



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 Mules 2-3**

**Projekteinheit**

Erkundungsstollen - bestehend

**WBS**

Cunicolo Esplorativo esistente

**Dokumentenart**

Statische Berechnung

**Tipo Documento**

Calcolo statico

**Titel**

Statische Berechnung C-E-Ta

**Titolo**

Relazione di calcolo C-E-Ta



**Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P**  
Via Pio Ilir S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026767911, Fax: +39 0287152612

*Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche*

Ing. Enrico Maria Pizzarotti

Ord. Ingg. Milano N° A 29470

*Mandataria*



**PRO ITER**  
Progetto  
Infrastrutture  
Territorio s.r.l.

*Mandante*



*Mandante*



*Mandante*



*Fachplaner / il progettista specialista*  
Ing. Enrico Maria Pizzarotti  
Ord. Ingg. Milano N° A 29470

*Fachplaner / il progettista specialista*

*Fachplaner / il progettista specialista*

*Fachplaner / il progettista specialista*

*Datum / Data*

30.01.2015

*Name / Nome*

Moja

*Gesellschaft / Società*

Pro Iter

Bearbeitet / Elaborato

Geprüft / Verificato

30.01.2015

Rivoltini

Pro Iter



**Galleria di Base del Brennero  
Brenner Basistunnel BBT SE**

*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+19  
bis / a 12.4+60  
bei / al

Status  
Dokument /  
Stato  
documento

Massstab /  
Scala

-

Staat  
Stato

Los  
Lotto

Einheit  
Unità

Nummer  
Numero

Dokumentenart  
Tipo Documento

Vertrag  
Contratto

Nummer  
Codice

Revision  
Revisione

02

H61

OP

010

KST

D0700

21070

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
11	Projektvollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e recepimento istruttoria	Rivoltini	09.10.2014
10	Endabgabe / Consegna definitiva	Rivoltini	31.07.2014
00	Erstversion / Consegna preliminare	Rivoltini	15.05.2014

<b>1</b>	<b>EINFÜHRUNG</b>	
<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>MATERIALIEN</b>	
<b>2</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>5</b>
	2.1 BETON	
	2.1 CALCESTRUZZO.....	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>GEOTECHNISCHES MODELL</b>	
<b>3</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO</b> .....	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>INNENSCHALE</b>	
<b>4</b>	<b>RIVESTIMENTO DEFINITIVO</b> .....	<b>10</b>
	4.1 STABWERKSMODELLE	
	4.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE .....	<b>10</b>
	4.2 MODELLIERUNG DER BETTUNG	
	4.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	<b>12</b>
	4.2.1 Modellierung der Bettung	
	4.2.1 Rigidezza radiale.....	<b>12</b>
	4.3 LASTENANALYSE	
	4.3 ANALISI DEI CARICHI .....	<b>13</b>
	4.3.1 Eigengewicht G1	
	4.3.1 Peso proprio G1 .....	<b>13</b>
	4.3.2 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
	4.3.2 Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3 .....	<b>13</b>
	4.3.3 Wasserdruck G4	
	4.3.3 Pressione idraulica G4 .....	<b>13</b>
	4.3.4 Gebirgslast G5	
	4.3.4 Carico dell'ammasso G5 .....	<b>14</b>
	4.3.5 Kriechen und Schwinden des Betons G6	
	4.3.5 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	<b>15</b>
	4.3.6 Temperatur Q1	
	4.3.6 Temperatura Q1 .....	<b>15</b>
	4.3.7 Erdbebeneinwirkung E1	
	4.3.7 Azione sismica E1 .....	<b>16</b>
	4.3.8 Aufprall A2	
	4.3.8 Urto A2 .....	<b>16</b>
	4.3.9 Brand A3	
	4.3.9 Incendio A3 .....	<b>16</b>
	4.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
	4.4 COMBINAZIONI DI CARICO.....	<b>17</b>
	4.5 NACHWEISE	
	4.5 VERIFICHE .....	<b>17</b>
	4.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
	4.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU) .....	<b>17</b>
	4.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
	4.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni .....	<b>17</b>
	4.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
	4.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni .....	<b>18</b>
	4.5.1.3 Einwirkungskombinationen	
	4.5.1.3 Combinazione delle azioni.....	<b>18</b>

4.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze .....	18
4.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
4.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	18
4.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
4.5.1.6	Verifica a taglio.....	19
4.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
4.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE).....	20
4.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	20
4.5.2.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni .....	20
4.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	20
4.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze .....	20
4.5.2.5	Ermittlung der Verformungen	
4.5.2.5	Calcolo delle deformazioni .....	20
4.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
4.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure .....	21
4.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
4.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA .....	21
4.6.1	Bauliche Durchbildung	
4.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo .....	21
4.6.2	Mindestbewehrung	
4.6.2	Armatatura minima .....	21
4.7	ERGEBNISSE	
4.7	RISULTATI .....	22
<b>5</b>	<b>VERZEICHNISSE</b>	
<b>5</b>	<b>ELENCHI.....</b>	<b>22</b>
5.1	TABELLENVERZEICHNIS	
5.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	22
5.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
5.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	22
5.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
5.3	ELENCO APPENDICI .....	23
5.4	REFERENZDOKUMENTE	
5.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	23
5.4.1	Eingangsdokumente	
5.4.1	Documenti in ingresso.....	23
5.4.2	Normen und Richtlinien	
5.4.2	Normativa.....	23
5.4.3	Literatur	
5.4.3	Letteratura .....	24

## ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

### APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

## 1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Innenschalen in der Strecke des Erkundungstollens, zwischen Kilometrierungen km 10+916 und km 11+757 sowie zwischen den Kilometrierungen km 12+028 und km 12+069 [5], die konventionell vorgetrieben wird.

Die Strecke von km11+117 bis km 11+147, an welche ein Ausbruchquerschnitt Typ C-E-Tb angewandt ist, und die logistischen Ausweichstellen (Ausbruchquerschnitte PL-E-T) auf den Kilometrierungen km 11+185, km 11+481, km 11+707 sind von der Bemessung dieses Berichts ausgeschlossen.

Unter den obengenannten Kilometrierungen ist der Innenschalenausbruchquerschnitte C-E-Ta vorgesehen; auf dieser Strecke hat der Aushub die Gruppen Brixener Granit (im Profil [2] als GB-G-GA-10, GB-G-GA9 bezeichnet), die Pustertaler Verwerfung (GB-DZ-GA1, GB-CZ-GA2, GB-CZ-GA2ter, TM-DZ-GA3), die Tonaliten von Mauls (TM-T-1, TM-T-TM), sowie den zentralen Teil der Verwerfung des Maulsertals (FVM-N-Q) durchquert. Die Überdeckungen reichen von einem Minimum von 450 m bis zu einem Maximum von 1090 m.

Der Schalenausbruchquerschnitt C-E-Ta entspricht den Anwendungsstrecken der Ausbruchquerschnitte C-T1, -T1 Rb, -T2, -T2 Rb, -T3, mit einer maximalen Ausbruchbreite und -höhe (inkl. maximal 10 cm Extraaushub) von jeweils 6.20 m und 5.48 m. Bei der Ausbruchphase wurden radiale Nietungen (Anker Typ SuperSwellex MN24 3 m lang) und eine Spritzbetonschicht von 20 cm Stärke, bestehen aus 5 cm faserverstärktem Spritzbeton der Außenschale und 15 cm aus mit Bewehrungsmatte verstärkten strukturellem Spritzbeton (10 cm faserverstärkt und 5 cm ohne Faser), eingesetzt

Die Innenschale besteht aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einer konstanten Mindeststärke von 30 cm an Kappe und Widerlager, und variable Mindeststärke von 30 cm bis 44 cm im Bereich der Tunnelbogenaufsätze. Im Gegengewölbe ist der Einsatz eines Basistübbings aus Stahlbeton, der von einem Gegengewölbe überragt wird.

In diesem Dokument sind die Bemessung der Innenschale sowie die Verträglichkeitsüberprüfung deren Belastungen auf den Basistübbing aufgezeigt.

## 1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento del rivestimento definitivo del Cunicolo Esplorativo, nella tratta scavata in tradizionale tra le progressive km 10+916 e km 11+757 e tra le progressive km 12+028 e km 12+069 [5].

Dal dimensionamento oggetto della seguente relazione è esclusa la tratta da km 11+117 a km 11+147, in cui è applicata la sezione tipo C-E-Tb, e le piazzole logistiche (sezioni PL-E-T) alle progressive km 11+185, km 11+481, km 11+707.

Tra le sopracitate progressive è prevista la sezione tipo di rivestimento definitivo C-E-Ta; in questa tratta lo scavo ha attraversato gli ammassi: Granito di Bressanone (indicato nel profilo [2] come GB-G-GA-10, GB-G-GA9), Faglia della Pusteria (GB-DZ-GA1, GB-CZ-GA2, GB-CZ-GA2ter, TM-DZ-GA3), Tonaliti di Mules (TM-T-1, TM-T-TM) e la parte centrale della Faglia della Val di Mules (FVM-N-Q). Le coperture variano da un minimo di 450 m a un massimo di 1090 m.

La sezione di rivestimento C-E-Ta coincide con le tratte di applicazione delle Sezioni di Scavo C-T1, -T1 Rb, -T2, -T2 Rb, -T3, aventi una larghezza e un'altezza massima dello scavo (compresi 10 cm massimi di extrascavo) rispettivamente di 6.20 m e di 5.48 m. In fase di scavo sono stati messi in opera delle chiodature radiali (ancoraggi tipo SuperSwellex MN24 di lunghezza 3 m) e uno strato di betoncino proiettato di spessore di 20 cm, di cui 5 cm di betoncino proiettato fibrorinforzato di prima fase e 15 cm di betoncino proiettato strutturale (10 cm di fibrorinforzato e 5 cm senza fibre) armato con rete elettrosaldata.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 gettato in opera, avente uno spessore minimo costante pari a 30 cm in calotta e sui ritti, variabile da 30 cm a 44 cm nella zona delle murette. In arco rovescio è prevista la messa in opera di un concio di base in calcestruzzo armato prefabbricato, sormontato da una soletta di chiusura.

Nel presente documento è riportato il dimensionamento del rivestimento definitivo e la verifica di compatibilità delle sollecitazioni trasmesse da quest'ultimo al concio di base.

## 2 MATERIALIEN

### 2.1 BETON

Für die Bemessung der Innenschale wird ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften berücksichtigt:

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

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

Wobei:

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

## 2 MATERIALI

### 2.1 CALCESTRUZZO

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

Dove:

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

### 3 GEOTECHNISCHES MODELL

Die geomechanische Charakterisierung der vom Erkundungsstollen durchquerten Gesteinsgebirge auf der Strecke zwischen km 10+419 und km 12+399 wurde aus folgenden Dokumenten entnommen:

- Von km 10+419 bis km 12+069: geomechanisches Profil der Ausführungsplanung [2].
- Von km 12+069 bis km 12+399: geomechanisches Profil der Erweiterung des Baulos Mauls 1 [3] und folgende Ausbruchergebnisse.
- Von km 12+385 bis km 12+459: Ergebnisse aus der Vortriebssondierung S20.

In Tabelle 1 sind die geomechanisch homogenen Zonen dieser untersuchten Strecke mit den entsprechenden Überdeckungen und Bezugskilometrierungen der Oströhre (GL Ost) und des Erkundungsstollens (CE) aufgezeigt, welche erstinstanzlich aus [2] [3] entnommen wurden.

Rock mass name	GL Est		CE		Zone length	Zone max overburden	Zone min overburden
	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)			
	[km]	[km]	[km]	[km]			
GA-BCA-GS-10g(90%) GA-BCA-A-10g(10%)			12.33	12.46	134.5	700	640
GA-BCA-GS-10g (100%)			12.29	12.33	40	640	640
FVM-N-PS(30%)/FVM-N-C (25%) FVM-N-M(30%)/FVM-N-Q (15%)			12.16	12.29	130	620	550
FVM-N-PS(90%)/FVM-N-C (10%)			12.07	12.16	90	550	480
FVM-C-Q(100%)			11.99	12.07	75	480	480
FVM-S-PS(85%)/FVM-S-B (15%)			11.77	11.99	225	470	575
TM-T-TM			11.73	11.77	35	575	575
TM-T-1	47.61	48.11	11.19	11.73	537	615	450
TM-DZ-GA3	48.11	48.16	11.14	11.19	46	655	620
GB-CZ-GA2 ter	48.16	48.17	11.13	11.14	15	655	655
GB-CZ-GA2	48.17	48.19	11.11	11.13	15	665	655
GB-DZ-GA1	48.19	48.34	10.96	11.11	148	745	665
GB-G-GA-9	48.34	48.36	10.93	10.96	34	760	745
GB-G-GA-10	48.36	48.9	10.41	10.93	515	1090	765

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen [2] [3].

Nachträglich, in Folge der Ausbruchergebnisse und der vom Erkundungsstollen ausgeführten Vortriebssondierung S20, wurde die gesamte Strecke, zwischen den Kilometrierungen km 12+069 und km 12+459, angesichts des bloßen Vorkommens der Gebirge FVM-S-PS und FVM-S-B charakterisiert.

Auf Tabelle 2 sind die geomechanischen Parameter jeder geomechanisch homogenen Zone zusammengefasst.

### 3 MODELLO GEOTECNICO

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi attraversati dal Cunicolo Esplorativo nella tratta tra km 10+419 e km 12+399 è stata ricavata dai seguenti documenti:

- Da km 10+419 a km 12+069: profilo geomeccanico di Progetto Esecutivo [2].
- Da km 12+069 a km 12+399: profilo geomeccanico dell'Estensione del Lotto Mules 1 [3] e successive risultanze dagli scavi.
- Da km 12+385 a km 12+459: risultanze del sondaggio in avanzamento S20

In Tabella 1 sono riportate le zone geomeccanicamente omogenee del tratto oggetto di studio con le relative coperture e le progressive di riferimento della canna est (GL Est) e del Cunicolo Esplorativo (CE) desunte, in prima istanza, da [2] [3].

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee [2] [3].

Successivamente, a seguito delle risultanze degli scavi e del sondaggio in avanzamento S20 eseguito dal Cunicolo Esplorativo, tutta la tratta tra le progressive km 12+069 al km 12+459 è stata caratterizzata considerando solo la presenza degli ammassi FVM-S-PS e FVM-S-B.

In Tabella 2 sono riassunti i parametri geomeccanici di ciascuna zona geomeccanicamente omogenea.

Rock mass name	GA-BCA-GS-10g(90%) GA-BCA-A-10g(10%)	GA-BCA-GS-10g (100%)	FVM-N-PS(30%) FVM-N-C (25%) FVM-N-M(30%) FVM-N-Q (15%)	FVM-N-PS(90%) FVM-N-C (10%)	FVM-C-Q
$\gamma(m)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	28	28	27	27	27
$\gamma(\sigma)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	-	-	-	-	-
$\sigma_{ci}(m)$ [MPa]	72/115	72	30/5.5-30/20	30/5.5	50
$\sigma_{ci}(\sigma)$ [MPa]	-	-	-	-	-
$m_i(m)$	16/17	16	20/20-12/20	20/20	20
$m_i(\sigma)$	-	-	-	-	-
$E_i(m)$ [GPa]	50	50	11/6-35/15	11/6	15
$E_i(\sigma)$ [GPa]	-	-	-	-	-
RMR(m)	60/70	50	40/35-55/45	40/35	55
RMR( $\sigma$ )	-	-	-	-	-
GSI(m)	50/65	30	45/40-60/50	45/40	60
GSI( $\sigma$ )	-	-	-	-	-

Rock mass name	FVM-S-PS(85%) FVM-S-B (15%)	TM-T-TM	TM-T-1	TM-DZ-GA 3	GB-CZ GA-2 ter
$\gamma(m)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	27	27	26.8	26	26
$\gamma(\sigma)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	-	-	0.55	-	-
$\sigma_{ci}(m)$ [MPa]	5/25	45	61	30	5
$\sigma_{ci}(\sigma)$ [MPa]	-	-	33	-	-
$m_i(m)$	20/23	25	18	25	20
$m_i(\sigma)$	-	-	2	-	-
$E_i(m)$ [GPa]	21.5(vert)/25	20	36	14	22.5
$E_i(\sigma)$ [GPa]	-	-	10	-	-
RMR(m)	51/42	40	56	45	55
RMR( $\sigma$ )	-	-	5	-	-
GSI(m)	52/42	40	57	45	55
GSI( $\sigma$ )	-	-	4	-	-

Rock mass name	GB-CZ GA-2	GB-DZ GA-1	GB-G-GA-9	GB-G-GA-10
$\gamma(m)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	26	26	26.7	26.7
$\gamma(\sigma)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	-	-	0.15	0.15
$\sigma_{ci}(m)$ [MPa]	5	55	115	115
$\sigma_{ci}(\sigma)$ [MPa]	-	-	19	19
$m_i(m)$	20	30	24	24
$m_i(\sigma)$	-	-	4	4
$E_i(m)$ [GPa]	22.5	22.5	34	34
$E_i(\sigma)$ [GPa]	-	-	6.1	6.1
RMR(m)	55	45	69	66
RMR( $\sigma$ )	-	-	5	8
GSI(m)	55	45	73	70
GSI( $\sigma$ )	-	-	4	5

Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3]. Mit (m) ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit ( $\sigma$ ) dessen Standardabweichung.

Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea [2] [3]. Con (m) si indica il valore medio di un parametro, con ( $\sigma$ ) la sua deviazione standard.

Wobei:

- $\gamma$  = spezifisches Gewicht des Gebirges
- $\sigma_{ci}$  = einaxialen Druckfestigkeit der Gesteinsmatrix
- $m_i$  = Krümmungsparameter aus triaxialem Druckversuch des Gebirgsmaterial
- $E_i$  = Verformungsmodul der Gesteinsmatrix
- RMR *Rock Mass Rating 1989*
- GSI = *Geological Strength Index*

Dove:

- $\gamma$  è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.
- $\sigma_{ci}$  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*.

Für die Lastberechnung des Gebirges nach Bieniawski wird das in Folge bestimmte BRMR genutzt.

Per il calcolo del carico di Bieniawski, dell'ammasso roccioso, si utilizza il BRMR definito come segue.

$$\text{BRMR} = \text{RMR} - R_6$$

Wobei:

- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- $R_6$  = Parameter der Klassifizierung nach Bieniawski, welche die angenommene Ausrichtung der Gelenke von -10 berücksichtigt.

Dove:

- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- $R_6$  = Parametro della classificazione di Bieniawski che tiene conto dell'orientazione dei giunti.

Im Norden des Mauls Fensters wurde, in den ersten 900 m ca., der Parameter BRMR durch Integrierung der Profildaten mit den Ortsbrusterhebungen, welche während der konventionellen Ausbruchphase der Oströhre, zwischen Kilometrierung km 47+994 und km 48+898 (Abbildung 1) erhalten wurden, herausgearbeitet.

Nei primi 900 m circa a nord della Finestra di Mules il parametro BRMR è stato ricavato integrando i dati del profilo con i rilievi al fronte ottenuti durante la fase di scavo in tradizionale della canna est tra le progressive km 47+994 e km 48+898 (Figura 1).

Für die Strecke der Pustertaler Verwerfung (km 11+117 - 11+147) beziehen sich die in den Profilen [2] aufgezeigten RMR und GSI Werte auf die im Bereich des Baulos Mauls 1 durchgeführten back Analysen; bei der Bemessung der Innenschale wurden stattdessen vorsichtshalber die aus der Ortsbrustvermessung erhaltenen Daten genutzt.

Per la tratta della Faglia della Pusteria (km 11+117 - 11+147) i valori di RMR e GSI riportati nel profilo [2] si riferiscono alle back analysis svolte nell'ambito del lotto Mules 1; nel dimensionamento del rivestimento definitivo si sono invece utilizzati cautelativamente i dati ricavati dai rilievi del fronte.

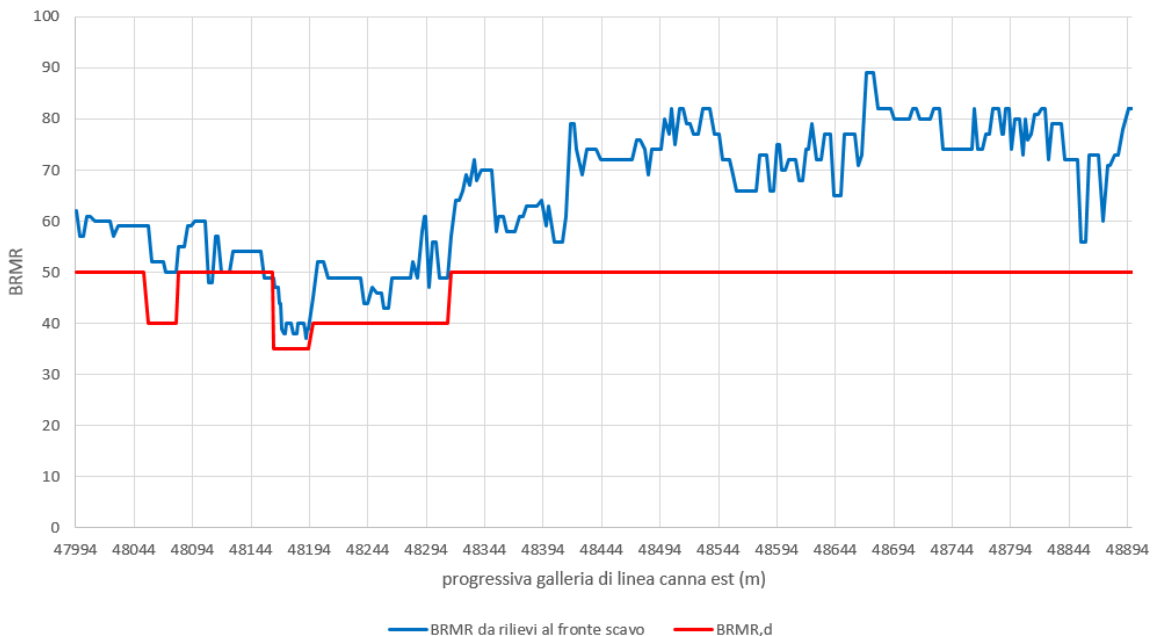


Abbildung 1: BRMR Index, der aus den Ortsbrusterhebungen (blaue Linie) erhalten wurde und die für die Planung genutzten Werte (rote Linie).

Figura 1: Indice BRMR ottenuto a partire dai rilievi al fronte (linea azzurra) e valori utilizzati per la progettazione (linea rossa).

Für die anderen Strecken wurde das BRMR angesichts der in den Profilen [2][3] aufgezeigten Daten ausgewertet.

Per le altre tratte BRMR è stato valutato a partire dai dati riportati sui profili [2] e [3].

Auf Tabelle 3 sind die geomechanischen Parameter aufgezeigt, die vorsichtshalber zur Planung und den entsprechenden

La Tabella 3 riporta i parametri geomeccanici cautelativamente utilizzati per la progettazione del Cunicolo Esplorativo e relative

Anwendungsstrecken genutzt wurden. Mit  $E_m$  ist das Verformungsmodul des Gebirges bezeichnet.

tratte di applicazione. Con  $E_m$  si è indicato il modulo di deformazione dell'ammasso.

Section name	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Rock mass(es)	Reference rock mass	RMR [refernce document]	BRMR d	$E_m$ d
	[km]	[km]					[Mpa]
MCSS-E-T	10+419.051	10+454.011	GB-G-GA-10	BRMR from front survey GL east		50	12.5
CL-E-T	10+454.011	10+916.465	GB-G-GA-10	BRMR from front survey GL east		50	13
C-E-Ta	10+916.465	11+117.	GB-G-GA-10 GB-G-GA-9 GB-DZ-GA1	BRMR from front survey GL east		40	5
C-E-Tb	11+117.	11+147.	GB-CZ-GA2 GB-CZ-GA2 ter	BRMR from front survey GL east		35	2.5
C-E-Ta	11+147.	11+185.	TM-DZ-GA3	BRMR from front survey GL east		40	5
PL-E-T2	11+185.	11+210.	TM-DZ-GA3 TM-T-1	BRMR from front survey GL east		40	5
C-E-Ta	11+210.	11+481.	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		40	5
PL-E-T2	11+481.	11+506.	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		40	5
C-E-Ta	11+506.	11+707.	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	40	5
PL-E-T2	11+707.	11+732.	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	40	5
C-E-Ta	11+732.	11+747.	TM-T-TM	TM-T-TM	40 [2]	40	5
C-E-Ta/c	11+747.	11+757.5	TM-T-TM	TM-T-TM	40 [2]	40	5
C-E-Tc	11+757.5	12+002.	TM-T-TM FVM-S-PS FVM-S-B FVM-C-Q	FVM-S-PS	42 [2]	35	1
PL-E-T1	12+002.	12+028.	FVM-C-Q	FVM-C-Q	50 [2]	40	5
C-E-Ta	12+028.	12+068.8	FVM-C-Q	FVM-C-Q	50 [2]	40	5
C-E-Tc (85%)	12+068.8	12+330.	FVM-S-PS FVM-S-B	FVM-S-PS	51 [2]	35	1
C-E-Td (15%)	12+068.8	12+330.	FVM-S-PS FVM-S-B	FVM-S-B	42 [2]	35	2.5
PL-E-T2	12+330.	12+355.	FVM-S-PS FVM-S-B	FVM-S-B	42 [2]	40	5
C-E-Tc (85%)	12+355.	12+459.	FVM-S-PS FVM-S-B	FVM-S-PS	51 [2]	35	1
C-E-Td (15%)	12+355.	12+459.	FVM-S-PS FVM-S-B	FVM-S-B	42 [2]	35	2.5

Tabelle 3: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Oströhre).

Tabella 3: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione.

Der Ausbruchquerschnitt C-E-Ta wurde daher vorsichtshalber angesichts eines BRMR von 40 und eines  $E_m$  von 5.0 GPa dimensioniert.

La sezione in oggetto (C-E-Ta) è stata quindi dimensionata considerando cautelativamente un BRMR pari a 40 e un  $E_m$  pari a 5 GPa.

## 4 INNENSCHALE

### 4.1 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;
- $\nu$  = Poisson Verhältnis (0.2);

Zur Modellierung des unbewehrten Betons wird ein formendes Modell des elastisch-linearen Materials verwendet. Infolge des Verlusts an Ausbruchquerschnittssteifigkeit, der durch die Öffnung von Spalten dort wo die Betonzugfestigkeit überwunden wird (Ausformung von plastischen Scharnieren) verursacht ist, wird, laut Absatz 12.5 des EC2, die Neuverteilung der Belastungen berechnet. Die Modellierung der plastischen Scharniere erfolgt durch Einsatz von Torsionsfedern, dessen Steifigkeit iterativ nach der Pöttler-Methode [25], [26] berechnet wird.

## 4 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

### 4.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE

Le sollecitazioni nel rivestimento definitivo 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 rigidezza 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;
- $\nu$  = 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 rigidezza 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 rigidezza è calcolata iterativamente mediante il metodo di Pöttler [25], [26].

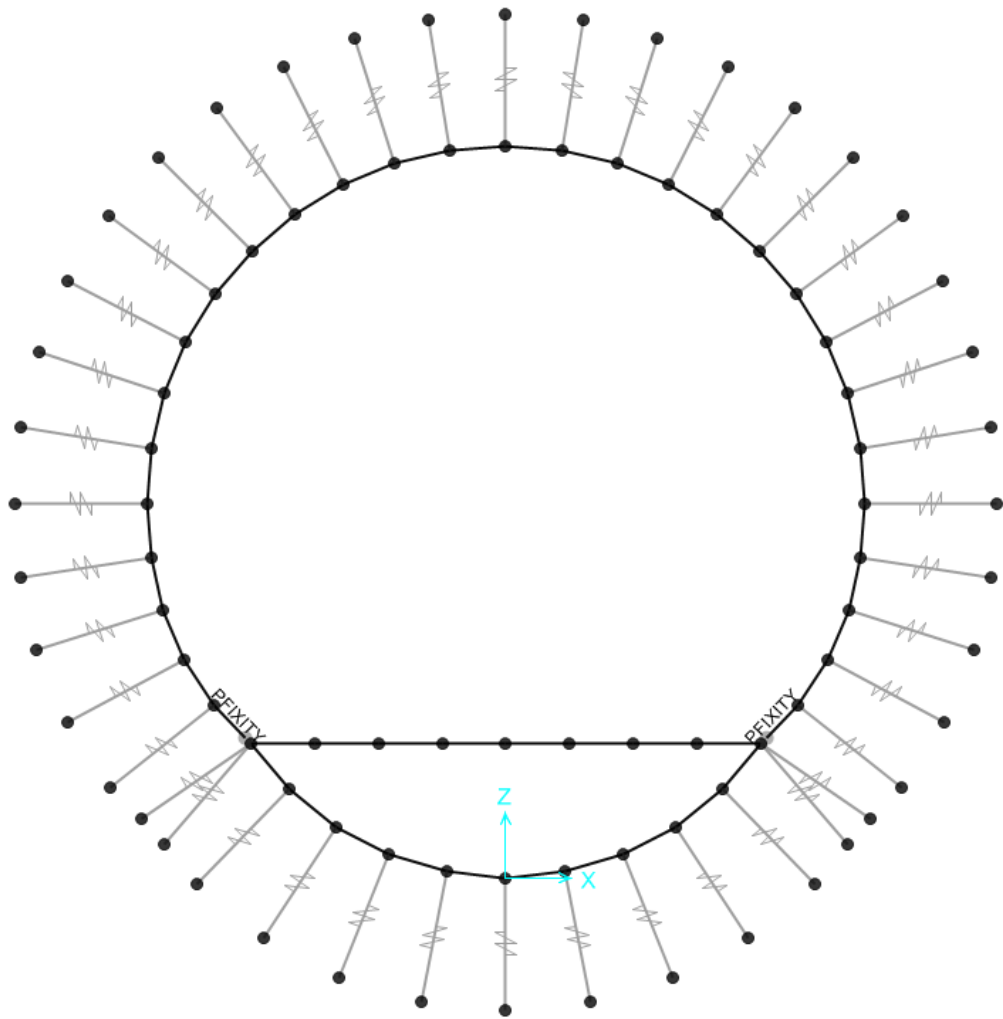


Abbildung 2: Geometrisches Modell des Ausbruchquerschnitts C-E-Ta

Figura 2 Modello geometrico sezione tipo C-E-Ta

Das geometrische Modell des Ausbruchquerschnitts C-E-Ta auf der Ebene (x,y), in Figura 2, ist durch Links, welche die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Struktur simulieren, an der Erde gebunden. Auf Höhe der zwei Anbindungsausbruchquerschnitte, zwischen dem letzten Widerlagerelement und dem Basistübbing, wurden Drehfedern (Drehung zur y Achse) mit einer solchen Steifigkeit angewandt, dass durch diese sich der Ausbruchquerschnitt am maximalen bei den verschiedenen Lastenkombinationen aufgezeichneten Momentwert als völlig komprimiert erweist. Diese Annahme ermöglicht es das Vorkommen einer Diskontinuität zwischen den zwei Elementen zu berücksichtigen. Es ist außerdem überprüft worden, dass die Querkraft im Element an dieser Diskontinuität unter 35% der übertragenen Axialkraft ist.

$$T < 0,35N$$

Es wird weiterhin unterstrichen, dass der Schließtübbing des Gegengewölbes mit Elemente des Typs Beam modelliert wurde, welche in der Lage sind nur axiale Kompressionswirkungen und keine Zugwirkungen zu übertragen.

Il modello geometrico della sezione C-E-Ta riportato in Figura 2 nel piano (x,z) è vincolato a terra tramite i link che simulano l'interazione tra l'ammasso e la struttura. In corrispondenza delle due sezioni di connessione tra l'ultimo elemento dei ritti e il concio di base prefabbricato sono state applicate delle molle rotazionali (rotazione rispetto all'asse y) aventi rigidità tale per cui in corrispondenza del valore massimo di momento registrato nelle diverse combinazioni di carico, la sezione risulti interamente compressa. Tale assunzione permette di considerare la presenza di una discontinuità tra i due elementi. Si è inoltre verificato che la forza di taglio presente nell'elemento in corrispondenza di questa discontinuità, risulti inferiore del 35% della forza assiale trasmessa.

$$T < 0,35N$$

Si specifica inoltre che il concio di chiusura dell'arco rovescio è stato modellato con elementi di tipo beam in grado di trasmettere solo azioni assiali di compressione e non di trazione.

## 4.2 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  $0.5\text{cm}$ . Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

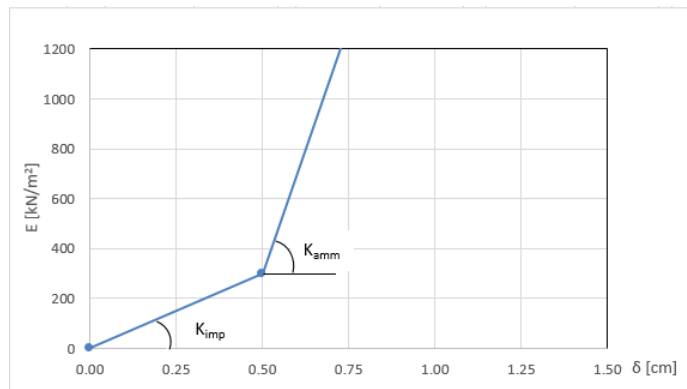


Abbildung 3: Schematisierung der Schnittstelle

## 4.2 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 rigidezza 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  $0.5\text{cm}$ . Superati tali spostamenti, la rigidezza dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata.

Figura 3: Schematizzazione dell'interfaccia

Es wird unterstrichen, dass, wie aus Abbildung 2 hervorgeht, auf Höhe des Verbindungsausbruchquerschnitt, zwischen dem letzten Widerlagerelement und dem Gegengewölbe, die Gebirge/Struktur Wechselwirkung mit zwei Elemente des Typs Link modelliert wurde; einem wurde die Hälfte der Einflusslänge des Widerlagerelements mit beiden Steifigkeiten, sowohl des Gebirges als auch der Abdichtung, zugewiesen, dem anderen wurde die Hälfte der Einflusslänge des Gegengewölbeelements mit der bloßen Steifigkeiten des Gebirges zugeordnet.

### 4.2.1 Modellierung der Bettung

Zur Bestimmung der radialen Bettung der Innenschale im Gebirge/Boden wird das Elastizitätsmoduls  $E$ , der Poisson Koeffizient  $\nu$  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:

Si precisa che come si vede dalla Figura 2, in corrispondenza della sezione di collegamento tra l'ultimo elemento di ritto e l'arco rovescio, l'interazione ammasso-struttura è stata modellata con due elementi di tipo link, a uno è stata assegnata metà della lunghezza di influenza dell'elemento di ritto con entrambe le rigidzze dell'ammasso e dell'impermeabilizzazione, all'altro link è stata assegnata metà della lunghezza di influenza dell' elemento dell'arco rovescio e la sola rigidezza dell'ammasso.

### 4.2.1 Rigidezza radiale

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

Dove:

- $K_R$  = Steifigkeit der radialen Bettung Innenschale – Gebirge [MN/m<sup>3</sup>]
- $E$  = Elastizitätsmodul des Gebirges
- $E_S$  = Steifemodul des Gebirges
- $\nu$  = Poisson Beiwert des Gebirges
- $R$  = Tunnelradius - Systemlinie

- $K_R$  = rigidezza del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/m<sup>3</sup>]
- $E$  = modulo elastico dell'ammasso roccioso
- $E_S$  = modulo edometrico dell'ammasso roccioso
- $\nu$  = coeff. di Poisson dell'ammasso roccioso
- $R$  = raggio della galleria

#### 4.3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

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

##### 4.3.1 Eigengewicht $G_1$

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

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

##### 4.3.2 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe $G_3$

Im behandelten Ausbruchquerschnitt ist keine Betonauffüllung vorhanden.

##### 4.3.3 Wasserdruck $G_4$

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

Für drainierte (druckentlastete) Tunnel in den Ausbruchquerschnitten mit Sohlgewölbe wird der Wasserdruck nur vom unteren Scheitelpunkt unter dem Sohlgewölbe bis auf Höhe der Ulmenlängsdrainage berücksichtigt. Die Wasserlast wird laut folgendem Schema appliziert:

#### 4.3 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

##### 4.3.1 Peso proprio $G_1$

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

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

##### 4.3.2 Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio $G_3$

Nella sezione in oggetto non è presente un riempimento in cls.

##### 4.3.3 Pressione idraulica $G_4$

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:

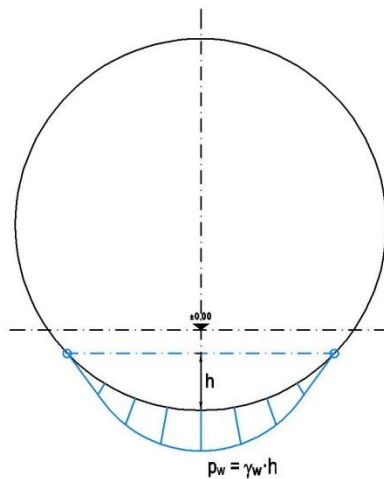


Abbildung 4: Hydrostatische Druck – drainierter Regelquerschnitt

Figura 4: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata

#### 4.3.4 Gebirgslast G5

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

Diese Einwirkungen ergeben sich aus verschiedenen Beiträgen die in vertikaler und horizontaler Richtung agieren.

Die vertikale Komponente wird mit folgendem Verhältnis berechnet:

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

Wobei:

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

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

Wobei:

- $Y$  = spezifische Gebirgseigengewicht in  $\text{kN/m}^3$
- $b$  = maximale horizontale Ausbruchquerschnittsbreite
- $BRMR$  = Bieniawski-Index.

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

#### 4.3.4 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  $\text{kN/m}^3$ .
- $z$  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  $\text{kN/m}^3$ .
- $b$  è l'ampiezza massima della sezione in direzione orizzontale.
- $BRMR$  è l'indice di Bieniawski

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

$$P_h = P_{vBieniawski} * K_0 + Y * z * K_0$$

Sezione tipo	k0	Y[kN/m3]	b[m]	BRMR	PvBieniawski
C-E-Ta	0,75	26	5,75	40	90

Tabelle 4: Bei der Analyse benutzte Parameter

Tabella 4: Parametri utilizzati nell'analisi

#### 4.3.5 Kriechen und Schwinden des Betons G6

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

Die Kriechzahl  $\phi$  wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 ermittelt.

Die Kriechzahl  $\phi$  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  $\Delta l$ . 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 der Kappe und der Widerlager berücksichtigt wurde, und dass hingegen die Schwindwirkung des Basistübbings aus Beton übergangen wurde.

#### 4.3.6 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.

#### 4.3.5 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  $\phi$  si calcola secondo le NTC 2008, capitolo 11.2.10.7.

Il coefficiente di viscosità  $\phi$  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  $\Delta l$  (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.

#### 4.3.6 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 $\Delta T$ [°C]	5		2	
$\Delta T_{eff}$ [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate
	-16	16	-10	10

Tabelle 5: In der Analyse benutzte Parameter

Tabella 5: Parametri utilizzati nell'analisi

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  $\Delta T$ , 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 den Elementen des Schlusstübbings des Gegengewölbes 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 4.3.9.

#### 4.3.7 Erdbebeneinwirkung E1

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

In Anhang 1 werden auf alle Fälle, zur Darstellung der weiten Sicherheitsgrenze, die widerstandsfähigen Bereiche und die darstellenden Punkte des Schalenspannungszustands bei den Kombinationen GZT13 und GZT14 (Tabella 6) aufgezeigt.

#### 4.3.8 Aufprall A2

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

#### 4.3.9 Brand A3

Wie im spezifischen Bericht [6] beschrieben, wird der Erkundungsstollen nicht durch die Kurve Temperatur/Zeitraum RWS der UNI 11076 überprüft, wie es für alle Haupttunnels gemacht wurde, da diese Kurve einem Brand entspricht der eine Hitze von einigen Hunderte 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 Bauprodukt und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

- Stärke 's' der Strukturelemente größer als 160mm;

A 1,7 km dall'imbocco si ricava:

- una variazione uniforme di temperatura di  $\pm 12,6^\circ\text{C}$
- un gradiente della temperatura  $\Delta T$ , 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 4.3.9.

#### 4.3.7 Azione sismica E1

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

Nell' allegato 1 vengono comunque riportati i domini resistenti e i punti immagine dello stato tensionale nei rivestimenti nelle combinazioni SLU13 e SLU14 (Tabella 6) per mostrare comunque l'ampio margine di sicurezza.

#### 4.3.8 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.

#### 4.3.9 Incendio A3

Come descritto nella relazione specifica [6], 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:

- spessore 's' degli elementi strutturali maggiore di 160mm;

- Betondeckung 'a' (Achsenabstand der Bewehrung von der ausgesetzten Oberfläche) größer als 35mm.
- copriferro 'a' (distanza dell'asse delle armature dalla superficie esposta) maggiore di 35mm.

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

#### 4.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  berücksichtigt werden.

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

#### 4.4 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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	
druckbelastet / 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 6: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)

Tabella 6: Combinazioni di carico- in rosa sono indicate le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE-

#### 4.5 NACHWEISE

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

##### 4.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

###### 4.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

$$\begin{aligned} \gamma_{Gj,inf} \text{ günstig/favorevole} &= 1,00 / 1,00 / 1,00 \\ \gamma_{Gj,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,35 / 1,20 / 1,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ günstig/favorevole} &= 0,00 / 0,00 / 0,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,50 / 1,30 / 1,00 \end{aligned}$$

Angesichts der Einwirkungen aus dem Schwinden für die Überprüfung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wurde gemäß EC2, Teil 1, Kap. 2.4.2.1, der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{SH} = 1,0$  berücksichtigt.

#### 4.5 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.

##### 4.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

###### 4.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

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:

Considerando le azioni derivanti dal ritiro, per la verifica allo stato limite ultimo, si è considerato, in conformità all'EC2, parte 1, paragrafo 2.4.2.1 il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{SH} = 1,0$ .

#### 4.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

Einwirkung /	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
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 7: Kombinationsbeiwerte

#### 4.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  zu berücksichtigt werden.

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

#### 4.5.1.4 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

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

##### Unbewehrter Beton

- Teilsicherheitskoeffizient für den Betonwiderstand  $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruck und Zugfestigkeit:  $\alpha_{ct,pl.} = 0,80$

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  $\alpha$  bleibt unverändert.

#### 4.5.1.5 Überprüfung auf Beulspannung

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

#### 4.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 7: Coefficienti di combinazione

#### 4.5.1.3 Combinazione delle azioni

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

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

#### 4.5.1.4 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  $\alpha$  resta invariato.

#### 4.5.1.5 Verifica a pressoflessione

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

Bei den unbewehrten überwiegend komprimierten Nulle sezioni non armate prevalentemente compresse, la Ausbruchquerschnitten erfolgt die Überprüfung auf verifica a pressoflessione è condotta, in accordo con le N.T.C. Beulspannung, gemäß dem N.T.C. 2008, durch die 2008, verificando la seguente disuguaglianza: 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.

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.

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:

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:

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

Wobei:

- $J$  = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts.

Dove:

- $J$  è il momento d'inerzia della sezione

#### 4.5.1.6 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:

#### 4.5.1.6 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:

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

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

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

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

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

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

Nelle sezioni prevalentemente compresse, lo sforzo medio di compressione  $\sigma_c$  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  $\sigma_c$  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  $\sigma_c$  come tensione media nell'intera sezione, sia compressa che tesa.

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

#### 4.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

#### 4.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

##### 4.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

##### 4.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

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

##### 4.5.2.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

In Tabella 6 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabella 6 berücksichtigt.

##### 4.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 6 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 7.

##### 4.5.2.3 Einwirkungskombinationen

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

##### 4.5.2.3 Combinazioni delle azioni

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

##### 4.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

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

##### 4.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

##### 4.5.2.5 Ermittlung der Verformungen

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

##### 4.5.2.5 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.

#### 4.5.2.6 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  $\psi$  laut Tabelle 6 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.

### 4.6 BAULICHE DURCHBILDUNG

#### 4.6.1 Bauliche Durchbildung

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 8: Mindestbetondeckung.

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

#### 4.6.2 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:

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

#### 4.5.2.6 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  $\psi$  secondo Tabella 6. 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.

### 4.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA

#### 4.6.1 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 8: Copriferro minimo.

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

#### 4.6.2 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:

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.

#### 4.7 ERGEBNISSE

Die Berechnungen im Anhang 1 zeigen, dass der Ausbruchquerschnitt keine Bewehrung an der Kappe und an den Stützen benötigt.

Das Berechnungsmodell, in der Kombination GZT02, zeigt die Bildung eines plastischen Scharniers in der Mittellinie der Kappe. Dieses plastische Scharnier ermöglicht auf jeden Fall die Gewährleistung der Strukturstatik und ihre langzeitliche Funktionsfähigkeit.

### 5 VERZEICHNISSE

#### 5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen [2] [3].	6
Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3]. Mit $(m)$ ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit $(\sigma)$ dessen Standardabweichung.	7
Tabelle 3: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Oströhre).	9
Tabelle 4: Bei der Analyse benutzte Parameter	15
Tabelle 5: In der Analyse benutzte Parameter	16
Tabelle 6: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)	17
Tabelle 7: Kombinationsbeiwerte	18
Tabelle 8: Mindestbetondeckung.	21

#### 5.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: BRMR Index, der aus den Ortsbrusterhebungen (blaue Linie) erhalten wurde und die für die Planung genutzten Werte (rote Linie).	8
Abbildung 2: Geometrisches Modell des Ausbruchquerschnitts C-E-Ta	11
Abbildung 3: Schematisierung der Schnittstelle	12

- 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.

#### 4.7 RISULTATI

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che la sezione non necessita di armatura né in calotta né nei piedritti.

Il modello di calcolo, nella combinazione SLU02, mostra la formazione di una cerniera plastica nella mezzera della calotta. Tale cerniera plastica consente comunque di garantire la statica della struttura e la sua funzionalità nel tempo.

### 5 ELENCHI

#### 5.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee [2] [3].	6
Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea [2] [3]. Con $(m)$ si indica il valore medio di un parametro, con $(\sigma)$ la sua deviazione standard.	7
Tabella 3: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione.	9
Tabella 4: Parametri utilizzati nell'analisi	15
Tabella 5: Parametri utilizzati nell'analisi	16
Tabella 6: Combinazioni di carico- in rosa sono indicate le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE-	17
Tabella 7: Coefficienti di combinazione	18
Tabella 8: Copriferro minimo.	21

#### 5.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Indice BRMR ottenuto a partire dai rilievi al fronte (linea azzurra) e valori utilizzati per la progettazione (linea rossa).	8
Figura 2 Modello geometrico sezione tipo C-E-Ta	11
Figura 3: Schematizzazione dell'interfaccia	12
Figura 4: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata	14

Abbildung 4: Hydrostatische Druck – drainierter Regelquerschnitt 14

### 5.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

### 5.4 REFERENZDOKUMENTE

#### 5.4.1 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\_GLS\_D0700\_21010 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Erkundungsstollen (Blatt 1/4)
- [3] V04-OP-EI.05.01- Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - Erkundungsstollen Periadriatik und vorbereitende Bauwerke Bereich Muls - Geologisch-geomechanisches Profil - Planwerte Erkundungsstollen Rev 01, Ferrarese 20/02/2014, More R. 20/02/2014, Marini 21/02/2014)
- [4] Vermessungen an der Ortsbrust im GL-E-T zwischen den Kilometrierungen km 47+994 und km 48+898.
- [5] 02\_H61\_KI\_010\_KRP\_D0700\_21942 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Erkundungsstollen - Regelprofil C-E-T, PL-E-T, CL-E-T, CMC-E-T und MCSS-E-T
- [6] 02\_H61\_EG\_995\_KTB\_D0700\_15003 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

#### 5.4.2 Normen und Richtlinien

- [7] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [8] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14.Januar 2008
- [9] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel

### 5.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - ANALSI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

### 5.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 5.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02\_H61\_GD\_992\_GTB\_D0700\_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Elaborati generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_21010 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1- Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Cunicolo Esplorativo (Tav. 1/4)
- [3] V04-OP-EI.05.01- Galleria di Base del Brennero-Progetto Esecutivo - Cunicolo Esplorativo Periadriatica ed Opere Propedeutiche ambito Muls - Profilo geologico-geomeccanico-Valori di progetto-Cunicolo Esplorativo Rev 01, Ferrarese 20/02/2014, More R. 20/02/2014, Marini 21/02/2014)
- [4] Rilievi al fonte di scavo nella GL-E-T tra le progressive tra km 47+994 e km 48+898.
- [5] 02\_H61\_KI\_010\_KRP\_D0700\_21942 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Baulos Muls 2-3- D0700: Lotto Muls 2-3- Cunicolo esplorativo - Sezione tipo applicata C-E-T, PL-E-T, CL-E-T, CMC-E-T e MCSS-E-T
- [6] 02\_H61\_EG\_995\_KTB\_D0700\_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Dati base per la progettazione - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

#### 5.4.2 Normativa

- [7] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [8] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [9] DM 28/10/2005, Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.



- [10] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [11] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [12] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [13] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [14] UNI EN 1992-1-2:2005 „Planung von Stahlbetonbauwerke Teil 1-2: Allgemeinregelung – Brandschutz Strukturplanung“
- [15] UNI 11076: vom 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [16] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"

#### 5.4.3 Literatur

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

- [10] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [11] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [12] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [13] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [14] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [15] 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".
- [16] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

#### 5.4.3 Letteratura

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

[26] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter  
Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

[26] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter  
Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

## ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

Anhang 1 beinhaltet die graphischen Darstellungen der wichtigsten In- und Outputs der Innenschalenberechnung, die mit dem Programm SAP2000 durchgeführt wurde.

## APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'appendice 1 contiene le rappresentazioni grafiche dei principali input e output dell'analisi del rivestimento definitivo condotte con il programma SAP2000.

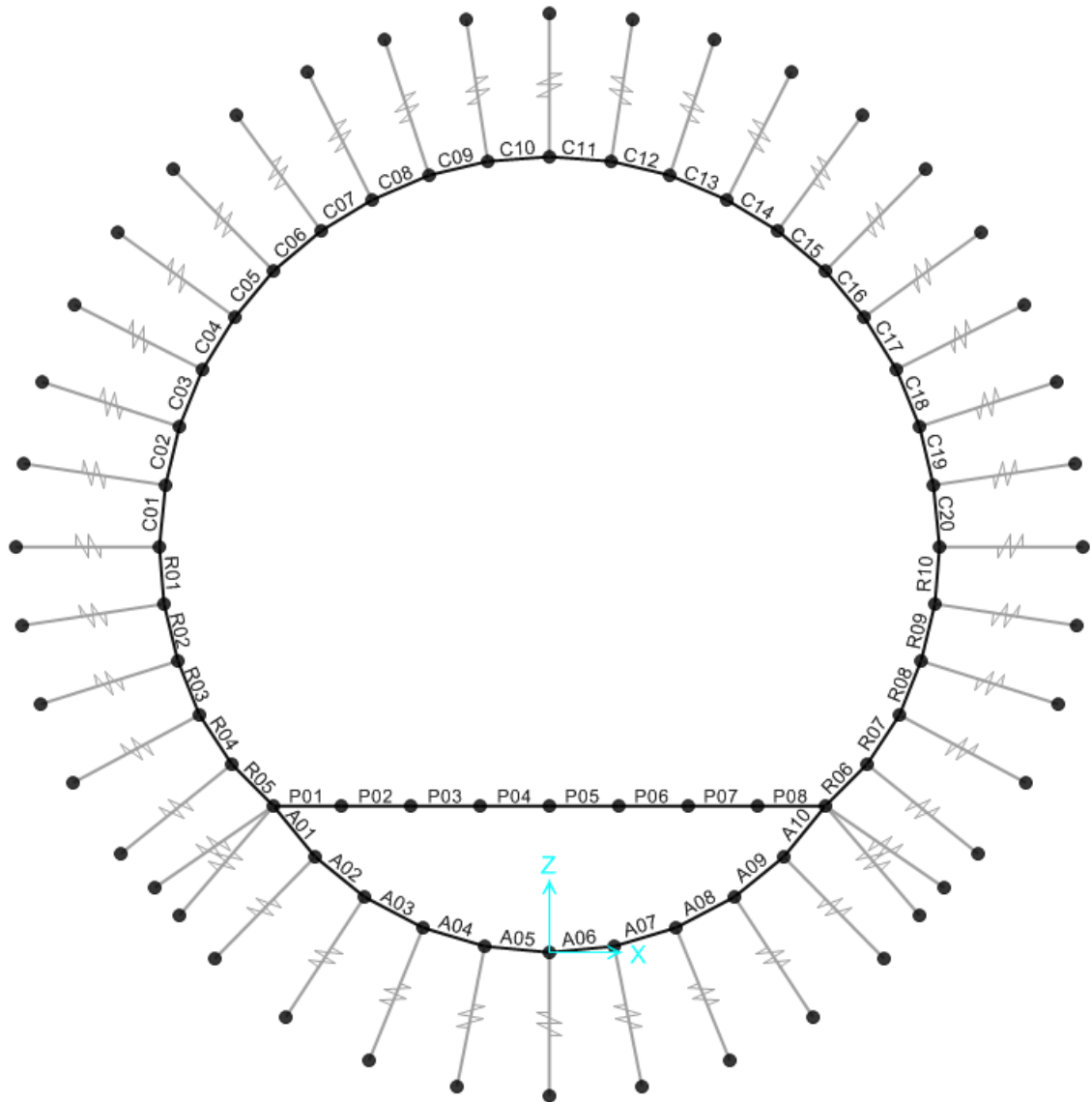


Abbildung 1: Modell C-E-Ta

Illustrazione 1: Modello C-E-Ta

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.30
C02	C30/37	Rectangular	0.30
C03	C30/37	Rectangular	0.30
C04	C30/37	Rectangular	0.30
C05	C30/37	Rectangular	0.30
C06	C30/37	Rectangular	0.30
C07	C30/37	Rectangular	0.30
C08	C30/37	Rectangular	0.30
C09	C30/37	Rectangular	0.30
C10	C30/37	Rectangular	0.30
C11	C30/37	Rectangular	0.30
C12	C30/37	Rectangular	0.30
C13	C30/37	Rectangular	0.30
C14	C30/37	Rectangular	0.30
C15	C30/37	Rectangular	0.30
C16	C30/37	Rectangular	0.30
C17	C30/37	Rectangular	0.30
C18	C30/37	Rectangular	0.30
C19	C30/37	Rectangular	0.30
C20	C30/37	Rectangular	0.30
R01	C30/37	Rectangular	0.30
R02	C30/37	Rectangular	0.30
R03	C30/37	Rectangular	0.30
R04	C30/37	Rectangular	0.30
R05	C30/37	Rectangular	0.30
R06	C30/37	Rectangular	0.30
R07	C30/37	Rectangular	0.30
R08	C30/37	Rectangular	0.30
R09	C30/37	Rectangular	0.30
R10	C30/37	Rectangular	0.30

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte.

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
P01	C30/37	Rectangular	0.25
P02	C30/37	Rectangular	0.25
P03	C30/37	Rectangular	0.25
P04	C30/37	Rectangular	0.25
P05	C30/37	Rectangular	0.25
P06	C30/37	Rectangular	0.25
P07	C30/37	Rectangular	0.25
P08	C30/37	Rectangular	0.25
A01	C30/37	Rectangular	0.34
A02	C30/37	Rectangular	0.34
A03	C30/37	Rectangular	0.34
A04	C30/37	Rectangular	0.34
A05	C30/37	Rectangular	0.34
A06	C30/37	Rectangular	0.34
A07	C30/37	Rectangular	0.34
A08	C30/37	Rectangular	0.34
A09	C30/37	Rectangular	0.34
A10	C30/37	Rectangular	0.34

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

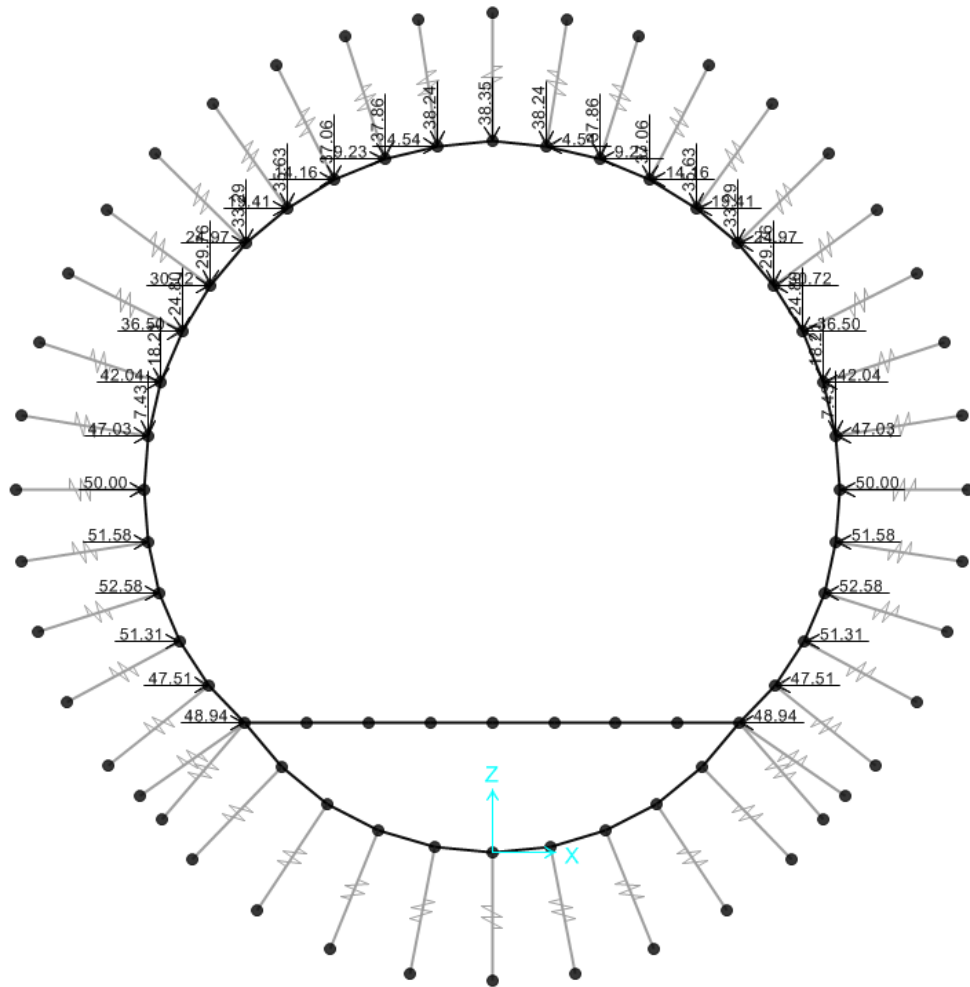


Abbildung 3: Gebirgslast G5 - Bieniawski

Illustrazione 3: Carico dell'ammasso G5 - Bieniawski

In Folge wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt der Kombination GZT06 (Lasten G1, G5, G6a, Q1Winter) aufgezeigt, welcher die höchsten Werte der Inneren Belastungen erweist.

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione, nella combinazione SLU06 (carichi G1, G5, G6a, Q1inverno) che presenta i massimi valori delle sollecitazioni interne.

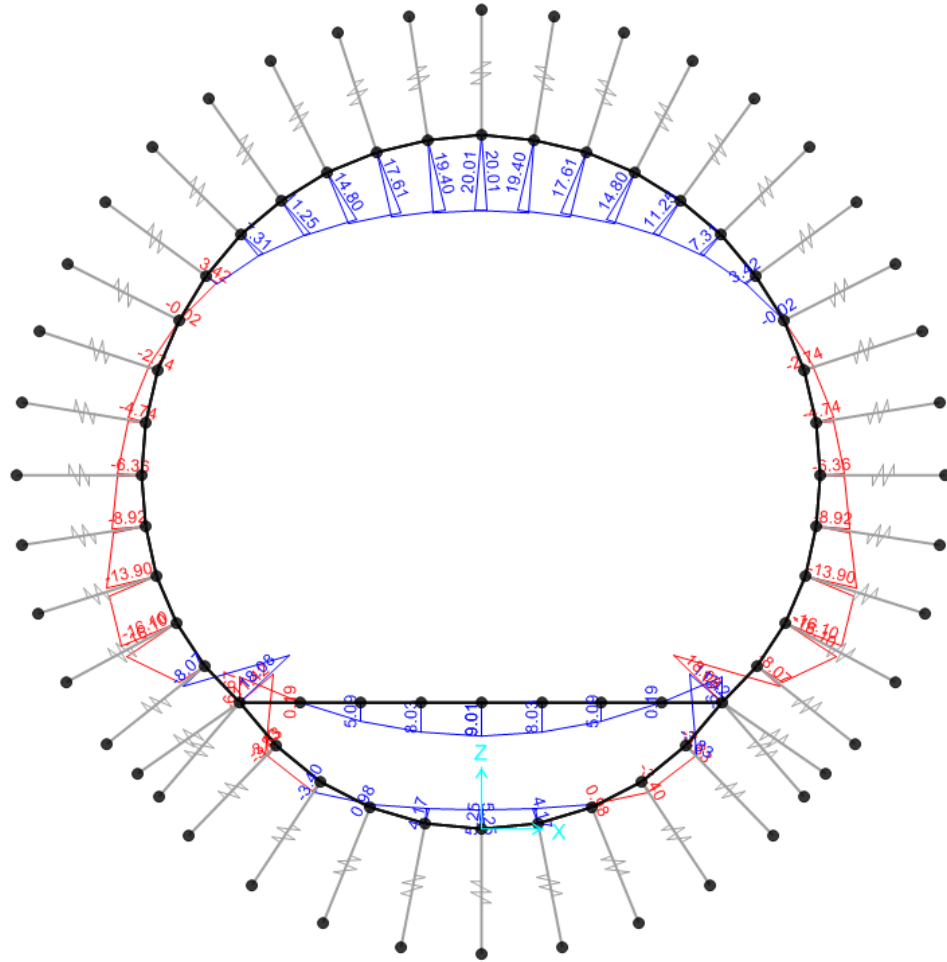


Abbildung 4: GZT06 - Biegemoment

Illustrazione 4: SLU06 - Momento flettente

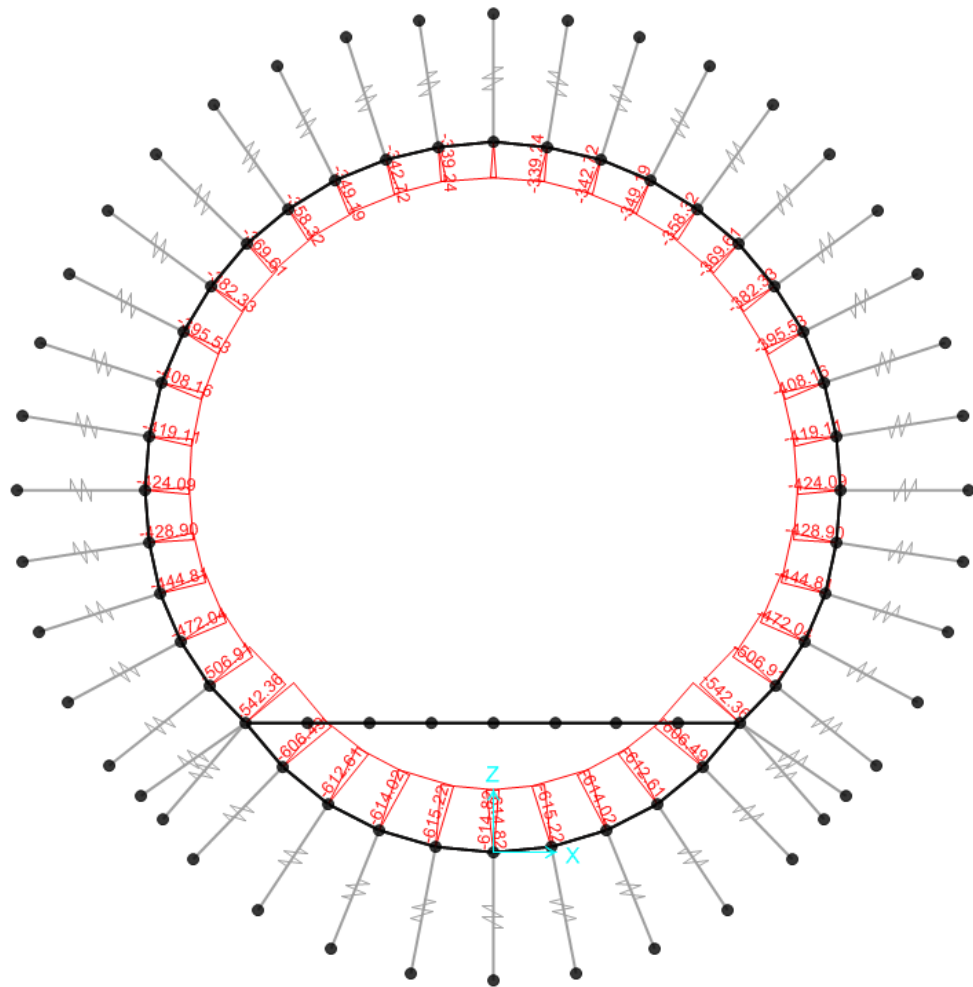


Abbildung 5: GZT06 - Axialwirkung

Illustrazione 5: SLU06 - Azione assiale

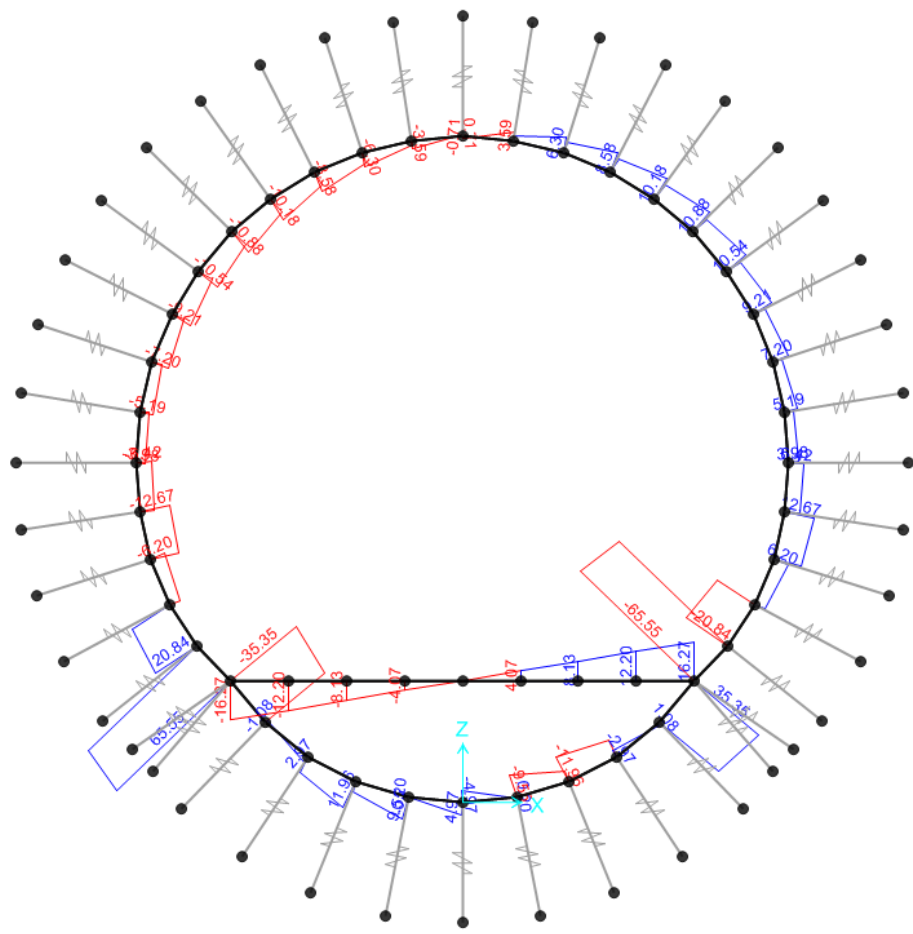


Abbildung 6: GZT06 - Schub

Illustrazione 6: SLU06 - Taglio









VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO F<sub>ctd</sub>=0

VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO IL CALCESTRUZZO REAGENTE A TRAZIONE F<sub>ctd</sub>

Table with columns: TABLE, Element Forces - Frames, Positive le trazioni, VERIFICA A PRESSOFLESSIONE, Positive le compressioni, VERIFICA A TAGLIO, Estradosso intradosso, VERIFICA A PRESSOFLESS, Positive le compressioni, VERIFICA A TAGLIO (fctd I 0).



