



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

<b>D0700: Baulos Mauls 2-3</b>		<b>D0700: Lotto Mules 2-3</b>					
<b>Projekteinheit</b> Erkundungsstollen - bestehend		<b>WBS</b> Cunicolo Esplorativo esistente					
<b>Dokumentenart</b> Statische Berechnung		<b>Tipo Documento</b> Calcolo statico					
<b>Titel</b> Statische Berechnung PL-E-T1/T2		<b>Titolo</b> Relazione di calcolo PL-E-T1/T2					
 <b>RTI 4P</b> Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P <small>via Pio Ilirio S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel. +39 026767911, Fax +39 0287152612</small>		Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470					
<b>Mandataria</b>  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	<b>Mandante</b>  PÖYRY	<b>Mandante</b>  pini swiss engineers	<b>Mandante</b>  PASQUALI-RAUSA ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.				
Fachplaner / il progettista specialista Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470		Fachplaner / il progettista specialista					
	Datum / Data	Name / Nome	Gesellschaft / Società				
Bearbeitet / Elaborato	30.01.2015	Moja	Pro Iter				
Geprüft / Verificato	30.01.2015	Rivoltini	Pro Iter				
 <b>BBT</b> 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	21074	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	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>6</b>
	2.1 BETON	
	2.1 CALCESTRUZZO.....	6
	2.2 BEWEHRUNGSSTAHL	
	2.2 ACCIAIO DA ARMATURA.....	6
<b>3</b>	<b>GEOTECHNISCHES MODELL</b>	
<b>3</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO</b> .....	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>INNENSCHALE</b>	
<b>4</b>	<b>RIVESTIMENTO DEFINITIVO</b> .....	<b>11</b>
	4.1 STABWERKSMODELLE	
	4.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE .....	11
	4.2 MODELLIERUNG DER BETTUNG	
	4.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	12
	4.2.1 Modellierung der Bettung	
	4.2.1 Rigidezza radiale.....	13
	4.3 LASTENANALYSE	
	4.3 ANALISI DEI CARICHI .....	13
	4.3.1 Eigengewicht G1	
	4.3.1 Peso proprio G1 .....	14
	4.3.2 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
	4.3.2 Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3 .....	14
	4.3.3 Wasserdruck G4	
	4.3.3 Pressione idraulica G4 .....	14
	4.3.4 Gebirgslast G5	
	4.3.4 Carico dell'ammasso G5 .....	14
	4.3.5 Kriechen und Schwinden des Betons G6	
	4.3.5 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	15
	4.3.6 Temperatur Q1	
	4.3.6 Temperatura Q1 .....	15
	4.3.7 Erdbebeneinwirkung E1	
	4.3.7 Azione sismica E1 .....	16
	4.3.8 Aufprall A2	
	4.3.8 Urto A2 .....	16
	4.3.9 Brand A3	
	4.3.9 Incendio A3 .....	16
	4.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
	4.4 COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
	4.5 NACHWEISE	
	4.5 VERIFICHE .....	17
	4.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
	4.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU) .....	17
	4.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
	4.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni .....	17
	4.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
	4.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni .....	18

4.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	18
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.....	19
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 .....	21
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>23</b>
5.1	TABELLENVERZEICHNIS	
5.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	23
5.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
5.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	23
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	Normative e linee guida.....	24
5.4.3	Bibliografie	
5.4.3	Bibliografia.....	24

## ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

### APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

## 1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Innenschale von vier Logistik Ausweichstellen die sich an den in Tabella 1 dargestellten Kilometrierungen entlang der Erkundungsstollenstrecke befinden.

Piazzola logistica n°	sezione tipo	initial pk	final pk
		[km]	[km]
1	PL-E-T2	11.185	11.21
2	PL-E-T2	11.481	11.506
3	PL-E-T2	11.707	11.732
4	PL-E-T1	12.002	12.028

Tabelle 1: Lokalisierung der Logistik Ausweichstellen dieses Ausbruchquerschnitts und der relativen Innenschalenausbruchquerschnitte

Die Logistik Ausweichstellen Nr. 1, 2, und 3 wurden innerhalb der Maulser Tonaliten, in den geomechanisch homogenen Zonen die im geomechanischem Profil [2] als TM-DZ-GA3, TM-T-1, und TM-T-TM gekennzeichnet sind, ausgeführt; die Überdeckungen entsprechen ca. 610 m für Ausweichstelle Nr. 1, 450 m für Ausweichstelle Nr. 2, sowie 530 für Ausweichstelle Nr. 3. Die Außenschale dieser Ausweichstellen besteht aus radialen Nietungen (4 m lange Anker Typ SuperSwellex MN 24 und Typ SN) und einer Spritzbetonschicht mit Bewehrungsmatte.

Die Logistik Ausweichstelle Nr. 4 wurde im Inneren der Maulstaler Verwerfung ausgeführt, insbesondere im Quarzgebirge, welches im geomechanischem Profil [2] als FVM-C-Q gekennzeichnet ist; die Überdeckung ist von ca. 450 m. Die Außenschale dieser Ausweichstelle besteht aus radialen Nietungen (4 m lange Anker Typ SN) und einer Spritzbetonschicht mit Bewehrungsmatte.

In beiden Ausbruchquerschnitten PL-E-T1 und PL-E-T2, mit maximale Aushubbreite und -höhe (inkl. Extraaushub) von jeweils ca. 11.15 m und 9.60 m, ist der Einsatz eines Basistübbings aus bewehrtem Beton vorgesehen, der von einem Gegengewölbe überragt wird; die Innenschale wird durch einem Gegengewölbe in Ausbruchquerschnitt PL-E-T2, und von einer horizontalen Platte in Ausbruchquerschnitt PL-E-T1 abgeschlossen.

Zur Planung der zwei Ausbruchquerschnitte wurden vorsichtshalber die kritischsten geomechanischen Parameter, unter denen der durchquerten Gebirge, benutzt. Auch die Geometrie des Berechnungsmodells wurde angepasst, mit Anwendung des Ausbruchquerschnitts PL-E-T1, welches Widerstands- und Steifigkeitseigenschaften vorweist die geringer sind als die des Ausbruchquerschnitts PL-E-T2.

## 1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento del rivestimento definitivo di quattro piazzole logistiche presenti lungo lo sviluppo del Cunicolo Esplorativo alle progressive indicate in Tabella 1.

Tabella 1: Localizzazione delle piazzole logistiche oggetto della presente e relative sezioni tipo di rivestimento definitivo.

Le piazzole logistiche n. 1, 2 e 3 sono state realizzate all'interno delle Tonaliti di Mules, nelle zone geomeccaniche omogenee indicate nel profilo geomeccanico [2] come TM-DZ-GA3, TM-T-1, e TM-T-TM; le coperture sono pari a circa 610 m per la piazzola n. 1, 450 m per la piazzola n. 2 e 530 per la piazzola n. 3. Il rivestimento di prima fase di queste piazzole è costituito da chiodature radiali (ancoraggi di lunghezza 4 m, tipo SuperSwellex MN 24 e tipo SN) e da uno strato di betoncino proiettato armato con rete elettrosaldata.

La piazzola logistica n°4 è stata realizzata all'interno della Faglia della Val di Mules, in particolare nell'ammasso quarzítico indicato nel profilo geomeccanico [2] come FVM-C-Q; la copertura è pari a circa 450 m. Il rivestimento di prima fase di questa piazzola è costituito da chiodature radiali (ancoraggi tipo SN di lunghezza 4 m) e da uno strato di betoncino proiettato armato con rete elettrosaldata.

In entrambe le sezioni PL-E-T1 e PL-E-T2, aventi larghezza e altezza di scavo massime (compreso l'extrascavo) pari rispettivamente a circa 11.15 m e 9.60 m, è prevista l'installazione di un concio di base in calcestruzzo armato prefabbricato sormontato da una soletta di chiusura; il rivestimento definitivo sarà chiuso da un arco rovescio nella sezione PL-E-T2, da una platea orizzontale nella sezione PL-E-T1.

Per la progettazione delle due sezioni tipo sono stati cautelativamente utilizzati i parametri geomeccanici più critici tra quelli degli ammassi rocciosi attraversati. Anche la geometria del modello di calcolo è stata uniformata, adottando quella della sezione PL-E-T1, che presenta caratteristiche di resistenza e rigidità inferiori rispetto alla sezione PL-E-T2

Entrambe le sezioni avranno un rivestimento definitivo realizzato con calcestruzzo C30/37 gettato in opera di spessore minimo costante pari a 42 cm in calotta e variabile nei ritzi da 46

Beide Ausbruchquerschnitte werden eine Inneschale aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C30/37, mit einer gleichmäßigen Mindeststärke von 42 cm an der Kappe und einer variablen Mindeststärke von 46 cm bis 35 cm an den Widerlagern, bestehen; dieser letztere Wert wird am Verbindungsausbruchquerschnitt mit dem Basistübbing erreicht. Die Sohlplatte des Ausbruchquerschnitts PL-E-T1 erweist eine Mindeststärke von 71 cm, während die Stärke des Gegengewölbes von Ausbruchquerschnitt PL-E-T2 eine Stärke an der Mittellinie von 192 cm erweist.

In diesem Dokument ist die Bemessung der Inneschale aufgezeigt.

cm a di 35 cm; quest'ultimo valore è raggiunto in corrispondenza della sezione di contatto con il concio di base prefabbricato. La platea della sezione tipo PL-E-T1 presenta uno spessore minimo di 71 cm, mentre lo spessore dell'arco rovescio della sezione PL-E-T2 ha spessore in mezzeria pari a 192 cm.

Nel presente documento è riportato il dimensionamento del rivestimento definitivo.

## 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

### 2.2 BEWEHRUNGSSTAHL

Für die Bemessung der Außenschale ist Stahl des Typs B450C heranzuziehen:

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

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

wobei:

- $E_s$  = Elastizitätsmodul
- $f_{yk}$  = charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

## 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

### 2.2 ACCIAIO DA ARMATURA

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

dove:

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

### 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 [m]	Zone max overburden [m]	Zone min overburden [m]
	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 2: Geomechanische homogene Zonen [2].

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 2 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 2: Zone geomeccaniche omogenee [2].

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

Tabella 3: 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.

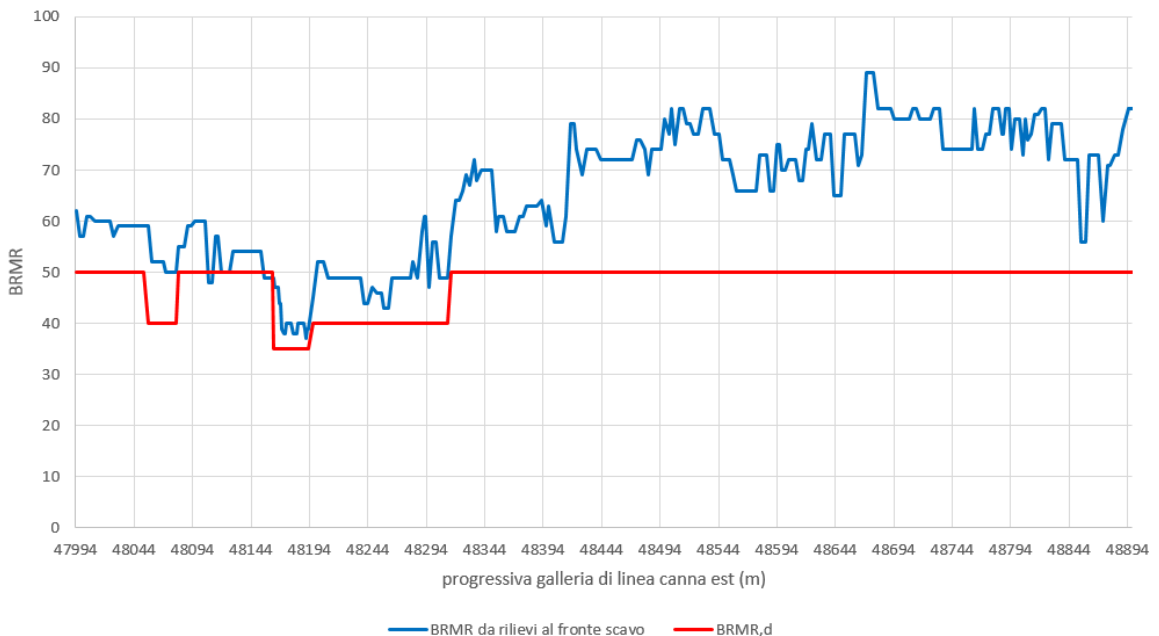


Abbildung 1: BRMR Index, der aus den Ortsbrusterhebungen (blaue Linie) erhalten wurde und den für die Planung genutzten Werten (rote Linie).

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] [3].

Auf Tabelle 4 sind die geomechanischen Parameter aufgezeigt, die vorsichtshalber zur Planung und den entsprechenden

La Tabella 4 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 [reference 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 4: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Oströhre).

Tabella 4: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione.

Der Ausbruchquerschnitt PL-E-T2 wurde ist daher angesichts eines BRMR von 40 und eines  $E_m$  von 5 GPa dimensioniert; dieselben Parameter wurden vorsichtshalber auch zur Bemessung des Ausbruchquerschnitts PL-E-T1 benutzt.

La sezione PL-E-T2 è stata quindi dimensionata considerando un BRMR pari a 40 e un  $E_m$  pari a 5 GPa; cautelativamente, gli stessi parametri sono stati utilizzati anche per il dimensionamento della sezione PL-E-T1.

## 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 [24], [25] 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 [24], [25].

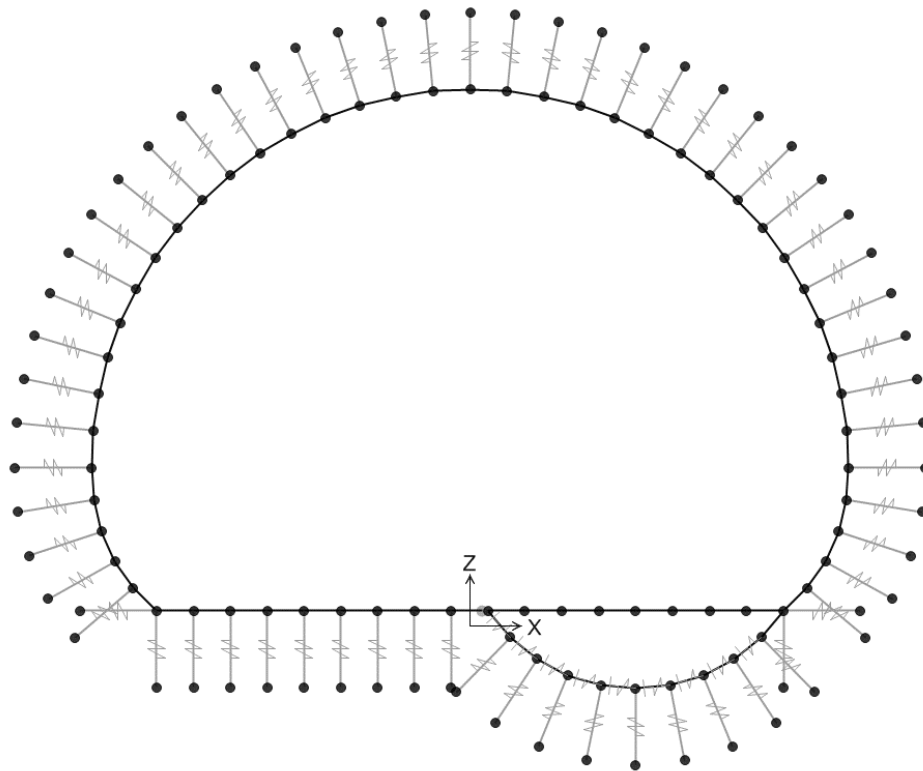


Abbildung 2: Geometrisches Modell der Ausbruchquerschnitts PL-E-T1 und PL-E-T2

Figura 2 Modello geometrico per le sezioni tipo PL-E-T1 e PL-E-T2

Zur Berechnung der Ausbruchquerschnitte PL-E-T1 und PL-E-T2 wurde vorsichtshalber das geometrisches Modell des Ausbruchquerschnitts PL-T2, welches in Figura 2 auf Ebene (x,z) aufgezeigt ist, genutzt. Dieses wurde dem Gebirge mittels den im folgenden Kapitel beschriebenen Links gebunden, und weist ein inneres Scharnier auf (welches eine Drehung zur y-Achse erlaubt) am Verbindungsausbruchquerschnitt zwischen Sohlplatte und Basistübbing. Schließlich hat sich am Verbindungsausbruchquerschnitt, zwischen dem Widerlager und dem Basistübbing aus bewehrtem Beton, bewahrheitet, dass die Schubkraft, welche im Element auf Höhe dieser Diskontinuität besteht, unter 35% im Verhältnis zur übertragenen Axialkraft ist.

Per il calcolo delle sezioni tipo PL-E-T1 e PL-E-T2 è stato utilizzato, cautelativamente, il modello geometrico della sezione PL-T2, riportato in Figura 2 nel piano (x,z). Esso è stato vincolato all'ammasso tramite i link descritti al paragrafo successivo e presenta una cerniera interna (permette rotazioni rispetto l'asse y) in corrispondenza della sezione di contatto tra la platea e il concio di base in calcestruzzo prefabbricato. Infine, in corrispondenza della sezione di contatto tra il ritto e il concio di calcestruzzo armato prefabbricato si è verificato che la forza di taglio presente nell'elemento in corrispondenza di questa discontinuità, risulti inferiore del 35% della forza assiale trasmessa.

$$T < 0,35N$$

#### 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 60'000kN/m<sup>3</sup> angenommen

#### 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 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 60'000kN/m<sup>3</sup> in virtù delle caratteristiche del pacchetto di impermeabilizzazione. Quest'ultima ha valenza per

worden. Letztere hat eine Verschiebungswertigkeit unter 0.5cm. Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

Die tangenziale Steifigkeit ist an den zur Kappe gehörenden Elementen, Widerlager und Sohlplatte, übergangen worden, während sie mit 20% der radialen  $K_R$  am Betonbasistübbing berücksichtigt wurde.

spostamenti inferiori a 0.5cm. Superati tali spostamenti, la rigidezza dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata in corrispondenza degli elementi appartenenti a calotta, ritti e platea, mentre è stata considerata pari al 20% di quella radiale  $K_R$  in corrispondenza del concio di base in calcestruzzo prefabbricato.

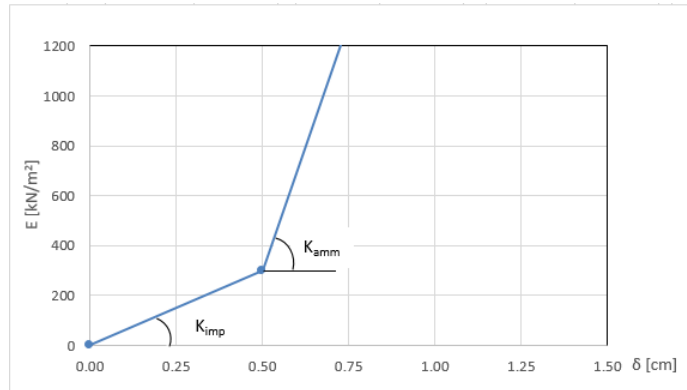


Abbildung 3: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 3: Schematizzazione dell'interfaccia in calotta e ritti

#### 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:

#### 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.

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

Wobei:

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

Dove:

- $K_R$  = 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
- $\nu$  = 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 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 Eigengewicht G1

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 G3

Im behandelten Ausbruchquerschnitt ist keine Betonauffüllung vorhanden.

#### 4.3.3 Wasserdruck G4

Der Wasserdruck wurde nicht berücksichtigt da der Ausbruchquerschnitt dräniert ist.

#### 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:

$$P_v = \gamma * z + P_{v_{Bieniawski}}$$

Wobei:

- $\gamma$  = 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:

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

Wobei:

- $\gamma$  = 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:

#### 4.3.1 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  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 4.3.2 Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3

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

#### 4.3.3 Pressione idraulica G4

Il carico idraulico non è stato considerato in quanto la sezione è drenata.

#### 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:

- $\gamma$  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:

- $\gamma$  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:

$$P_h = P_{v_{Bieniawski}} * K_0 + Y * z * K_0$$

Sezione tipo	$K_0$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	b[m]	BRMR	$P_{v_{Bieniawski}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
PL-E-T	0.75	26	10.34	40	161

Tabelle 5: Bei der Berechnung benutzte Parameter

Tabella 5: 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.

#### 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.

#### 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 6: Temperatureinwirkung

Tabella 6: Variazione termica

Auf 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  $\pm 3,3^\circ\text{C}$ .

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 7) 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

Die Dimensionierung im Brandfall wird gemäß den Vorschriften der EN 1992-1-2 ausgeführt.

Gemäß den Vorschriften des MD 28/10/2005 Sicherheit in den Eisenbahntunnels, wird die Stabilität aller Bauwerke in Hinblick auf der Temperatur-Zeit Kurve laut UNI 11076 gemäß D0118-04326 "Sicherheit gegen die Brandexplosionen" gewährleistet.

Die bewehrten und unbewehrten Ausbruchquerschnitte sind hinsichtlich eines Brandes gemäß den Kriterien des spezifischen Berichts geprüft worden.

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  $\pm 3,3^\circ\text{C}$ .

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'Appendice 1 vengono comunque riportati i domini resistenti e i punti immagine dello stato tensionale nei rivestimenti nelle combinazioni SLU13 e SLU14 (Tabella 7) 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

Il dimensionamento in caso di incendio si esegue in conformità alle prescrizioni della EN 1992-1-2.

In accordo con le prescrizioni del DM 28/10/2005 Sicurezza gallerie ferroviarie viene garantita la stabilità di tutte le opere in considerazione della curva temperatura-tempo secondo la UNI 11076 in conformità a D0118-04326 "Sicurezza contro le esplosioni di incendio".

Le verifiche strutturali con le mappe di calore, come eseguite per le gallerie di linea, vengono omesse per il Cunicolo Esplorativo in virtù del minor rischio e della minor potenza d'incendio connessa a tali opere.

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:

- Betondeckung 'a' (Achsenabstand der Bewehrung von der ausgesetzten Oberfläche) größer als 35mm.

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

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

- copriferro 'a' (distanza dell'asse delle armature dalla superficie esposta) maggiore di 35mm.

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	
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 7: Lastenkombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)

Tabella 7: 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:

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

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

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

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

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

#### 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,

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

#### 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 8: 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- 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  $\alpha$  bleibt unverändert.

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

#### 4.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 8: 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 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:

#### 4.5.1.5 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:

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

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:

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

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

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

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

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + f_{cd} \cdot f_{ctd}}$$

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	4.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni
Bei der Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit müssen die charakteristischen Einwirkungen mit deren Kombinationen berücksichtigt werden.		Nella verifica agli stati limite di esercizio devono essere considerate le azioni caratteristiche con le loro combinazioni.	
4.5.2.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	4.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni
In Tabella 7 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabella 7 berücksichtigt.		In Tabella 7 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 8.	
4.5.2.3	Einwirkungskombinationen	4.5.2.3	Combinazioni delle azioni
Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen, gemäß NTC 2008, mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten $\psi$ berücksichtigt werden.		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	4.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze
Für die Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit werden die charakteristischen Werte der Widerstände berücksichtigt.		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.

#### 4.5.2.6 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 7 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 9: 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.

#### 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 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 7. 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 9: 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.

Die Querschnittsfläche der Längszugbewehrung darf nicht geringer sein als:

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

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

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

e comunque non minore di  $0,0013 \times b \times d$ ,

wobei:

dove:

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

- $b$  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 ERGEBNISSE

#### 4.7 RISULTATI

Die Berechnungen in Anhang 1 zeigen, dass der Ausbruchquerschnitt PL-E-T1 keine Bewehrung an der Kappe benötigt, während Bewehrung an den Widerlagern und der Sohlplatte erforderlich ist. Die Bewehrung an den Widerlagern wird, bis auf die Mittelpunkteebene, aus  $\phi 18\text{mm}$ , Abstand 15cm, mit  $\phi 10\text{mm}$ , Verteilungsabstand 20cm bestehen. Außerdem ist eine Schubbewehrung erforderlich, die aus Stäbe  $\phi 12\text{mm}$ , Abstand 300x150 mm bestehen wird.

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che la sezione tipo PL-E-T1 non necessita di armatura in calotta mentre richiede armatura in corrispondenza dei ritti e della platea. L'armatura nei ritti, fino al piano dei centri, sarà costituita da  $\phi 18\text{mm}$  a passo 15cm, con  $\phi 10\text{mm}$  a passo 20cm di ripartizione. Inoltre è richiesta armatura a taglio che sarà costituita da ferri  $\phi 12\text{mm}$  a passo 300x150 mm.

Die Bewehrung an der Sohlplatte wird aus  $\phi 16\text{mm}$ , Abstand 15cm, mit  $\phi 10\text{mm}$ , Verteilungsabstand 25cm bestehen. Es ist keine Schubbewehrung erforderlich.

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

Der Einfall an den Widerlagern und der Sohlplatte ist von jeweils ca. 105 und 50kg/m<sup>3</sup>.

L'incidenza nei ritti e nella platea di fondazione è rispettivamente di circa 105 e 50kg/m<sup>3</sup>.

Das Berechnungsmodell, in der Kombination GZT02, zeigt die Bildung von zwei plastischen Scharnieren in der Kappe. Diese plastischen Scharniere ermöglichen auf jeden Fall die Gewährleistung der Strukturstatik und ihre langzeitliche Funktionsfähigkeit.

Il modello di calcolo, nella combinazione SLU02, mostra la formazione di due cerniere plastiche in calotta. Tali cerniere plastiche consentono comunque di garantire la statica della struttura e la sua funzionalità nel tempo.

Die für den Ausbruchquerschnitt PL-E-T1 erhaltenen Ergebnisse können vorsichtshalber auch dem Ausbruchquerschnitt PL-E-T2, der ein Gegengewölbe mit nominaler Maximalstärke von 197 cm an der Mittellinie aufweist, übertragen werden.

I risultati ottenuti per la sezione tipo PL-E-T1 possono essere estesi, cautelativamente, anche alla sezione tipo PL-E-T2 che presenta un arco rovescio con spessore nominale massimo in mezzzeria pari a 197 cm.

## 5 VERZEICHNISSE

### 5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Lokalisierung der Logistik Ausweichstellen dieses Ausbruchquerschnitts und der relativen Innenschalenausbruchquerschnitte .....	4
Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen [2]. .....	7
Tabelle 3: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3] Mit (m) ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit ( $\sigma$ ) dessen Standardabweichung.....	8
Tabelle 4: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Oströhre). .....	10
Tabelle 5: Bei der Berechnung benutzte Parameter .....	15
Tabelle 6: Temperatureinwirkung.....	16
Tabelle 7: Lastenkombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen) .....	17
Tabelle 8: Kombinationsbeiwerte .....	18
Tabelle 9: Mindestbetondeckung .....	21

### 5.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: BRMR Index, der aus den Ortsbrusterhebungen (blaue Linie) erhalten wurde und den für die Planung genutzten Werten (rote Linie).....	9
Abbildung 2: Geometrisches Modell der Ausbruchquerschnitte PL-E-T1 und PL-E-T2 .....	12
Abbildung 3: Schematisierung der Schnittstelle .....	13

### 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 - Längsprofil - Geomechanisches Prognoseprofil Erkundungsstollen (Blatt 1/4)

## 5 ELENCHI

### 5.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Localizzazione delle piazzole logistiche oggetto della presente e relative sezioni tipo di rivestimento definitivo.	4
Tabella 2: Zone geomeccaniche omogenee [2]. .....	7
Tabella 3: 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.....	8
Tabella 4: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione. ....	10
Tabella 5: Parametri utilizzati nell'analisi.....	15
Tabella 6: Variazione termica.....	16
Tabella 7: Combinazioni di carico- in rosa sono indicate le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE- .....	17
Tabella 8: Coefficienti di combinazione.....	18
Tabella 9: Coprifermo 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).	9
Figura 2 Modello geometrico per le sezioni tipo PL-E-T1 e PL-E-T2	12
Figura 3: Schematizzazione dell'interfaccia in calotta e ritzi	13

### 5.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - ANALISI 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 - 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\_EG\_995\_KTB\_D0700\_15003 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

#### 5.4.2 Normen und Richtlinien

- [6] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [7] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14.Januar 2008
- [8] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [9] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [10] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [11] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [12] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [13] UNI EN 1992-1-2:2005 „Planung von Stahlbetonbauwerke Teil 1-2: Allgemeinregelung – Brandschutz Strukturplanung“
- [14] UNI 11076: vom 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [15] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"

#### 5.4.3 Bibliografie

- [16] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.

- [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\_EG\_995\_KTB\_D0700\_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

#### 5.4.2 Normative e linee guida

- [6] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [7] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [8] DM 28/10/2005, Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [9] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [10] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [11] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [12] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [13] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [14] 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".
- [15] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

#### 5.4.3 Bibliografia

- [16] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.

- [17] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [18] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [19] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [20] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [21] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [22] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [23] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [24] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [25] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

- [17] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [18] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [19] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [20] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [21] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [22] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [23] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [24] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [25] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

## ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

## APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

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

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

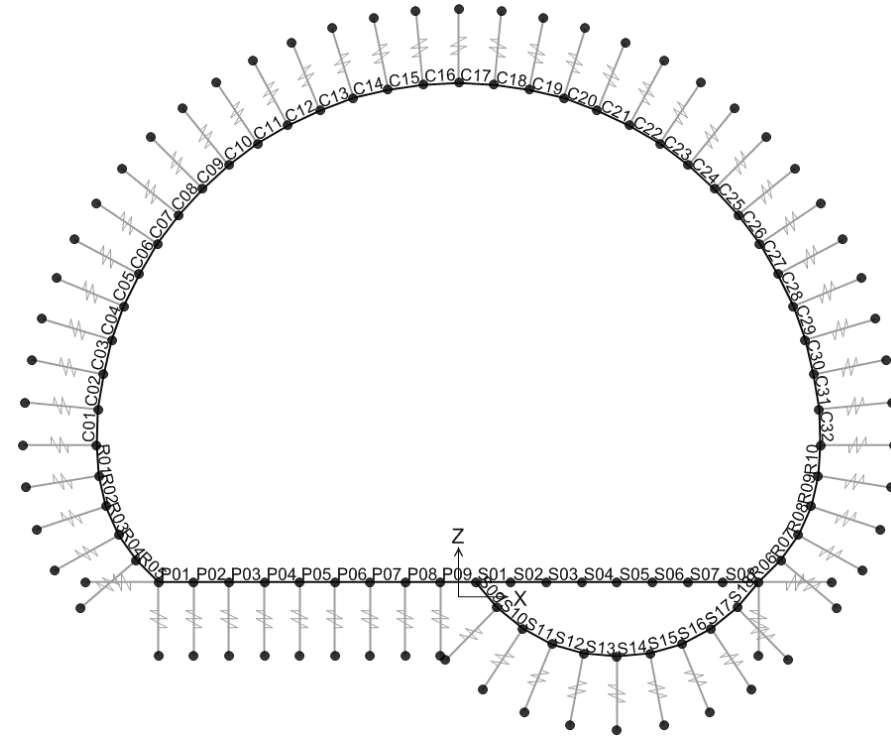


Abbildung 1: Modell PL-E-T1

Illustrazione 1: Modello geometrico PL-E-T1

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.42
C02	C30/37	Rectangular	0.42
C03	C30/37	Rectangular	0.42
C04	C30/37	Rectangular	0.42
C05	C30/37	Rectangular	0.42
C06	C30/37	Rectangular	0.42
C07	C30/37	Rectangular	0.42
C08	C30/37	Rectangular	0.42
C09	C30/37	Rectangular	0.42
C10	C30/37	Rectangular	0.42
C11	C30/37	Rectangular	0.42
C12	C30/37	Rectangular	0.42
C13	C30/37	Rectangular	0.42
C14	C30/37	Rectangular	0.42
C15	C30/37	Rectangular	0.42
C16	C30/37	Rectangular	0.42
C17	C30/37	Rectangular	0.42
C18	C30/37	Rectangular	0.42
C19	C30/37	Rectangular	0.42
C20	C30/37	Rectangular	0.42
C21	C30/37	Rectangular	0.42
C22	C30/37	Rectangular	0.42
C23	C30/37	Rectangular	0.42
C24	C30/37	Rectangular	0.42
C25	C30/37	Rectangular	0.42
C26	C30/37	Rectangular	0.42
C27	C30/37	Rectangular	0.42
C28	C30/37	Rectangular	0.42
C29	C30/37	Rectangular	0.42
C30	C30/37	Rectangular	0.42
C31	C30/37	Rectangular	0.42
C32	C30/37	Rectangular	0.42

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
R01	C30/37	Rectangular	0.42
R02	C30/37	Rectangular	0.42
R03	C30/37	Rectangular	0.43
R04	C30/37	Rectangular	0.36
R05	C30/37	Rectangular	0.35
R06	C30/37	Rectangular	0.35
R07	C30/37	Rectangular	0.36
R08	C30/37	Rectangular	0.43
R09	C30/37	Rectangular	0.42
R10	C30/37	Rectangular	0.42
P01	C30/37	Rectangular	0.71
P02	C30/37	Rectangular	0.71
P03	C30/37	Rectangular	0.71
P04	C30/37	Rectangular	0.71
P05	C30/37	Rectangular	0.71
P06	C30/37	Rectangular	0.71
P07	C30/37	Rectangular	0.71
P08	C30/37	Rectangular	0.71
P09	C30/37	Rectangular	0.71
S01	C30/37	Rectangular	0.25
S02	C30/37	Rectangular	0.25
S03	C30/37	Rectangular	0.25
S04	C30/37	Rectangular	0.25
S05	C30/37	Rectangular	0.25
S06	C30/37	Rectangular	0.25
S07	C30/37	Rectangular	0.25
S08	C30/37	Rectangular	0.25
S09	C30/37	Rectangular	0.34
S10	C30/37	Rectangular	0.34
S11	C30/37	Rectangular	0.34
S12	C30/37	Rectangular	0.34
S13	C30/37	Rectangular	0.34
S14	C30/37	Rectangular	0.34
S15	C30/37	Rectangular	0.34
S16	C30/37	Rectangular	0.34
S17	C30/37	Rectangular	0.34
S18	C30/37	Rectangular	0.34

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

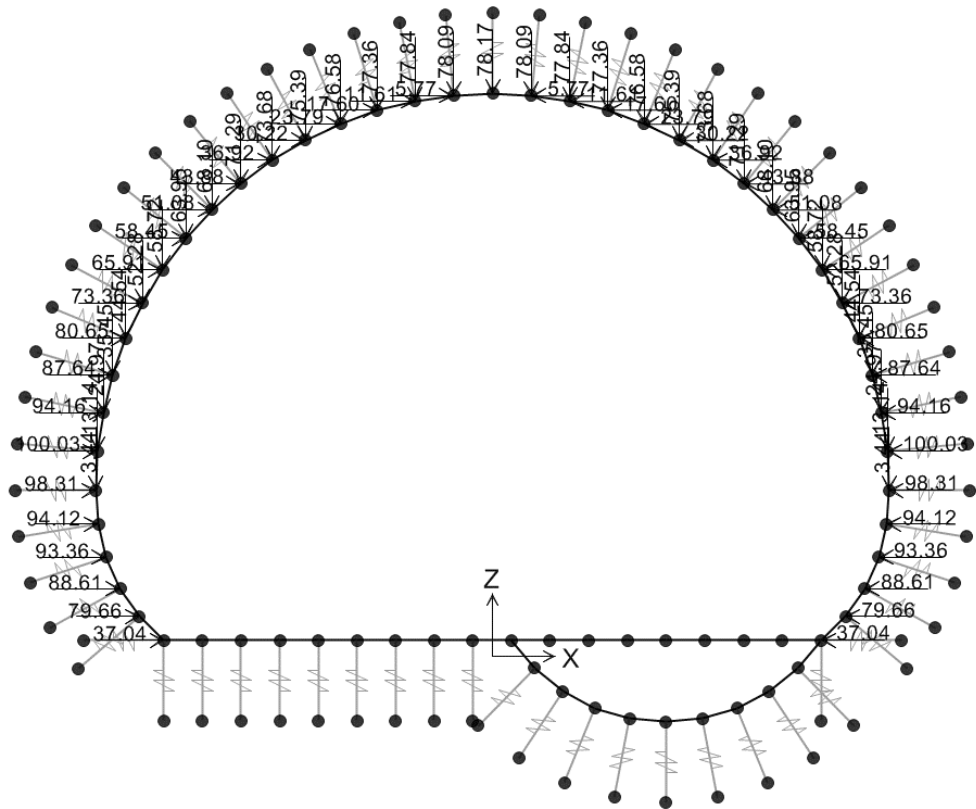


Abbildung 3: Gebirgslast G5 laut Bieniawski

Illustrazione 3: Carico dell'ammasso G5 da Bieniawski

In Folge wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendste Kombination aufgezeigt: GZT06 (G1, G5, Q1Sommer) aufgezeigt, welche die höchsten Werte der Inneren Belastungen erweist.

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione, nelle combinazione SLU06 (carichi G1, G5, Q1estate) che presentano i massimi valori delle sollecitazioni interne.

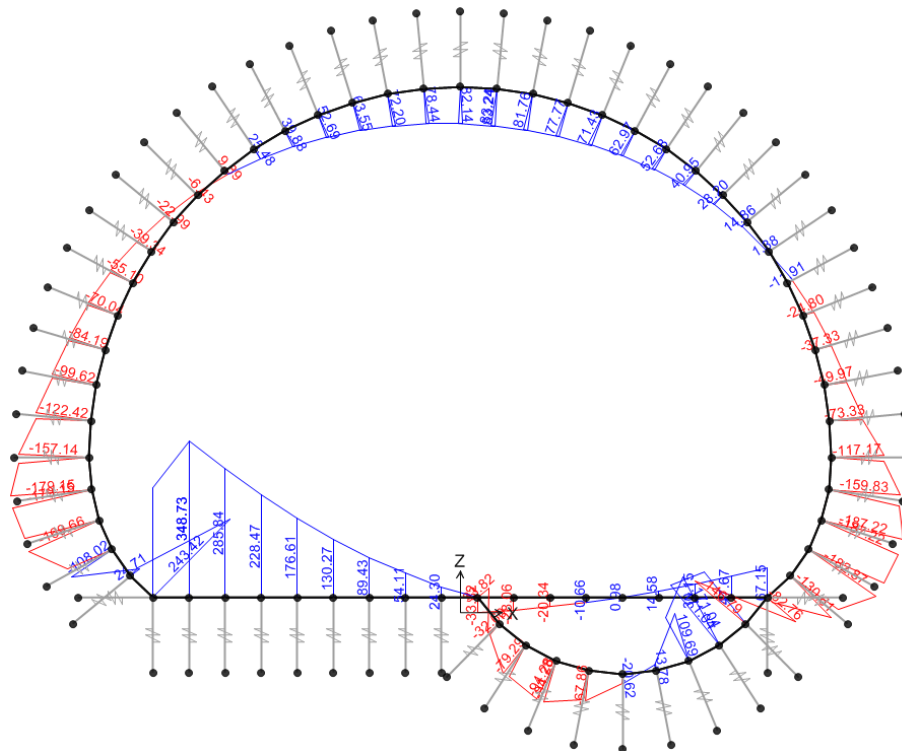


Abbildung 4: GZT06 - Biegunsmoment

Illustrazione 4: SLU06 - Momento flettente

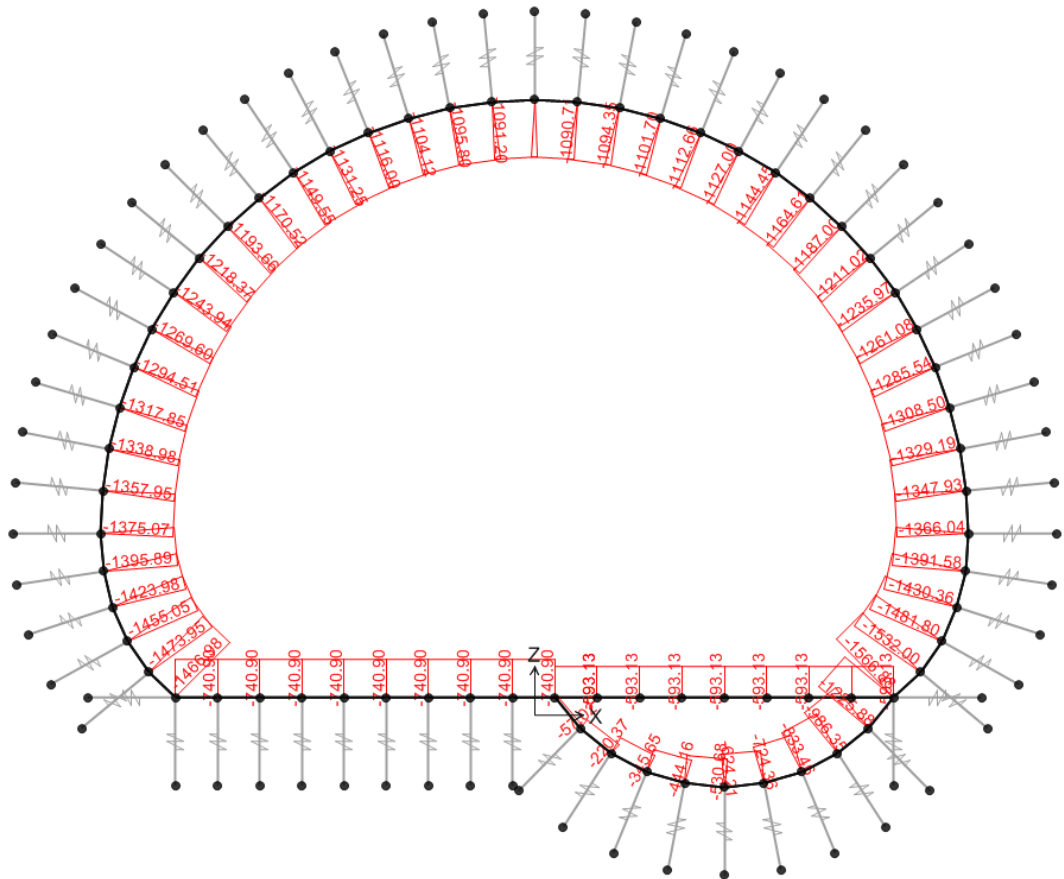


Abbildung 5: GZT06 - Axialwirkung

Illustrazione 5: SLU06 - Azione assiale

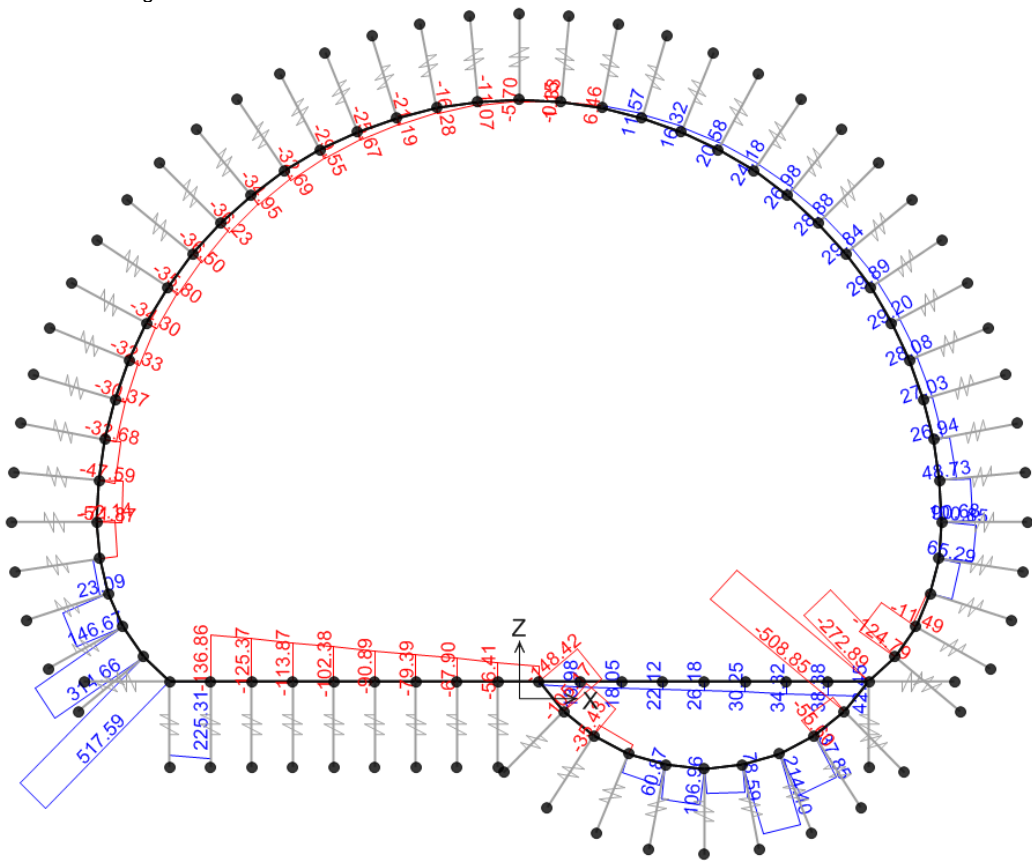


Abbildung 6: GZT06 - Schub

Illustrazione 6: SLU06 - Taglio













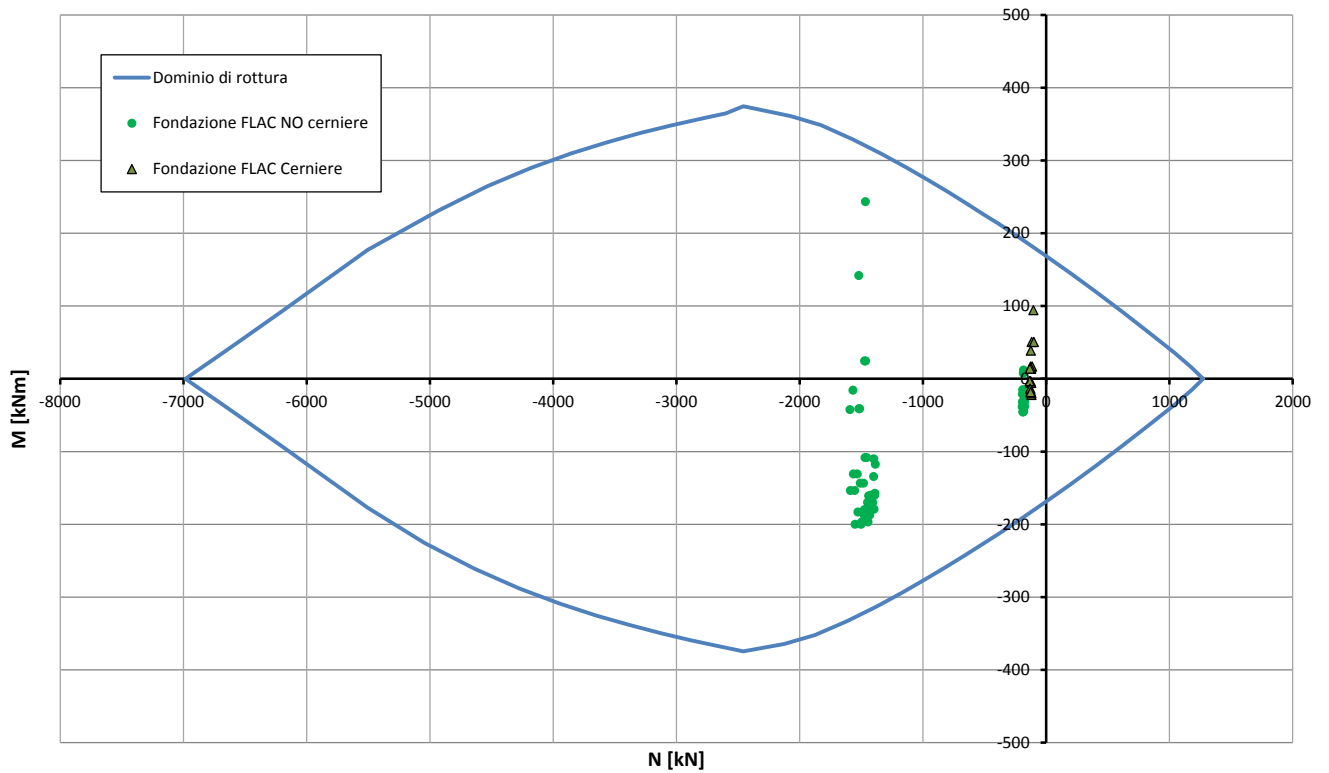


Abbildung 10: Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager (GZT)      Illustrazione 10: Verifica a pressoflessione dei ritti (SLU)

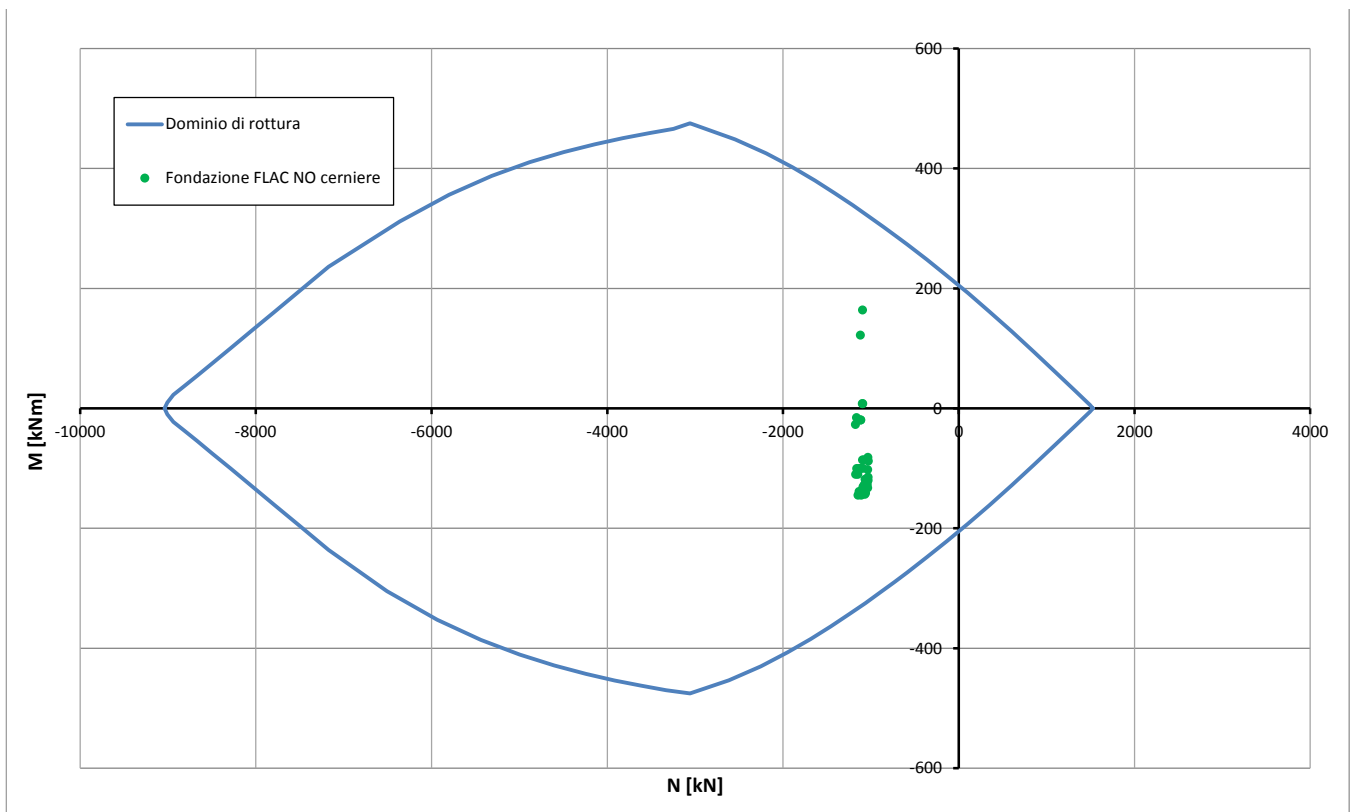


Abbildung 11: Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 11: Verifica a pressoflessione dei ritti (SLU Eccezionali)

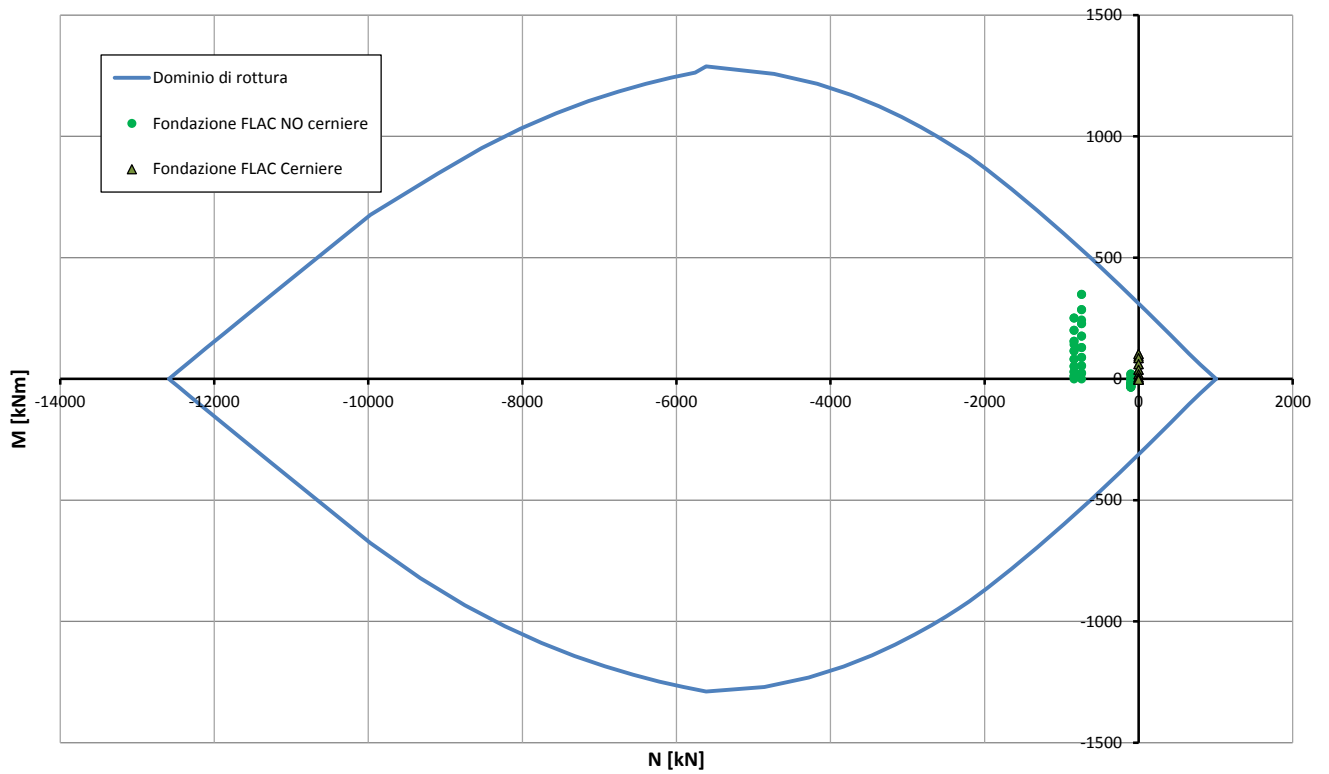


Abbildung 12: Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 12: Verifica a pressoflessione della platea (SLU)

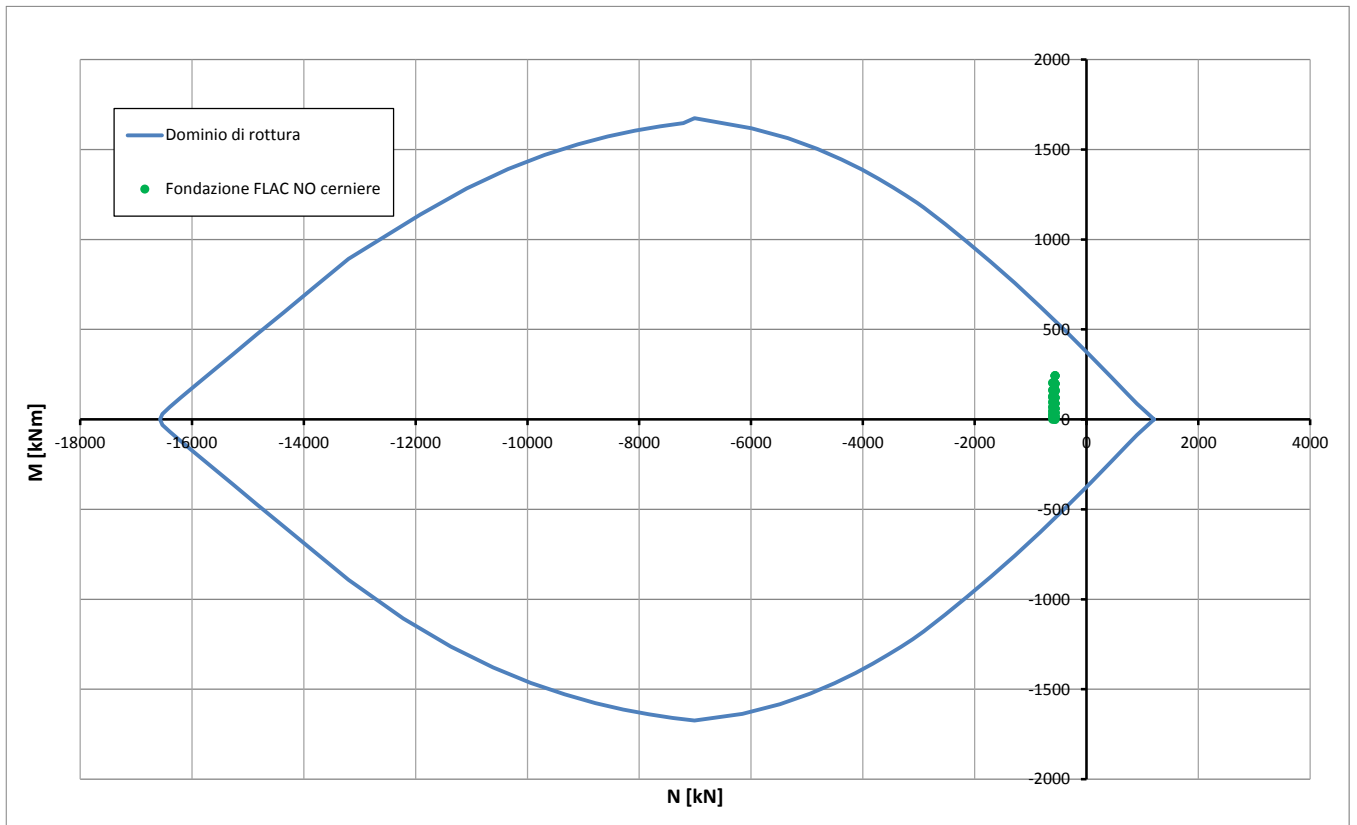


Abbildung 13: Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 13: Verifica a pressoflessione della platea (SLU Eccezionali)

## VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

### **Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	16.31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	375.00	N/mm <sup>2</sup>

### **Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>518.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>1467.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>244.00</b>	kNm

### **Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>281</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

### **Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\emptyset$	=	<b>18</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>6.7</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sI}$	=	1693	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_I$	=	0.0060	--

## VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.84	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.49	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	3.26	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	273.97	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>301.97</b>	<b>kN</b>

### **VERIFICA NON SODDISFATTA:**

*occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.*

## VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)

### **Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	<b>90</b>	°
Diametro ferri a taglio	$\emptyset_{sw}$	=	<b>12</b>	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	<b>6.7</b>	--
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	<b>300</b>	mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	753	mm <sup>2</sup>

### **Fattori di resistenza a compressione:**

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.94	<	10.20	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	<b>22.00</b>	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	8.16	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	5.22	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.25	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	589.44	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	895.67	kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>589.44</b>	<b>kN</b>

### **VERIFICA SODDISFATTA.**

Abbildung 14: Schubüberprüfung der Widerlager (GZT)

Illustrazione 14: Verifica a taglio dei ritzi (SLU)

## VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

### **Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls		$R_{ck}$	=	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls		$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls		$f_{cd}$	=	16.31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio		$f_{yd}$	=	375.00	N/mm <sup>2</sup>

### **Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente		$V_{Ed}$	=	<b>234.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$		$N(V_{Ed})$	=	<b>839.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$		$M(V_{Ed})$	=	<b>253.00</b>	kNm

### **Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione		$d$	=	<b>642</b>	mm
Larghezza minima della sezione		$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

### **Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali		$\emptyset$	=	<b>16</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati		$n$	=	<b>6.7</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa		$A_{sI}$	=	1340	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )		$\rho_I$	=	0.0021	--

## VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )		$k$	=	1.56	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls		$v_{min}$	=	0.38	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )		$\sigma_{cp}$	=	1.31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima		$V_{Rd,min}$	=	368.04	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>		$V_{Rd}$	=	<b>368.04</b>	<b>kN</b>

### **VERIFICA SODDISFATTA:**

*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 15: Schubüberprüfung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 15: Verifica a taglio della platea di fondazione (SLU)

## VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

### **Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	16.31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	375.00	N/mm <sup>2</sup>

### **Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>234.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>839.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>253.00</b>	kNm

### **Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>380</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

### **Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>16</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>6.7</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sI}$	=	1340	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_I$	=	0.0035	--

## VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.73	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.44	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	2.21	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	292.90	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>299.93</b>	<b>kN</b>

### **VERIFICA SODDISFATTA:**

*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 16: Schubüberprüfung des Verbindungsausbruchquerschnitts zwischen Sohlplatte und Fertigbogensegment in Stahlbeton (GZT)

Illustrazione 16: Verifica a taglio della sezione di contatto tra platea e concio prefabbricato in calcestruzzo armato (SLU)

			SLE06 - R05
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			<b>PL-E-T</b>
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	1081
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	189
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	390.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			<b>PL-E-T</b>
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	350
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	281.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	161.1
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-14.19
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	158.30
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			<b>PL-E-T</b>
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
Secant elastic modulus of concrete $= E_s/E_{cm}$	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32000
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$\alpha_e$	[-]	6.56
Effective tension area of concrete	$k_t$	[-]	0.40
Number of rebar in tension area	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	62967
Rebar main diameter	$n_l$	[-]	6.7
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$ $= A_s/A_{c,eff}$	$\phi_l$	[mm]	18
Main strain	$A_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	1696
Rebar cover	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0269
Rebar spacing	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.509
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$c$	[mm]	60
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$s$	[mm]	150
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_1$	[-]	0.80
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_2$	[-]	0.50
Maximum crack spacing	$k_3$	[-]	3.40
Crack width	$k_4$	[-]	0.425
Crack width limit	$S_{r,max}$	[mm]	317.58
	$w_k$	[mm]	0.162
	$w_{lim}$	[mm]	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>

Abbildung 17: Überprüfung der Widerlager (GZG)

Illustrazione 17: Verifica dei ritzi (SLE)



			SLE05- P01
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			<b>PL-E-T1</b>
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	540
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	267
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	165
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			<b>PL-E-T1</b>
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	710
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	642.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	231.1
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-5.75
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	153.30
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			<b>PL-E-T1</b>
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
Secant elastic modulus of concrete $= E_s/E_{cm}$	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32000
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$\alpha_e$	[-]	6.56
Effective tension area of concrete	$k_t$	[-]	0.40
Number of rebar in tension area	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	159633
Rebar main diameter	$n_l$	[-]	6.7
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$ $= A_s/A_{c,eff}$	$\phi_l$	[mm]	16
Main strain	$A_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	1340
Rebar cover	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0084
Rebar spacing	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.438
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$c$	[mm]	60
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$s$	[mm]	150
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_1$	[-]	0.80
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_2$	[-]	0.50
Maximum crack spacing	$k_3$	[-]	3.40
Crack width	$k_4$	[-]	0.425
Crack width limit	$S_{r,max}$	[mm]	527.93
	$w_k$	[mm]	0.231
	$w_{lim}$	[mm]	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>

Abbildung 18: Überprüfung der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 18: Verifica della platea di fondazione (SLE)