums, bis auf 5-6 m anzuwachsen.

In diesen Strecken wurde die Last auf die Außenschale über die Analyse der potentiell instabilen Bruchkörper bestimmt.

Im Gebirge FVM-S-B beobachtet man eine Erhöhung der Plastizitäten und Verformungen, welche an der Ortsbrust 0.7% des Ausbruchradius erreichen. Die Verformungstendenz erreicht die Spitze auf Höhe der am stärksten tektonisierten Zone (FVM-S-PS), wobei sie eine Tendenz der Hohlrauminstabilität mit Konvergenzen an der Ortsbrust in einer Größenordnung von 4% des Ausbruchradius erweist. Die plastische Zone ist von 14 m an der Ortsbrust und von 27 m beim nicht gestützten Hohlraum.

In dieser Strecke sind Verfestigungseingriffe sowohl an der Ortsbrust als auch im Vortrieb geplant. Die Bemessung dieser Maßnahmen wurde mittels axialsymmetrische Berechnung an den Finite Differenzen, wie in Kapitel 5.2 beschrieben wird, durchgeführt

Tabella 6: Sintesi dei risultati delle Linee Caratteristiche

Le analisi effettuate non evidenziano alcuna problematica deformativa e di stabilità in classe II e III. Il fronte si presenta stabile, conservando sostanzialmente le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato e sviluppando plasticizzazioni in un intorno limitato della cavità. Solo in corrispondenza delle piazzole logistiche e del Camerone di Montaggio le plasticizzazioni al fronte raggiungono l'ordine del metro per poi aumentare fino a 5-6 m nell'ipotesi di cavità non sostenuta.

In queste tratte il carico sul rivestimento di prima fase è stato definito mediante l'analisi dei blocchi potenzialmente instabili.

Nell'ammasso FVM-S-B si nota un incremento delle plasticizzazioni e delle deformazioni che, al fronte, raggiungono lo 0.7% del raggio di scavo. Il trend deformativo raggiunge l'apice in corrispondenza della zona maggiormente tettonizzata (FVM-S-PS) mostrando una tendenza all'instabilità del cavo con convergenze al fronte dell'ordine del 4% del raggio di scavo. La fascia plastica è dell'ordine dei 14 m al fronte e di 27 m a cavità non sostenuta.

In questa tratta sono previsti interventi di consolidamento sia sul fronte che in avanzamento. Il dimensionamento di tali interventi è effettuato mediante analisi assialsimmetriche alle differenze finite, come verrà illustrato al paragrafo 5.2.

5 AUSSENSCHALE

5.1 BRUCHKÖRPERANALYSE

5.1.1 Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

Aus der Analyse des Kennlinienverfahrens entnimmt man, dass das Gebirgsverhalten in Klasse II und III sich schier im elastischen Feld hält mit sehr reduzierten relativen Konvergenzen. Folglich wird die Gebirgslast in diesen Klassen auch durch die Bruchkörperanalyse geschätzt.

Die Maße der Blöcke bestimmt die zu berücksichtigenden Lasten auch für die darauffolgende Dimensionierung der Innenschale. Folgende Abbildung zeigt das Beispiel einer Transposition der zu applizierenden Last auf einem statischen Modell der auf ein Federbett aufgelegten Innenschale.

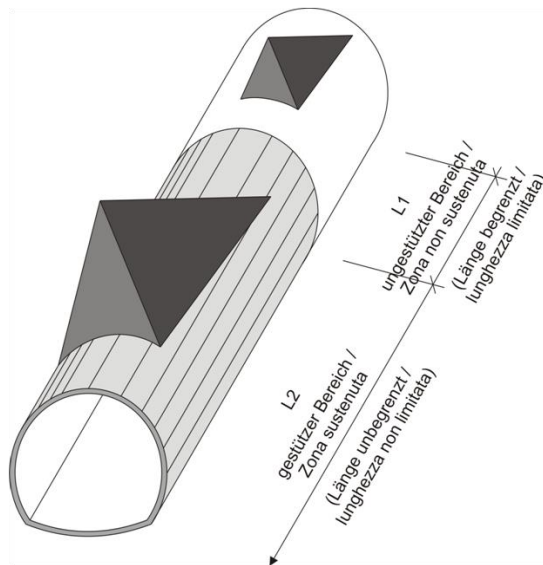


Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgsbelastung auf der Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

5.1.2 Nachweisverfahren

Gemäß NTC 2008 wurden die Teilsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Demnach werden die Einwirkungen um $Y_G = 1,30$ erhöht und die Widerstände um $Y_c = 1,50$ bzw. $Y_s = 1,15$ reduziert.

Für die Berechnung werden die charakteristischen Werte c' und ϕ' angewandt, welche in Kapitel 3.2.1. aufgezeigt werden.

Für die Überprüfung mittels Bruchkörperanalyse wird folgendes Sicherheitskonzept berücksichtigt.

$$E_d \leq R_d$$

Wobei:

5 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

5.1 ANALISI DEI BLOCCHI

5.1.1 Carichi dell'ammasso altamente fratturato

Dall'analisi delle Linee Caratteristiche si evince che il comportamento dell'ammasso in classe II e III si mantiene pressoché in campo elastico con convergenze relative ridotte. Conseguentemente, il carico dell'ammasso in queste classi è valutato attraverso l'analisi a blocchi.

Le dimensioni dei blocchi definiscono i carichi da considerare anche per il successivo dimensionamento del rivestimento definitivo. La seguente figura illustra l'esempio di una trasposizione del carico da applicare al modello statico del rivestimento definitivo appoggiato su un letto di molle.

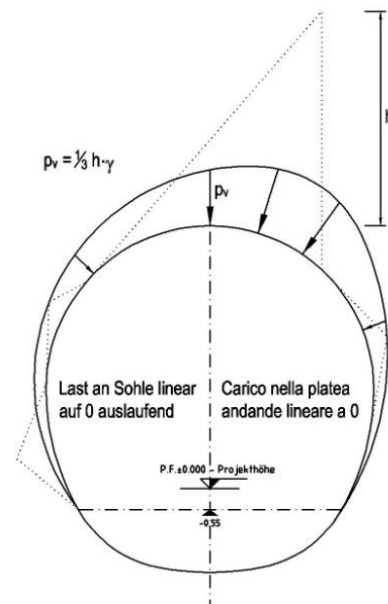


Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato

5.1.2 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 sono stati considerati i fattori parziali di sicurezza secondo i quali le azioni vengono aumentate di $Y_G = 1,30$ e le resistenze ridotte di $Y_c = 1,50$ ovvero $Y_s = 1,15$.

Per l'analisi si adottano i valori caratteristici c' e ϕ' riportati al paragrafo 3.2.1.

Per la verifica basata sull'analisi dei blocchi deve essere considerato il seguente criterio di sicurezza.

- R_d = Bemessungswiderstandwert
- E_d = Bemessungswert der Einwirkungen

- R_d = Valore della resistenza di progetto
- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni

5.1.3 Analysierte Fälle und Ergebnisse

Der Nachweis wurde mit dem Berechnungsprogramm UNWEDGE 3.0 durchgeführt. Dabei wird die Wirksamkeit der Anker in Abhängigkeit von deren Neigung Rutschrichtung der Felsblöcke und in Hinblick auf die Scherfestigkeit der Kluffüllungen. Die in Folge aufgezeigten Berechnungen sind die, welche mit der Haupttunnelgeometrie, Ausbruchquerschnitt GL-T2 [6], und den in Tabella 4 aufgezeigten Diskontinuitäten durchgeführt wurden

Es werden zwei Arten von Nachweis geführt:

- Sektor L1: die Länge des Berechnungsmodells entspricht dem Abschlag (4.5 m), welcher vorsichtshalber um 0.5 Meter erhöht wurde ohne Spritzbeton. Um die Stabilität der Felsblöcke sicherzustellen ist ein Netz aus Ankern des Typs Superswellex Pm16 (Nyd = 140 kN) von 3.0 Meter Länge und Raster 1.50 m (längs) x 1.80 m (quer) vorgesehen.
- Sektor L2: das Berechnungsmodell ist unendlich lang mit einer 10 cm Spritzbetonschicht und den gleichen Ankern Superswellex Pm16 (Nyd = 140 kN) von 3.0 Meter Länge und Raster 1.50 m (längs) x 1.80 m (quer).

Die Blöcke mit einer geringen Größe (<100 kN) sind für die Berechnung nicht repräsentativ und, falls sie nicht schon durch die Sprengung abgebrochen sein sollten, müssen sie vor Ort vom geotechnischen Fachmann überprüft und mit einzelnen Bolzen abgesichert werden. Es wird hervorgehoben, indem für die Zusammenfassung der Ergebnisse auf Anhang 2 verwiesen wird, dass, mit den vorgesehenen Sicherheitsvorkehrungen, immer ein Sicherheitsfaktor über 1.3, der Y_G entspricht, erreicht wird.

Aus der Berechnung geht hervor, dass das Höchstgewicht eines Felsen von ca. 10 kN ist. Angesichts der unbedeutenden Größe dieser Last wurde es nicht für angemessen erachtet die Stabilitätsberechnungen für alle geometrischen Konfigurationen, welche der Erkundungsstollen in der gegenständlichen Strecke annehmen kann, zu wiederholen.

5.2 AUSBRUCHANALYSE

Aus dem Kennlinienverfahren, erweist das Gebirge FVM-S-PS, auf dem sich die Bemessung des schwierigeren Ausbruchquerschnitts C-T5 bezieht, eine hohe Ortsbrustinstabilitätstendenz, mit Konvergenzen an der Ortsbrust in einer Größenordnung von 4% des Ausbruchsradius.

5.1.3 Casi analizzati e risultati

Le analisi sono state effettuate con il programma di calcolo UNWEDGE 3.0 considerando l'efficacia dei chiodi in funzione della loro inclinazione rispetto alla direzione di scivolamento dei blocchi e considerando la resistenza a taglio degli inclusi. Le analisi riportate di seguito sono quelle condotte con la geometria delle Gallerie di Linea, sezione di scavo GL-T2 [6], e delle discontinuità riportate in Tabella 4. I risultati sono da ritenersi validi anche per le sezioni in oggetto.

Vengono eseguite due tipologie di analisi:

- settore L1: lunghezza di analisi pari allo sfondo di abbattimento (4.5 m) aumentato cautelativamente di 0.5 metri con assenza di betoncino proiettato. Per garantire la stabilità dei cunei rocciosi si prevede una rete di ancoraggi Superswellex Pm16 (Nyd = 140 kN) di lunghezza 3.0 metri e maglia 1.50 m (longitudinale) x 1.80 m (trasversale).
- settore L2: lunghezza di analisi illimitata con presenza di uno strato di betoncino proiettato di 10 cm e ancoraggi Superswellex Pm16 (Nyd = 140 kN) di lunghezza 3.0 metri e maglia 1.50 m (longitudinale) x 1.80 m (trasversale).

I blocchi che hanno una dimensione ridotta (< 100 kN) non sono rappresentativi per l'analisi e, qualora non si siano già distaccati a seguito del brillamento, devono essere esaminati sul luogo dall'esperto geotecnico ed assicurati con bulloni singoli. Rimandando all'Appendice 2 per la sintesi dei risultati, si evidenzia che con i provvedimenti di messa in sicurezza previsti si raggiunge sempre un fattore di sicurezza maggiore di 1.3, uguale a Y_G

Dall'analisi risulta che il peso massimo del blocco è di ca. 10 kN. Data l'entità trascurabile di tale carico non si è ritenuto opportuno ripetere le analisi di stabilità per tutte le configurazioni geometriche che il Cunicolo Esplorativo può assumere nella tratta in oggetto.

5.2 ANALISI DELLE DELLO SCAVO

Dall'analisi delle Linee Caratteristiche, l'ammasso FVM-S-PS, preso di riferimento per il dimensionamento della sezione più pesante C-T5, mostra un'elevata tendenza all'instabilità del fronte di scavo, con convergenze al fronte dell'ordine del 4% del raggio di scavo.

Die Bemessung der Maßnahmen, sowohl der Gebirgsverfestigung als auch der -stützung, wurden mittels des Finite Differenzen Modell durchgeführt. Insbesondere wurden zwei axialsymmetrische Modelle ausgearbeitet, welche in der Lage sind folgendes zu nachzubilden:

- Die Kennlinien des nicht gestützten Hohlraums (radialer Druck - Konvergenz)
- Die Konvergenzkurve - Ortsbrustabstand

Diese Modelle, im Gegensatz zu den in Kapitel 4.1 und Anhang 4.1 aufgezeigten Kennlinien, erlauben es den Wirkungsgrad der Verfestigungseingriffe zu bewerten. Insbesondere wurden diese Eingriffe durch Übertragung einer Kohäsionserhöhung auf das betroffene Bodenvolumen schematisiert.

5.2.1 Der Berechnungskodex

Die Zahlenanalysen wurden mit Hilfe des Berechnungsprogramms FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) durchgeführt, ein Berechnungskodex zur Analyse der Ebenen Probleme, die das mechanische Verhalten von kontinuierlichen Media (Böden, Gebirge) und interagierende Strukturen betrifft. Die Berechnungen wurden entwickelt um das Verhalten des Hohlraums zu analysieren und die Angemessenheit der vorgesehenen Schalen zu kontrollieren

Die Analysenmethode zu den Finite-Differenzen besteht in der Diskretisierung der Differentialgleichungen, die das zu überprüfende physische Problem regieren, indem man den Ableitungen ein Verhältnis innerhalb Finite-Werten substituiert. So gehen Differentialgleichungen in algebraische Gleichungen über, die dann in weiteren Berechnungsschritten zu lösen sind. Der Berechnungsalgorithmus folgt einem ausdrücklichen Lagrange-Schema zur direkten Zeitintegration, welches eine leichte (und sehr schnelle) Bearbeitung der nichtlinearen Systeme, mit hohen Verformungen, mit sehr fortgeschrittenen Einsturz- und Instabilitätslagen zulässt. Die Diskretisierung wird durchgeführt indem ein Teil des berücksichtigten Kontinuums mit einem Raster, aus quadratischen Maschen bei denen die Spielgrößen an den Knoten festgelegt sind, überlagert wird. Jeder Zone werden die physischen und mechanischen Eigenschaften zugeordnet die dessen Verhalten bei der Berechnung charakterisieren. Die Scheitel jeder Zone bilden die Rasterknoten, an dessen Koordinaten die Lagrange-Formulierung, zur Analyse des Kontinuums, ausgerichtet ist. Die erste Ableitung einer Funktion, hinsichtlich einer unabhängigen Variablen, kann mit einem Verhältnis zwischen der von der Funktion erlittenen Differenz beim Wechsel von einem Knoten zum angrenzenden, und der entsprechenden Differenz der unabhängigen Variablen ersetzt werden. Für jeden Rasterknoten schätzt man die Masse m , die Resultante der externen Kräfte F_e (Gravitation, externe Lasten, usw.), die Resultante der internen Kräfte F_i , welche per Integration der

Il dimensionamento degli interventi, sia di consolidamento dell'ammasso che di sostegno, è stato condotto mediante modelli alle differenze finite. In particolare, sono stati elaborati due modelli assialsimmetrici in grado di riprodurre:

- La Linea Caratteristica della cavità non sostenuta (Pressione radiale - Convergenza)
- La curva Convergenza - Distanza dal fronte

Questi modelli, a differenza delle Linee Caratteristiche riportate al capitolo 4.1 e in Appendice 1 consentono di valutare l'efficacia degli interventi di consolidamento. In particolare, tali interventi sono stati schematizzati assegnando al volume di terreno interessato un incremento di coesione.

5.2.1 Il codice di calcolo

Le analisi numeriche sono svolte utilizzando il programma di calcolo numerico FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), codice di calcolo per l'analisi di problemi piani riguardanti il comportamento meccanico di mezzi continui (terreni, rocce) e di strutture interagenti. Le analisi sono sviluppate per analizzare il comportamento del cavo e verificare l'adeguatezza dei rivestimenti previsti.

Il metodo di analisi alle differenze finite consiste nella discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame sostituendo alle derivate un rapporto tra termini finiti. In tal modo le equazioni differenziali si trasformano in equazioni algebriche da risolversi in passi successivi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano "esplicito" per integrazione diretta nel tempo, in grado di lavorare agevolmente (e molto velocemente) per sistemi non lineari, con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità. La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata una griglia, a maglie quadrilatera, in cui in corrispondenza dei nodi sono definite le grandezze in gioco. A ciascuna zona si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche che ne caratterizzeranno il comportamento nell'analisi. I vertici di ogni zona costituiscono i nodi della griglia, alle cui coordinate è riferita la formulazione Lagrangiana adottata per l'analisi del continuo. La derivata prima di una funzione, rispetto ad una variabile indipendente, si può sostituire con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione nel passare da un nodo ad uno contiguo e la corrispondente variazione della variabile indipendente. Per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni, ecc.), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate da uno stesso nodo, e la forza sbilanciata agente sul nodo F_u (unbalance force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio la forza sbilanciata deve essere nulla. In genere, il processo iterativo termina quando la

Kräfte in den vom selben Knoten verbundenen Zonen berechnet werden, und die aus dem Gleichgewicht gebrachten Kraft, die auf den Knoten wirkt F_u (unbalance force $F_u = F_e - F_i$). Um das System im Gleichgewicht zu halten muss die nichtbalancierte Kraft gleich null sein. Im Allgemeinen endet der iterative Prozess wenn die nichtbalancierte Kraft an einen niedrigeren Wert als den der festgelegten Toleranz gelangt.

5.2.2 Bildendes Gebirgsmodell

Das Gebirge ist als ein kontinuierlich elastisch-plastisches Medium modelliert worden mit einem Festigkeitskriterium des Typs Mohr-Coulomb mit softening und nicht assoziiertem Fließgesetz. Insbesondere sind die elastischen (Verformungsmodul und Poisson-Beiwert), elastisch-plastischen (Reibungswinkel und Peak- und Restkohäsion) und physischen (Dichte) Eigencharakteristika der von der Aushebung betroffenen Felsen festgelegt worden.

γ	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	$E_{\text{rm (GSI picco)}}$	ψ
[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
27.0	22.6	17.0	1.033	0.661	10374	3.1

Tabelle 7: Charakteristische Bruchparameter des Gebirge FVM-S-PS

5.2.3 Schematisierung der Konsolidierung

Wie zuvor angedeutet, wurden die Konsolidierungen durch Übertragung einer Kohäsionserhöhung Δc auf die betroffenen Zonen schematisiert. Diese Kohäsionserhöhung wurde laut folgendes Verhältnis gewertet:

$$\sigma_3 = \frac{N_y}{A_{\text{inf}} \cdot \gamma_s}$$

$$\Delta c = \frac{\sigma_3 \cdot \sqrt{k_p}}{2}$$

wobei:

- σ_3 = Confinementdruck
- N_y = Ermüdungswiderstand der Bohrschrauben
- A_{inf} = Einflussfläche jeder Bohrschraube
- γ_s = Sicherheitskoeffizient (1.15)
- K_p = passiver Druckkoeffizient

Die Kohäsionserhöhung auf den Hohlraumrand wurde als Summe der Kohäsionserhöhung, welche sich durch das Vorhandensein von Radialnietungen und Vortriebsrohrschirme ergibt, gewertet. In Bezug zu diesen letzteren, wird festgestellt, dass die Kohäsionserhöhung durch Projizierung des Ermüdungswiderstands der Rohrschirme in Richtung der Radialnietungen bewertet wurde.

forza sbilanciata arriva ad un valore minore di una tolleranza prestabilita.

5.2.2 Modello costitutivo dell'ammasso

L'ammasso è stato modellato come un mezzo continuo elasto-plastico avente criterio di resistenza di tipo Mohr-Coulomb con softening e legge di flusso non associata. In particolare sono state assegnate le caratteristiche elastiche (modulo di deformazione e coefficiente di Poisson), elasto-plastiche (angolo di resistenza al taglio e coesione, di picco e residui) e fisiche (densità) proprie delle rocce interessate dallo scavo.

5.2.3 Schematizzazione dei consolidamenti e

Come precedentemente accennato, i consolidamenti sono stati schematizzati assegnando un incremento di coesione Δc alle zone interessate. Tale incremento è stato valutato secondo la seguente relazione:

dove:

- σ_3 = Pressione di confinamento
- N_y = Resistenza allo snervamento degli autopercoranti
- A_{inf} = Area di influenza di ciascun autopercorante
- γ_s = coefficiente di sicurezza (1.15)
- K_p = coefficiente di spinta passiva

L'incremento di coesione sul contorno del cavo è stato valutato come somma dell'incremento di coesione dovuta alla presenza delle chiodature radiali e da quelle in avanzamento. In merito a quest'ultimi, si precisa che l'incremento di coesione è stato valutato proiettando la resistenza allo snervamento degli elementi in avanzamento nella direzione delle chiodature radiali.

Angesichts der Eingriffseigenschaften des Ausbruchquerschnitts C-T5:

- Radialnietungen mit Bohrschrauben R38N mit quadratischem Raster 1.5 x 1.5 m;
- Vortriebsrohrschirme, mit Bohrschrauben R51N, Abstand 0.75 x 3 m, mit 20° Neigung, ausgeführt;
- Nr. 26 Bohrschrauben R51N an der Ortsbrust,

ergeben sich folgende Parameter:

Considerando le caratteristiche degli interventi della sezione C-T5:

- Chiodature radiali costituite da autoperforanti R38N a maglia quadrata 1.5 x 1.5 m;
- Chiodature in avanzamento realizzati mediante autoperforanti R51N a passo 0.75 x 3 m, inclinati di 20° sull'orizzontale;
- n°26 autoperforanti R51N sul fronte.

si ricavano i seguenti parametri:

Consolidamenti Sezione C-T5								
Contorno				Fronte				
σ_3	Δc	c_{picco}	c_{res}	n. inclusi	σ_3	Δc	c_{picco}	c_{res}
0.323	0.243	1.275	0.904	26	0.370	0.278	1.310	0.939

Tabelle 8: angewandte Parameter für die an Rand und Ortsbrust konsolidierten Zonen

Tabella 8: Parametri adottati per le zone consolidate sul contorno e sul fronte

5.2.4 Modell zur Festlegung der Kurve Konvergenz-Ortsbrustabstand

Das benutzte Modell (Figura 2) ist 100 m x 150 m groß; die Wirkung der Überdeckung (700 m) wurde mittels einen lithostatischen Druck entlang der Gitterrostoberfläche schematisiert. Die Maße der Elemente variieren von 25 x 50 cm im Ausbruchbereich bis 2 x 0.5 m im äußersten Bereich; die oberen und unteren Ränder sind in Längsrichtung mittels Wagen gebunden worden.

Die Präsenz der Ortsbrust- und Randkonsolidierungen wurde durch Übertragung der im vorhergehenden Kapitel festgelegten Kohäsionen auf die vor der Abbaufont vorgelagerten Bereiche, auf eine der Mindestüberlappung der Stäbe entsprechenden Länge (6 m), und am Rand auf eine Breite von 4.5 m, modelliert. Folgende Abbildung stellt diese Zonen dar.

5.2.4 Modello per la determinazione della curva Convergenza - Distanza dal fronte

Il modello utilizzato (Figura 2) ha dimensioni di 100 m x 150 m; l'effetto della copertura (700 m) è stato schematizzato mediante una pressione litostatica lungo la superficie della griglia. Gli elementi hanno dimensioni variabili da 25 x 50 cm nell'area di scavo a 2 x 0.5 m nell'area più esterna; i boundary superiori e inferiori sono stati vincolati in direzione longitudinale mediante dei carrelli.

La presenza dei consolidamenti al fronte e al contorno è stata modellata assegnando alle zone antistanti il fronte di scavo, per una lunghezza pari alla sovrapposizione minima delle barre (6 m), e sul contorno, per una larghezza di 4.5 m, le coesioni definite al paragrafo precedente. La seguente figura rappresenta tali zone.

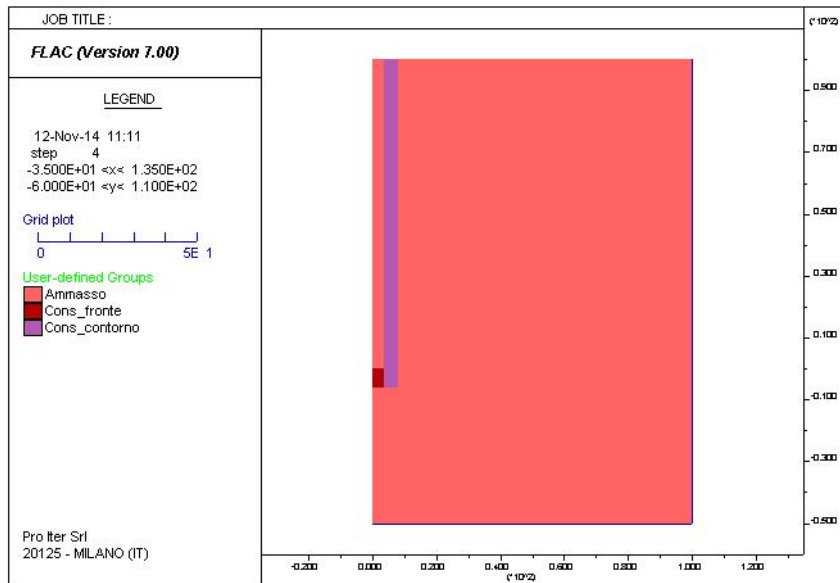


Abbildung 2: Berechnungsmodell

Figura 2: Modello di calcolo

Der Tunnelausbruch wurde durch Annullierung der dem Ausbruch entsprechenden Zonen, und durch Anwendung eines äquivalenten Drucks auf den Rand simuliert. Dieser Druck, ausgehend vom geostatischen Druck, wurde stufenweise bis zu dessen kompletten Annullierung reduziert.

Lo scavo della galleria è stato simulato annullando le zone corrispondenti allo scavo e applicando sul contorno una pressione equivalente. Tale pressione, a partire dalla pressione geostatica, è stata ridotta per step fino al suo completo annullamento.

Einst die Konvergenz erreicht, wurden die Verschiebungen in Richtung x aller Konten am Ausbruchrand registriert, wobei die Kurve Konvergenz - Ortsbrustabstand entnommen wurde.

Raggiunta la convergenza sono stati registrati gli spostamenti in direzione x di tutti i nodi sul contorno dello scavo, ricavando così la curva Convergenza - Distanza dal fronte.

Dasselbe Modell wurde auch zur Rückverfolgung der analytischen Kurve von Ribacchi ohne Konsolidierungen genutzt.

Il medesimo modello è stato utilizzato anche per ripercorrere la curva analitica di Ribacchi in assenza di consolidamenti.

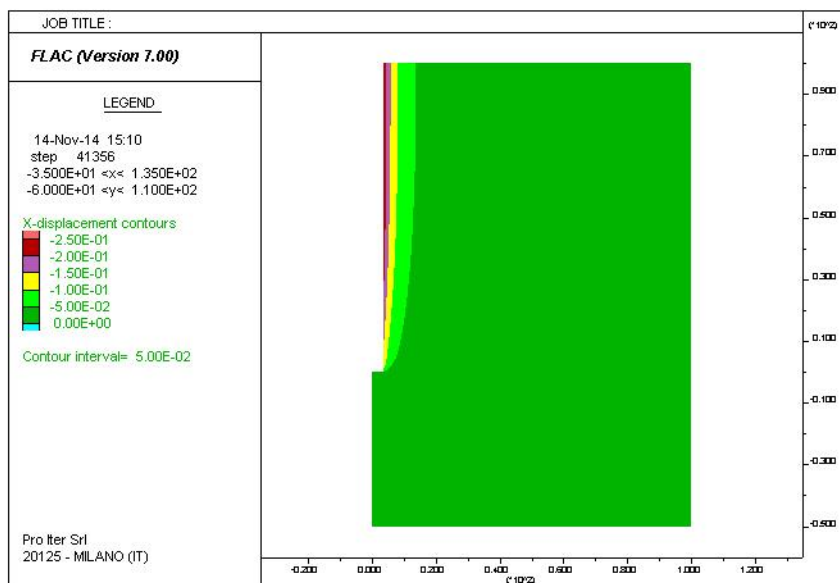


Abbildung 3: horizontale Verschiebung - Modell mit Konsolidierungen

Figura 3: Spostamenti in direzione orizzontale - Modello con consolidamenti

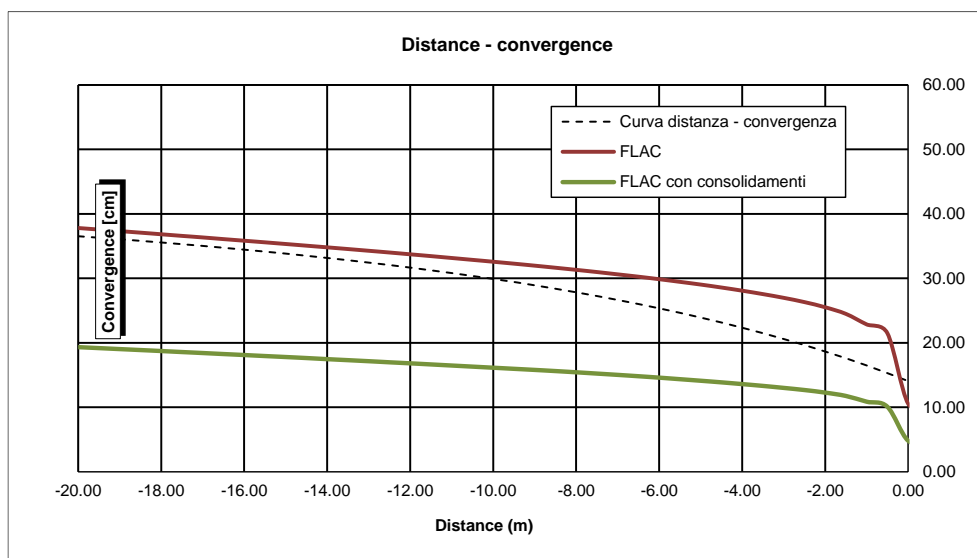


Abbildung 4: Kurve Konvergenz - Ortsbrustabstand

Figura 4: Curva Convergenza - Distanza dal fronte

Aus dem Vergleich der drei Kurven kann beobachtet werden, dass

- die aus der FLAC Analyse ohne Konsolidierungen entnommene Kurve bildet mit guter Näherung die theoretische Kurve nach, besonders weit von der Ortsbrust entfernt. Die Abweichung zwischen den zwei Kurven ergibt sich aufgrund der Annahmen, welche der theoretischen Kurvenberechnung zu Grunde liegen. Tatsächlich wird in der letzteren angenommen, dass die Ortsbrustkonvergenz ein fixer Prozentsatz (0.3%) der absoluten Konvergenz sei.
- die geplanten Konsolidierungen reduzieren merklich die Konvergenzen; insbesondere reduziert sich die Ortsbrustkonvergenz auf 5 cm, ca. 15% des Ausbruchsradius, wobei sie die Ausbruchphasensicherheit garantiert.

5.2.5 Modell zur Festlegung der Kurve Radialdruck - Konvergenz

Das benutzte Modell (Figura 2) ist 100 m x 1 m groß; die Wirkung der Überdeckung (700 m) wurde mittels eines lithostatischen Druck entlang der rechten Rands schematisiert. Die Maße der Elemente sind von 25 x 33 cm im konsolidierten Bereich, dagegen wurde das Gebirge mit 1 x 0.33 m großen Elementen schematisiert; die oberen und unteren Ränder sind in Längsrichtung mittels Wagen gebunden worden.

Die Präsenz der Randkonsolidierungen wurde durch Übertragung der in Kapitel 5.2.3 bestimmten Kohäsionen, auf den Hohlraumrand, auf eine Breite von 4.5 m, modelliert. Folgende Abbildung stellt diese Zonen dar.

Dal confronto delle tre curve si può osservare che:

- La curva ricavata dall'analisi FLAC in assenza di consolidamenti riproduce con buona approssimazione la curva teorica, soprattutto lontano dal fronte. La divergenza tra le due curve è dovuta alle ipotesi che stanno alla base del calcolo della curva teorica. In quest'ultima, infatti, si ipotizza che la convergenza al fronte sia una percentuale fissa (0.3%) della convergenza assoluta.
- I consolidamenti previsti riducono sensibilmente le convergenze; in particolare, la convergenza al fronte si riduce a 5 cm, pari a circa il 1.5% del raggio di scavo, garantendo la sicurezza in fase di scavo.

5.2.5 Modello per la determinazione della curva Pressione radiale - Convergenza

Il modello utilizzato (Figura 5) ha dimensioni di 100 m x 1 m; l'effetto della copertura (700 m) è stato schematizzato mediante una pressione litostatica lungo il boundary di destra. Gli elementi hanno dimensioni di 25 x 33 cm nell'area di scavo e nell'area consolidata mentre l'ammasso è stato schematizzato con elementi di dimensioni 1 x 0.33 m; i boundary superiori e inferiori sono stati vincolati in direzione longitudinale mediante dei carrelli.

La presenza dei consolidamenti al contorno è stata modellata assegnando alle zone sul contorno del cavo, per una larghezza di 4.5m, le coesioni definite al paragrafo 5.2.3. La seguente figura rappresenta tali zone.

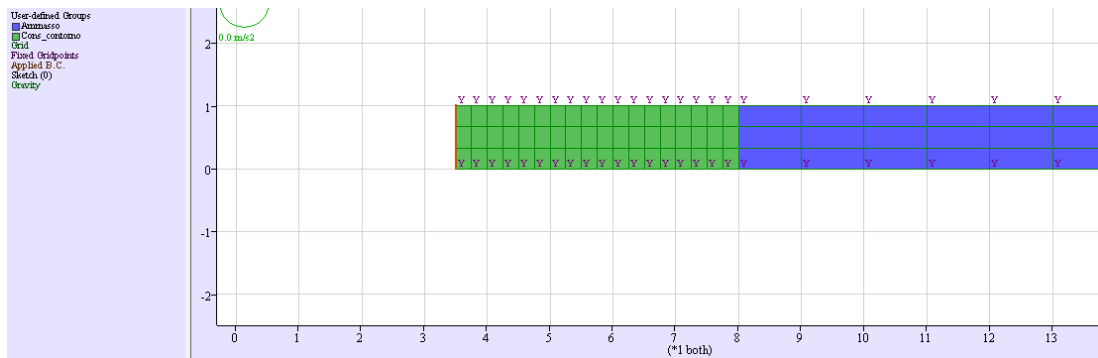
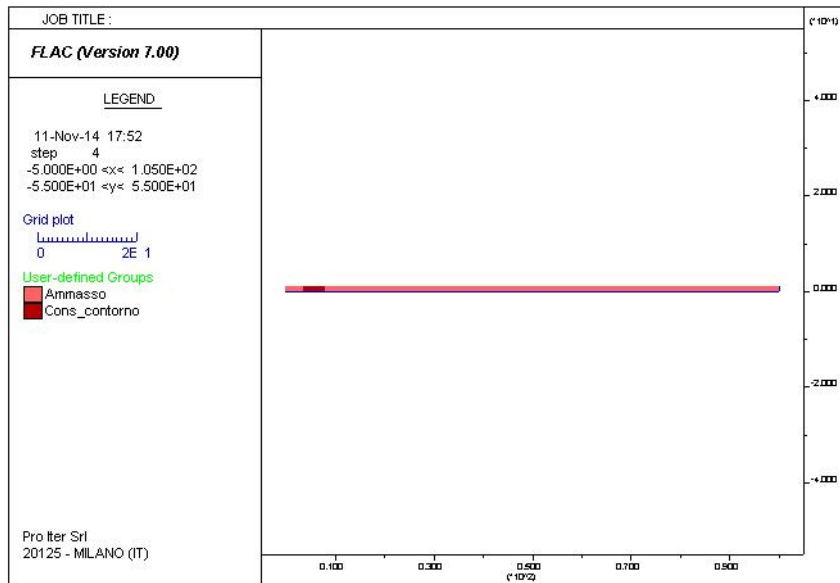


Abbildung 5: Berechnungsmodell

Figura 5: Modello di calcolo

Der Tunnelausbruch wurde durch Annullierung der dem Ausbruch entsprechenden Zonen (x zwischen 0 und 3.5 m), und durch Anwendung eines äquivalenten Drucks auf den Ausbruchrand simuliert. Dieser Druck, ausgehend vom geostatischen Druck, wurde stufenweise bis zu dessen kompletten Annullierung reduziert.

An jeder Entladungsstufe wurde die entsprechende Verschiebung in Richtung x registriert, wobei die Kurve Radialdruck -Konvergenz entnommen wurde.

Dasselbe Modell wurde auch zur Rückverfolgung der analytischen Kurve von Ribacchi ohne Konsolidierungen genutzt.

Lo scavo della galleria è stato simulato annullando le zone corrispondenti allo scavo (x compreso tra 0 e 3.5 m) e applicando sul contorno dello scavo una pressione equivalente. Tale pressione, a partire dalla pressione geostatica, è stata ridotta per step fino al suo completo annullamento.

Ad ogni step di scarico si è registrato il corrispondente spostamento in direzione x, ricavando così la curva Pressione radiale - Convergenza.

Il medesimo modello è stato utilizzato anche per ripercorrere la curva analitica di Ribacchi in assenza di consolidamenti.

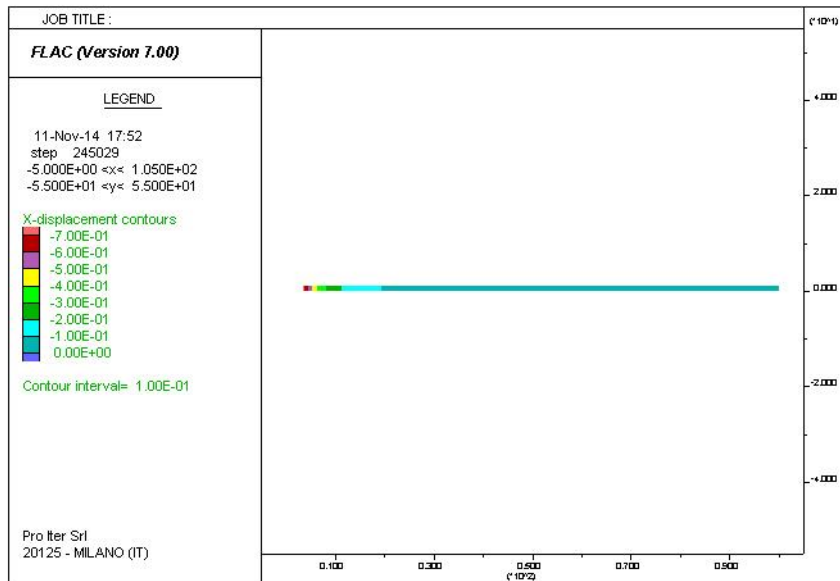


Abbildung 6: Horizontale Verschiebungen - Modell mit Konsolidierungen

Figura 6: Spostamenti in direzione orizzontale - Modello con consolidamenti

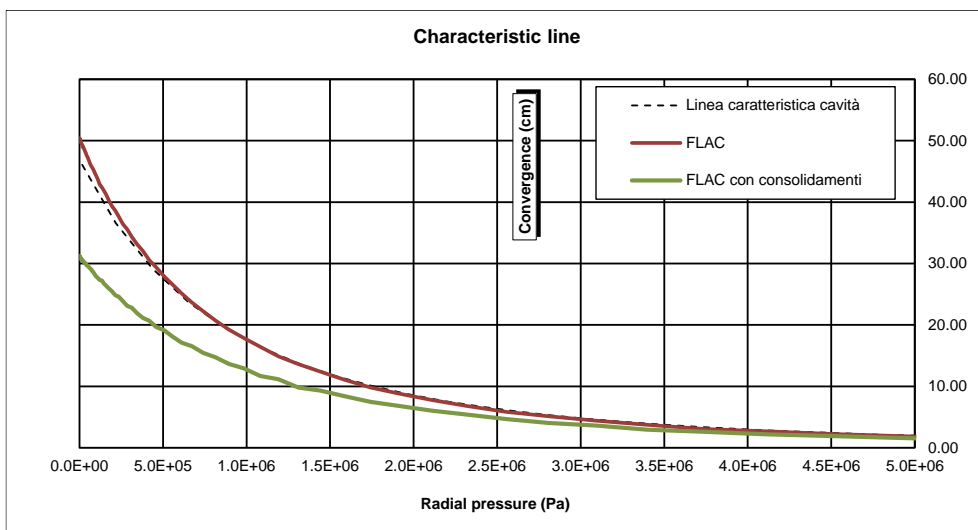


Abbildung 7: Radialdruck - Konvergenz Kurve

Figura 7: Curva Pressione radiale - Convergenza

Aus dem Vergleich der drei Kurven kann beobachtet werden, dass

- die aus der FLAC Analyse ohne Konsolidierungen entnommene Kurve bildet mit gute Näherung die theoretische Kurve nach.
- die geplanten Konsolidierungen reduzieren merklich bei nicht gestütztem Hohlraum die Konvergenzen; die Höchstkonvergenz reduziert sich von 47 cm auf 30 cm.

Dal confronto delle tre curve si può osservare che:

- La curva ricavata dall'analisi FLAC in assenza di consolidamenti riproduce con ottima approssimazione la curva teorica.
- I consolidamenti previsti sul contorno riducono sensibilmente le convergenze; a cavità non sostenuta, la convergenza massima si riduce da 47 cm a 30 cm.

5.2.6 Bemessung der Außenschale

Die Außenschale wurde durch Überlappung der Außenschalenkennlinie auf die Hohlraumkennlinie bemessen.

In Anbetracht einer Schalenbemessung mit dem Kennlinienverfahren, wenn man mit k die elastische Schalensteifigkeit kennzeichnet, wird der elastische Teil der charakteristischen Schalenkurve mittels folgendem Verhältnis ermittelt:

$$P = k \cdot u$$

in dem:

- P = auf die Schale wirkender Außendruck;
- k = Schalensteifigkeit;
- u = radiale Verformung oder Verschiebung am Hohlraumrand.

Wenn die Schale aus zwei unterschiedlichen Stützsystemen besteht (z.B. Spritzbeton und Lehrgerüste), empfiehlt die Literatur die Gesamtsteifigkeit des Systems als Summe der einzelnen Steifigkeiten jeder Komponente zu berechnen.

Daher wurden die Steifigkeiten der Schalenkomponente durch die Verwendung folgende Formeln (mit Annahme der kreisförmigen Spritzbetonschale). Für den Spritzbeton wurde dieses Verhältnis genutzt:

$$k_c = \frac{E_c \cdot (R_i^2 - (R_i - s_c)^2)}{(1 + \nu_c) \cdot R_i \cdot ((1 - 2\nu_c) \cdot R_i^2 + (R_i - s_c)^2)}$$

wobei:

- E_c = Elastizitätsmodul des Betons;
- ν_c = Poisson-Modul des Betons;
- R_i = Ausbruchradius;
- s_c = Stärke des Spritzbetonrings;

hingegen wurde für die Lehrgerüste dieser Ausdruck genutzt:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{S \cdot R_s^2}{E_s \cdot A_s}$$

bei dem:

- k_s = Steifigkeit der Lehrgerüste;
- R_s = entsprechender Radius des Lehrgerüsts;
- S = Zwischenabstand der Lehrgerüste;

5.2.6 Dimensionamento dei rivestimenti di prima fase

Il rivestimento di prima fase è stato dimensionato sovrapponendo alla Linea Caratteristica della cavità, la Linea Caratteristica del rivestimento di prima fase.

Nell'ottica di un dimensionamento dei rivestimenti con il metodo delle Linee Caratteristiche, se si indica con k la rigidezza elastica del rivestimento, la parte elastica della curva caratteristica del rivestimento è individuata dalla seguente relazione:

in cui:

- P è la pressione esterna agente sul rivestimento;
- k è la rigidezza del rivestimento;
- u è la deformazione o spostamento radiale al contorno della cavità.

Quando il rivestimento è costituito da due sistemi distinti di sostegno (ad esempio, calcestruzzo proiettato e centine), la letteratura suggerisce di calcolare la rigidezza complessiva dell'intero sistema come somma delle singole rigidezze di ciascun componente.

Si sono dunque calcolate le rigidezze dei componenti del rivestimento, attraverso l'impiego delle seguenti formule (con l'ipotesi di forma circolare del rivestimento in calcestruzzo proiettato). Per il calcestruzzo proiettato si è utilizzata la relazione:

dove:

- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;
- ν_c è il modulo di Poisson del calcestruzzo;
- R_i è il raggio di scavo;
- s_c è lo spessore dell'anello di calcestruzzo proiettato;

mentre per le centine si è utilizzata l'espressione:

nella quale:

- k_s è la rigidezza delle centine;
- R_s è il raggio equivalente della centina;
- S è la spaziatura delle centine;

- A_s = Querschnittswiderstandsfläche des Lehrgerüsts;
- E_s = Young-Modul des Lehrgerüsts.
- A_s è l'area della sezione resistente della centina;
- E_s è il modulo di Young della centina.

Die von den zwei Strukturen angebotenen maximalen Confinementdrücke wurden mit folgenden Verhältnissen berechnet:

Le pressioni massime di confinamento offerte dalle due strutture sono state calcolate con le seguenti relazioni:

$$P_{sc\ max} = \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{(R_i - s_c)^2}{R_i^2} \right)$$

$$P_{ss\ max} = \frac{f_{sd} \cdot A_s}{S \cdot R_s}$$

in dem:

- f_{cd} = Planwiderstand des Spritzbetons;
- R_i = entsprechender Ausbruchradius;
- s_c = Schalenstärke;
- A_s = Querschnittsfläche des Lehrgerüsts;
- f_{sd} = Planwiderstand des Stahls;
- S = Längszwischenabstand der Lehrgerüste;
- R_s = entsprechender Radius des Lehrgerüsts.

in cui:

- f_{cd} resistenza di progetto del cls proiettato;
- R_i raggio equivalente di scavo;
- s_c spessore del rivestimento;
- A_s area della sezione trasversale della centina;
- f_{sd} resistenza di progetto dell'acciaio;
- S interasse longitudinale delle centine;
- R_s è il raggio equivalente della centina.

Es wurde außerdem angenommen, dass dieses die kurzfristigen Widerstände seien:

Si è inoltre assunto che le resistenze a breve termine siano:

$$f_{cd} = 0.83 \cdot 0.8 \cdot \frac{R_{ck}}{1.5 \cdot 1.3}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{1.15 \cdot 1.3}$$

Den Widerständen wurde auch der Koeffizient 1.3 angewandt, um die Normkoeffizienten auf den Belastungen zu berücksichtigen, die hier nicht verstärkt wurden.

Alle resistenze è stata applicato anche il coefficiente 1.3 per tener in conto dei coefficienti di Normativa sulle sollecitazioni, qui non amplificate.

Nach der Steifigkeitsermittlung der zwei Komponente wurden in getrennter Weise die zwei erlaubten Höchstverformungen berechnet, als ob jeder Eingriff allein arbeiten würde:

Dopo aver individuato le rigidzze dei due componenti sono state calcolate, in maniera distinta, le due deformazioni massime consentite, come se ciascun intervento agisse da solo:

$$U_{max} = \frac{P_{max}}{k}$$

in dem:

- U_{max} = Höchstkonvergenz;
- P_{max} = maximaler auf der Schale wirkender Druckwert;
- K = Steifigkeit des einzelnen Schalenelements.

in cui:

- U_{max} è la massima convergenza;
- P_{max} il massimo valore di pressione agente sul rivestimento;
- k è la rigidzza del singolo elemento del rivestimento.

Zwischen den zwei Höchstkonvergenzen wurde die kleinere gewählt, weil, wenn sie zusammen wirken, die Stütze mit dem

tieferen u_r Wert den von den zwei Schalen höchst aushaltbaren Druck ermittelt. So wurde der Höchstdruck, der auf die Gesamtschale wirken kann, berechnet (d.h. angesichts der Summe der zwei Steifigkeiten).

Tra le due convergenze massime si è scelta la minore, perché il sostegno con il valore di u_r inferiore individua la massima pressione sostenibile dai due rivestimenti quando essi agiscono insieme. In tal modo è stata calcolata la massima pressione che può agire sul rivestimento complessivo (considerato, cioè, sommando le due rigidità):

$$P_{max} = U_{max} \cdot (k_c + k_s)$$

Es wird allerdings beobachtet, dass die Struktursteifigkeiten, die durch Anwendung der oben beschriebenen Formeln entstehen (welche für geschlossene Kreisgeometrien gelten), extrem hoch sind, und nicht die "Verhaltensbeiwerte berücksichtigen, welche folgende Wirkungen erfassen:

- Kombinationsspiele zwischen Gebirge und Struktur;
- zeitversetzte Entwicklung der Spritzbetonwiderstände im Vergleich zur Anbringung mit folgende fortbestehende Erhöhung des Elastizitätsmoduls;
- Fehlen der sofortigen Schließung des Rings mit Gegengewölbe.

Aus diesem Grund wurde auch eine konventionelle Schalensteifigkeit bestimmt, in der Annahme, dass der Höchstdruck, welcher von der Schale ausgeht, bei einer Konvergenz von 1% des Ausbruchradius erreicht sein würde.

Folgende Tabelle zeigt die Berechnungen der oben genannten Größen, mit Schätzung einer Mindeststärke der Außenschale, Festigkeitsklasse C30/C37, von 25 cm, bewehrt mit 2 Lehrgerüste IPN160, Abstand 1.5 m.

R_c	S_c	R_s	A_s	S	K_c	K_s	$P_{sc,max}$	$P_{ss,max}$	$U_{max,c}$	$U_{max,s}$	U_{max}	P_{max}	K_c+K_s	
[m]	[m]	[m]	[-]	[m ²]	[m]	[MPa/m]	[MPa/m]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa/m]	
3.35	0.25	3.35	2IPN160	0.00456	1.50	835.3	55.8	0.905	0.215	0.0011	0.004	0.0011	0.97	891.1

Tabelle 9: Charakteristika der Außenschale C-T5

In Folge werden die Diagramme mit der Überlappung der Außenschalenkennlinie aufgezeigt.

Si osserva tuttavia che la rigidità della struttura derivata dall'applicazione delle formule sopra esposte (valide per geometrie circolari chiuse) sono estremamente elevate e non tengono conto di "coefficienti di comportamento" che considerino gli effetti di:

- giochi di accoppiamento tra ammasso e struttura;
- sviluppo differito delle resistenze del calcestruzzo proiettato rispetto alla messa in opera e conseguente progressivo aumento nel tempo del modulo elastico;
- mancanza di chiusura immediata dell'anello con arco rovescio.

Per tale motivo è stata definita anche una rigidità convenzionale del rivestimento ipotizzando che la pressione massima fornita da quest'ultimo venga raggiunta in corrispondenza di una convergenza pari all'1% del raggio di scavo.

La seguente tabella riporta il calcolo delle sopracitate grandezze considerando uno spessore minimo del rivestimento di prima fase C30/37 pari a 25 cm armato con 2 centine IPN160 a passo 1.5 m.

Tabella 9: Caratteristiche rivestimenti di prima fase C-T5

Di seguito sono riportati i grafici con la sovrapposizione della Linea Caratteristica del rivestimento di prima fase.

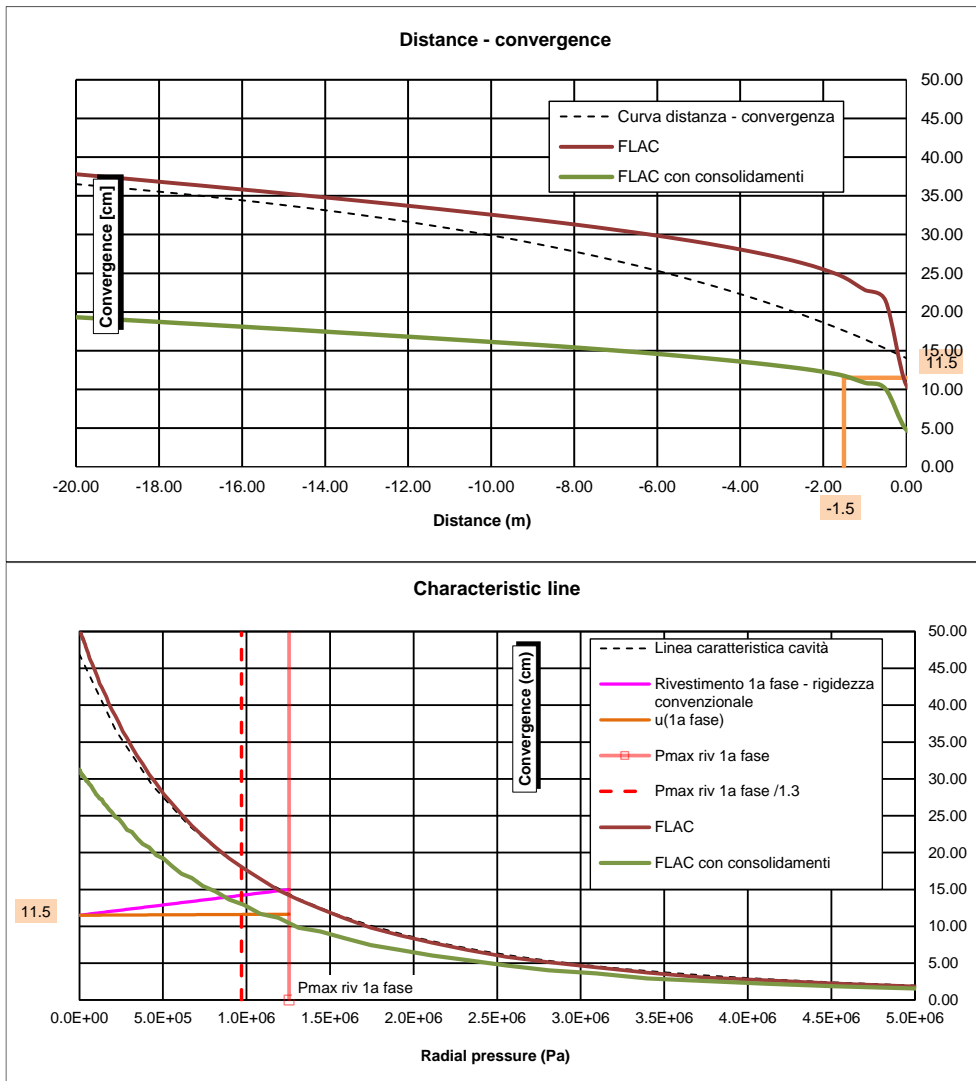


Abbildung 8: Überlappung Kennlinie des Hohlraums und der Schale C-T5

Figura 8: Sovrapposizione Linea Caratteristica della cavità e del rivestimento C-T5

Aus der Ergebnisanalyse entnimmt man, dass:

- der Höchstdruck auf die Außenschale, angesichts der realen Schalensteifigkeit und der Kennlinie des nicht gestützten Hohlraums, würde, auch ohne Berücksichtigung des Koeffizienten auf Lasten 1.3, entschieden höher sein als der von der Schale selbst ertragbare Grenzdruck. ($P_{Ed}=1650 \text{ kPa} \gg P_{Max}=1250 \text{ kPa}$).
- Unter Berücksichtigung eines Beitrags der Konsolidierungen, reduziert sich die Last auf die Schale auf 1100kPa; dieser Werte liegt unter dem von der Schale ertragbaren Grenzwert, aber über dem von der Schale durch den Koeffizienten auf Lasten 1.3 multipliziertem ertragbaren Grenzwert. ($P_{Max/1.3} = 970 \text{ kPa} < P_{Ed}=1100 \text{ kPa} < P_{Max}=1250 \text{ kPa}$).
- Unter Berücksichtigung der "Verhaltensbeiwerte" zwischen Gebirge und Struktur, reduziert sich die Last weiter bis auf 850 kPa. Dieser Wert erlaubt sämtliche

Dall'analisi dei risultati si evince che:

- La pressione massima sul rivestimento di prima fase, considerando la rigidezza reale del rivestimento e la Linea Caratteristica della cavità non sostenuta, sarebbe decisamente superiore alla pressione limite sopportabile dal rivestimento stesso, anche senza considerare il coefficiente sui carichi 1.3. ($P_{Ed}=1650 \text{ kPa} \gg P_{Max}=1250 \text{ kPa}$).
- Considerando il contributo dei consolidamenti, il carico sul rivestimento si riduce a 1100kPa, valore inferiore al carico limite sopportabile dal rivestimento ma superiore al valore del carico limite sopportabile dal rivestimento fattorizzato del coefficiente sui carichi 1.3 ($P_{Max/1.3} = 970 \text{ kPa} < P_{Ed}=1100 \text{ kPa} < P_{Max}=1250 \text{ kPa}$).
- Considerando i "coefficienti di comportamento" tra ammasso e rivestimento, il carico si riduce ulteriormente, fino a 850 kPa. Tale valore consente di

von den Bestimmungen auferlegten Koeffizienten einzuhalten. ($P_{Ed}=850 \text{ kPa} < P_{Max/1.3} = 970 \text{ kPa}$)

rispettare tutti i coefficienti imposti dalla Normativa. ($P_{Ed}=850 \text{ kPa} < P_{Max/1.3} = 970 \text{ kPa}$)

In Anbetracht der oben genannten Betrachtungen, ist die für den Ausbruchquerschnitt C-T5 vorgesehene Schale im Stande die Hohlraumstabilität zu gewährleisten.

Alla luce delle sopracitate considerazioni, il rivestimento previsto per la sezione C-T5 è in grado di garantire la stabilità del cavo.

In folgende Abbildung wird die Außenschalenüberprüfung des dem Gebirge FVM-S-B angewandten Ausbruchquerschnitts C-T4 aufgezeigt.

Nella seguente figura è riportata la verifica dei rivestimenti di prima fase della sezione C-T4, applicata nell'ammasso FVM-S-B.

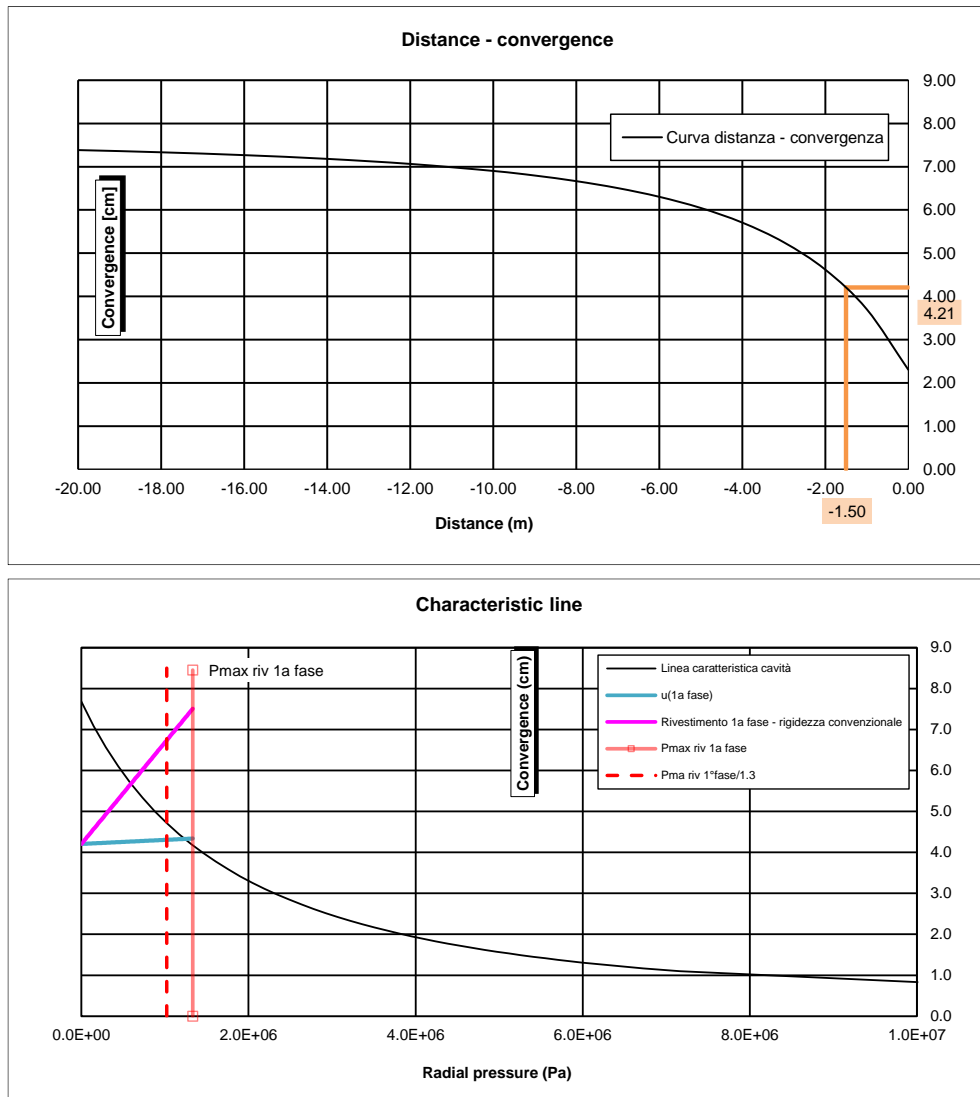


Abbildung 9: Überlappung Kennlinie des Hohlraums und der Schale C-T4

Figura 9: Sovrapposizione Linea Caratteristica della cavità e del rivestimento C-T4

Die Außenschale ohne Konsolidierungen wird unter Berücksichtigung der konventionellen Schalensteifigkeit überprüft, d.h. in dem die "Verhaltensbeiwerte" zwischen Gebirge und Struktur beachtet werden. Es muss allerdings daran erinnert werden, dass der Regelquerschnitt C-T4 auch die Möglichkeit von Ortsbrust- und Vortriebsmaßnahmen vorsieht.

In assenza di consolidamenti del cavo, il rivestimento di prima fase è verificato considerando la rigidezza convenzionale del rivestimento, vale a dire tenendo in considerazione i "coefficienti di comportamento" tra ammasso e struttura. Va tuttavia ricordato che la sezione tipo C-T4 prevede anche la possibilità di realizzare interventi sul fronte e in avanzamento.

6 INNENSCHALE

6.1 STABWERKSMODELLE

Die Beanspruchungen der Innenschale wurden durch den Kodex SAP2000© (basiert auf die Finite-Elemente-Methode) mit den Stabwerksmodellen berechnet.

Die FEM Berechnung wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

Es wird ein Tunnelquader mit einheitliche Tiefe (1m) berücksichtigt und es wird, mittels ebenen Finite-Elemente des Typs Träger (beam), ein Strukturmodell festgelegt. Die Tunnelschale ist durch Elemente mit einer Länge unter 0.5 m schematisiert, welche die reellen Stärken des erfassten strukturellen Elements erweisen (Kappe, Widerlager, Gegenbogen/Grundplatte).

Die strukturelle Steifigkeit der Trägerelemente wird mit $E'_c \times I_g$ des nicht gerissenen Querschnitts berechnet. Das Trägheitsmoment I_g wird angesichts der Ausbruchquerschnittachse aus Beton berechnet, indem das Vorkommen des Stahls, wo dieser vorhanden ist, übergangen wird. Das elastische Modul E'_c bei ebene Verformungslage ist:

$$E'_c = \frac{E_c}{(1 + \nu^2)}$$

wobei:

- E_c = Modul der Betonelastizität;
- ν = Poisson Verhältnis (0.2);

Zur Modellierung des unbewehrten Betons wird ein formendes Modell des elastisch-linearen Materials verwendet. Infolge des Verlusts an Querschnittssteifigkeit, welcher durch die Öffnung von Spalten dort wo die Betonzugfestigkeit überwunden wird (Bildung von plastischen Scharnieren), verursacht ist, wird, laut Absatz 12.5 des EC2, die Neuverteilung der Belastungen erwogen. Die Modellierung der plastischen Scharniere erfolgt durch den Einsatz von Torsionsfedern dessen Steifigkeit mit der Pöttler-Methode [34][35] iterativ berechnet wird.

Zur Bemessung der Innenschalen des Erkundungsstollens und dessen logistischen Ausweichen wird auf die spezifischen Berichte der, bereits im Rahmen des Baulos Mauls 1, entsprechenden vorgetriebenen Ausbruchquerschnitte [7][8][9][10][11] verwiesen. Insbesondere, für die Ausbruchquerschnitte C-T2 und C-T3 siehe Bericht der Innenschalen des Ausbruchquerschnitts C-E-Ta [7]; für Ausbruchquerschnitt C-T4 siehe Bericht der Innenschalen des Ausbruchquerschnitts C-E-Tb [7]; für Ausbruchquerschnitt C-T5 siehe Bericht der Innenschalen des Ausbruchquerschnitts C-E-Tc [7]; schließlich für die logistischen Ausweichen siehe Bericht der Innenschalen der Ausbruchquerschnitte PL-E-T1/T2 [7].

6 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

6.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE

Le sollecitazioni nei rivestimenti definitivi sono state calcolate tramite il codice SAP2000© (basato sul Metodo degli Elementi Finiti) con il metodo delle reazioni iperstatiche.

L'analisi FEM è svolta secondo i seguenti criteri.

Si considera un concio di galleria di profondità unitaria (1m) e si definisce un modello della struttura mediante elementi finiti piani di tipo trave (beam). Il rivestimento della galleria è schematizzato con elementi di lunghezza inferiore a 0.5 m aventi gli spessori reali dell'elemento strutturale considerato (calotta, piedritto, arco rovescio/platea).

La rigidità strutturale degli elementi trave è calcolata come $E'_c \times I_g$. Il momento d'inerzia I_g è calcolato rispetto all'asse della sezione in calcestruzzo trascurando la presenza dell'acciaio ove presente. Il modulo elastico E'_c , in condizioni di deformazioni piane, vale:

Dove:

- E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo;
- ν = rapporto di Poisson (0.2);

Per la modellazione del calcestruzzo non armato si utilizza un modello costitutivo del materiale elastico-lineare. Viene presa in considerazione la redistribuzione delle sollecitazioni in seguito alla perdita di rigidità sezionale causata dall'apertura di fessure laddove venga superata la resistenza a trazione del calcestruzzo (formazione di cerniere plastiche), in accordo con il paragrafo 12.5 dell'EC2. La modellazione delle cerniere plastiche avviene mediante l'inserimento di molle torsionali la cui rigidità è calcolata iterativamente mediante il metodo di Pöttler [34], [35].

Per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi del Cunicolo Esplorativo e delle sue piazzole logistiche si rimanda alle relazioni specifiche delle corrispondenti sezioni già scavate nell'ambito del Lotto Mules1 [7][8][9][10][11]. Nello specifico, per le sezioni C-T2 e C-T3 si veda la relazione dei rivestimenti definitivi della sezione C-E-Ta [7]; per la sezione C-T4 si veda la relazione dei rivestimenti definitivi della sezione C-E-Tb/Td [8]; per la sezione C-T5 si veda la relazione dei rivestimenti definitivi della sezione C-E-Tc [9]; infine, per le piazzole logistiche si veda la relazione dei rivestimenti definitivi delle sezioni PL-E-T1/T2 [10].

Zur Bemessung der Innenschale der TBM Montage Kaverne, C-M-T3, siehe Bericht der Innenschalen des Ausbruchquerschnitts MCSS-E-T [7].

Die Bemessung des Basistübbing, das für die bereits vorgetriebene Stollenstrecke [7] ausgeführt wurde, bleibt auch für die gegenständliche Strecke weiterhin gültig.

In Folge werden die in die oben abgerufenen Berichte angewandten Berechnungsprinzipien aufgerufen.

6.2 MODELLIERUNG DER BETTUNG

Die Zusammenwirkung Boden-Struktur wird mittels Einsatz von Link Elementen simuliert, die in Höhe der Modellknoten gesetzt werden und die, nur bei Komprimierung, in der Lage sind der Struktur eine Reaktion zu übertragen die dem Annäherungsdruck Boden-Struktur entspricht.

Die Steifigkeit der Pleuel wird angesichts des Reaktionsmoduls des Bodens k und der Schnittstelle bestimmt.

Die erste wird gemäß den späterhin beschriebenen Verhältnissen bestimmt, respektive für gekrümmte und gradlinige Oberflächen. Die zweite ist, den Eigenschaften des Abdichtungsstreifens zufolge, mit $60'000 \text{ kN/m}^3$ angenommen worden. Letztere hat eine Verschiebungswertigkeit unter 0.5 cm . Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

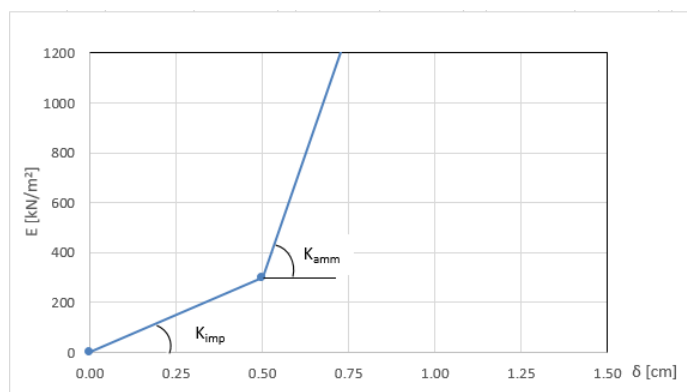


Abbildung 10: Schematisierung der Schnittstelle

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo del Cameroni di Montaggio TBM, CM-C-T3, si veda la relazione dei rivestimenti definitivi della sezione MCSS-E-T [11].

Il dimensionamento del concio di base prefabbricato, effettuato per la tratta del cunicolo già scavata [12], continua a mantenere la sua validità anche nella tratta in oggetto.

Nel seguito sono richiamati i principi di calcolo adottati nelle relazioni soprariamate.

6.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'interazione terreno-struttura viene simulata mediante l'utilizzo di elementi link, posti in corrispondenza dei nodi del modello, e in grado di trasmettere alla struttura, solo se compressi, una reazione pari alla pressione di contatto terreno-struttura.

La rigidità delle bielle è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno k e dell'interfaccia.

La prima è definita secondo la relazione di seguito descritta per superfici curve. La seconda è stata assunta pari a $60'000 \text{ kN/m}^3$ in virtù delle caratteristiche del pacchetto di impermeabilizzazione. Quest'ultima ha valenza per spostamenti inferiori a 0.5 cm . Superati tali spostamenti, la rigidità dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidità tangenziale è stata trascurata.

Figura 10: Schematizzazione dell'interfaccia

6.2.1 Modellierung der Bettung

Zur Bestimmung der radialen Bettung der Innenschale im Gebirge wird das Elastizitätsmoduls E , der Poisson Koeffizient ν des Gebirges, sowie der entsprechende Innenschalenradius R des Tunnels berücksichtigt:

$$K_R = E * \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu) * R} = \frac{E_S}{R}$$

Wobei:

6.2.1 Rigidezza radiale

Per la definizione della rigidità del letto di molle radiali che simulano la presenza dell'ammasso, si tiene conto del modulo elastico E , del coefficiente di Poisson ν dell'ammasso roccioso e del raggio interno R della galleria.

Dove:

- K_R = Steifigkeit der radialen Bettung Innenschale – Gebirge [MN/m³]
- E = Elastizitätsmodul des Gebirges
- E_S = Steifemodul des Gebirges
- ν = Poisson Beiwert des Gebirges
- R = Tunnelradius - Systemlinie

- K_R = rigidezza del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/m³]
- E = modulo elastico dell'ammasso roccioso
- E_S = modulo edometrico dell'ammasso roccioso
- ν = coeff. di Poisson dell'ammasso roccioso
- R = raggio della galleria

6.3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

- G = ständige Einwirkungen
- Q = vorübergehende Einwirkungen
- A = außergewöhnliche Einwirkungen (z.B. Brand, Anprall, Explosion)
- E = Erdbeben

6.3.1 Eigengewicht G1

Das für die Berechnung des Eigengewichts verwendete Volumen basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

Das spezifische Eigengewicht des Stahlbetons ist mit $\gamma = 25\text{kN/m}^3$ zu berücksichtigen.

6.3.2 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3

Das für die Berechnung des Eigengewichts verwendete Volumen basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

Das spezifische Gewicht des unbewehrten Betons wird mit $\gamma_{c,na} = 24\text{kN/m}^3$ angenommen.

Das spezifische Gewicht des Stahlbetons wird mit $\gamma_{c,ar} = 25\text{kN/m}^3$ angenommen.

6.3.3 Wasserdruck G4

Der hydrostatische Druck wird als Last auf die Schale in deren Radialrichtung angewandt.

Für drainierte Tunnels (druckentlastet) wird der Wasserdruck, bei Regelquerschnitten mit Sohlgewölbe, nur vom Ende unter dem Sohlgewölbe bis auf Höhe der Ulmenlängsdrainage berücksichtigt. Die Wasserlasten werden laut folgendes Schema angesetzt:

6.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

- G = Azioni permanenti
- Q = Azioni variabili
- A = Azioni eccezionali (per es. incendio, urto, esplosione)
- E = Azioni sismiche

6.3.1 Peso proprio G1

Il volume utilizzato per il calcolo del peso proprio si basa sulle dimensioni effettive della struttura.

Il peso specifico del calcestruzzo viene assunto pari $\gamma = 25\text{kN/m}^3$.

6.3.2 Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3

Il volume utilizzato per il calcolo del peso proprio si basa sulle dimensioni effettive della struttura.

Il peso specifico del calcestruzzo non armato viene assunto pari a $\gamma_{c,na} = 24\text{kN/m}^3$.

Il peso specifico del calcestruzzo armato viene assunto pari a $\gamma_{c,ar} = 25\text{kN/m}^3$.

6.3.3 Pressione idraulica G4

La pressione idrostatica si applica come carico sul rivestimento nella sua direzione radiale.

Per il caso di galleria drenata (senza pressione) nelle sezioni tipi con arco rovescio, il carico idraulico viene considerato solo dal vertice inferiore al di sotto dell'arco rovescio fino all'altezza del drenaggio sul piedritto. Il carico idraulico viene applicato secondo lo schema seguente:

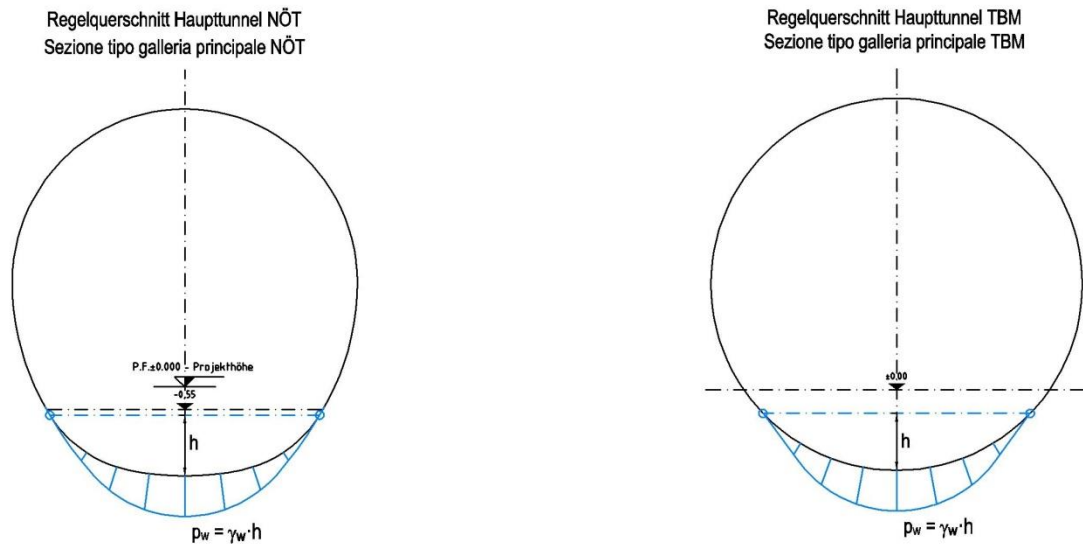


Abbildung 11: Hydrostatische Druck – drainierter Regelquerschnitt

Figura 11: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata

6.3.4 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast an der Kappe wurde gemäß Bieniawski-Theorie berechnet und in das Berechnungsmodell mittels äquivalente Knotenkräfte eingesetzt.

Diese Aktionen ergeben sich aus verschiedenen Beiträgen welche in vertikaler und horizontaler Richtung agieren.

Die vertikale Komponente ist mit folgendem Verhältnis zu berechnen:

$$P_v = Y * z + P_{v_{Bieniawski}}$$

Wobei:

- Y = spezifische Gebirgseigengewicht in kN/m^3
- z = Quotendifferenz zwischen dem Punkt auf der Mittellinie der Kappe und den berücksichtigten Schalenpunkt.
- $P_{v_{Bieniawski}}$ = Bezugslast des Gebirge an der Kappe, welche gemäß Bieniawski-Theorie durch folgendes Verhältnis bestimmt wird:

$$P_{v_{Bieniawski}} = Y * b * \frac{(100 - BRMR)}{100}$$

Wobei:

- Y = spezifische Gebirgseigengewicht in kN/m^3
- b = maximale horizontale Ausbruchquerschnittsbreite
- $BRMR$ = Bieniawski-Index

6.3.4 Carico dell'ammasso G5

Il carico d'ammasso in calotta è stato calcolato secondo la teoria di Bieniawski e inserito nel modello di calcolo mediante forze nodali equivalenti.

Tali azioni sono il risultato di diversi contributi agenti in direzione verticale e orizzontale.

La componente verticale è calcolabile attraverso la seguente relazione:

Dove:

- Y è il peso specifico equivalente dell'ammasso espresso in kN/m^3 .
- z rappresenta la differenza di quota tra il punto in mezzeria della calotta e il punto del rivestimento considerato.
- $P_{v_{Bieniawski}}$ è il carico di riferimento dell'ammasso in calotta definito secondo la teoria di Bieniawski mediante la seguente relazione:

Dove:

- Y è il peso specifico equivalente dell'ammasso espresso in kN/m^3 .
- b è l'ampiezza massima della sezione in direzione orizzontale.

Die seitliche Last wurde, gemäß folgendem Verhältnis, proportional zur vertikalen Last angenommen:

- BRMR è l'indice di Bieniawski

Il carico laterale è stato assunto proporzionale a quello verticale secondo la seguente relazione:

$$P_h = P_{V_{\text{Bieniawski}}} * K_0 + Y * z * K_0$$

Sezione tipo	Sez. tipo di riferimento	k0	Y [kN/m ³]	b [m]	BRMR	PvBieniawski [kPa]
C-T2 / C-T3	C-E-Ta	0.75	26	5.8	40	90
C-T4	C-E-Tb/d	0.75	26	6.0	35	101
C-T5	C-E-Tc	0.75	27	6.3	35	111
PL(C-T)-T3 / PL(C-T)-T4	PL-E-T	0.75	26	10.3	40	161
CM-C-T3	MCSS-E-T	0.75	26	13.8	50	180

Tabelle 10: Bei der Analyse benutzte Parameter

Tabella 10: Parametri utilizzati nelle analisi

6.3.5 Kriechen und Schwinden des Betons G6

Das Schwindmaß des Betons wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.6 ermittelt.

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 ermittelt.

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß dem NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 unter Berücksichtigung des Spannungszustandes aus einer Einwirkungskombination ständiger Lasten (G1 (Eigengewicht) + G5 (Gebirge)) ermittelt.

Kriechen und Schwinden des Betons bewirkt eine Längenänderung Δl . Diese Längenänderung (Endschwindmaß) liegt, in Form einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung, der Rechnung zu Grunde.

Für alle Querschnitte die höher als 25 cm und aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 sind, ergibt sich eine Durchschnittsverformung per autogenes zeitlich unendliches Schwinden von 0.27%. Bei der Dimensionierung wurde das von der Norm vorgeschriebene 50% des Schwindens übernommen, was durch eine gleichmäßige Temperaturabkühlung von -13.4 C° simulierbar ist. Diese Abkühlung muss, z.B., mittels Einsatz eines funktionstüchtigen Superverflüssigungsmittels (Typ MasterGlenium von BASF), nicht-kalkhaltigen Zuschlagstoffen und Zugabe eines Expansionsmittels (Typ MasterLife SRA100 von BASF) bewirkt werden. Das angewendete System muss auf der Baustelle zuvor mit Proben geprüft werden.

Bei der Modellierung der Innenschale, insbesondere bezüglich NTC08 Kapitel 4.1.1.1, verfährt man mit einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung von -6.7° C an den GZT und von -8.9° C an den GZG.

Es wird außerdem festgestellt, dass die Schwindwirkung zur Bemessung von Kalotte und Widerlager berücksichtigt wurde, hingegen die Schwindwirkung des Basistübbings aus Beton übergangen wurde.

6.3.5 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6

La deformazione dovuta al ritiro del calcestruzzo si calcola in base al paragrafo 11.2.10.6 delle NTC 2008.

Il valore di viscosità ϕ si calcola secondo le NTC 2008, capitolo 11.2.10.7.

Il coefficiente di viscosità ϕ si calcola ai sensi delle NTC 2008 par. 11.2.10.7, considerando la condizione tensionale derivante dalla combinazione di azioni permanenti (G1 (peso proprio) + G5 (Carico dell'ammasso)).

Viscosità e ritiro del calcestruzzo comportano un cambiamento in lunghezza Δl (valore finale del ritiro), su cui deve essere basato il calcolo, in forma di diminuzione uniforme della temperatura.

Per tutte le sezioni con altezza maggiore di 25 cm e calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 risulta una deformazione media per ritiro autogeno a tempo infinito pari a 0.27%. Nel dimensionamento si è assunto il 50% del ritiro imposto dalla Normativa, simulabile mediante l'applicazione di un abbassamento uniforme della temperatura di -13.4 C°. Tale riduzione dovrà essere ottenuta, ad esempio, mediante l'utilizzo di un superfluidificante performante (tipo MasterGlenium della BASF), di inerti non calcarei e tramite l'aggiunta di un espansivo (tipo MasterLife SRA100 della BASF). Il sistema adottato dovrà essere verificato con prove preventive in cantiere.

Nella modellazione del rivestimento definitivo, con particolare riferimento al paragrafo 4.1.1.1 dell'NTC08, si procede applicando un abbassamento uniforme della temperatura di -6.7° C agli SLU e di -8.9° C agli SLE.

Si precisa inoltre che si è considerato l'effetto del ritiro per il dimensionamento della calotta e dei ritti, si è invece trascurato l'effetto del ritiro per il concio di base in CLS prefabbricato.

6.3.6 Temperatur Q1

Zur Dimensionierung der Innenschalen berücksichtigt man Temperatureinwirkungen, die sich aus den Linearisierungen der von der Regelplanung am Eingang und 3 km davon entfernten vorgeschlagenen Temperatureinwirkungen ergeben.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	< 3,0		3,0 - 10,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura ΔT [°C]	5		2	
ΔT_{eff} [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate
	-16	16	-10	10

Tabelle 11: In der Analyse benutzte Parameter

In einer Entfernung von 1,7 km vom Eingang entnimmt man:

- eine gleichmäßige Veränderung der Temperatur von $\pm 12,6^\circ\text{C}$
- ein Gradient der Temperatur ΔT , Temperaturunterschied zwischen interne und externe Schalenoberfläche von $3,3^\circ\text{C}$.

Die gleichmäßige Temperaturänderung $\pm 12,6^\circ\text{C}$ und der Gradient $\pm 3,3^\circ$ wurden allen Elementen an der Kappe entlang der Stützen und am Schlussstein des Sohlgewölbes zugeordnet.

Die aufgrund der Temperatur entstehenden Belastungen beim Bau der Innenschalen werden übergangen.

Die aufgrund der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Kapitels 6.3.9.

6.3.7 Erdbebeneinwirkung E1

Im Gegensatz zu den anderen Lastkombinationen stellt die Erdbebenlast ein wenig beeinflussenden Zustand da und wird deshalb nicht berücksichtigt.

6.3.8 Aufprall A2

Die Last des Aufpralls wird nur in den Verzweigungskavernen und den Portalen berücksichtigt. Im vorliegenden Bereich wird sie daher nicht berücksichtigt.

6.3.9 Brand A3

Wie im spezifischen Bericht [13] beschrieben, werden die Querstellen nicht durch die Kurve Temperatur/Zeitraum RWS der UNI 11076 überprüft, wie es für alle Haupttunnels gemacht wurde, weil diese Kurve einem Brand entspricht der eine Hitze von einigen MW erreicht, welche für diese Bauwerke unrealistisch ist.

Hier begrenzt man sich mit der Beobachtung, dass, einvernehmlich mit der Tabelle D.6.3 des M.D. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

6.3.6 Temperatura Q1

Per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi si considerano azioni termiche ricavate dalle linearizzazioni delle azioni termiche proposte dalla progettazioni di sistema all'imbocco e a 3 km da quest'ultimo.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	< 3,0		3,0 - 10,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura ΔT [°C]	5		2	
ΔT_{eff} [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate
	-16	16	-10	10

Tabella 11: Parametri utilizzati nell'analisi

A 1,7 km dall'imbocco si ricava:

- una variazione uniforme di temperatura di $\pm 12,6^\circ\text{C}$
- un gradiente della temperatura ΔT , differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento, pari a $\pm 3,3^\circ\text{C}$.

La variazione uniforme di temperatura $\pm 12,6^\circ\text{C}$ e il gradiente $\pm 3,3^\circ\text{C}$ sono stati assegnati a tutti gli elementi in calotta, lungo i ritti e agli elementi del concio di chiusura dell'arco rovescio.

Le sollecitazioni derivanti dalla temperatura durante la costruzione dell'anello vengono trascurate.

Le azioni derivanti dalle alte temperatura a seguito di incendio sono oggetto del paragrafo 6.3.9.

6.3.7 Azione sismica E1

Il carico sismico rappresenta una condizione poco influente rispetto alle altre combinazioni di carico e pertanto non viene considerata.

6.3.8 Urto A2

Il carico da urto è da considerare solo nelle caverne di diramazione e ai portali. Nella zona in oggetto non è pertanto considerato.

6.3.9 Incendio A3

Come descritto nella relazione specifica [13], il Cunicolo Esplorativo non viene verificato secondo la curva Temperatura/Tempo RWS delle UNI 11076, come fatto per tutte le opere principali, in quanto tale curva è relativa ad un incendio che sviluppa un potenza termica dell'ordine di alcune centinaia di MW, irrealistica per le opere in oggetto.

In questa sede ci si limita ad osservare che in accordo alla tabella D.6.3 del D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" condizioni sufficienti affinché la classe di resistenza REI 120 sia garantita sono:

- Stärke 's' der Strukturelemente größer als 160mm;
- Betondeckung 'a' (Achsenabstand der Bewehrung von der ausgesetzten Oberfläche) größer als 35mm.
- spessore 's' degli elementi strutturali maggiore di 160mm;
- copriferro 'a' (distanza dell'asse delle armature dalla superficie esposta) maggiore di 35mm.

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

6.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ berücksichtigt werden.

Die maßgebenden Einwirkungskombinationen für die Dimensionierung der Innenschale sind nachfolgend aufgezeigt:

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento dell'anello sono di seguito riportate:

	Lastfall / Caso di carico	ständig / permanenti					vorübergehend / variabili			außergewöhnlich / eccezionali			
		Eigengewicht	Sohibeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Erdbeben	Anprall	Brand
		Peso proprio	Carichi permanenti sull'arco rovescio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Swelling-Squeezing	Temperatura (Estate)	Temperatura (inverno)	Carico ferroviario	Sisma	Impatto	Fuoco
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	E1	A2	A3	
druckentlastet / sistema drenato	1	1.35						1.50					
		1.00						1.00					
	2	1.35				1.00			1.50				
		1.00				1.00			1.00				
	5	1.35	1.00	1.35	1.35			1.50					
		1.00	1.00	1.00	1.00			1.00					
	6	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00			1.50				
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00				
	13	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60			1.00		
	14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60		1.00		

Tabelle 12: Lastenkombinationen - in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen-

Tabella 12: Combinazioni di carico- in rosa sono indicate le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE

6.5 NACHWEISE

Für den Nachweis des Grenzzustandes und der Grenzgebrauchstauglichkeit der Innenschale wurden die Wirkungskombinationen gemäß Vorgaben des NTC2008, Kap. 2.5.3 berücksichtigt.

6.5 VERIFICHE

Per la verifica allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio dell'anello sono state considerate le combinazioni delle azioni in conformità delle prescrizioni del paragrafo 2.5.3 delle NTC2008.

6.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

6.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

6.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

6.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

Die zu berücksichtigenden Teilsicherheitsfaktoren variieren abhängig von Kombinationen und Art der Einwirkungen. Gemäß NTC2008 werden folgende Teilsicherheitsfaktoren für ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen berücksichtigt:

I coefficienti parziali di sicurezza da considerare variano in funzione delle combinazioni e del tipo di azioni. In conformità alle NTC2008, per le situazioni di dimensionamento standard, temporanee ed eccezionali sono da considerarsi i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$$\gamma_{Gj,inf} \text{ günstig/favorevole} = 1,00 / 1,00 / 1,00$$

$$\gamma_{Gj,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} = 1,35 / 1,20 / 1,00$$

$$\gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ günstig/favorevole} = 0,00 / 0,00 / 0,00$$

$$\gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} = 1,50 / 1,30 / 1,00$$

Angesichts der Einwirkungen aus dem Schwinden für die Überprüfung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wurde gemäß

Considerando le azioni derivanti dal ritiro, per la verifica allo stato limite ultimo, si è considerato, in conformità all'EC2,

EC2, Teil 1, Kap. 2.4.2.1, der Teilsicherheitsbeiwert $Y_{SH} = 1,0$ berücksichtigt.

6.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

Gemäß EN 1990 bzw. NTC2008 müssen folgende Kombinationsbeiwerte benutzt werden:

Einwirkung /	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Druck / Sog infolge Zugfahrt A1 / Pressione aerodinamica A1	0,8	0,5	0,0
Temperatur Q1 / Forze termiche Q1	0,6	0,6	0,5

Tabelle 13: Kombinationsbeiwerte

6.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigt werden.

Die für die Dimensionierung der Innenschale entsprechenden maßgebenden Einwirkungskombinationen sind abhängig von den in-situ vorherrschenden Randbedingungen auszuwählen.

6.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

Die Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände bei einer ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation sind, wie mit BBT SE vereinbart, wie folgt zu betrachten, unter Berücksichtigung einer Bauwerklebensdauer von 200 Jahren:

Stahlbeton

- Teilsicherheitsbeiwert für den Betonwiderstand $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruckfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Teilsicherheitsbeiwert für Stahlwiderstand $Y_s = 1,20$

Unbewehrter Beton

- Teilsicherheitsbeiwert für den Betonwiderstand $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung - der Betondruck- bzw. Zugfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,80$

Für die Überprüfungen der außergewöhnlichen Bemessungssituation müssen die Teilsicherheitsfaktoren mit $Y_c = 1,20$ und $Y_s = 1,00$ berücksichtigt werden. Der Minderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit α bleibt unverändert.

parte 1, paragrafo 2.4.2.1 il coefficiente parziale di sicurezza $Y_{SH} = 1,0$.

6.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In conformità alla EN 1990 ovvero alla NTC2008 devono essere utilizzati i seguenti coefficienti di combinazione:

Tabella 13: Coefficienti di combinazione

6.5.1.3 Combinazione delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento dell'anello devono essere scelte in funzione delle effettive condizioni al contorno in situ.

6.5.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze in fase permanente e temporanea vanno considerati, come concordato con BBT SE, come segue tenendo conto della vita utile dell'opera di 200 anni:

Calcestruzzo armato

- Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $Y_c = 1,60$
- Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Coefficiente parziale di sicurezza Y_s per la resistenza dell'acciaio $Y_s = 1,20$

Calcestruzzo non armato

- Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $Y_c = 1,60$
- Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,80$

Per le verifiche nella situazione di dimensionamento eccezionale i fattori parziali di sicurezza devono essere considerati con $Y_c = 1,20$ e $Y_s = 1,00$. Il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo α resta invariato.

6.5.1.5 Überprüfung auf Beulspannung

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.2.

Bei den unbewehrten überwiegend komprimierten Ausbruchquerschnitten erfolgt die Überprüfung auf Beulspannung, gemäß dem N.T.C. 2008, durch die Überprüfung folgender Ungleichung:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x$$

$$x = h - 2 \cdot e = h - 2 \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

Wobei:

- N_{Ed}, M_{Ed} = Planungsbelastungen;
- b = Breite des Bezugausbruchquerschnitts (1m);
- h = Höhe des Ausbruchquerschnitts;
- x = Höhe des reagierenden Ausbruchquerschnitts.

Bei den unbewehrten Ausbruchquerschnitten mit hoher Exzentrizität, bei denen die oben ausgeführte Prüfung offenbar nicht befriedigt ist, berücksichtigt man, gemäß EC2 (§12.3.1), die Betonzugfestigkeit bis zum Planungswert f_{ctd} . Die Prüfung ergibt sich als zufriedenstellend wenn:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{J} \cdot (h/2) \leq \begin{cases} f_{cd} \\ f_{ctd} \end{cases}$$

Wobei:

- J = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts.

6.5.1.5 Verifica a pressoflessione

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2008, par. 4.1.2.1.2.

Nelle sezioni non armate prevalentemente compresse, la verifica a pressoflessione è condotta, in accordo con le N.T.C. 2008, verificando la seguente disuguaglianza:

Dove:

- N_{Ed}, M_{Ed} sono le sollecitazioni di progetto;
- b è la larghezza della sezione di riferimento (1m);
- h è l'altezza della sezione;
- x è l'altezza della sezione reagente.

Nelle sezioni non armate con un'elevata eccentricità, in cui la verifica sopra esposta non è ovviamente soddisfatta, in accordo con l'EC2 (§12.3.1) si considera la resistenza a trazione del calcestruzzo fino al valore di progetto f_{ctd} . La verifica risulta soddisfatta se:

6.5.1.6 Querkraftüberprüfung

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.2.3.

Die Bemessung bei der unbewehrten Innenschale erfolgt gemäß des NTC2008, bei Prüfung folgender Ungleichung:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} \cdot \frac{b \cdot x}{1.5}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c \cdot f_{ctd}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{c \text{ lim}}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c \cdot f_{ctd} - \delta^2/4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{c \text{ lim}}$$

6.5.1.6 Verifica a taglio

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2008, par. 4.1.2.1.3.

Per il rivestimento interno non armato si seguono le NTC 2008, verificando la seguente disuguaglianza:

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{c\text{lim}}$$

$$\sigma_{c\text{lim}} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + f_{cd} \cdot f_{ctd}}$$

Bei den überwiegend komprimierten Ausbruchquerschnitten wird die Durchschnittsbelastung der Komprimierung σ_c als Durchschnitt der Komprimierungen im reagierenden Ausbruchquerschnittsteil 'x' berechnet:

Nelle sezioni prevalentemente compresse, lo sforzo medio di compressione σ_c è calcolato come media delle compressioni nella porzione di sezione reagente 'x':

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{x} = \frac{N_{Ed}}{h - 2 \cdot e}$$

In den Ausbruchquerschnitten mit hoher Exzentrizität, konsequenterweise zur Annahme die Betonzugfestigkeit bis auf den Wert f_{ctd} zu erfassen, wird der Querkraftwiderstand des Ausbruchquerschnitts ausgewertet, indem der ganze Ausbruchquerschnitt als reagierend ($x=h$) betrachtet wird, und die Spannung σ_c als Durchschnittsspannung des ganzen Querschnitts, sowohl komprimiert als auch gespannt, gewertet wird.

Nelle sezioni con un'elevata eccentricità, coerentemente con l'assunzione di considerare la resistenza a trazione del calcestruzzo fino al valore di f_{ctd} , la resistenza a taglio della sezione viene valutata considerando reagente l'intera sezione ($x=h$) e valutando la tensione σ_c come tensione media nell'intera sezione, sia compressa che tesa.

$$\sigma_c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

6.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

6.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Bei der Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit müssen die charakteristischen Einwirkungen mit deren Kombinationen berücksichtigt werden.

6.5.2.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

In Tabelle 13 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 13 berücksichtigt.

6.5.2.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen, gemäß NTC 2008, mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ berücksichtigt werden.

6.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

Für die Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit werden die charakteristischen Werte der Widerstände berücksichtigt.

6.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

6.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

Nella verifica agli stati limite di esercizio devono essere considerate le azioni caratteristiche con le loro combinazioni.

6.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 12 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 13.

6.5.2.3 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

6.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

Per la verifica agli stati limite di esercizio si devono considerare i valori caratteristici delle resistenze.

6.5.2.5 Ermittlung der Verformungen

Die Ermittlung der Systemverformung erfolgt im GZG unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln mit den charakteristischen Einwirkungen sowie den entsprechenden Kombinationsbeiwerten.

6.5.2.6 Begrenzung der Rissbreiten

Unter Berücksichtigung der NTC2008, wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Rissweite w_{kal} für die maßgebenden Einwirkungskombinationen, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Minderungsfaktoren ψ laut Tabelle 12 nachgewiesen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Stärkeanforderung oder bei Abdichtungsvorkommen wird auf $w_{kal} \leq 0,3$ mm begrenzt.

Bei besonderer Anforderung an Stärke der Betoninnenschale oder bei aggressiven oder sehr aggressiven Umgebungsbedingungen wird die maximale Rissweite auf $w_{kal} \leq 0,2$ mm begrenzt.

6.6 BAULICHE DURCHBILDUNG

6.6.1 Expositionsklasse und Mindestbetondeckung

Gemäß UNI 11104 und UNI EN 206-1:2006, wird bei Expositionsklasse XC3/XA1 die Anwendung von Beton der Festigkeitsklasse C30/37, hingegen bei Expositionsklasse XC4/XA2 Beton der Festigkeitsklasse C32/40 vorgesehen.

Die Berechnung der Mindestbetondeckung zur Gewährleistung der Bauwerklebensdauer >100 Jahren ist gemäß N.T.C. 2008 durchgeführt:

	XC3	XC4
Festigkeitsklasse	30/37	32/40
Umweltbedingungen	Normal	Aggressiv
C_{min} [mm]	20	30
Nutzbare Lebenszeit > 100 Jahre	+10	+10
Bauliche Toleranz [mm]	+10	+10
C_{nom} [mm]	40	50

Tabelle 14: Mindestbetondeckung.

Zur Einheitlichkeit ist eine Betondeckung von 5 cm entlang der ganzen Entwicklung der Tunnels vorgesehen.

6.5.2.5 Calcolo delle deformazioni

Il calcolo delle deformazioni del sistema si esegue allo SLE in considerazione delle regole di combinazione con i carichi caratteristici e dei relativi coefficienti di combinazione.

6.5.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure

In considerazione delle NTC2008, si controlla allo SLE lo spessore massimo delle fessure w_{kal} per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione ψ secondo Tabella 12. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a $w_{kal} \leq 0,3$ mm.

In caso di particolari requisiti di spessore del rivestimento interno o di condizioni ambientali aggressive o molto aggressive la larghezza massima è limitata a $w_{kal} \leq 0,2$ mm.

6.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA

6.6.1 Classe di esposizione e copriferro minimo

In accordo alle UNI 11104 e alle UNI EN 206-1:2006, in classe di esposizione XC3/XA1 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C30/37 mentre in classe di esposizione XC4/XA2 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C32/40.

Il calcolo del copriferro minimo al fine di garantire una vita utile dell'opera >100anni è condotto in accordo alle N.T.C. 2008:

	XC3	XC4
Classe di resistenza	30/37	32/40
Cond. ambientali	Normali	Aggressive
C_{min} [mm]	20	30
Vita utile > 100anni [mm]	+10	+10
Tolleranza costruttiva [mm]	+10	+10
C_{nom} [mm]	40	50

Tabella 14: Copriferro minimo.

Per omogeneità si prevede un copriferro netto di 5 cm lungo tutto lo sviluppo delle gallerie.

6.6.2 Mindestbewehrung

Im Fall einer bewehrten Innenschale, wird die Mindestbewehrung im NTC 2008, Punkt 4.1.6.1.1 bestimmt.

Die Querschnittsfläche der Längszugbewehrung darf nicht geringer sein als:

$$A_{S,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d$$

und jedenfalls nicht geringer als $0,0013 \times b \times d$,

wobei:

- b = mittlere Breite der Zugzone;
- d = Nutzhöhe des Querschnitts;
- f_{ctm} = Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;
- f_{yk} = charakteristische Wert der Streckengrenze des Betonstahls.

6.7 ERGEBNISSE

Die in den spezifischen Berichten [7][8][9][10][11] aufgezeigten Berechnungen zeigen, dass die Ausbruchquerschnitte ohne Bewehrung nachgewiesen sind. Nur auf Höhe der logistischen Ausweichen wird vorgesehen die Sohle und die Widerlager zu bewehren.

Die Bewehrung der Widerlager wird, bis zur Ebene der Mittelpunkte, aus \varnothing 18mm Abstand 15cm, mit \varnothing 10mm, Verteilungsabstand 20cm, bestehen. Außerdem ist eine Schubbewehrung aus Eisen \varnothing 12mm, Abstand 300x150 mm, erforderlich.

Die Bewehrung der Sohle wird aus \varnothing 16mm Abstand 15cm, mit \varnothing 10mm, Verteilungsabstand 25cm, bestehen. Es ist keine Schubbewehrung erforderlich.

6.6.2 Armatura minima

In caso il rivestimento necessiti di armatura il quantitativo minimo di armatura da inserire viene definito al punto 4.1.6.1.1 delle NTC 2008.

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

- e comunque non minore di $0,0013 \times b \times d$,
- dove:
- b rappresenta la larghezza media della zona tesa;
- d è l'altezza utile della sezione;
- f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo;
- f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

6.7 RISULTATI

Le analisi riportate nelle relazioni specifiche [7][8][9][10][11] mostrano che le sezioni sono verificate in assenza di armatura. Solo in corrispondenza delle piazzole logistiche si prevede di armare la platea e i ritti.

L'armatura nei ritti, fino al piano dei centri, sarà costituita da \varnothing 18mm a passo 15cm, con \varnothing 10mm a passo 20cm di ripartizione. Inoltre è richiesta armatura a taglio che sarà costituita da ferri \varnothing 12mm a passo 300x150 mm.

L'armatura in platea sarà costituita da \varnothing 16mm a passo 15cm, con \varnothing 10mm a passo 25cm di ripartizione. Non è richiesta armatura a taglio.

7 VERZEICHNISSE

7.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen	10
Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen	10
Tabelle 3: Typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen	11
Tabelle 4: Lage der Trennflächen	11
Tabelle 5: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [28] [29]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{pf} = Umfang der plastischen Zone an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbruchradius	14
Tabelle 6: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens	15
Tabelle 7: Charakteristische Bruchparameter des Gebirge FVM-S-PS	19
Tabelle 8: angewandte Parameter für die an Rand und Ortsbrust konsolidierten Zonen	20
Tabelle 9: Charakteristika der Außenschale C-T5	27
Tabelle 10: Bei der Analyse benutzte Parameter	34
Tabelle 11: In der Analyse benutzte Parameter	35
Tabelle 12: Lastenkombinationen - in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen-	36
Tabelle 13: Kombinationsbeiwerte	37
Tabelle 14: Mindestbetondeckung.	40

7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgseinwirkung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	16
Abbildung 2: Berechnungsmodell	21
Abbildung 3: horizontale Verschiebung - Modell mit Konsolidierungen	21
Abbildung 4: Kurve Konvergenz - Ortsbrustabstand	22
Abbildung 5: Berechnungsmodell	23
Abbildung 6: Horizontale Verschiebungen - Modell mit Konsolidierungen	24
Abbildung 7: Radialdruck - Konvergenz Kurve.....	24
Abbildung 8: Überlappung Kennlinie des Hohlraums und der Schale C-T5	28

7 ELENCHI

7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee	10
Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi	10
Tabella 3: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi	11
Tabella 4: Giacitura delle discontinuità	11
Tabella 5: Criteri di stabilità proposti in[28] [29]; c_f = convergenza al fronte; F_{pf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo.....	14
Tabella 6: Sintesi dei risultati delle Linee Caratteristiche ...	15
Tabella 7: Parametri di rottura caratteristici dell'ammasso FVM-S-PS	19
Tabella 8: Parametri adottati per le zone consolidate sul contorno e sul fronte	20
Tabella 9: Caratteristiche rivestimenti di prima fase C-T5..	27
Tabella 10: Parametri utilizzati nelle analisi	34
Tabella 11: Parametri utilizzati nell'analisi.....	35
Tabella 12: Combinazioni di carico- in rosa sono indicate le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE	36
Tabella 13: Coefficienti di combinazione.....	37
Tabella 14: Copriferro minimo.....	40

7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato	16
Figura 2: Modello di calcolo	21
Figura 3: Spostamenti in direzione orizzontale - Modello con consolidamenti	21
Figura 4: Curva Convergenza - Distanza dal fronte	22
Figura 5: Modello di calcolo	23
Figura 6: Spostamenti in direzione orizzontale - Modello con consolidamenti	24
Figura 7: Curva Pressione radiale - Convergenza	24

Abbildung 9: Überlappung Kennlinie des Hohlraums und der Schale C-T4 29

Abbildung 10: Schematisierung der Schnittstelle31

Abbildung 11: Hydrostatische Druck – drainierter Regelquerschnitt 33

Figura 8: Sovrapposizione Linea Caratteristica della cavità e del rivestimento C-T5.....28

Figura 9: Sovrapposizione Linea Caratteristica della cavità e del rivestimento C-T4.....29

Figura 10: Schematizzazione dell'interfaccia31

Figura 11: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata.....33

7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - KENNLINIEN
- ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE

7.4 REFERENZDOKUMENTE

7.4.1 Eingangsdokumente

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21010 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Erkundungsstollen (Blatt 1/4)
- [4] 02_H61_KI_011_KRP_D0700_21475 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Erkundungsstollen - konventioneller Vortrieb - Regelprofil C-T, PL(C-T)-T und CMC-T
- [5] 02_H61_KI_010_KRP_D0700_21942 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Regelprofil C-E-T, PL_E-T, CL-E-T, CMC-E-T und MCSS-E-T
- [6] 02_H61_OP_095_KST_D0700_21028 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Haupttunnel - Statische Berechnung GL-T2/T3
- [7] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21070 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung C-E-Ta.
- [8] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21071 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos

7.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE
- APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI

7.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

7.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls2-3 - Elaborati generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21010 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls2-3 - Opere generali Parte 1- Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Cunicolo Esplorativo (Tav. 1/4)
- [4] 02_H61_KI_011_KRP_D0700_21475 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls2-3 - Cunicolo Esplorativo in tradizionale - Sezione tipo applicata C-T, PL(C-T)-T e CMC-T
- [5] 02_H61_KI_010_KRP_D0700_21942 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Baulos Muls 2-3- D0700: Lotto Muls2-3- Cunicolo Esplorativo esistente - Sezione tipo applicata C-E-T, PL-E-T, CL-E-T, CMC-E-T e MCSS-E-T
- [6] 02_H61_OP_095_KST_D0700_21028 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Baulos Muls 2-3- D0700: Lotto Muls2-3- Gallerie principali - Relazione di calcolo GL-T2/T3
- [7] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21070 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva -

- Mauls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung C-E-Tb/d.
- [9] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21072 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung C-E-Tc.
- [10] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21074 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung PL-E-T1/T2.
- [11] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21075 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung MCSS-E-T.
- [12] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21077 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung Sohlstein Erkundungsstollen
- [13] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung
- [14] Technische Bearbeitung des Projekts „Geomechanischer Bericht Hauptrohren Mauls PMF Trens“
- [15] Technische Bearbeitung des Projekts „Geomechanischer Bericht Erkundungsstollen Mauls-Brenner“
- D0700: Lotto Mules2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Relazione di calcolo C-E-Ta.
- [8] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21071 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Relazione di calcolo C-E-Tb/d.
- [9] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21072 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Relazione di calcolo C-E-Tc.
- [10] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21074 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Relazione di calcolo PL-E-T1/T2.
- [11] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21075 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Relazione di calcolo MCSS-E-T.
- [12] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21077 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Relazione di calcolo concio di base Cunicolo Esplorativo
- [13] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules2-3 - Dati base per la progettazione - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco
- [14] Elaborazione tecnica del progetto "Relazione geomeccanica Canne principali Mules PMF Trens"
- [15] Elaborazione tecnica del progetto "Relazione geomeccanica Cunicolo Esplorativo Mules-Brennero"

7.4.2 Normen und Richtlinien

- [16] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [17] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14.Januar 2008
- [18] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [19] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [20] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011

7.4.2 Normativa

- [16] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [17] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [18] DM 28/10/2005, Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [19] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [20] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011

- [21] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [22] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [23] UNI EN 1992-1-2:2005 „Planung von Stahlbetonbauwerke Teil 1-2: Allgemeinregelung – Brandschutz Strukturplanung“
- [24] UNI 11076: vom 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [25] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"

7.4.3 Literatur

- [26] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [27] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [28] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [29] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [30] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [31] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [32] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [33] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [34] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [35] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

- [21] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [22] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [23] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [24] UNI 11076 del 1 luglio 2003, "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendi".
- [25] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

7.4.3 Letteratura

- [26] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [27] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [28] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [29] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [30] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [31] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [32] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [33] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [34] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [35] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

ANHANG 1 - KENNLINIEN

In Folge werden die für die Gebirge GA-BST-KS-8f, GA-BCA-A-10g und GA-BCA-GS-10g charakteristischen Kurven aufgezeigt, durch denen es möglich war folgendes zu bewerten:

- Radialer Druck – Konvergenz.
- Konvergenz – Ortsbrustabstand.
- Radialer Druck – Ausdehnung der plastischen Zone über den Ausbruchprofil hinaus.
- Ortsbrustabstand – Ausdehnung der plastischen Zone über den Ausbruchprofil hinaus.
- Ortsbrustabstand – Trägheitskräfte der Ausbruchs

Die Kurve „Konvergenz – Ortsbrustabstand“ wurde mittels eines vereinfachten analytischen Verfahren herausgearbeitet, welches die laut Nguyen, Minh et al. [27] vorgeschlagenen Verhältnisse nützt.

APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE

Di seguito sono riportate le curve caratteristiche per gli ammassi rocciosi GA-BCA-GS-10g, GA-BCA-A-10g, FVM-S-PS e FVM-S-B, mediante le quali è stato possibile valutare:

- Pressione Radiale – Convergenza.
- Convergenza – Distanza dal Fronte.
- Pressione Radiale – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal fronte – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo

La curva “Convergenza – Distanza dal fronte” è stata ricavata attraverso un procedimento analitico semplificato che sfrutta le relazioni proposte da Nguyen, Minh et al. [27].

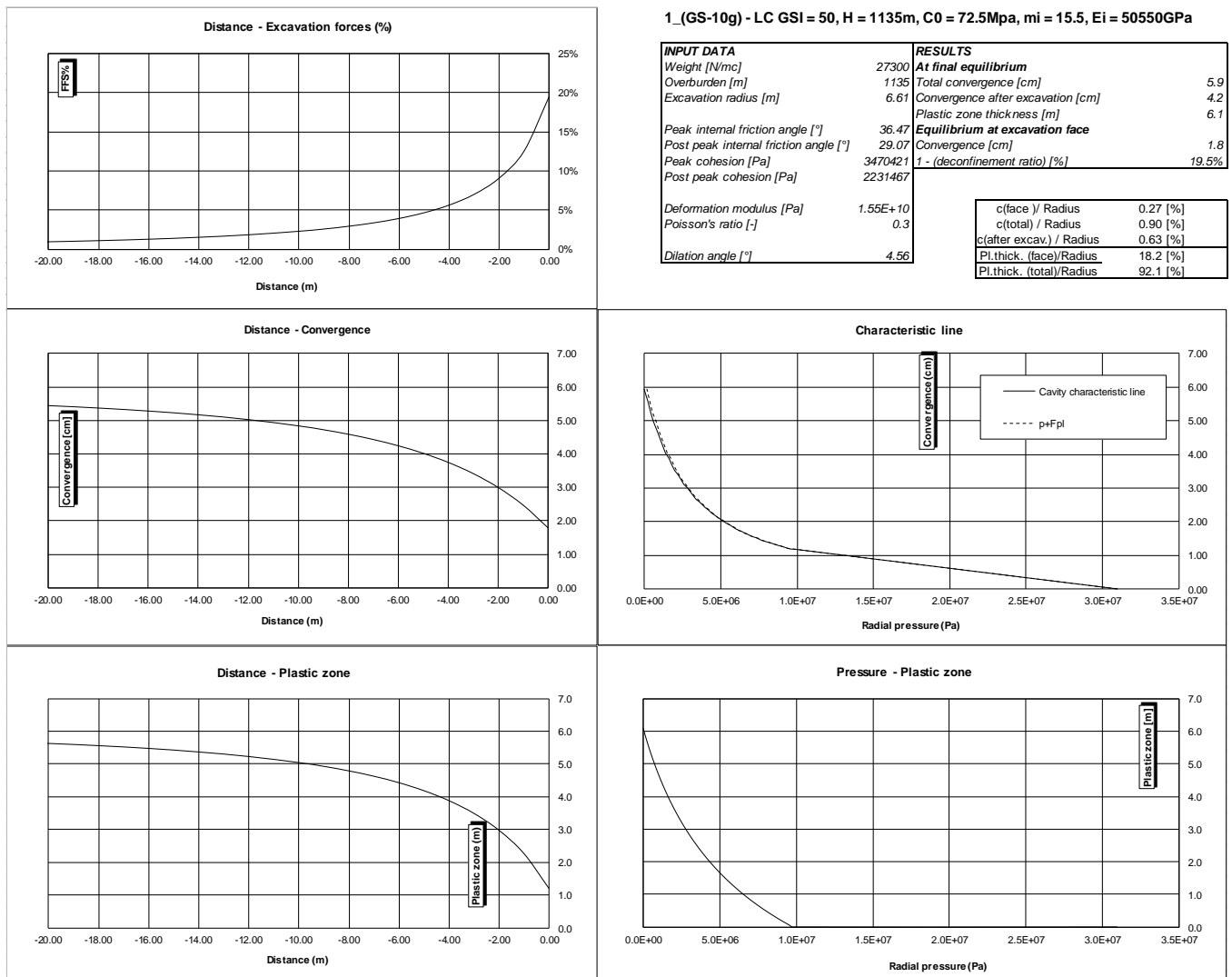
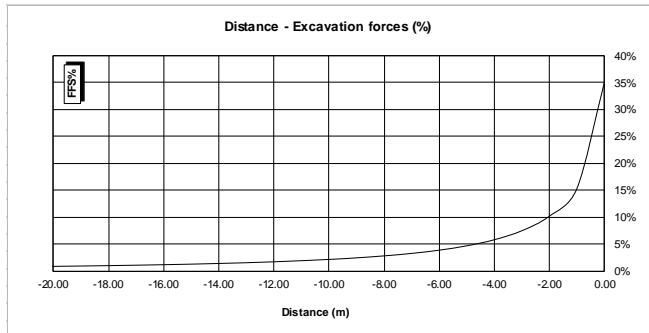


Abbildung 1: Zone 15 (GA-BCA-GS-10g) Klasse III - CM-C-T3

Illustrazione 1: Zona 15 (GA-BCA-GS-10g) Classe III - CM-C-T3



2_(A-10g) - LC GSI = 56, H = 1135m, C0 = 116Mpa, mi = 17, Ei = 49000GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	27800	At final equilibrium	
Overburden [m]	1135	Total convergence [cm]	2.8
Excavation radius [m]	6.61	Convergence after excavation [cm]	2.0
		Plastic zone thickness [m]	3.1
Peak internal friction angle [°]	42.56	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	33.49	Convergence [cm]	0.8
Peak cohesion [Pa]	4756068	1 - (deconfinement ratio) [%]	34.8%
Post peak cohesion [Pa]	2816814		
Deformation modulus [Pa]	2.11E+10		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	6.92		

c(face) / Radius	0.13 [%]
c(total) / Radius	0.42 [%]
c(after excav) / Radius	0.30 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	0.0 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	46.9 [%]

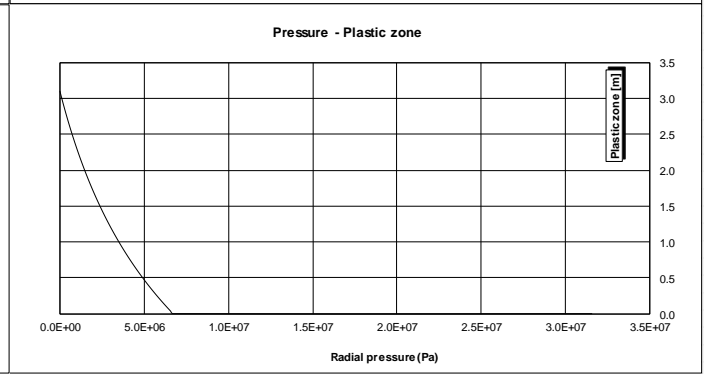
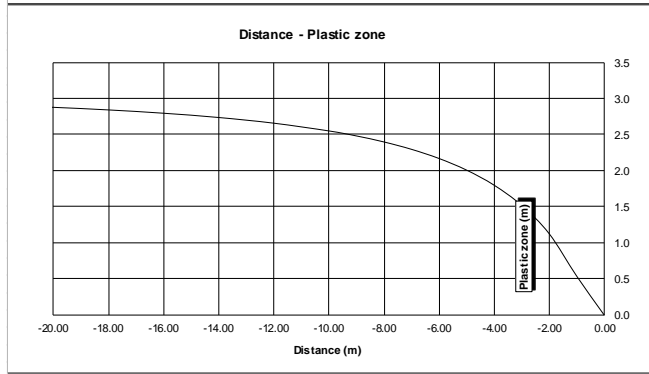
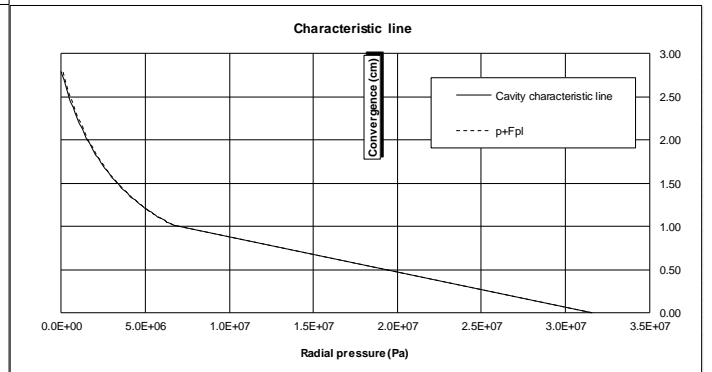
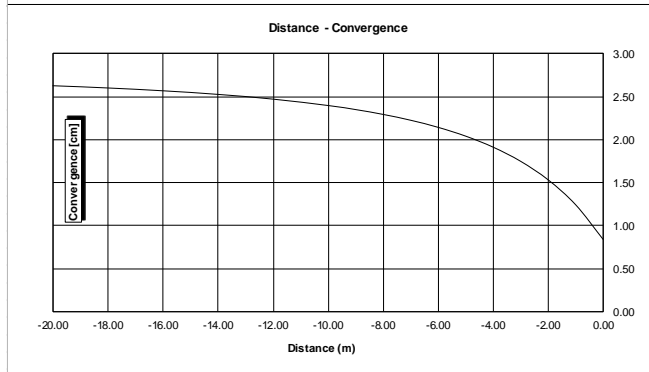
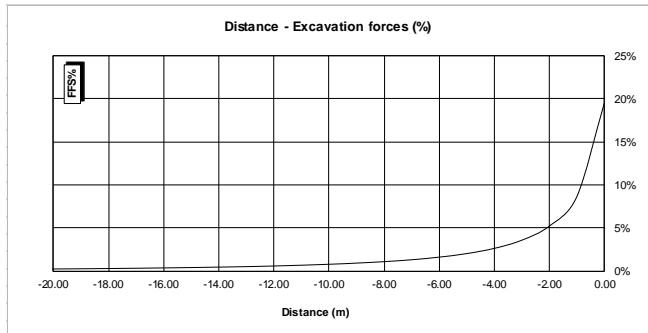


Abbildung 2: Zone 15 (GA-BCA-A-10g) Klasse II - CM-C-T3

Illustrazione 2: Zona 15 (GA-BCA-A-10g) Classe II - CM-C-T3



3_(GS-10g) - LC GSI = 50, H = 1135m, C0 = 72.5Mpa, mi = 15.5, Ei = 50550GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	27300	At final equilibrium	
Overburden [m]	1135	Total convergence [cm]	2.7
Excavation radius [m]	3.04	Convergence after excavation [cm]	1.9
		Plastic zone thickness [m]	2.8
Peak internal friction angle [°]	36.47	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	29.07	Convergence [cm]	0.8
Peak cohesion [Pa]	3470421	1 - (deconfinement ratio) [%]	19.5%
Post peak cohesion [Pa]	2231467		
Deformation modulus [Pa]	1.55E+10		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	4.56		

c(face) / Radius	0.27 [%]
c(total) / Radius	0.90 [%]
c(after excav) / Radius	0.63 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	18.2 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	92.1 [%]

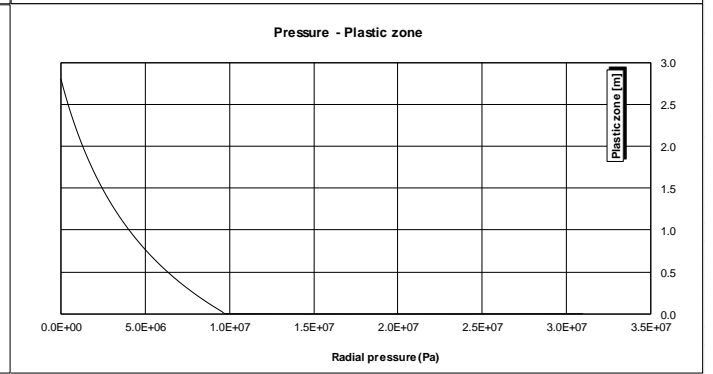
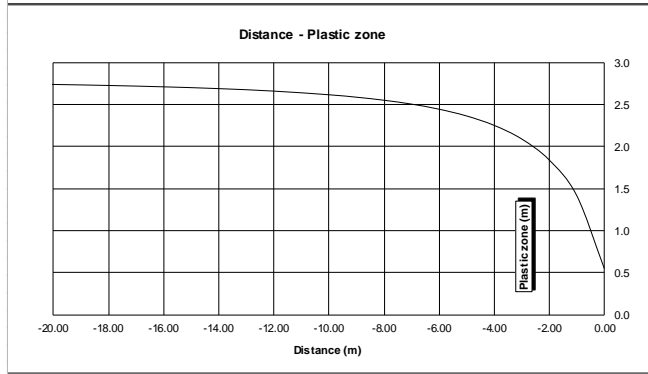
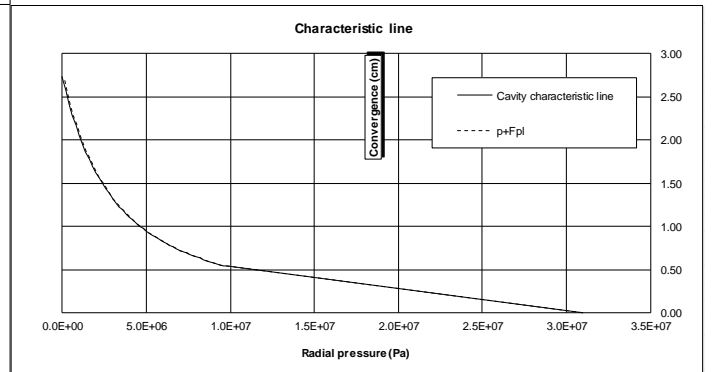
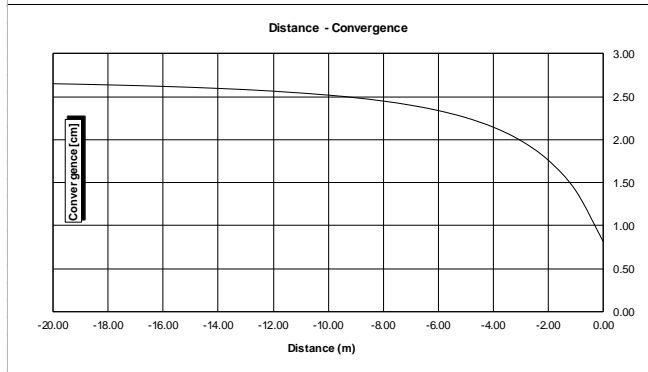
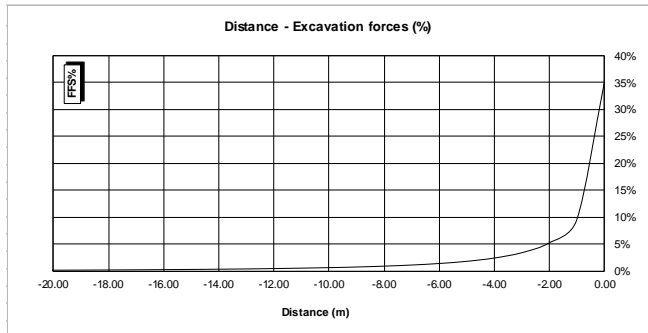


Abbildung 3: Zone 15 (GA-BCA-GS-10g) Klasse III - C-T3

Illustrazione 3: Zona 15 (GA-BCA-GS-10g) Classe III - C-T3



4_(A-10g) - LC GSI = 56, H = 1135m, C0 = 116Mpa, mi = 17, Ei = 49000GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	27800	At final equilibrium	
Overburden [m]	1135	Total convergence [cm]	1.3
Excavation radius [m]	3.04	Convergence after excavation [cm]	0.9
		Plastic zone thickness [m]	1.4
Peak internal friction angle [°]	42.56	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	33.49	Convergence [cm]	0.4
Peak cohesion [Pa]	4756068	1 - (deconfinement ratio) [%]	34.8%
Post peak cohesion [Pa]	2816814		
Deformation modulus [Pa]	2.11E+10		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	6.92		

c(face) / Radius	0.13 [%]
c(total) / Radius	0.42 [%]
c(after excav) / Radius	0.30 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	0.0 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	46.9 [%]

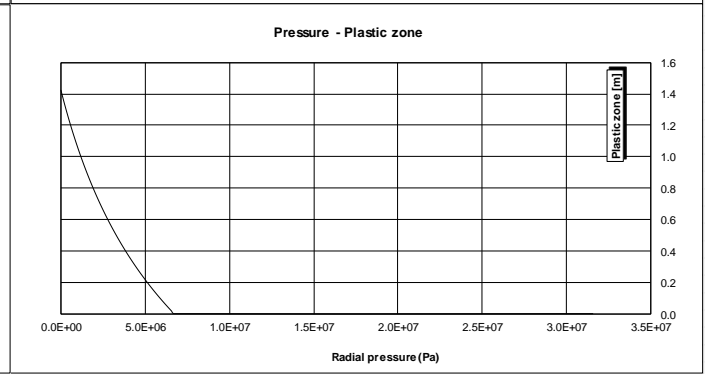
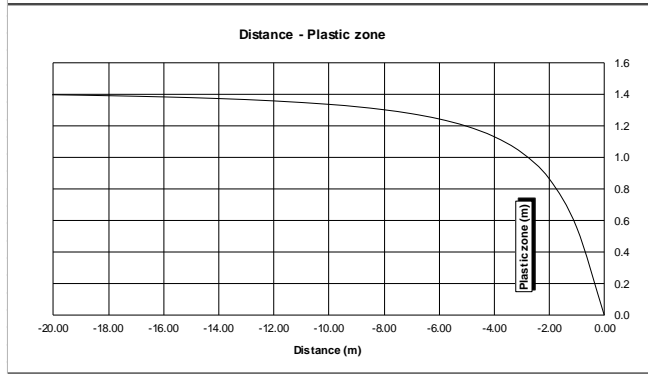
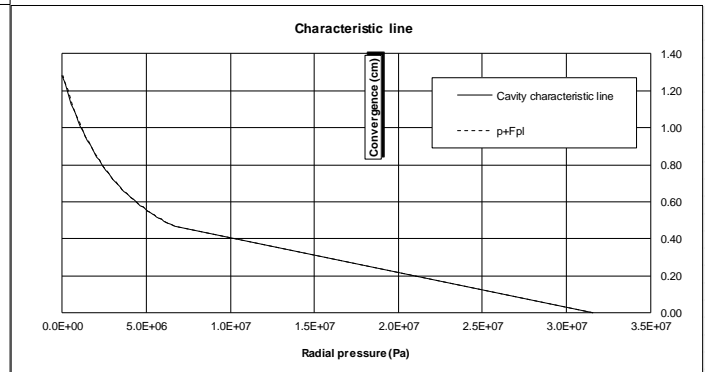
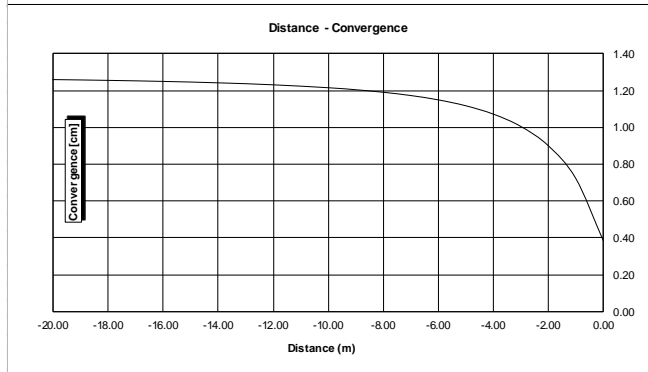
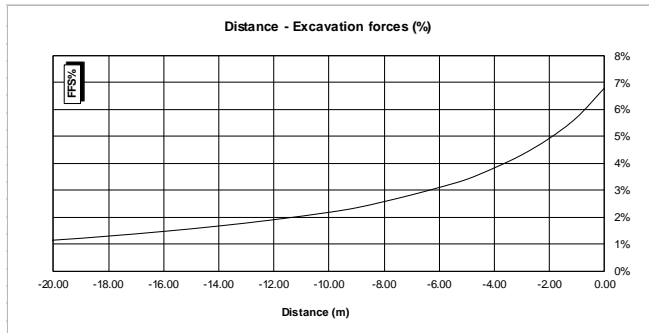


Abbildung 4: Zone 15 (GA-BCA-A-10g) Klasse II - C-T2

Illustrazione 4: Zona 15 (GA-BCA-A-10g) Classe II - C-T2



5_(S-PS) - LC GSI = 52, H = 700m, C0 = 5Mpa, mi = 20, Ei = 30000GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	27000	At final equilibrium	
Overburden [m]	700	Total convergence [cm]	46.8
Excavation radius [m]	3.52	Convergence after excavation [cm]	32.7
		Plastic zone thickness [m]	26.8
Peak internal friction angle [°]	22.63	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	17.01	Convergence [cm]	14.0
Peak cohesion [Pa]	1032697	1 - (deconfinement ratio) [%]	6.8%
Post peak cohesion [Pa]	661443		
Deformation modulus [Pa]	1.04E+10		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	3.11		

c(face) / Radius	3.98 [%]
c(total) / Radius	13.27 [%]
c(after excav) / Radius	9.29 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	390.7 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	761.4 [%]

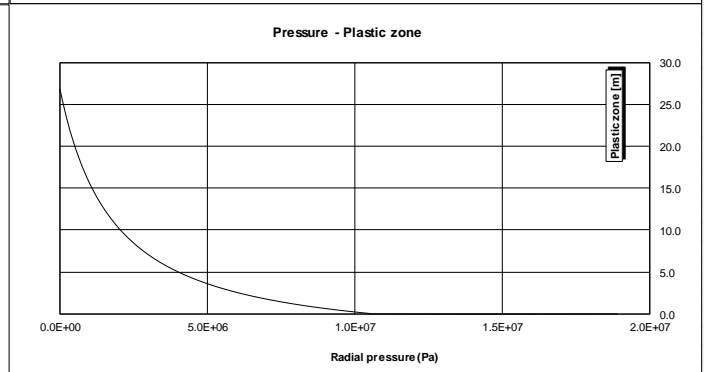
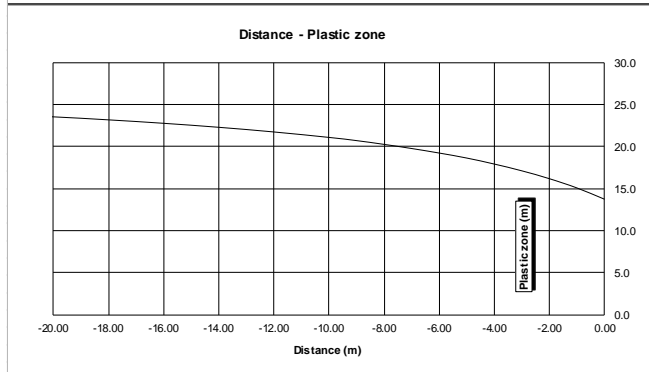
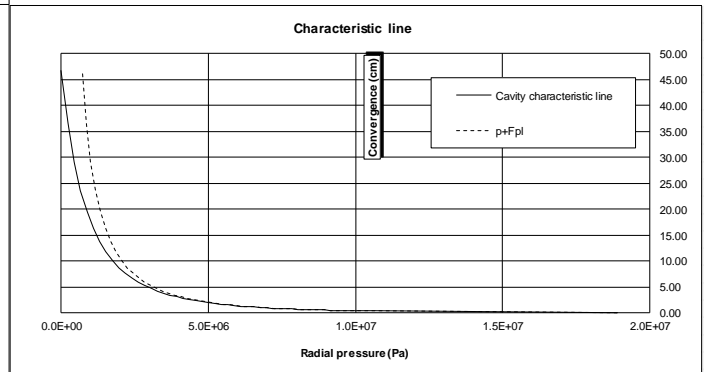
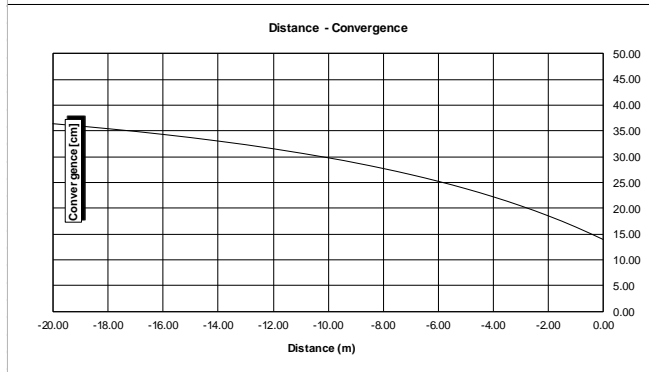
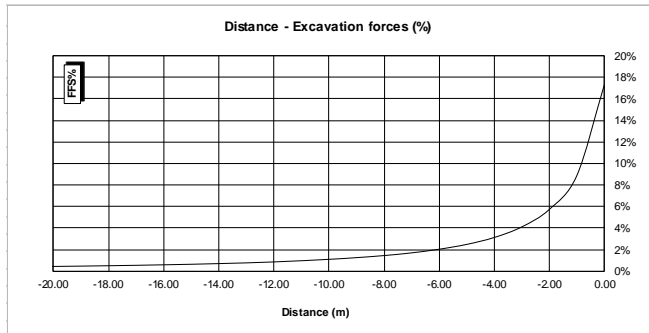


Abbildung 5: Zone 19bis (FVM-S-PS) Klasse V - C-T5

Illustrazione 5: Zona 19bis (FVM-S-PS) Classe V - C-T5



6_(S-B) - LC GSI = 42, H = 700m, C0 = 25Mpa, mi = 23, Ei = 25000GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	27000	At final equilibrium	
Overburden [m]	700	Total convergence [cm]	7.7
Excavation radius [m]	3.29	Convergence after excavation [cm]	5.4
		Plastic zone thickness [m]	4.0
Peak internal friction angle [°]	32.98	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	27.80	Convergence [cm]	2.3
Peak cohesion [Pa]	1727086	1 - (deconfinement ratio) [%]	17.3%
Post peak cohesion [Pa]	1237514		
Deformation modulus [Pa]	4.57E+09		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	4.12		

c(face) / Radius	0.70 [%]
c(total) / Radius	2.34 [%]
c(after excav) / Radius	1.63 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	35.3 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	122.6 [%]

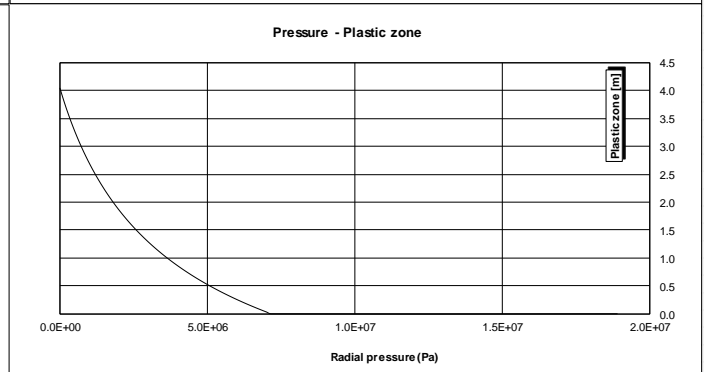
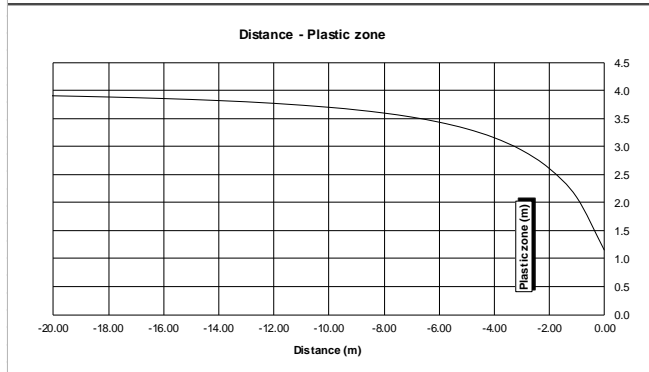
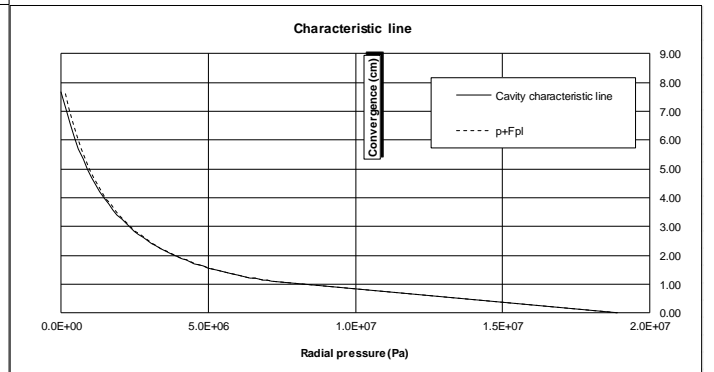
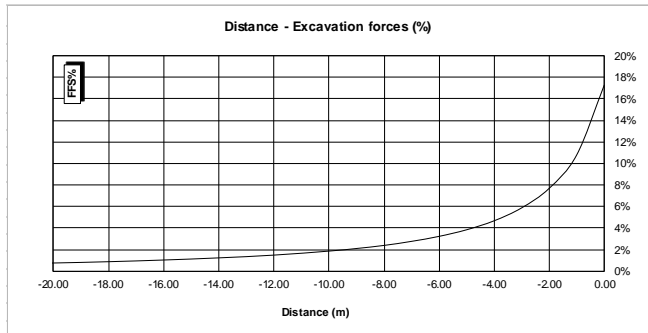


Abbildung 6: Zone 19bis (FVM-S-B) Klasse IV - C-T4

Illustrazione 6: Zona 19bis (FVM-S-B) Classe IV - C-T4



7_(S-B) - LC GSI = 42, H = 700m, C0 = 25Mpa, mi = 23, Ei = 25000GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	27000	At final equilibrium	
Overburden [m]	700	Total convergence [cm]	12.0
Excavation radius [m]	5.14	Convergence after excavation [cm]	8.4
Peak internal friction angle [°]	32.98	Plastic zone thickness [m]	6.3
Post peak internal friction angle [°]	27.80	Equilibrium at excavation face	
Peak cohesion [Pa]	1727086	Convergence [cm]	3.6
Post peak cohesion [Pa]	1237514	1 - (deconfinement ratio) [%]	17.3%
Deformation modulus [Pa]	4.57E+09		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	4.12		

c(face) / Radius	0.70 [%]
c(total) / Radius	2.34 [%]
c(after excav) / Radius	1.63 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	35.3 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	122.6 [%]

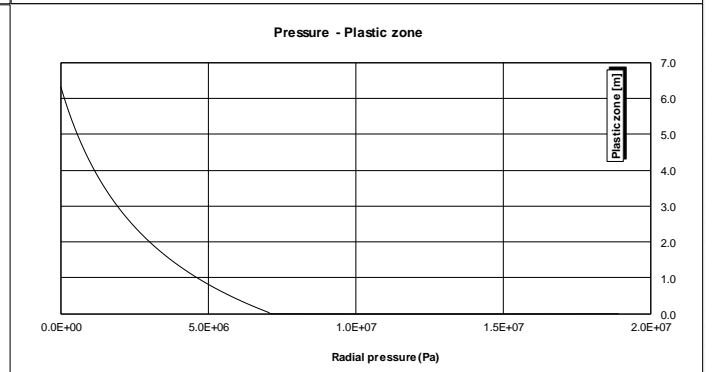
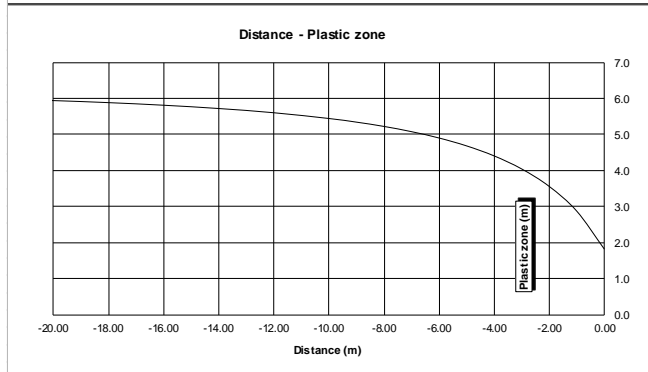
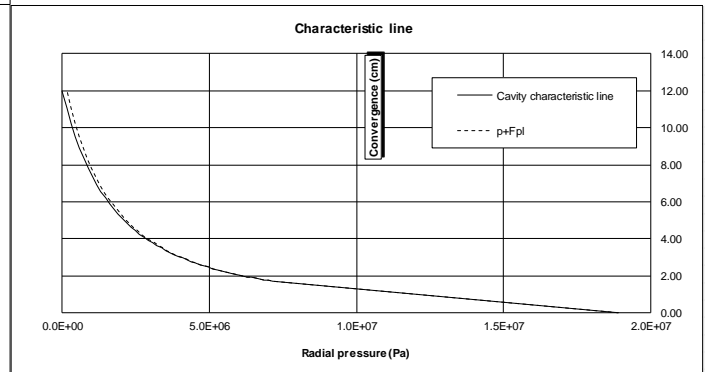
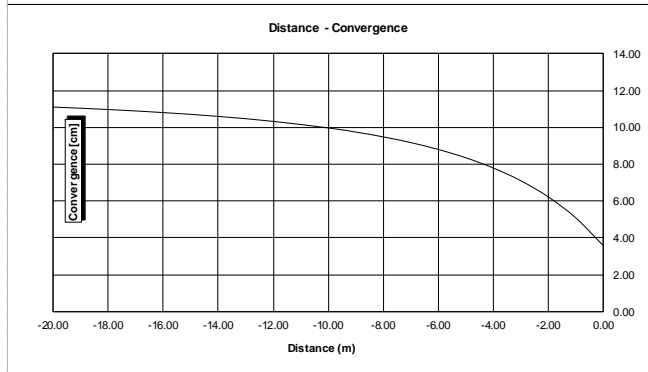
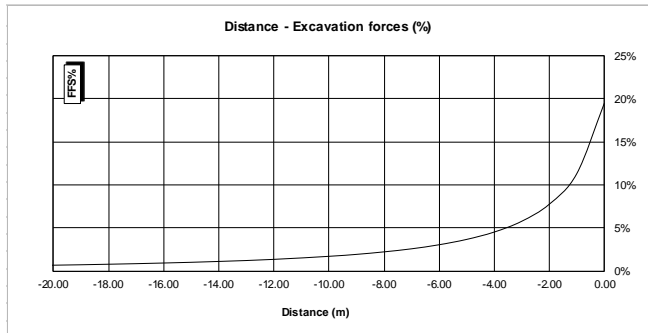


Abbildung 7: Zone 19bis (FVM-S-B) Klasse IV - PL(C-T)-T4

Illustrazione 7: Zona 19bis (FVM-S-B) Classe IV - PL(C-T)-T4



8_(GS-10g) - LC GSI = 50, H = 1135m, C0 = 72.5Mpa, mi = 15.5, Ei = 50550GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	27300	At final equilibrium	
Overburden [m]	1135	Total convergence [cm]	4.6
Excavation radius [m]	5.10	Convergence after excavation [cm]	3.2
		Plastic zone thickness [m]	4.7
Peak internal friction angle [°]	36.47	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	29.07	Convergence [cm]	1.4
Peak cohesion [Pa]	3470421	1 - (deconfinement ratio) [%]	19.5%
Post peak cohesion [Pa]	2231467		
Deformation modulus [Pa]	1.55E+10		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	4.56		

c(face) / Radius	0.27 [%]
c(total) / Radius	0.90 [%]
c(after excav) / Radius	0.63 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	18.2 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	92.1 [%]

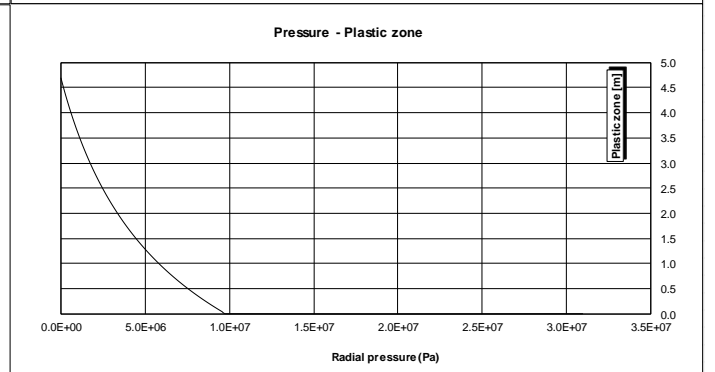
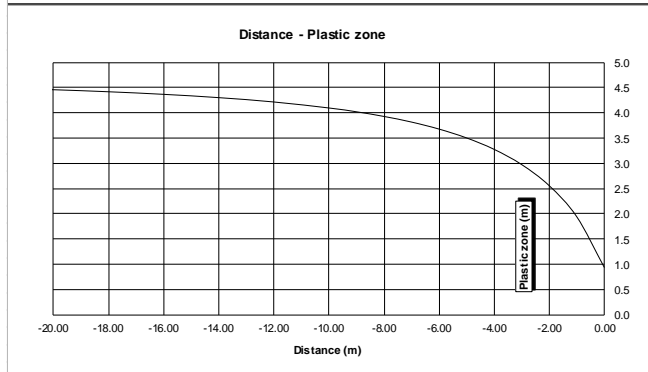
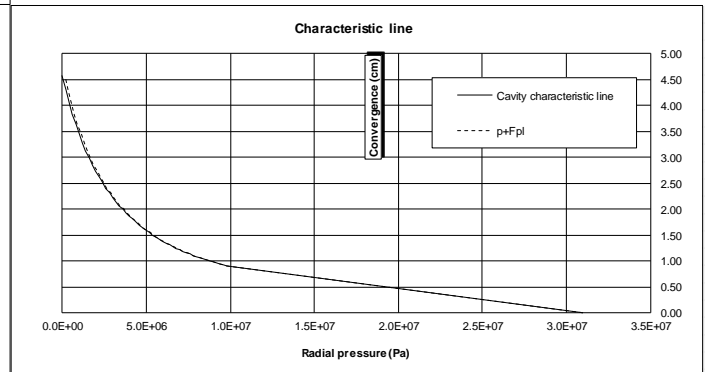
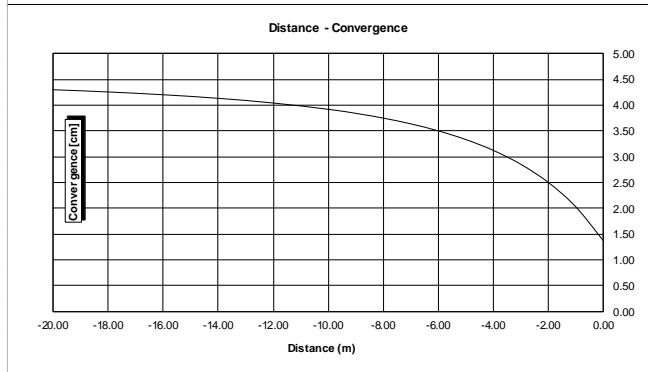
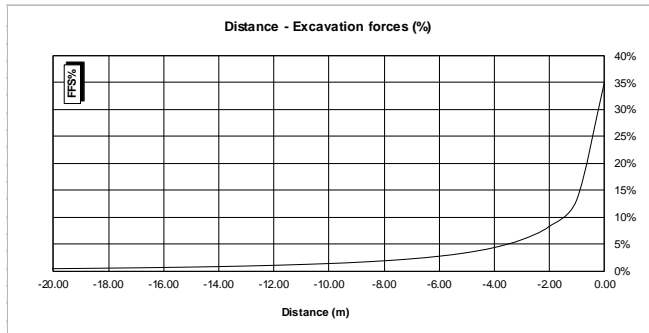


Abbildung 8: Zone 15 (GA-BCA-GS-10g) Klasse III - PL(C-T)-T3

Illustrazione 8: Zona 15 (GA-BCA-GS-10g) Classe III - PL(C-T)-T3



9_(A-10g) - LC GSI = 56, H = 1135m, C0 = 116Mpa, mi = 17, Ei = 49000GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	27800	At final equilibrium	
Overburden [m]	1135	Total convergence [cm]	2.2
Excavation radius [m]	5.10	Convergence after excavation [cm]	1.5
		Plastic zone thickness [m]	2.4
Peak internal friction angle [°]	42.56	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	33.49	Convergence [cm]	0.6
Peak cohesion [Pa]	4756068	1 - (deconfinement ratio) [%]	34.8%
Post peak cohesion [Pa]	2816814		
Deformation modulus [Pa]	2.11E+10		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	6.92		

c(face) / Radius	0.13 [%]
c(total) / Radius	0.42 [%]
c(after excav) / Radius	0.30 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	0.0 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	46.9 [%]

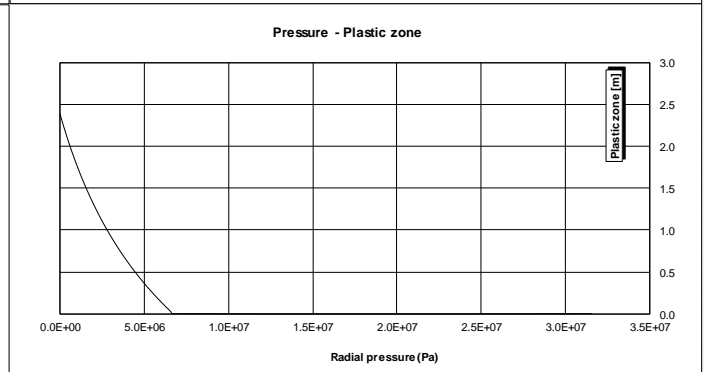
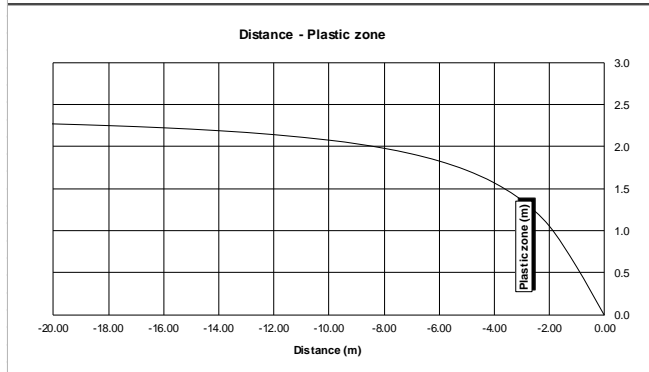
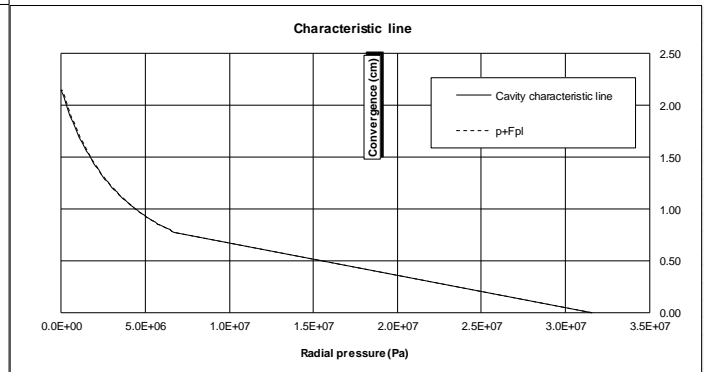
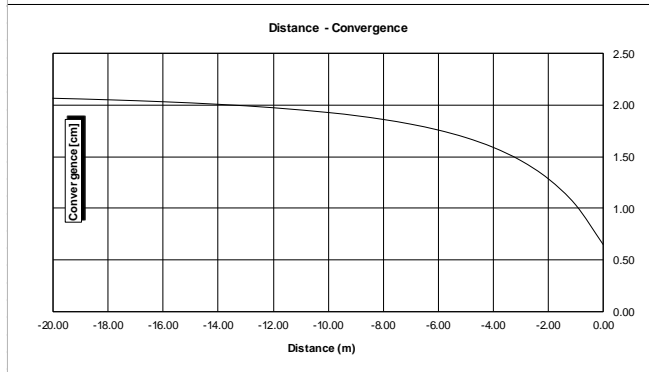


Abbildung 9: Zone 15 (GA-BCA-A-10g) Klasse II - PL(C-T)-T3

Illustrazione 9: Zona 15 (GA-BCA-A-10g) Classe II - PL(C-T)-T3

ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE

Anhang 2 zeigt die Ergebnisse der Bruchkörperanalyse die mit dem Berechnungsprogramm UNWEDGE 3.0 ausgeführt wurden. Die Tabellen zeigen den Mindestsicherheitsfaktor jeder Unstetigkeits-Dreiergruppe, welche die einzelnen homogenen Strecken charakterisiert; hingegen sind nur die Ergebnisse der gravierendsten Unstetigkeits-Dreiergruppen in graphischer Form dargestellt.

Rock mass
BCA-A-10g; BCA-GS-10g;

Area L1 - advance per round: 4.5 m (counted with 5 m)

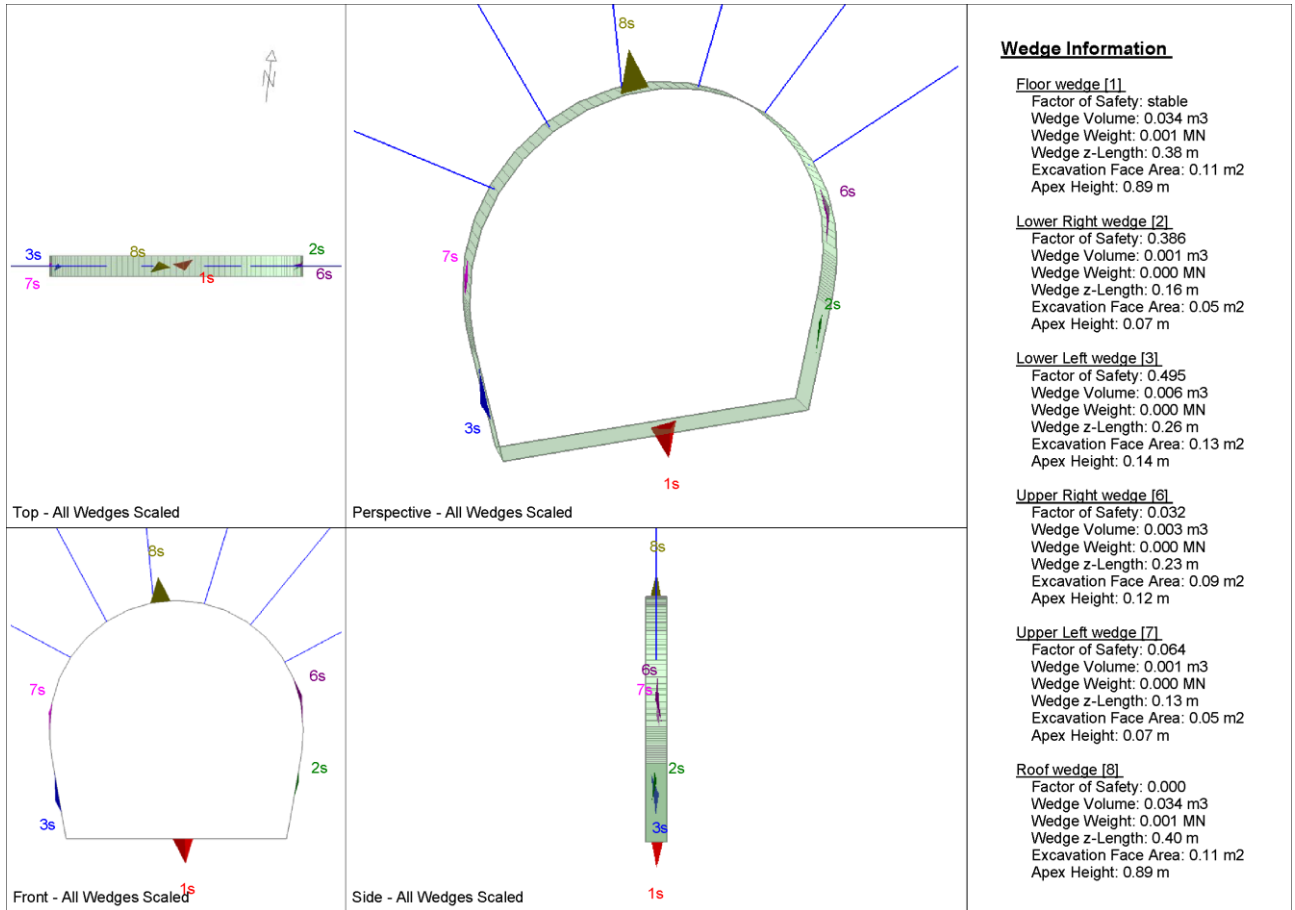
		Joint Orientattions		Joint Properties		
		Dip	Dip Direction	persistence	ϕ	c
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]
J1	SC	45	345	3	20	0
J2	RTF1	80	160	1	20	0
J3	RTF2w	75	255	1	20	0
J4	RTF3	85	300	1	20	0
J5	RTF6	80	20	3	20	0

Necessary anchorage pattern:

1.8	x	1.5	m
L	=	4.5	m
Swellex Pm24	N_{yd}	174	kN

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment
1	3	4	5	0	0	0	N
2	1	2	4	0	0.001	0.02	X1
3	1	3	4	0	0	0.001	X1
4	2	4	5	0	0.001	0.034	X1
5	1	4	5	0.032	0	0.003	X1
6	1	2	3	0.064	0	0.001	X1
7	1	2	5	0.064	0.001	0.023	X1
8	1	3	5	0.064	0	0.006	X1
9	2	3	5	0.064	0	0	N
10	2	3	4	0.22	0	0	N



Wedge Information

Floor wedge [1]
 Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 0.034 m3
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Wedge z-Length: 0.38 m
 Excavation Face Area: 0.11 m2
 Apex Height: 0.89 m

Lower Right wedge [2]
 Factor of Safety: 0.386
 Wedge Volume: 0.001 m3
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Wedge z-Length: 0.16 m
 Excavation Face Area: 0.05 m2
 Apex Height: 0.07 m

Lower Left wedge [3]
 Factor of Safety: 0.495
 Wedge Volume: 0.006 m3
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Wedge z-Length: 0.26 m
 Excavation Face Area: 0.13 m2
 Apex Height: 0.14 m

Upper Right wedge [6]
 Factor of Safety: 0.032
 Wedge Volume: 0.003 m3
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Wedge z-Length: 0.23 m
 Excavation Face Area: 0.09 m2
 Apex Height: 0.12 m

Upper Left wedge [7]
 Factor of Safety: 0.064
 Wedge Volume: 0.001 m3
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Wedge z-Length: 0.13 m
 Excavation Face Area: 0.05 m2
 Apex Height: 0.07 m

Roof wedge [8]
 Factor of Safety: 0.000
 Wedge Volume: 0.034 m3
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Wedge z-Length: 0.40 m
 Excavation Face Area: 0.11 m2
 Apex Height: 0.89 m

Rock mass
 BCA-A-10g; BCA-GS-10g;

Area L2

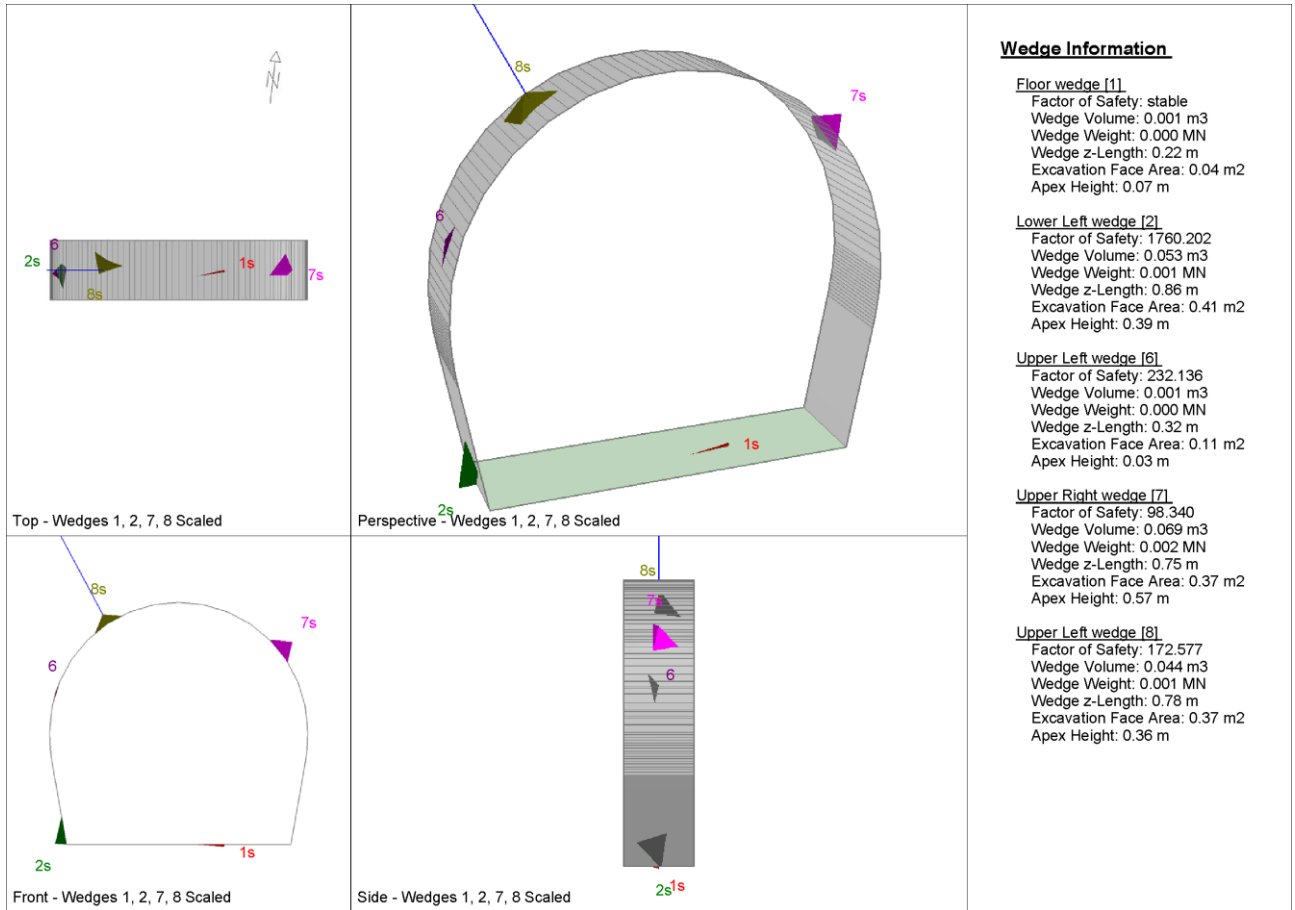
		Joint Orientations		Joint Properties		
		Dip	Dip Direction	persistence	ϕ	c
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]
J1	SC	45	345	3	20	0
J2	RTF1	80	160	1	20	0
J3	RTF2w	75	255	1	20	0
J4	RTF3	85	300	1	20	0
J5	RTF6	80	20	3	20	0

Necessary anchorage pattern:

1.8 x 1.5 m
 L = 4.5 m
 Swellex Pm24 N_{vd} 174 kN
 Shotcrete lining 10 cm (Shear strength 0.91 MPa)

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment	Apex Height [m]
1	1	2	3	98.34	0.002	0.069	S	0.57
2	1	4	5	112.14	0.003	0.099	S	0.64
3	2	4	5	128.356	0.001	0.034	S	0.89
4	3	4	5	146.977	0.001	0.023	S	0.93
5	1	3	4	159.937	0	0.017	S	0.20
6	1	2	5	163.932	0.003	0.125	S	0.69
7	1	3	5	177.585	0.001	0.041	S	0.60
8	1	2	4	188.6	0.001	0.02	S	0.37
9	2	3	5	195.326	0.001	0.051	S	0.87
10	2	3	4	1028.609	0	0	N	0.94



Rock mass

BCA-A-10g; BCA-GS-10g;

Area tunnel face

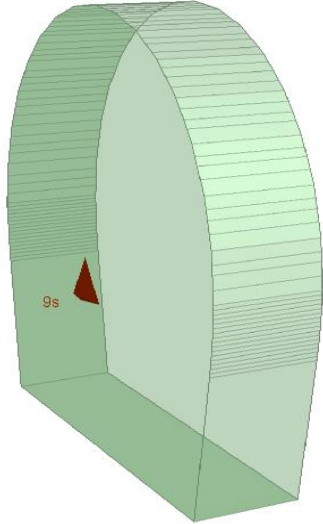
		Joint Orientations		Joint Properties			
		Dip	Dip Direction	persistence	φ	c	φ_d
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]	[°]
J1	SC	45	345	3	20	0	16.23
J2	RTF1	80	160	1	20	0	16.23
J3	RTF2w	75	255	1	20	0	16.23
J4	RTF3	85	300	1	20	0	16.23
J5	RTF6	80	20	3	20	0	16.23

Shotcrete lining 5 cm (Shear strength 0.91 MPa)

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

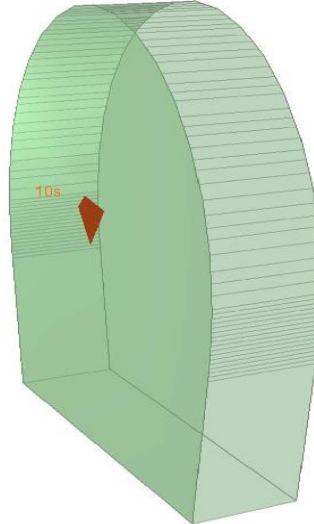
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment
1	1	2	3	71.781	0.001	0.022	S
2	1	2	4	90.563	0.001	0.019	S
3	1	4	5	114.623	0	0.009	S
4	1	3	5	144.94	0	0.01	S
5	2	4	5	203.803	0	0.003	S
6	2	3	5	210.647	0	0.003	S
7	1	2	5	212.669	0	0.002	S
8	3	4	5	418.707	0	0.002	S
9	1	3	4	479.509	0	0	N
10	2	3	4	1741.805	0	0	N

Near End wedge [9] Scaled
FS: 156.908



Volume: 0.022 m3, Weight: 0.001 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10] Scaled
FS: 71.781



Volume: 0.022 m3, Weight: 0.001 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Wedge Information

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 156.908
Wedge Volume: 0.022 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 0.38 m2
Apex Height: 0.17 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 71.781
Wedge Volume: 0.022 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 0.38 m2
Apex Height: 0.17 m