



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 Haupttunnel mit Innenschale auszustatten		WBS Gallerie principali da rivestire					
Dokumentenart Statische Berechnung		Tipo Documento Calcolo statico					
Titel Statische Berechnung GL-E-Td		Titolo Relazione di calcolo GL-E-Td					
 RTI 4P <i>Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P</i> <small>via Pio Ilir S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel. +39 026787911, Fax +39 0287152612</small>		Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470					
Mandataria  PRO ITER <small>Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.</small>	Mandante  PÖYRY	Mandante  pini swiss engineers	Mandante  PASQUALI-RAUSA <small>ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.</small>				
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	Bignamini	Pro Iter				
Geprüft / Verificato	30.01.2015	Rivoltini	Pro Iter				
 BBT <i>Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE</i>		Name / Nome R. Zurlo	Name / Nome K. Bergmeister				
Projekt-kilometer / Chilometro progetto von / da 32.0+88 bis / a 54.0+15 bei / al	Projekt-kilometer / Chilometro opera von / da 47.2+59 bis / a 48.9+02 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	100	KST	D0700	21033	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	Projektvervollständigung 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

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	5
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	6
2.1	BETON	
2.1	CALCESTRUZZO.....	6
2.2	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.2	ACCIAIO DA ARMATURA.....	6
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	7
4	INNENSCHALE	
4	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	11
4.1	STABWERKSMODELLE	
4.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE	11
4.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	11
4.2.1	Modellierung der Bettung	
4.2.1	Rigidità radiale.....	12
4.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
4.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo	12
4.3	EINWIRKUNGEN	
4.3	ANALISI DEI CARICHI.....	12
4.3.1	Eigengewicht G1	
4.3.1	Peso proprio G1	13
4.3.2	Oberleitung G2	
4.3.2	Catenaria G2.....	13
4.3.3	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
4.3.3	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3	13
4.3.4	Wasserdruck G4	
4.3.4	Pressione idraulica G4	14
4.3.5	Gebirgslast G5	
4.3.5	Carico dell'ammasso G5	14
4.3.6	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
4.3.6	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	15
4.3.7	Temperatur Q1	
4.3.7	Temperatura Q1	16
4.3.8	Erdbebeneinwirkung E1	
4.3.8	Azione sismica E1	16
4.3.9	Aerodynamischer Druck A1	
4.3.9	Pressione aerodinamica A1.....	16
4.3.10	Aufprall A2	
4.3.10	Urto A2	16
4.3.11	Brand A3	
4.3.11	Incendio A3	17
4.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
4.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
4.5	NACHWEISE	
4.5	VERIFICHE	18

4.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
4.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	18
4.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	18
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 Widerstand	
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	20
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	21
4.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	21
4.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	21
4.5.2.5	Berechnung 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	22
4.6.1	Bauliche Durchbildung	
4.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	22
4.6.2	Mindestbewehrung	
4.6.2	Armatura minima	22
4.7	ERGEBNISSE	
4.7	RISULTATI	23
5	VERZEICHNISSE	
5	ELENCHI	24
5.1	TABELLENVERZEICHNIS	
5.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	24
5.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
5.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	24
5.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
5.3	ELENCO APPENDICI	24
5.4	REFERENZDOKUMENTE	
5.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	24
5.4.1	Eingangsdokumente	
5.4.1	Documenti in ingresso	24
5.4.2	Normen und Richtlinien	
5.4.2	Normative e linee guida.....	25

5.4.3 Bibliografie	
5.4.3 Bibliografia.....	26

ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO	27
--	-----------

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht zeigt die Bemessung der Innenschale des Ausbruchquerschnitts GL-E-Td, welcher an die konventionell vorgetriebenen Haupttunnels auf Höhe der Kilometrierungen km 48+197.5 - km 48+163 Oströhre und km 48+144 - km 48+114 Weströhre angewandt wurde.

In diesen Gebieten hat der Aushub im Wesentlichen die Core Zone der Pustertaler Verwerfung (in den Profilen [2] und [3] als TM-DZ-GA3 angegeben) mit Überdeckungen von ca. 675 m durchquert.

Der Ausbruchquerschnitt der Innenschale GL-E-Td stimmt, mit einer maximalen Breite und Höhe (inkl. Extraaushub) von jeweils 10.40 m und 10.44 m, teils mit der Anwendungsstrecke der Ausbruchquerschnitten GL-T5 und GL-T5bis überein. Bei der Ausbruchphase wurden Radialnietungen (6.0 m lange Anker des Typs SuperSwellex MN 24 im Ausbruchquerschnitt GL-T5, 8.0 m lange Bohrschrauben R51N in Ausbruchquerschnitt GL-T5bis) eingesetzt. Es wurden Befestigungen an der Ortsbrust (VTR Rohre Ø40/60 L = 12 m in Ausbruchquerschnitt GL-T5, 12.0 m lange Bohrschrauben R51N in Ausbruchquerschnitt GL-T5bis) und im Vortrieb (8.0 m lange Bohrschrauben R51N nur in Ausbruchquerschnitt GL-T5bis) Stahllehrgerüste Typ HEB180 (nur in Ausbruchquerschnitt GL-T5bis) durchgeführt. Und es wurde eine Spritzbetonschicht von 30 cm (GL-T5) - 50 cm (GL-T5bis) eingespritzt, wobei 5 cm (GL-T5) - 25 cm (GL-T5bis) aus faserverstärkte Außenspritzbetonschicht und 25 cm aus faserlosen strukturellen Spritzbeton mit Bewehrungsmatte und Gitterwerke bestehen,.

Die Innenschale wird aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C30/37 bestehen, mit konstanter Mindeststärken von 60 cm an der Kappe und variablen Mindeststärke von 45 cm bis auf 70 cm an Widerlagern und Tunnelbogenaufsätzen; der Ausbruchquerschnitt wird von einem Gegengewölbe mit Mindeststärke (d.h. ohne Toleranzen) in der Mittellinie von 74 cm abgeschlossen.

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento del rivestimento definitivo della sezione GL-E-Td, applicata nelle Gallerie di Linea scavate in tradizionale in corrispondenza delle progressive km 48+197.5 - km 48+163 canna est e km 48+144 - km 48+114 canna ovest.

In queste zone lo scavo ha interessato essenzialmente la core zone della Faglia della Pusteria (indicata nei profili [2] e [3] TM-DZ-GA3) con coperture di circa 675 m.

La sezione tipo di rivestimento definitivo GL-E-Td coincide con parte della tratta di applicazione delle Sezioni di Scavo GL-T5 e GL-T5bis, aventi larghezza e altezza massima dello scavo (compreso l'extrascavo) pari rispettivamente a 10.40 m e 10.44m. In fase di scavo sono stati messi in opera chiodature radiali (ancoraggi tipo SuperSwellex tipo MN 24 lunghezza 6.0 m nella sezione GL-T5, barre autoperforanti R51N lunghezza 8.0 m nella sezione GL-T5bis), consolidamenti sul fronte (tubi in VTR Ø40/60 L = 12 m nella sezione GL-T5, barre autoperforanti R51N lunghezza 12.0 m nella sezione GL-T5bis) e in avanzamento (barre autoperforanti R51N lunghezza 8.0 m, solo nella sezione GL-T5bis), centine in acciaio tipo HEB180 (solo nella sezione GL-T5bis) e uno strato di betoncino proiettato di spessore 30 cm (GL-T5) - 50 cm (GL-T5bis), dei quali 5 cm (GL-T5) - 25 cm (GL-T5bis) di betoncino proiettato fibrorinforzato di prima fase e 25 cm di betoncino proiettato strutturale senza fibre armato con rete elettrosaldata e tralicci reticolari.

Il rivestimento definitivo sarà realizzato con calcestruzzo C30/37 gettato in opera con spessore minimo costante pari a 60 cm in calotta e variabile da 45 cm a 70 cm nei ritti e nelle murette; la sezione è chiusa da un arco rovescio avente in mezzzeria spessore minimo (cioè al netto delle tolleranze) pari a 74 cm.

2 MATERIALIEN

2.1 BETON

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

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

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

Hierbei sind:

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

2.2 BEWEHRUNGSSTAHL

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

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

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

Hierbei ist:

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

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

Im vorliegenden Kapitel wird die geomechanische Charakterisierung der Haupttunnel zwischen dem Ende der TBM Kavernen Süd (km 48+902 Oströhre - km 47+873 Weströhre) und dem Anfang der Erweiterungsstrecke (km 47+709 Oströhre - km 47+672 Weströhre) beschrieben.

Die geomechanische Charakterisierung der durchquerten Gebirge ist aus den geomechanischen Profilen der Ausführungsplanung entnommen worden.

Auf Tabelle 1 sind die geomechanisch homogenen Zonen der Strecke aufgezeigt, welche mit den dazugehörigen Überdeckungen und Bezugskilometrierungen Gegenstand dieser Studie ist.

3 MODELLO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si descrive la caratterizzazione geomeccanica delle Gallerie di Linea tra la fine dei cameroni TBM sud (km 48+902 canna est - km 47+873 canna ovest) e l'inizio della tratta di estensione (km 47+709 canna est - km 47+672 canna ovest).

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi attraversati è stata ricavata dai profili geomeccanici di Progetto Esecutivo.

In Tabella 1 sono riportate le zone geomeccanicamente omogenee del tratto oggetto di studio con le relative coperture e le progressive di riferimento.

Rock mass name	GL Est		GL Ovest		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]			
TM-T-1	47.61	48.11	47.52	48.06	537	615	450
TM-DZ-GA3	48.11	48.16	48.06	48.11	46	655	620
GB-CZ-GA2 ter	48.16	48.17	48.11	48.12	15	655	655
GB-CZ-GA2	48.17	48.19	48.12	48.14	15	665	655
GB-DZ-GA1	48.19	48.34	48.14	48.29	148	745	665
GB-G-GA-9	48.34	48.36	48.29	48.33	34	760	745
GB-G-GA-10	48.36	48.9	48.33	48.86	515	1090	765

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

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

Auf Tabelle 2 und Tabelle 3 sind stattdessen die geomechanischen Parameter jeder homogenen Zone zusammengefasst.

In Tabella 2 e in Tabella 3 sono invece riassunti i parametri geomeccanici di ciascuna zona omogenea.

Rock mass name	TM-T-1	TM-DZ-GA 3	GB-CZ GA-2 ter	GB-CZ GA-2
$\gamma(m)$ [kN/m ³]	26.8	26	26	26
$\gamma(\sigma)$ [kN/m ³]	0.55	-	-	-
$\sigma_{ci}(m)$ [MPa]	61	30	5	5
$\sigma_{ci}(\sigma)$ [MPa]	33	-	-	-
$m_i(m)$	18	25	20	20
$m_i(\sigma)$	2	-	-	-
$E_i(m)$ [GPa]	36	14	22.5	22.5
$E_i(\sigma)$ [GPa]	10	-	-	-
RMR(m)	56	45	55	55
RMR(σ)	5	-	-	-
GSI(m)	57	45	55	55
GSI(σ)	4	-	-	-

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

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

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

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

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

Wobei:

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

Dove:

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

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

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

$$BRMR = RMR - R_6$$

Wobei:

- RMR = *Rock Mass Rating 1989*.
- R_6 = Parameter der Klassifizierung nach Bieniawski, welche die Ausrichtung der Gelenke berücksichtigt

Dove:

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

In den ersten 900 m ca., im Norden des Mauis Fensters, wurde der Parameter BRMR durch Integrierung der Profildaten mit den während der konventionellen Oströhrevortriebsphase, zwischen Kilometrierung km 47+994 und km 48+898 (Abbildung 1), erhaltenen Ortsbrusterhebungen 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] [3] aufgezeigten RMR und GSI Werte, auf die im Bereich des Baulos Mauis 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 nei profili [2] [3] 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.

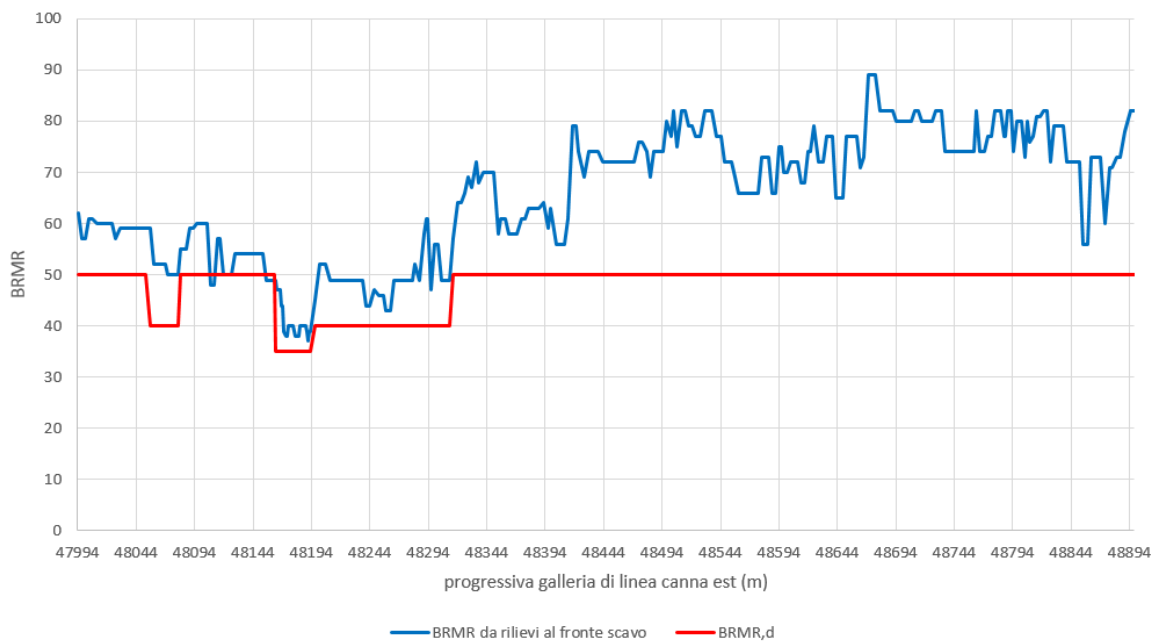


Abbildung 1: BRMR Index, der aus den Ortsbrusterhebungen (blaue Linie) erhalten wurde und den für die Planung genutzten Werten (rote Linie)

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

Auf Tabella 4 und Tabella 4 sind die geomechanischen Parameter aufgezeigt, die vorsichtshalber zur Planung und den entsprechenden Anwendungsstrecken genutzt wurden. Mit E_m wurde das Verformungsmodul des Gebirges angegeben.

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

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

In Tabella 4 e Tabella 5 si riportano i parametri geomeccanici cautelativamente utilizzati per la progettazione e relative 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]
GL-E-Ta	48+901.917	48+315.400	GB-G-GA-10 GB-G-GA-9 GB-DZ-GA1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Tb	48+315.400	48+197.500	GB-DZ-GA1	BRMR from front survey GL east		40	5.0
GL-E-Td	48+197.500	48+163.000	GB-CZ-GA2 GB-CZ-GA2 ter	BRMR from front survey GL east		35	2.5
GL-E-Tc	48+163.000	48+110.500	TM-DZ-GA3	BRMR from front survey GL east		50	4.3
GL-E-Ta	48+110.500	48+082.000	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Tb	48+082.000	48+055.800	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		40	5.0
GL-E-Ta	48+055.800	47+994.600	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Ta (75%)	47+994.600	47+709.023	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	50	12.5
GL-E-Tb (25%)	47+994.600	47+709.023	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	40	5.0

Tabelle 4: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Oströhre)

Tabella 4: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione (canna est)

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]
GL-E-Ta	48+873.292	48+244.400	GB-G-GA-10 GB-G-GA-9 GB-DZ-GA1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Tb	48+244.400	48+144.000	GB-DZ-GA1				BRMR from front survey GL east
GL-E-Td	48+144.000	48+114.000	GB-CZ-GA2 GB-CZ-GA2 ter	BRMR from front survey GL east		35	2.5
GL-E-Tc	48+114.000	48+066.000	TM-DZ-GA3	BRMR from front survey GL east		50	4.3
GL-E-Ta	48+066.000	47+945.600	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Ta (75%)	47+945.600	47+671.841	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	50	12.5
GL-E-Tb (25%)	47+945.600	47+671.841	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	40	5.0

Tabelle 5: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Weströhre)

Der Ausbruchquerschnitt GL-E-Td wurde also dimensioniert angesichts eines BRMR von 35 und eines E_m von 2.5 GPa.

Tabella 5: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione (canna ovest)

La sezione GL-E-Td è stata quindi dimensionata considerando un BRMR pari a 35 e un E_m pari a 2.5 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 Analyse wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

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

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

$$E'_c = \frac{E_c}{1 - \nu^2}$$

wobei:

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

Zur Berechnung des unbewehrten Betons wird ein Modell verwendet, welches im Stande ist die Verformungskapazität des Ausbruchquerschnitts so zu berücksichtigen laut Kapitel 12.5 des EC2: Pöttler Methode [26][27].

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 0.5cm. Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

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

dove:

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

Per la modellazione del calcestruzzo non armato si utilizza un metodo in grado di considerare la capacità di deformazione della sezione come richiesto al paragrafo 12.5 dell'EC2: il metodo di Pöttler [26][27].

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 le relazioni di seguito descritte, rispettivamente per superfici curve e rettilinee. 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 0.5cm. Superati tali spostamenti, la rigidità dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata.

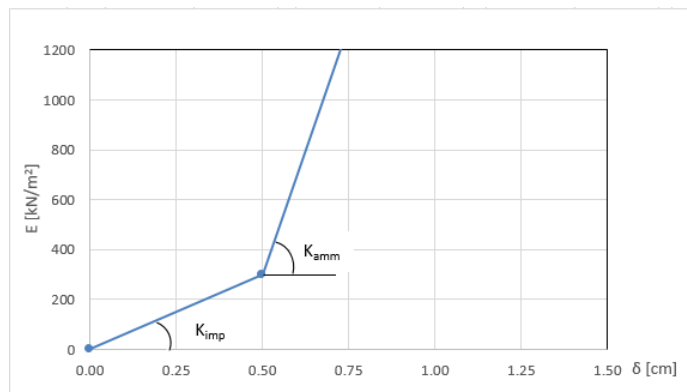


Abbildung 2: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 2: Schematizzazione dell'interfaccia

4.2.1 Modellierung der Bettung

Zur Bestimmung der radialen Bettung der Innenschale im Gebirge/Boden wird das Elastizitätsmoduls E, der Poisson Koeffizient ν 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 in materiale sciolto, si tiene conto del modulo elastico E, del coefficiente di Poisson ν dell'ammasso roccioso e del raggio interno R della galleria.

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

Hierbei ist:

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

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
- ν = coeff. di Poisson dell'ammasso roccioso
- R = raggio della galleria – linea di riferimento

4.2.2 Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle

Die Stütze der Konstruktion mit Sohlplatte bzw. offener Sohle wird durch Federn mit zugehöriger Steifigkeit abhängig von der Einflussbreite „b“ der einzelnen Feder modelliert. Die Federkonstanten werden wie folgt berechnet:

Federkonstante c_v – vertikal

- $c_v = E_{\text{Geb.}} \cdot 0,5 \cdot b$

Federkonstante c_h – horizontal

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

4.3 EINWIRKUNGEN

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

- G = ständige Einwirkungen

4.2.2 Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo

L'appoggio della costruzione con platea oppure con fondo aperto viene modellato con molla con rigidezza relativa all'area di influenza della singola molla "b". La costante della molla si calcola come segue:

Costante della molla c_v – verticale

- $c_v = E_{\text{Geb.}} \cdot 0,5 \cdot b$

Costante della molla c_h – orizzontale

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

4.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

G = Azioni permanenti

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

- 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 $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

4.3.2 Oberleitung G2

Die Oberleitungslasten werden, laut Abbildung, aus Sicherheitsgründen auf eine maximale Spannweite von 50 m angesetzt. Aus diesen Lasten ergeben sich die am Aufhängepunkt anzusetzenden Lasten:

- Moment von 3,80 kNm
- Horizontallast von 0,70 kN
- Vertikallast von 2,50 kN

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 Catenaria G2

Le catenarie vengono applicate per sicurezza su una distanza massima di 50 m, come nella Illustrazione. Da questi carichi derivano quelli da applicare al punto di sospensione:

- Momento di 3,80 kNm
- Carico orizzontale di 0,70 kN
- Carico verticale di 2,50 kN

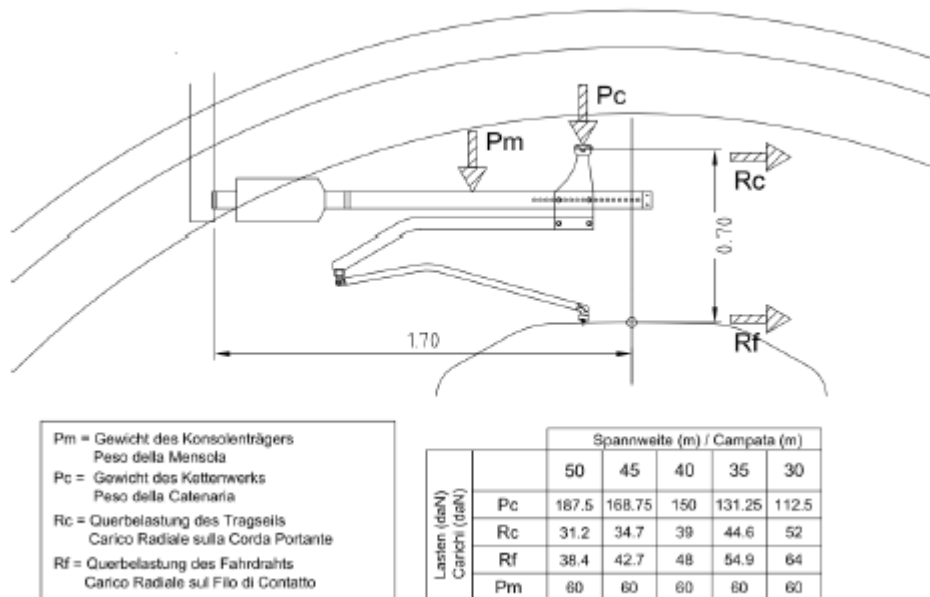


Abbildung 3: Lasten der Oberleitung

Figura 3: Carichi della catenaria

4.3.3 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3

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

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

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

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

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

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

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

4.3.4 Wasserdruck G4

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:

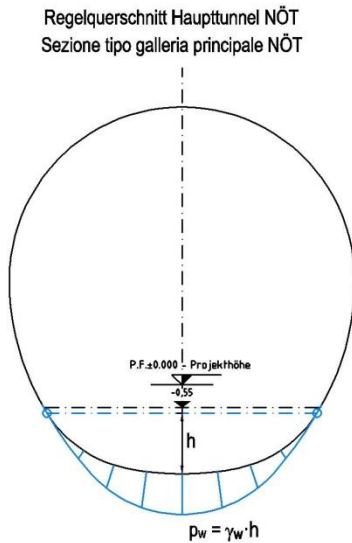


Abbildung 4: Hydrostatischer Druck – drainierter Regelquerschnitt

4.3.4 Pressione idraulica G4

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

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

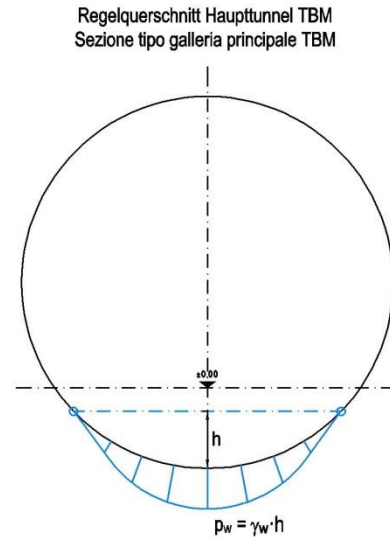


Figura 4: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata

4.3.5 Gebirgslast G5

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

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

Die vertikale Komponente ist mit folgendem Verhältnis zu berechnen:

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

Wobei:

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

4.3.5 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:

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

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

Wobei:

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

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

Dove:

- γ è il peso specifico equivalente dell'ammasso espresso in 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:

$$P_h = Pv_{Bieniawski} * K_0 + \gamma * z * K_0$$

Sezione tipo	k_0	γ [kN/m^3]	b [m]	BRMR	$Pv_{Bieniawski}$
GL-E-Td	0.750	26	9.2	35	155

Tabelle 6: Bei der Analyse benutzte Parameter

Tabella 6: Parametri utilizzati nell'analisi

4.3.6 Kriechen und Schwinden des Betons G6

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

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

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß dem NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 unter Berücksichtigung des Spannungszustandes aus einer Einwirkungskombination ständiger Lasten (G1 (Eigengewicht) + G2 (Oberleitung) + G5 (Gebirge)) ermittelt.

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

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

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

4.3.6 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6

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

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

Il coefficiente di viscosità ϕ si calcola ai sensi delle NTC 2008 par. 11.2.10.7, considerando la condizione tensionale derivante dalla combinazione di azioni permanenti (G1 (peso proprio) + G2 (catenaria) + G5 (Carico dell'ammasso)).

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

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

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

4.3.7 Temperatur Q1

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

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

Tabelle 7: Temperatureinwirkung

In einer Entfernung von 2.0 km vom Eingang entnimmt man:

- eine gleichmäßige Veränderung der Temperatur von $\pm 12,0^\circ\text{C}$
- ein Gradient der Temperatur ΔT , Temperaturunterschied zwischen interne und externe Schalenoberfläche von $\pm 3,0^\circ\text{C}$.

Die gleichmäßige Temperaturänderung $\pm 12,0^\circ\text{C}$ und der Gradient $\pm 3,0^\circ$ wurden allen Elementen an der Kappe, entlang der Stützen und am Schlussstein des Sohlgewölbes zugeordnet.

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

Die aufgrund der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Kapitels 4.3.11.

4.3.8 Erdbebeneinwirkung E1

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

4.3.9 Aerodynamischer Druck A1

Die Verdichtungs- und Druckentlastungsvorgänge in Folge der Zugsdurchfahrt sind in Dokument D0118-064 „Aerodynamik – Klima – Lüftung“ festgelegt. Dem Dokument kann man entnehmen, dass im Extremfall (außergewöhnliche Einwirkung) im Tunnel aerodynamische Einwirkungen von $\Delta p_{\text{Druck}} = + 11 \text{ kN/m}^2$ und $\Delta p_{\text{Sog}} = - 9 \text{ kN/m}^2$ vorkommen. Da diese Einwirkungen, auch angesichts der entsprechend angepassten Teilsicherheitsfaktoren, die maßgebende Einwirkung darstellen, werden die aerodynamischen Einwirkungen nur in Kombination mit den Einwirkungen bei außergewöhnlicher Bemessungssituation erfasst.

4.3.10 Aufprall A2

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

4.3.7 Temperatura Q1

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

Tabella 7: Variazione termica

A 2,0 km dall'imbocco si ricava:

- una variazione uniforme di temperatura di $\pm 12,0^\circ\text{C}$
- un gradiente della temperatura ΔT , differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento, pari a $\pm 3,0^\circ\text{C}$.

La variazione uniforme di temperatura $\pm 12,0^\circ\text{C}$ e il gradiente $\pm 3,0^\circ\text{C}$ sono stati assegnati a tutti gli elementi in calotta e lungo i ritti.

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 4.3.11.

4.3.8 Azione sismica E1

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

4.3.9 Pressione aerodinamica A1

I processi di carico e scarico tensionale a seguito del passaggio dei treni sono definiti nel documento D0118-00064 „Aerodinamica – clima – ventilazione“. Dal documento si deduce che in casi estremi (azioni eccezionali) si presentano in galleria azioni aerodinamiche di $\Delta p_{\text{Druck}} = + 11 \text{ kN/m}^2$ e $\Delta p_{\text{Sog}} = - 9 \text{ kN/m}^2$. Poiché si tratta di azioni rilevanti, anche in considerazione dei relativi coefficienti parziali di sicurezza adottati, le azioni aerodinamiche si considerano solo associate in combinazione con le azioni derivanti dalla situazione di dimensionamento eccezionale.

4.3.10 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.

4.3.11 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 [7] geprüft worden. Die Ergebnisse sind im Anhang 1 aufgezeigt. Hier begrenzt man sich mit der Beobachtung, dass, einvernehmlich mit der Tabelle D.6.3 des M.D. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

- Stärke 's' der Strukturelemente größer als 160mm;
- Betondeckung 'a' (Achsenabstand der Bewährung von der ausgesetzten Oberfläche) größer als 35mm.

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

4.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

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

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

4.3.11 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 sezioni, armate e non, sono state verificate nei confronti dell'incendio secondo i criteri esposti nella relazione specifica [7]. I risultati sono riportati nell'Appendice 1. 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;
- copriferro 'a' (distanza dell'asse delle armature dalla superficie esposta) maggiore di 35mm.

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

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 ψ .

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

Lastfall / Caso di carico	ständig / permanenti							vorübergehend / variabili			außergewöhnlich / eccezionali						
	Eigengewicht	Oberleitung	Sohibeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Erdbeben	Anprall	Brand	Druck infolge Zugfahrt	Sog infolge Zugfahrt		
	Peso proprio	Catenaria	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	Carico aerodinamico (pressione)	Carico aerodinamico (aspirazione)		
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	E1	A2	A3	A1	A1		
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							
	3	1.35	1.35	1.00						1.50							
		1.00	1.00	1.00						1.00							
	4	1.35	1.35	1.00			1.00			1.50							
		1.00	1.00	1.00			1.00			1.00							
	5	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35				1.50							
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				1.00							
	6	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00			1.50							
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00							
11	1.00	1.00	1.00						0.60					1.00			
12	1.00	1.00	1.00			1.00			0.60						1.00		
13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				0.60		1.00						
14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60		1.00						
21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				0.60					1.00			
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00								1.00			

Tabelle 8: Lastenkombinationen

Tabella 8: Combinazioni di carico

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.

4.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

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

Tabelle 9: Kombinationsbeiwerte

4.5.1.3 Einwirkungskombinationen

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

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

4.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren Widerstand

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

Stahlbeton

- Teilsicherheitskoeffizient für den Betonwiderstand $\gamma_c = 1,60$

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 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 9: 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 ψ .

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 $\gamma_c = 1,60$

- 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 Betondruckfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,80$

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

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 Beulspannung Überprüfung, gemäß N.T.C. 2008, durch Überprüfung folgender Ungleichung:

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

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

Wobei:

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

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

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

Wobei:

- J = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts.

- 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 del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,80$

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

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:

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. 4.1.2.1.3.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

4.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

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:

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

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

4.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

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 Tabelle 8 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 9 berücksichtigt.

4.5.2.3 Einwirkungskombinationen

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

4.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

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

4.5.2.5 Berechnung 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 ψ laut Tabelle 8 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.

4.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 8 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 9.

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 ψ .

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 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 ψ secondo Tabella 8. 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 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 [mm]	+10	+10
Bauliche Toleranz [mm]	+10	+10

C _{nom} [mm]	40	50
-----------------------	----	----

Tabelle 10: 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:

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

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.

4.6 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 10: 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:

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 ERGEBNISSE

Die Berechnungen in Anhang 1 zeigen, dass der Ausbruchquerschnitt keine Bewehrung an der Kappe und an den Stützen benötigt, hingegen es eine Bewehrung an den Tunnelbogenaufsätzen und der Sohle erfordert. Diese Bewehrung wird aus \varnothing 16mm, Abstand 15cm, mit \varnothing 10mm Verteilungsabstand 25cm sowohl an den Tunnelbogenaufsätzen als auch am Gegengewölbe bestehen. Eine Schubbewehrung wird nur an den Tunnelbogenaufsätzen benötigt.

Der Einfall von Gegengewölbe und Tunnelbogenaufsätzen ist von 45kg/m³.

Das Berechnungsmodell konvergiert ohne Bewehrung in der Kappe, zeigt aber die Bildung von 1 plastischem Scharnier in der Kappe. Dieses plastische Scharnier ermöglicht auf jeden Fall die Gewährleistung der Strukturstatik und ihre langzeitliche Funktionsfähigkeit.

4.7 RISULTATI

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che la sezione non necessita di armata in calotta e nei piedritti mentre richiede un'armatura in corrispondenza delle murette e dell'arco rovescio. Tale armatura sarà costituita da \varnothing 16mm a passo 15cm, con \varnothing 10mm a passo 25cm di ripartizione sia nelle murette che in arco rovescio. E' richiesta armatura a taglio solo in corrispondenza delle murette.

L'incidenza dell'arco rovescio è delle murette è di 45kg/m³.

Il modello di calcolo converge senza armatura in calotta, ma mostra la formazione di 1 cerniera plastica in calotta. Tale cerniera plastica consente comunque di garantire la statica della struttura e la sua funzionalità nel tempo.

5 VERZEICHNISSE

5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen [2] [3]	7
Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3]. Mit (m) ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit (σ) dessen Standardabweichung.....	7
Tabelle 3: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3]. Mit (m) ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit (σ) dessen Standardabweichung.....	8
Tabelle 4: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Oströhre)	9
Tabelle 5: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Weströhre).....	10
Tabelle 6: Bei der Analyse benutzte Parameter.....	15
Tabelle 7: Temperatureinwirkung.....	16
Tabelle 8: Lastenkombinationen	17
Tabelle 9: Kombinationsbeiwerte	18
Tabelle 10: Mindestbetondeckung	22

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: Schematisierung der Schnittstelle	12
Abbildung 3: Lasten der Oberleitung.....	13
Abbildung 4: Hydrostatischer 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_21008 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos

5 ELENCHI

5.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee [2] [3]	7
Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea [2] [3]. Con (m) si indica il valore medio di un parametro, con (σ) la sua deviazione standard.....	7
Tabella 3: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea [2] [3]. Con (m) si indica il valore medio di un parametro, con (σ) la sua deviazione standard.....	8
Tabella 4: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione (canna est)	9
Tabella 5: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione (canna ovest).....	10
Tabella 6: Parametri utilizzati nell'analisi.....	15
Tabella 7: Variazione termica.....	16
Tabella 8: Combinazioni di carico	17
Tabella 9: Coefficienti di combinazione.....	18
Tabella 10: Copriferro minimo.....	22

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: Schematizzazione dell'interfaccia	12
Figura 3: Carichi della catenaria	13
Figura 4: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata.....	14

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 - Opere generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21008 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva -

Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 3/7)

- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21004 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 3/7)
- [4] Ortsbrusterhebungen im GL-E-T zwischen den Kilometrierungen von km 47+994 bis km 48+898
- [5] OP.EN 06.01 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - Erkundungsstollen - Periadriatik und vorbereitende Bauwerke Bereich Mauls - Strukturelle Bauwerke - Haupttunnel und TBM Montagekavernen - Bautechnisches Längsprofil - Tafel 1 von 2 - Rev. 02 (Marini, 19-11-2010)
- [6] 02_H61_GD_090_GTBS_D0700_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [7] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

5.4.2 Normen und Richtlinien

- [8] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [9] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14.Januar 2008
- [10] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [11] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [12] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [13] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [14] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [15] UNI EN 1992-1-2:2005 „Planung von Stahlbetonbauwerke Teil 1-2: Allgemeinregelung – Brandschutz Strukturplanung“

D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1- Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Ovest (Tav. 3/7)

- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21004 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1- Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 3/7)
- [4] Rilievi al fonte di scavo nella GL-E-T tra le progressive tra km 47+994 e km 48+898.
- [5] OP.EN 06.01 - Galleria di Base del Brennero - Progetto esecutivo - Cunicolo Esplorativo Periadriatica ed Opere propedeutiche ambito Mules - Opere strutturali - Gallerie principali e Cameroni montaggio TBM - Profilo longitudinale tecnico di costruzione - Tavola 1 di 2 - Rev. 02 (Marini, 19-11-2010)
- [6] 02_H61_GD_090_GTBS_D0700_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1- Relazione geomeccanica di dettaglio.
- [7] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

5.4.2 Normative e linee guida

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

[16] UNI 11076: vom 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".

[17] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"

[16] 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".

[17] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

5.4.3 Bibliografie

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

[19] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method", Eurock '96, pagg. 855-860.

[20] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.

[21] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.

[22] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002

[23] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual

[24] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design

[25] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)

[26] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993

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

5.4.3 Bibliografia

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

[19] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method", Eurock '96, pagg. 855-860.

[20] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.

[21] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.

[22] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002

[23] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual

[24] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design

[25] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)

[26] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993

[27] 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.

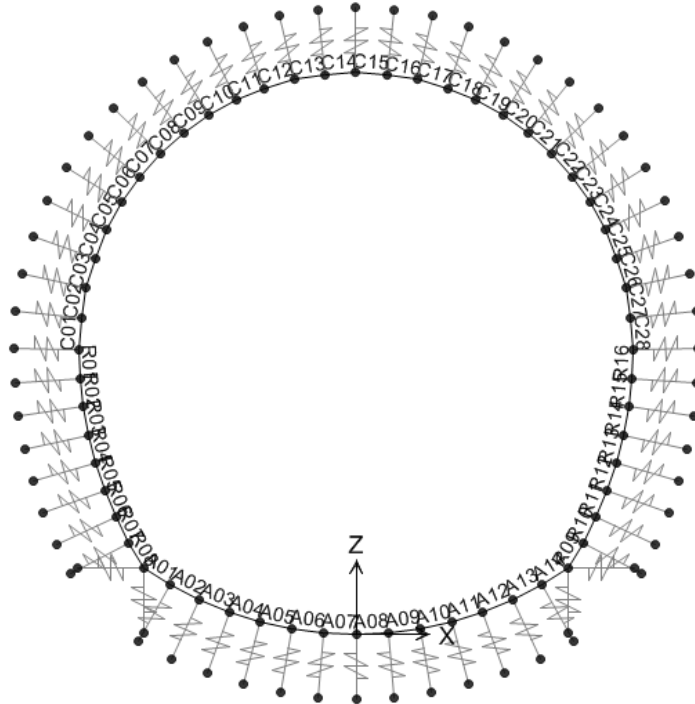


Abbildung 1: Modell D

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C28/35	Rectangular	0.60
C02	C28/35	Rectangular	0.60
C03	C28/35	Rectangular	0.60
C04	C28/35	Rectangular	0.60
C05	C28/35	Rectangular	0.60
C06	C28/35	Rectangular	0.60
C07	C28/35	Rectangular	0.60
C08	C28/35	Rectangular	0.60
C09	C28/35	Rectangular	0.60
C10	C28/35	Rectangular	0.60
C11	C28/35	Rectangular	0.60
C12	C28/35	Rectangular	0.60
C13	C28/35	Rectangular	0.60
C14	C28/35	Rectangular	0.60
C15	C28/35	Rectangular	0.60
C16	C28/35	Rectangular	0.60
C17	C28/35	Rectangular	0.60
C18	C28/35	Rectangular	0.60
C19	C28/35	Rectangular	0.60
C20	C28/35	Rectangular	0.60
C21	C28/35	Rectangular	0.60
C22	C28/35	Rectangular	0.60
C23	C28/35	Rectangular	0.60
C24	C28/35	Rectangular	0.60
C25	C28/35	Rectangular	0.60
C26	C28/35	Rectangular	0.60
C27	C28/35	Rectangular	0.60
C28	C28/35	Rectangular	0.60

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte

Illustrazione 1: Modello TIPO D

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
A01	C28/35	Rectangular	0.70
A02	C28/35	Rectangular	0.70
A03	C28/35	Rectangular	0.70
A04	C28/35	Rectangular	0.70
A05	C28/35	Rectangular	0.71
A06	C28/35	Rectangular	0.73
A07	C28/35	Rectangular	0.74
A08	C28/35	Rectangular	0.74
A09	C28/35	Rectangular	0.73
A10	C28/35	Rectangular	0.71
A11	C28/35	Rectangular	0.70
A12	C28/35	Rectangular	0.70
A13	C28/35	Rectangular	0.70
A14	C28/35	Rectangular	0.70
R01	C28/35	Rectangular	0.60
R02	C28/35	Rectangular	0.61
R03	C28/35	Rectangular	0.62
R04	C28/35	Rectangular	0.63
R05	C28/35	Rectangular	0.64
R06	C28/35	Rectangular	0.65
R07	C28/35	Rectangular	0.67
R08	C28/35	Rectangular	0.69
R09	C28/35	Rectangular	0.69
R10	C28/35	Rectangular	0.67
R11	C28/35	Rectangular	0.65
R12	C28/35	Rectangular	0.64
R13	C28/35	Rectangular	0.63
R14	C28/35	Rectangular	0.62
R15	C28/35	Rectangular	0.61
R16	C28/35	Rectangular	0.60

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

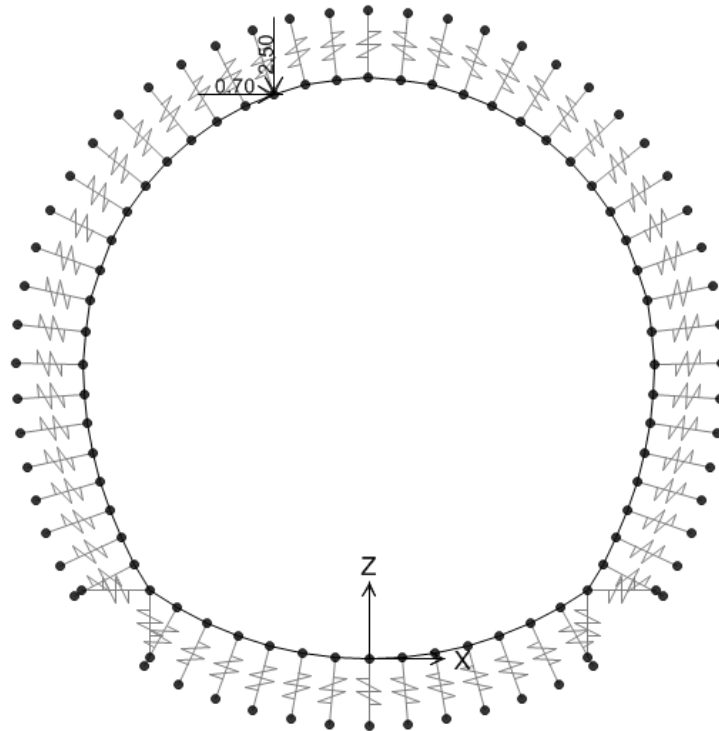


Abbildung 3: Last Kettenlinie G2

Illustrazione 3: Carico catenaria G2

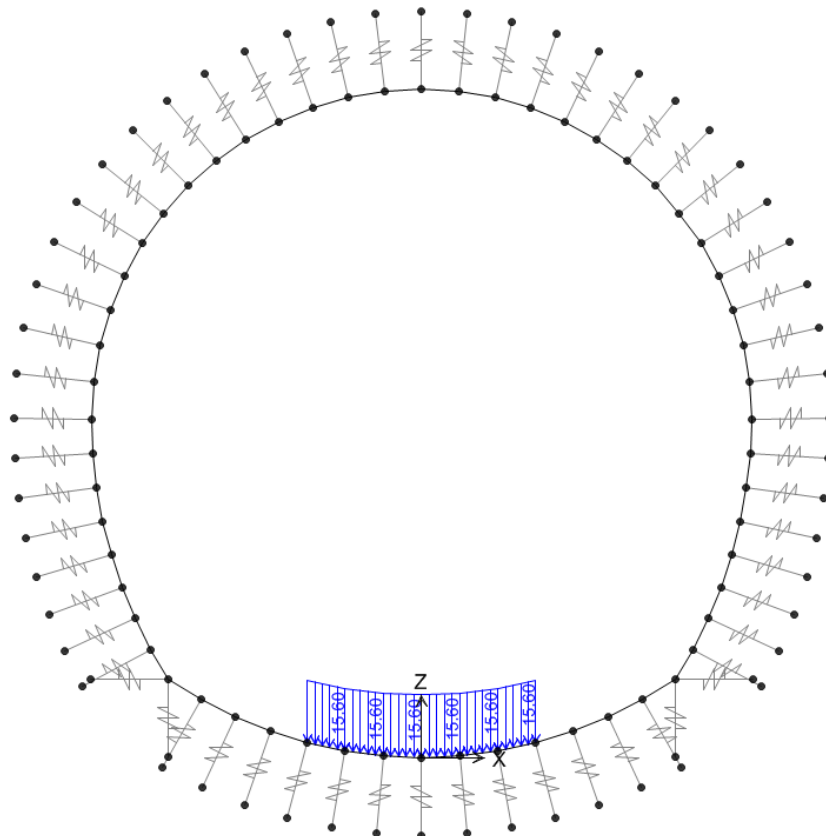


Abbildung 4: Auffüllungslast über dem Gegengewölbe G3

Illustrazione 4: Carico riempimento sopra arco rovescio G3

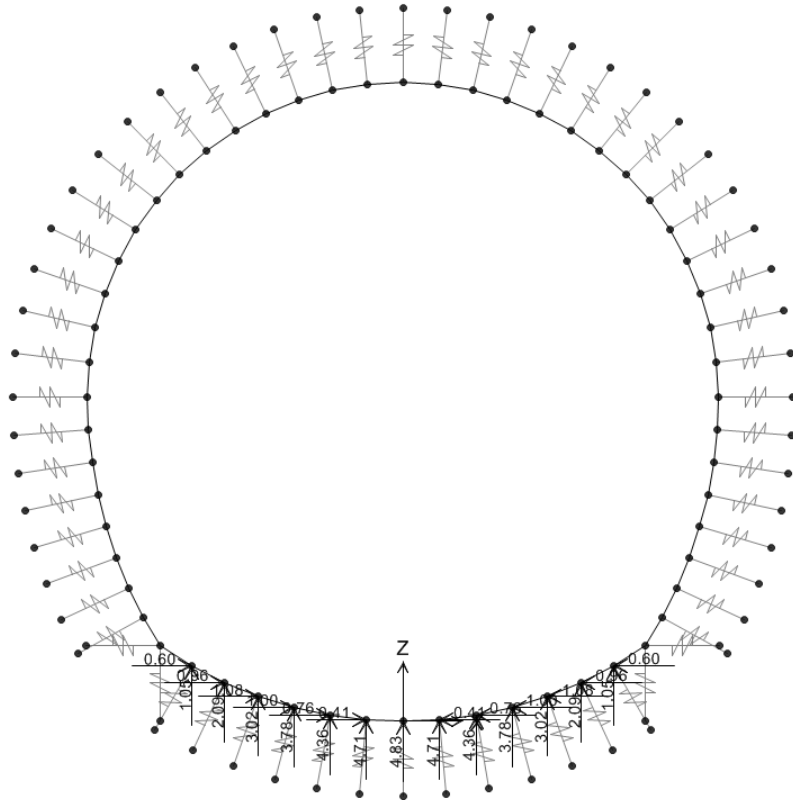


Abbildung 5: Wasserlast (G4)

Illustrazione 5: Carico dell'acqua G4

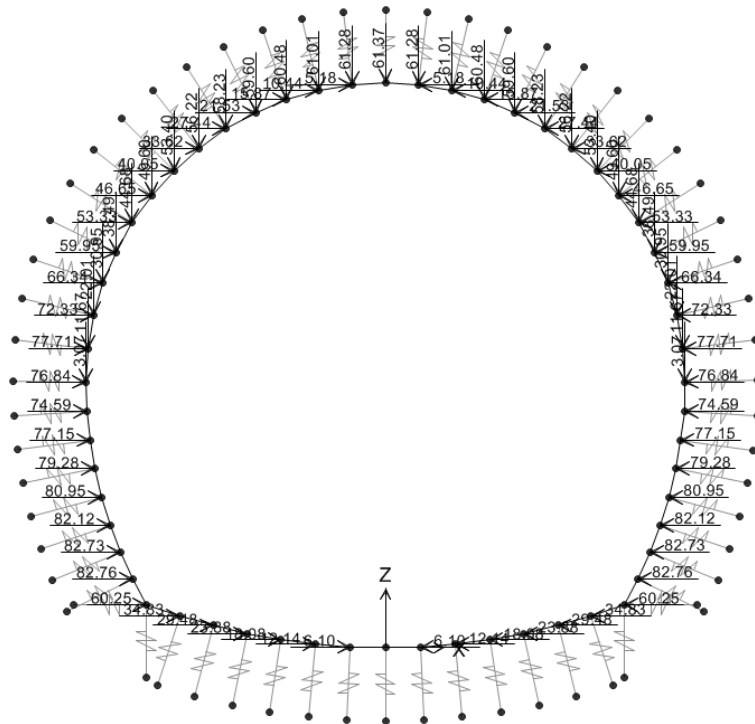


Abbildung 6: Gebirgslast (G5)

Illustrazione 6: Carico della roccia G5

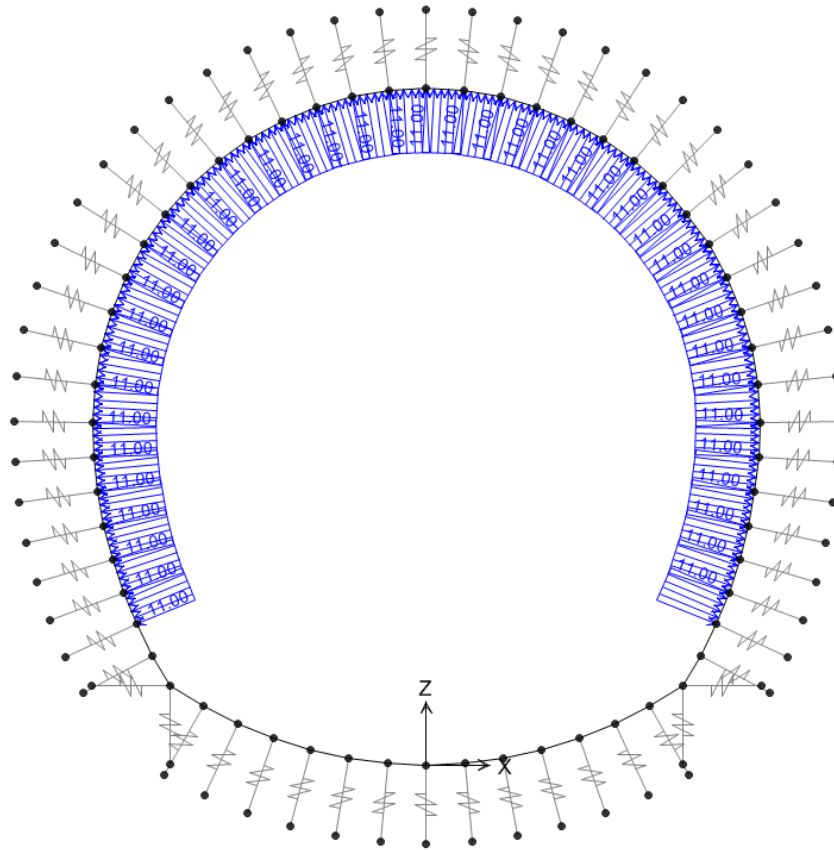


Abbildung 7: Druck A1

Illustrazione 7: Pressione A1a

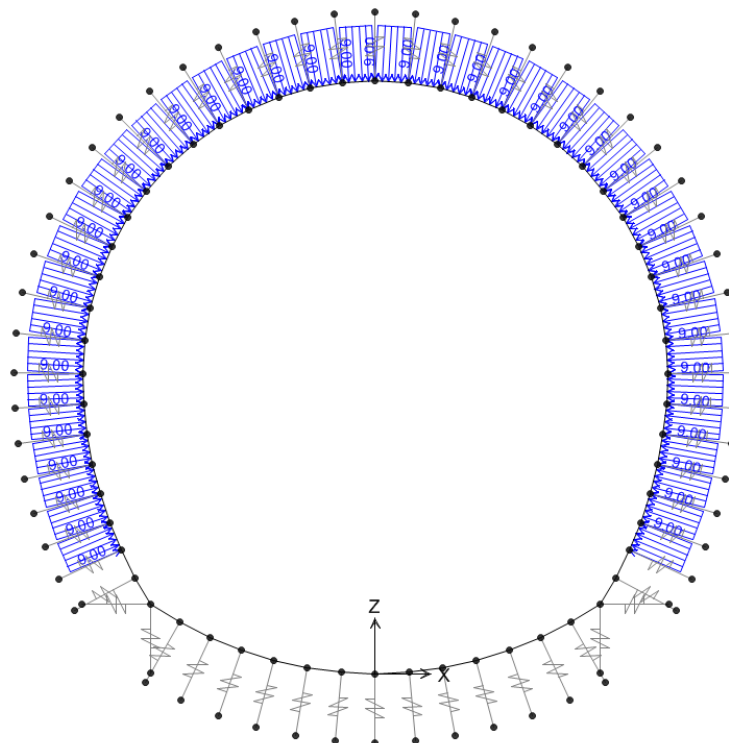


Abbildung 8: Sog A1b

Im Folgenden wird der Belastungsverlauf im Abschnitt bei der gravierendsten Kombination aufgezeigt: GZT04

Illustrazione 8: Aspirazione A1b

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nella combinazione più gravosa: SLU04

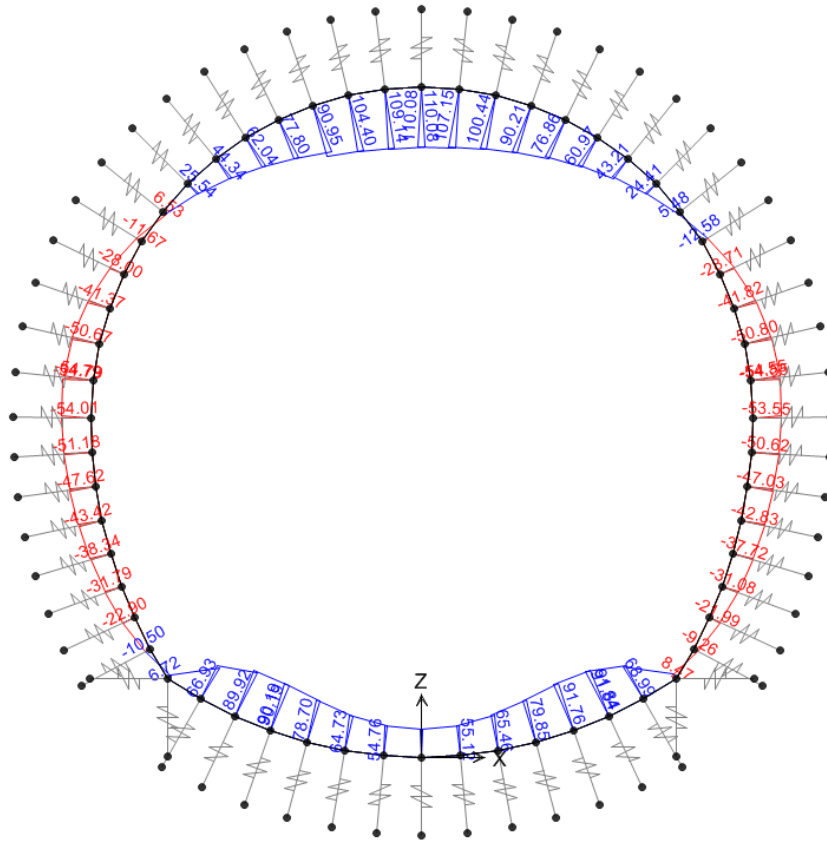


Abbildung 9: GZT04 - Biegunsmoment

Illustrazione 9: SLU04 - Momento flettente

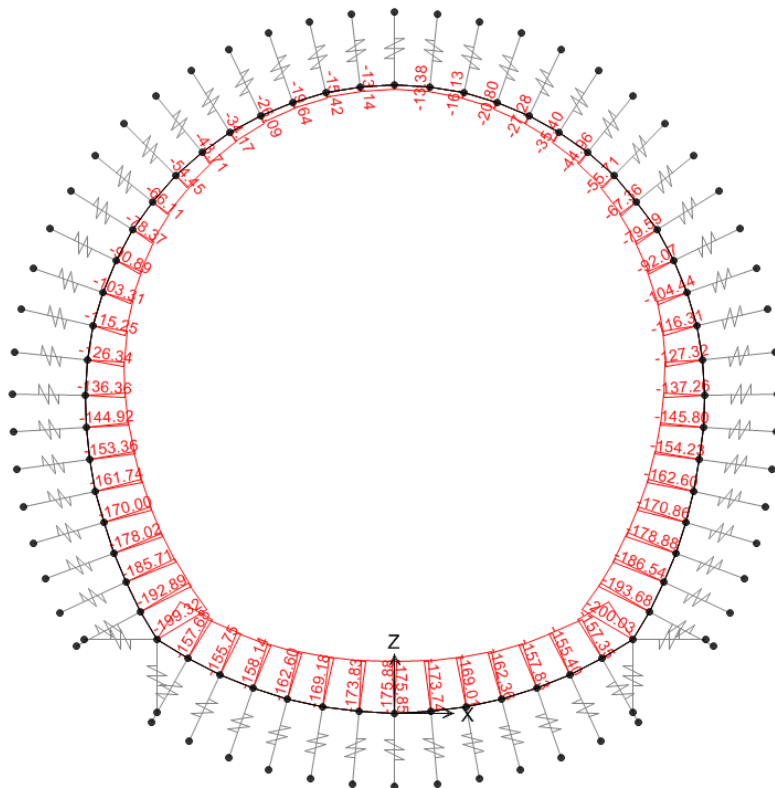


Abbildung 10: GZT04 - Axialwirkung

Illustrazione 10: SLU04 - Azione assiale

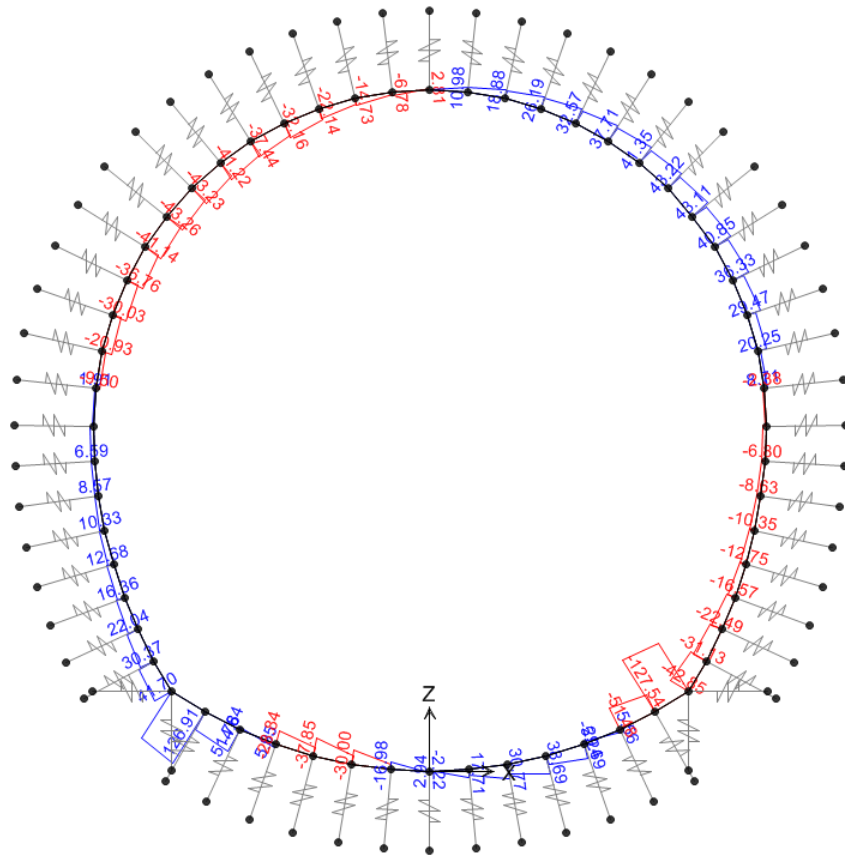


Abbildung 11: GZT04 - Schub

Illustrazione 11: SLU04 - Taglio

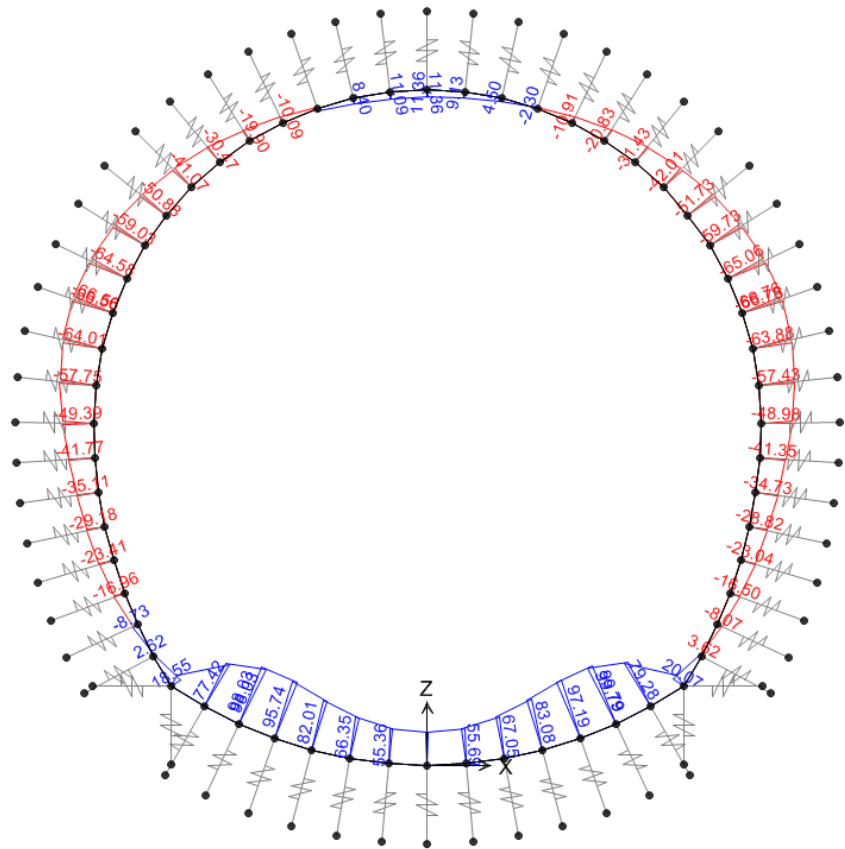


Abbildung 12: GZT04 - Biegemoment nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 12: SLU04 - Momento flettente dopo l'applicazione del Pöttler

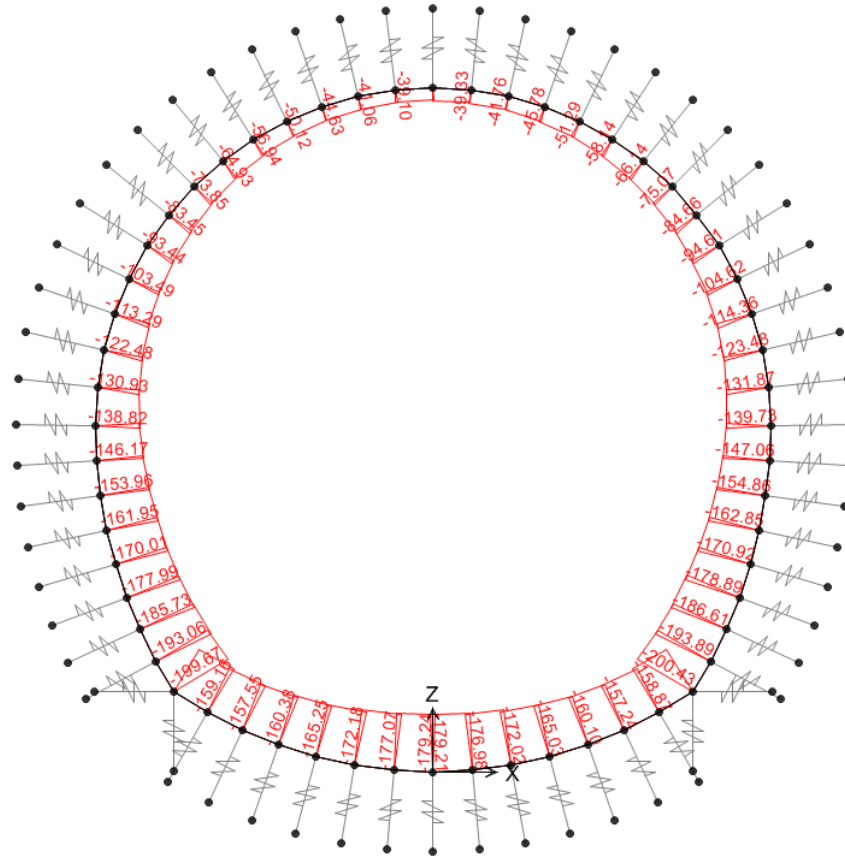


Abbildung 13: GZT04 - Axialwirkung nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 13: SLU04 - Azione assiale dopo l'applicazione del Pöttler

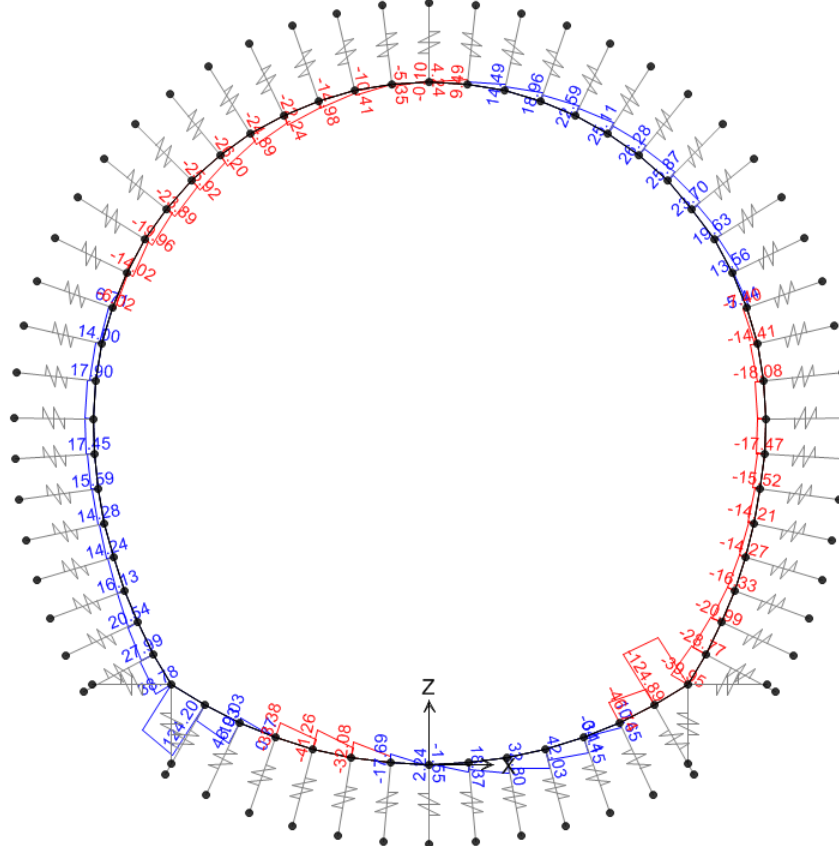


Abbildung 14: GZT04 - Schub nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 14: SLU04 - Taglio dopo l'applicazione del Pöttler

VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO $F_{td} = 0$										VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO IL CALCESTRUZZO REAGENTE A TRAZIONI F_{td}										
Positive in trazione										Positive in compressione										
VERIFICA A PRESSIONE										VERIFICA A TAGLIO										
Frame	Int	Ext	Int	Ext	Int	Ext	Int	Ext	Int	Ext	Int	Ext	Int	Ext	Int	Ext	Int	Ext	Int	Ext
h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h	h
N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}
M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ed}
V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}
$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$	$\sigma_{c,Ed}$
τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}	τ_{Ed}
$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,Rd}$
τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}	τ_{Rd}
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

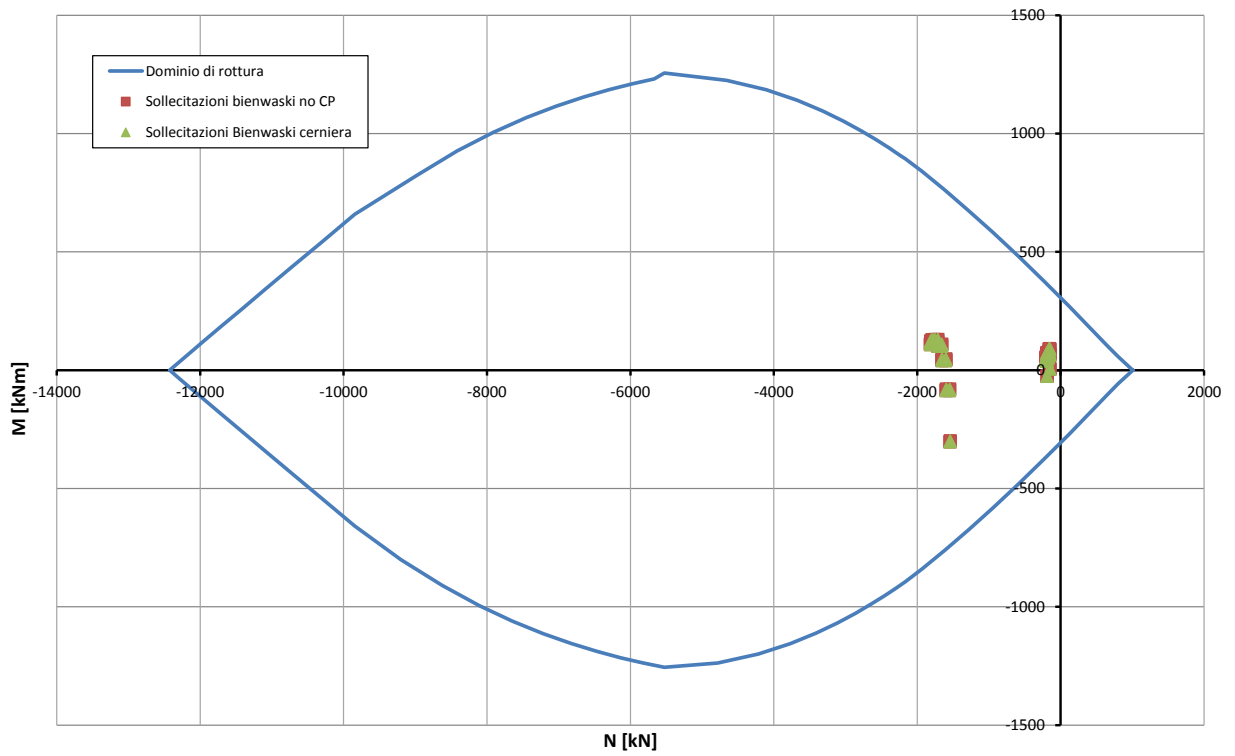


Abbildung 17: Überprüfungen auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 17: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

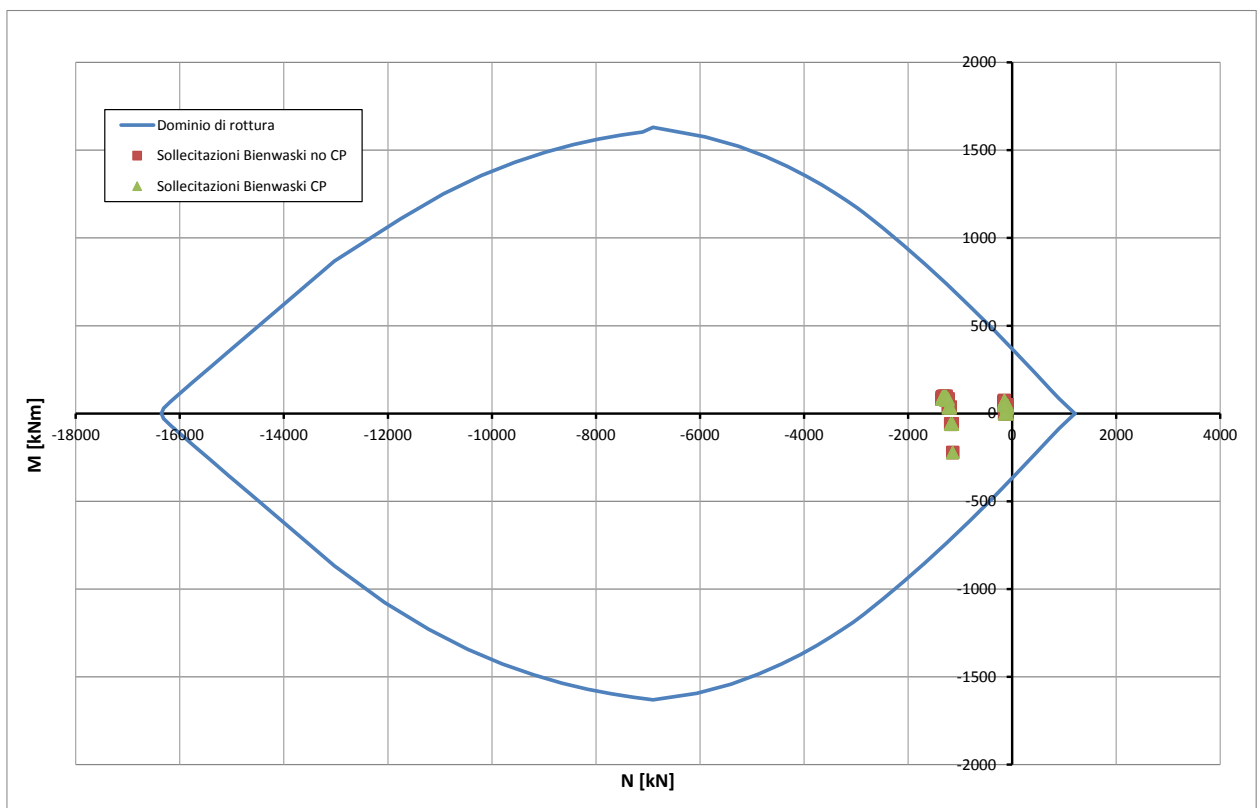


Abbildung 18: Überprüfungen auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 18: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale)

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

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	447.99	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	632	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0021	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.56	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.38	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	239.43	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	239.43	kN

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	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	3	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	300	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	263	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.33	<	8.16	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.16	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	462.95	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1611.57	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	462.95	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 19: Querkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 19: Verifica a taglio della platea di fondazione (SLU)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-E-Td
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	1142.22
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	224.54
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-Td
Overall depth of the cross section	h	[mm]	700
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	632.0
Neutral axis depth	x	[mm]	503.1
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-4.313
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	16.572
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.426
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-Td
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f_{ctm})	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000
= E_s/E_{cm}	α_e	[-]	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	k_t	[-]	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	65633
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	1340
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0204
Main strain	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	‰	0.047
Rebar cover	c	[mm]	60
Rebar spacing	s	[mm]	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	k_1	[-]	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	k_2	[-]	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	k_4	[-]	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	337.18
Crack width	w_k	[mm]	0.016
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 20: Rissüberprüfung der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 20: Verifica della platea di fondazione (SLE)

In folgenden Abbildungen sind die strukturellen Überprüfungen der Ausbruchquerschnitte auf Feuerwiderstand aufgezeigt. In den unbewehrten Ausbruchquerschnitten wurden die Überprüfungen mit einer herabgesetzten Vorsichtsausbruchquerschnittsstärke von 7 cm durchgeführt. Die Überprüfungen an den Stützen wurden, durch Vergleichung der Belastungen mit dem Bereich der auf 5 cm reduzierten Ausbruchquerschnitten (dem Feuer ausgesetzten Beton) oder mit dem Bereich der durch 20% herabgesetzten Bewehrungswiderstand erreicht wurde (Spannbeton an der Laibung), durchgeführt.

Nelle seguenti illustrazioni sono riportate le verifiche strutturali delle sezioni nei confronti dell'esposizione al fuoco. Nelle sezioni non armate le verifiche sono state condotte riducendo lo spessore della sezione, cautelativamente, di 7cm; nei ritti le verifiche sono state condotte confrontando le sollecitazioni con il dominio delle sezioni ridotte di 5cm (cls esposto al fuoco) o con il dominio ottenuto riducendo la resistenza dell'armatura del 20% (cls teso all'intradosso).

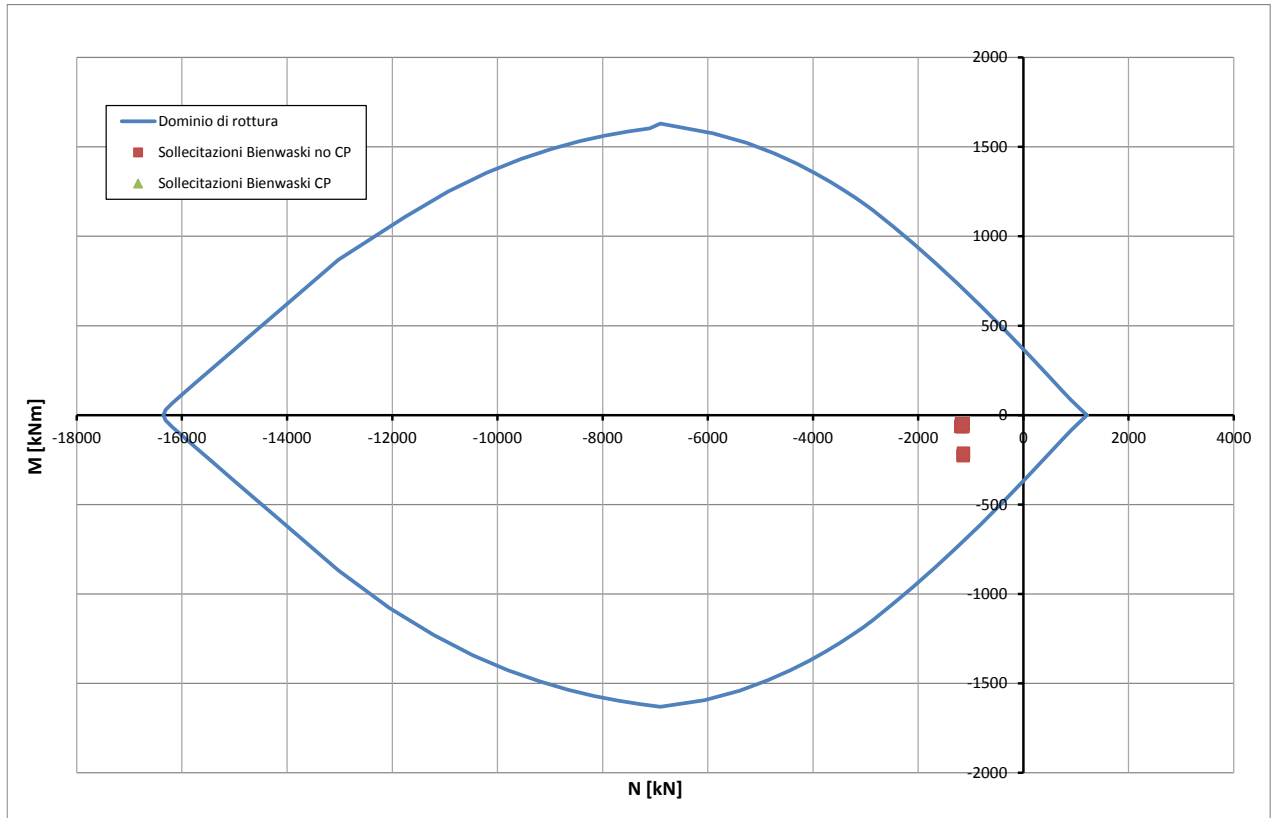


Abbildung 22: Überprüfungen auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 22: Verifica a pressoflessione della fondazione (SLU) nei confronti del fuoco