



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 Fensterstollen Mauls und angrenzende Bauwerke		WBS Finestra di Mules e opere annesse					
Dokumentenart Statische Berechnung		Tipo Documento Calcolo statico					
Titel Statische Berechnung Anschlüsse M-G-C-E-T mit M-E-T		Titolo Relazione di calcolo innesti M-G-C-E-T con M-E-T					
 RTI 4P Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P <small>via Pio Ilirio S.r.l., Via G.B. Sammartini 5, 20125 Milano, Tel. +39 0287767911, Fax +39 0287152612</small>		Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470					
Mandataria  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	Mandante  PÖYRY	Mandante  pini swiss engineers	Mandante  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				
 BBT 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 bis / a 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	200	KST	D0700	21065	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

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	4
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	5
2.1	BETON	
2.1	CALCESTRUZZO.....	5
2.2	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.2	ACCIAIO DA ARMATURA.....	5
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	6
4	INNENSCHALE	
4	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	8
4.1	STABWERKSMODELLE	
4.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE	10
4.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	11
4.2.1	Modellierung der Bettung	
4.2.1	Rigidità radiale.....	12
4.3	LASTENANALYSE	
4.3	ANALISI DEI CARICHI	12
4.3.1	Eigengewicht G1	
4.3.1	Peso proprio G1	12
4.3.2	Gebirgslast G5	
4.3.2	Carico dell'ammasso G5	12
4.3.3	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
4.3.3	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	13
4.3.4	Temperatur Q1	
4.3.4	Temperatura Q1	14
4.3.5	Erdbebeneinwirkung E1	
4.3.5	Azione sismica E1	14
4.3.6	Aerodynamischer Druck A1	
4.3.6	Pressione aerodinamica A1.....	14
4.3.7	Aufprall A2	
4.3.7	Urto A2	15
4.3.8	Brand A3	
4.3.8	Incendio A3	15
4.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
4.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	15
4.5	NACHWEISE	
4.5	VERIFICHE	16
4.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
4.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	16
4.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	16
4.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	16
4.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	17

4.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	17
4.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
4.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	17
4.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
4.5.1.6	Verifica a taglio.....	17
4.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
4.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE).....	17
4.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	17
4.5.2.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	17
4.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	18
4.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	18
4.5.2.5	Ermittlung der Verformungen	
4.5.2.5	Calcolo delle deformazioni	18
4.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
4.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure	18
4.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
4.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA	19
4.6.1	Bauliche Durchbildung	
4.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	19
4.6.2	Mindestbewehrung	
4.6.2	Armatura minima	19
4.7	ERGEBNISSE	
4.7	RISULTATI	20
5	VERZEICHNISSE	
5	ELENCHI	21
5.1	TABELLENVERZEICHNIS	
5.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	21
5.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
5.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	21
5.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
5.3	ELENCO APPENDICI	21
5.4	REFERENZDOKUMENTE	
5.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	21
5.4.1	Eingangsdokumente	
5.4.1	Documenti in ingresso.....	21
5.4.2	Normen und Richtlinien	
5.4.2	Normativa.....	22
5.4.3	Literatur	
5.4.3	Letteratura	22
ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE		
APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO		24
ANHANG 2 - DIMENSIONIERUNG DER SOHLENSTÜTZE		
APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA PER IL SOSTEGNO DELLA SOLETTA.....		43

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Innenschale der Verbindung des Lüftungstunnels mit dem Mauls Fenster an dessen Kilometrierung km 0+212 (Kilometrierung km 0+000 des Lüftungstunnels).

Die Verbindung wurde bereits im Rahmen der Bauwerke des Baulos Mauls 1 im Inneren des Brixener Granit, im Profil [3] mit GB-G-D-18h benannt, vorgetrieben. Die Überdeckung auf Höhe des Bauwerks ist von ca. 200 m.

Der Verbindungstunnel (M-G-C-Eb-T) zwischen der Lüftungskaverne und dem Mauls Fensterstollen (M-Eb-T) schließt sich dem letzteren mit einem Einfallswinkel von ca. 45° an. Die zwei Ausbruchquerschnitte weisen den gleichen Ausbruchquerschnitt auf, mit einer Breite und Höhe jeweils von ca. 11 m und 9.5 m.

Die Innenschale besteht aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einer gleichmäßigen Mindeststärke, in beiden Tunnels, von 35 cm an der Kappe und variabel von 35 cm bis 60 cm an Widerlagern und Tunnelbogenaufsätzen. Im Mauls Fensterstollen wurde bereits eine Sohlplatte errichtet, die teilweise abgerissen werden muss, um das Fundament der Scheidewand, welches den Durchgang vom Ausbruchquerschnitt ohne Mittelsohle (M-Ea-T) zum Ausbruchquerschnitt mit Mittelsohle (M-Eb-T) im Mauls Fensterstollen begrenzt und teilweise am Tunnelbogenaufsatz des Verbindungstunnels M-G-C-E-T fertiggestellt wurde, zu errichten.

In diesem Dokument ist die Bemessung der Innenschale an der Verbindung zwischen den Ausbruchquerschnitten M-G-C-Eb-T und M-Eb-T aufgezeigt. Diese Bemessung gilt auch für die Verbindung zwischen den entsprechenden Ausbruchquerschnitten ohne Mittelsohle, M-G-C-Ea-T und M-Ea-T.

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento del rivestimento definitivo dell'innesto tra la galleria di collegamento al Camerone di Ventilazione e la Finestra di Mules, alla progressiva km 0+212 di quest'ultima (progressiva km 0+000 della galleria di collegamento).

L'innesto è già stato scavato nell'ambito delle opere del Lotto Mules 1 all'interno dal Granito di Bressanone, indicato nel profilo [3] come GB-G-D-18h. La copertura in corrispondenza dell'opera è di circa 200 m.

La galleria di collegamento (M-G-C-Eb-T) tra il Camerone di Ventilazione e la Finestra di Mules (M-Eb-T) si innesta su quest'ultima con un angolo di incidenza di circa 45°. Le due sezioni presentano la medesima sezione di scavo, avente una larghezza e un'altezza massima rispettivamente di circa 11 m e di 9.5 m.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 gettato in opera con spessore minimo costante di 35 cm in calotta, in entrambe le gallerie, e variabile da un minimo di 35 cm ad un massimo di 60 cm nei ritti e nelle murette. Nella Finestra di Mules è già stata realizzata una soletta di fondazione che, in parte, dovrà essere demolita per realizzare la fondazione del setto che delimita il passaggio nella Finestra di Mules dalla sezione senza soletta intermedia (M-Ea-T) alla sezione con la soletta intermedia (M-Eb-T) ed in parte completata in corrispondenza della muretta della galleria di collegamento M-G-C-E-T.

Nel presente documento è riportato il dimensionamento del rivestimento definitivo in corrispondenza dell'innesto tra le sezioni M-G-C-Eb-T e M-Eb-T. Tale dimensionamento è da ritenersi valido anche per l'innesto tra le corrispettive sezioni senza soletta intermedia, M-G-C-Ea-T e M-Ea-T.

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 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:

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

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

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:

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

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

dove:

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

3 GEOTECHNISCHES MODELL

Zur geomechanischen Charakterisierung sowohl der vom Mauls Fensterstollen durchquerten Gebirgen, zwischen Kilometrierung km 0 und Kilometrierung km 1+607 des Mauls Fensterstollens, als auch für die von den Strecken A und B durchquerten Gebirgen, wird auf das geomechanische Profil [3] Bezug genommen.

Aufgrund der fehlenden As-built Daten ist die Charakterisierung aus den Planungsdokumenten des Mauls Fensterstollens (Ausführungsplanung Oktober 2006) entnommen worden, mit Annahme einer einzigen homogene geomechanische Zone für die gesamte Strecke. Auf dieser Weise wurde die Äußerung von Bericht [4] der Ausführungsplanung des Baulos Mauls I berücksichtigt, wo deutlich zum Ausdruck gebracht wird, dass keine kartographierbaren und darstellbaren Verwerfungen im geologischen Ausbruchquerschnitt beobachtet wurden.

Es wurde das Vorkommen von kleinen Verwerfungen festgestellt, mit einem Abstand im Dekameterbereich, welche sich aus einem Kernbereich mit Verwerfungsgesteine (tektonische Brekzien) mit einer Mächtigkeit bis in den Dezimeterbereich und einer an den beiden Enden der Verwerfung bis zu mehreren Metern mächtigen damage zone zusammensetzen. Diese kleinen Verwerfungen scheinen den Zerklüftungsgrad entscheidend zu beeinflussen, insgesamt jedoch in bescheidenem Ausmaß, da auf dieser Strecke die Klüfte mit einer den Verwerfungen ähnlichen Verlaufsrichtung überwiegen. Zusammenfassend kann demnach behauptet werden, dass die im Zuge des Vortriebs des Mauls Fensterstollens gewonnenen Erkenntnisse die ausgezeichneten mechanischen Eigenschaften des Gebirges bestätigt haben.

Folgende Tabelle berichtet die geomechanischen Grundparameter welche die geomechanisch homogene Zone bestimmen.

3 MODELLO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi attraversati dalla Finestra di Mules tra la progressiva km 0 e la progressiva km 1+607 della Finestra di Mules, così come per gli ammassi rocciosi attraversati dai rami A e B, si fa riferimento al profilo geomeccanico [3].

In assenza di dati di as-built la caratterizzazione è stata ricavata dai documenti progettuali della Finestra di Mules (Progetto Esecutivo Ottobre 2006), assumendo per l'intera tratta la presenza di un'unica zona geomeccanicamente omogenea; in questo modo si è tenuto conto di quanto espresso nella relazione [4] del Progetto Esecutivo del Lotto Mules 1, in cui si esplicita che non sono state osservate faglie cartografabili e rappresentabili sulla sezione geologica.

È stata riscontrata la presenza di piccole faglie, con spaziatura di ordine decametrico, costituite da una zona di nucleo con rocce di faglia (brecce tettoniche) di spessore fino a decimetrico e da una zona di danneggiamento potente fino a un paio di metri per ogni lato della faglia. Sembra che la presenza di tali piccole faglie condizioni in maniera marcata lo stato di fratturazione, nel complesso comunque molto modesto, poiché in questo tratto dominano i giunti con direzione simile alle faglie. In conclusione comunque le informazioni ricavate dallo scavo della Finestra di Mules hanno confermato le ottime caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.

La seguente tabella riporta i parametri di base che caratterizzano la zona geomeccanicamente omogenea.

Rock mass name	GB-G-D-18h
γ [kN/m ³]	26.5
σ_{ci} [MPa]	74
m_i	24
E_i [GPa]	20
CAI[-]	4.8
RMR	60-80
GSI	55-75

Tabelle 1: Charakterisierung des Gebirges

Tabella 1: Caratterizzazione dell'ammasso

Wobei:

- γ = spezifisches Gewicht des Gebirges
- σ_{ci} = einaxialen Druckfestigkeit der Gesteinsmatrix

Dove:

- γ è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.

- m_i = Krümmungsparameter aus triaxialem Druckversuch des Gebirgsmaterial
- E_i = Verformungsmodul der Gesteinsmatrix
- RMR = *Rock Mass Rating 1989*
- CAI = *Reibungsindex Cerchar*
- GSI = *Geological Strength Index*

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [20] berechnet, welches und im geomechanischem Hauptbericht [1] näher beschrieben wird.

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

- 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*.
- CAI è l'*indice di abrasività Cerchar*.
- GSI è il *Geological Strength Index*.

I parametri di deformabilità e di resistenza caratteristici sono stati calcolati in accordo al principio di linearizzazione dell'involuppo di rottura proposto da Hoek & Brown [20] e esplicitato nella relazione geomeccanica generale [1].

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

$$BRMR = RMR - R_6$$

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, assunto pari a -10.

Tabella 2 beinhaltet die im Plan vorsichtshalber benutzten geomechanischen Parameter und entsprechenden Anwendungsstrecken; mit E_m ist das Verformungsmodul des Gebirges angezeigt worden.

La Tabella 2 riporta i parametri geomeccanici cautelativamente utilizzati nel progetto e le relative tratte di applicazione; con E_m si è indicato il modulo di deformazione dell'ammasso.

sezione tipo	initial pk	final pk	BRMR	GSI	Em
	[km]	[km]			
	FDM		-	-	[GPa]
M-Ea-T	0	0+212	50	55	8
M-Eb-T	0+212	1+479			
M-Ec-T	1+512	1+525			
M-Ed-T	1+525	1+607			
Galleria di ventilazione					
M-G-C-Ea	0+152	0+207			
M-G-C-Eb	0	0+085			
Ramo "B" Mules					
M-B-Ea-T M-B-Eb-T	0	0+175			
Ramo "A" Mules					
M-A-Ea-T M-A-Eb-T	0	0+171			

Tabelle 2: Typische Parameter der Gebirges

Tabella 2: Parametri caratteristici dell'ammasso

4 INNENSCHALE

Die mit den Stabwerkmodellen durchgeführte Bemessung der Innenschale, wurde durch Berechnung eines bedeutenden Ausbruchquerschnitts der Verbindung (Ausbruchquerschnitt 7-7 von Figura 1) ausgeführt.

Insbesondere ist die Bemessung in zwei Phasen gegliedert:

- In erster Phase wurde Ausbruchquerschnitt 7-7 berechnet als ob es ein unendlich weiter Ausbruchquerschnitt wäre und auf dessen Ebene geladen.
- In zweite Phase ist die vertikale Wand (Ausbruchquerschnitt 6-6) studiert worden, welche die Strecke des Mauls Fensterstollens mit Mittelsohle (M-Eb-T) von der Strecke ohne Mittelsohle (M-Ea-T) trennt. In diesem Modell wurde die Wand auf ihre Ebene mit Reaktionen (Axialwirkungen) geladen, welche aus dem ersten Modell an der Zentralscheidewand entnommen sind.

4 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Il dimensionamento del rivestimento definitivo, condotto con il metodo delle reazioni iperstatiche, è stato effettuato analizzando una sezione significativa dell'innesto (Sez. 7-7 di Figura 1).

In particolare, il dimensionamento si è articolato in due fasi:

- In prima fase, si è analizzata la sezione 7-7 come se fosse una sezione infinitamente estesa e caricata nel suo piano.
- In seconda fase, si è studiata la parete verticale (sezione 6-6) che divide la tratta della Finestra di Mules con la soletta intermedia (M-Eb-T) dalla tratta senza soletta intermedia (M-Ea-T). In questo modello, la parete è stata caricata nel suo piano con le reazioni (azioni assiali) ricavate dal primo modello in corrispondenza del setto centrale.

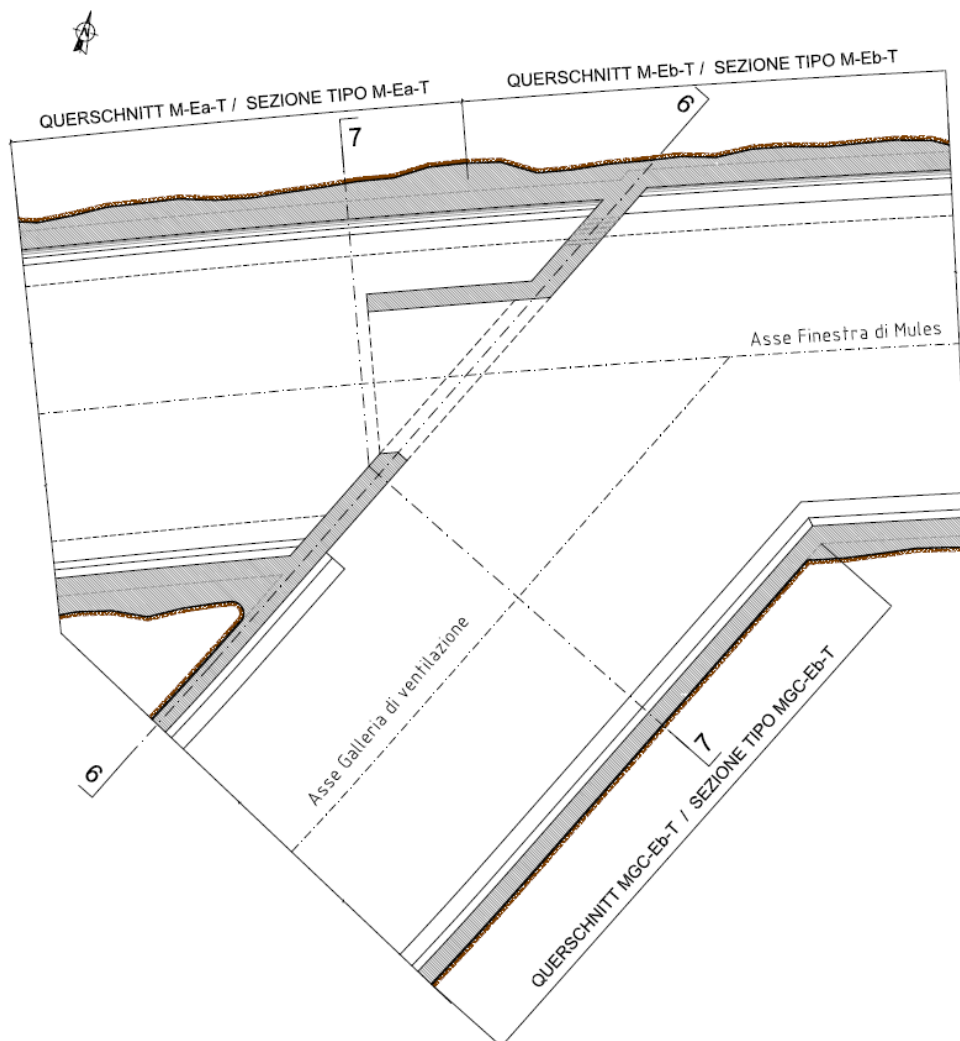


Abbildung 1: Verbindungslageplan

Figura 1: Planimetria dell'innesto

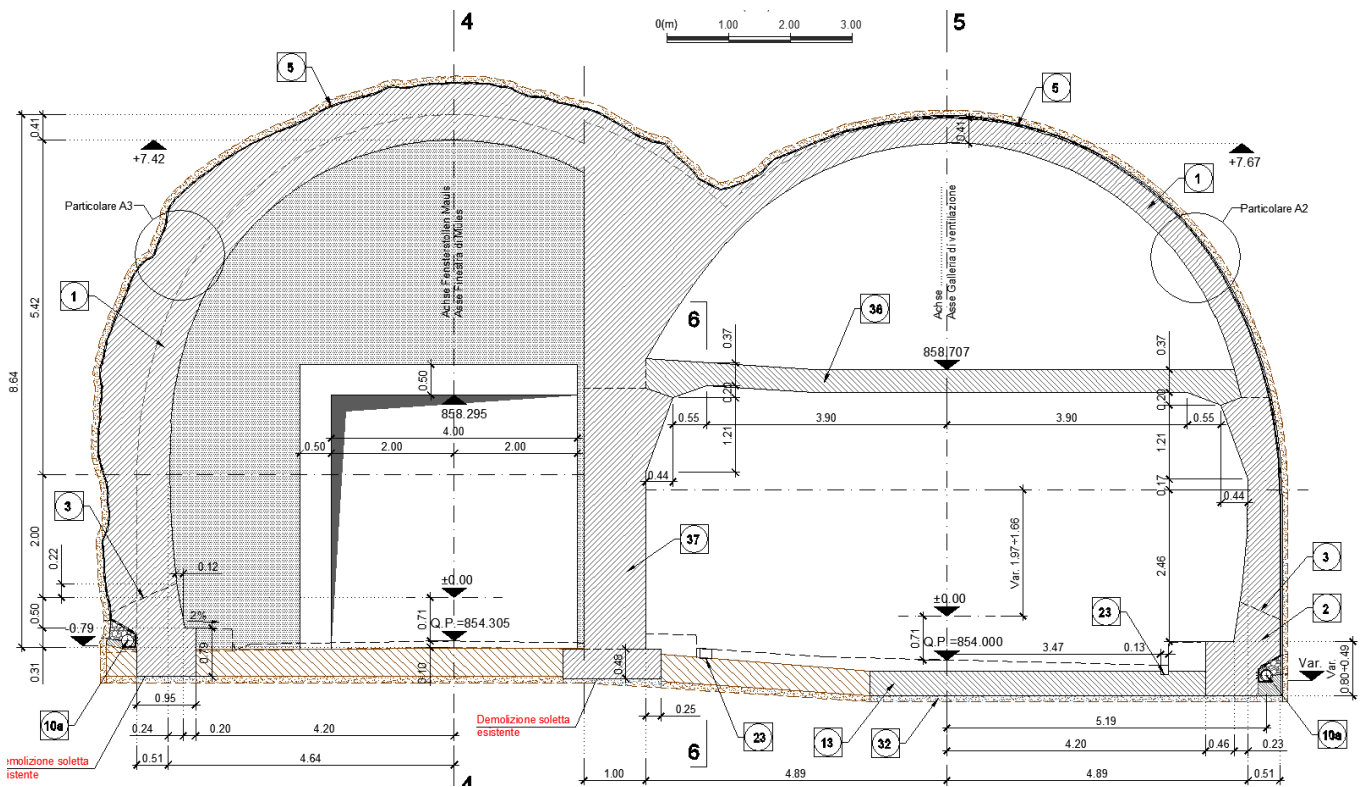


Abbildung 2: Ausbruchquerschnitt 7-7

Figura 2: Sezione 7-7

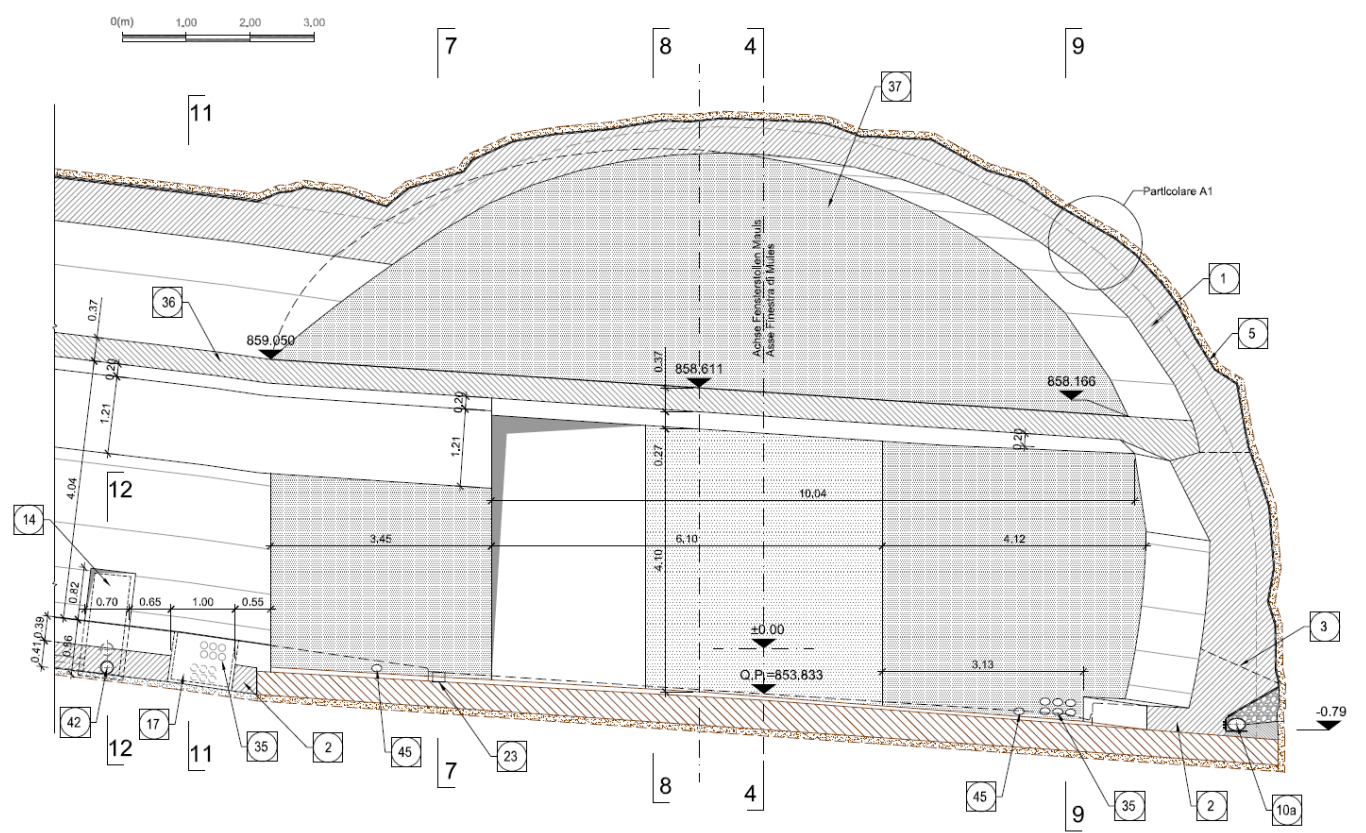


Abbildung 3: Ausbruchquerschnitt 6-6

Figura 3: Sezione 6-6

Um die Gebirgslast zu bestimmen wurde, wie in Folge dargestellt und wie zur Bemessung aller Schalen des Mauls Fensterstollens angenommen, die Bieniawski-Theorie angewandt.

Die Ausbruchquerschnittsbreite, von der die Bezugslast abhängt, wurde durch Angleichung des Einflussbereichs der fünfeckigen Verbindung mit einem äquivalenten rechteckigen Ausbruchquerschnitt bestimmt.

Per determinare il carico d'ammasso, come verrà di seguito illustrato e come assunto per il dimensionamento di tutti i rivestimenti della Finestra di Mules, si è adottata la teoria di Bieniawski.

La larghezza della sezione, da cui dipende il carico di riferimento, è stata definita uguagliando l'area di influenza dell'innesto, di forma pentagonale, con una sezione rettangolare equivalente.

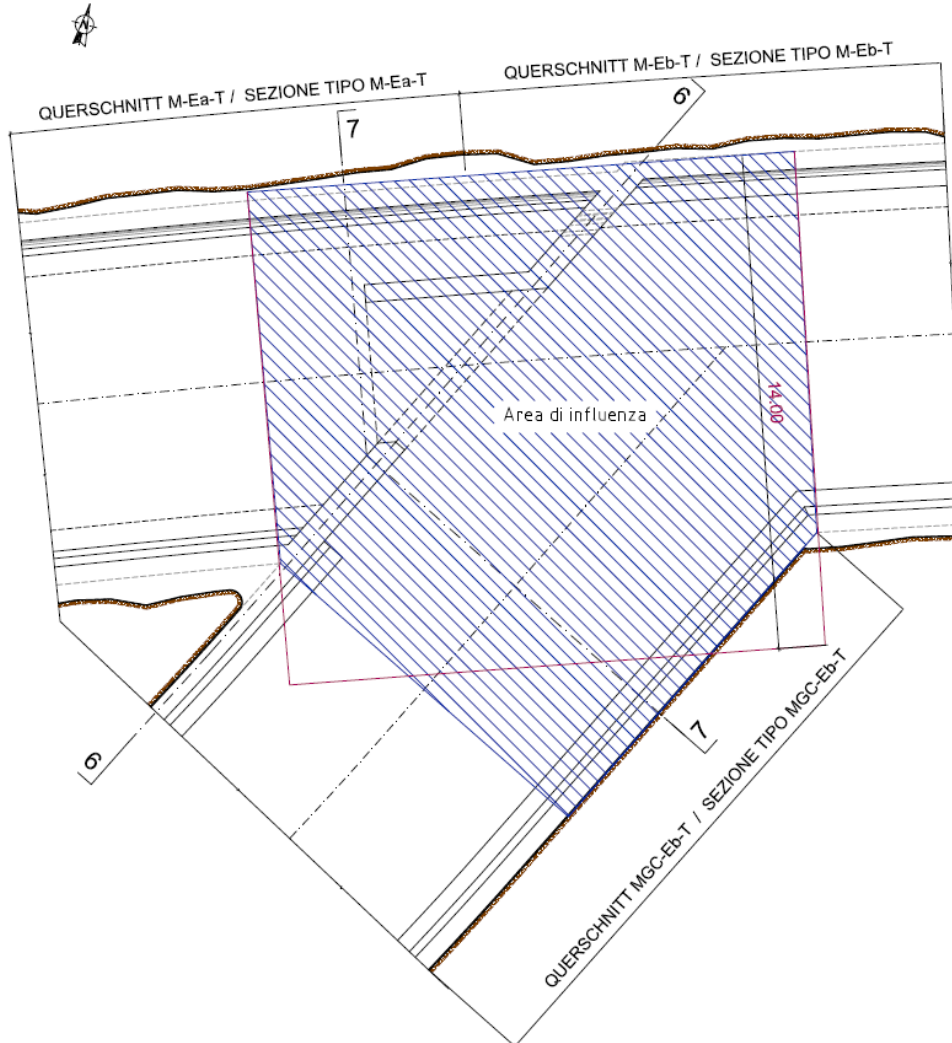


Abbildung 4: Schematisierung des Lastbereichs
Die so festgelegte Berechnungsbreite ist von 14 m.

Figura 4: Schematizzazione dell'area di carico
La larghezza di calcolo così determinata è pari a 14 m.

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 (1 m) 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

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 (1 m) 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

strukturellen Elements erweisen (Kappe, Widerlager, Gegenbogen/Grundplatte).

Die strukturelle Steifigkeit der Trägerelemente wird mit $E'_c \times I_y$ 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);

4.2 MODELLIERUNG DER BETTUNG

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

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

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

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

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;
- ν = rapporto di Poisson (0.2);

4.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

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

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

La prima è definita secondo 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 0.5 cm. Superati tali spostamenti, la rigidezza dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata.

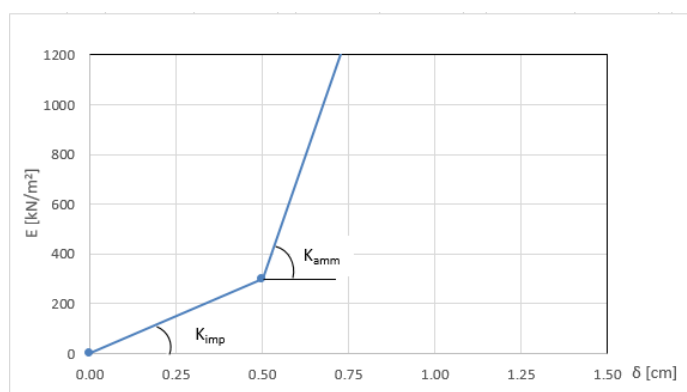


Abbildung 5: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 5: Schematizzazione dell'interfaccia

An den Tunnelbogenaufsätzen wurde die Schale durch ein Scharnier und einer Drehfeder am Boden gebunden, wobei die

In corrispondenza delle murette il rivestimento è stato vincolato a terra mediante una cerniera e una molla

letztere zur Begrenzung des von der Schale der Sohlplatte übertragenen Moments dient.

Die zentrale Scheidewand ist durch ein Verbund am Boden gebunden.

4.2.1 Modellierung der Bettung

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

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

Wobei:

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

4.3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

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

4.3.1 Eigengewicht G_1

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

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

In diesem Lastzustand werden das Gewicht der Mittelsohle von 43,47kN und des dazugehörigen Transportmoments von 18,77kNm eingesetzt.

4.3.2 Gebirgslast G_5

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

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

rotazionale, quest'ultima allo scopo di limitare il momento trasmesso dal rivestimento al piano di fondazione.

Il setto centrale è stato vincolato a terra mediante un incastro.

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.

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

4.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

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

4.3.1 Peso proprio G_1

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

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

In questa condizione di carico viene inserito il peso della soletta intermedia pari a 43,47kN e il relativo momento di trasporto pari a 18,77kNm.

4.3.2 Carico dell'ammasso G_5

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.

Die vertikale Komponente ist mit folgendem Verhältnis zu berechnen:

La componente verticale è calcolabile attraverso la seguente relazione:

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

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 Gebirge an der Kappe, welche gemäß Bieniawski-Theorie durch folgendes Verhältnis bestimmt wird:

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:

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

Wobei:

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

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

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

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

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

Sezione tipo	k_0	γ [kN/m^3]	b [m]	BRMR	$P_{v_{Bieniawski}}$
Innesto M-E con M-G-C-E	0.75	26.5	14	50	185

Tabelle 3: Bei der Berechnung benutzte Parameter

Tabella 3: Parametri utilizzati nell'analisi

4.3.3 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.

4.3.3 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.

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.

4.3.4 Temperatur Q1

Zur Dimensionierung der Innenschalen berücksichtigt man, gemäß folgende Tabelle, die nach Eingangsabstand, unter 3 km, sich ergebenden Temperatureinwirkungen.

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

Tabelle 4: Temperatureinwirkung

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.

4.3.4 Temperatura Q1

Per il dimensionamento rivestimenti definitivi si considerano le azioni termiche, in conformità alla seguente tabella, secondo la distanza dall'imbocco, minore di 3 km.

Tabella 4: Variazione termica

Der Temperaturgradient zeigt die Temperaturdifferenz zwischen den Innen- und Außenoberflächen der Betonquaderschale.

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 4.3.84.3.8.

4.3.5 Erdbebeneinwirkung E1

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

4.3.6 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 $\Delta p_{Druck} = + 11$ kN/m² und $\Delta p_{Sog} = - 9$ kN/m² vorkommen. Da diese Einwirkungen, auch angesichts der entsprechend angepassten

Il gradiente della temperatura indica la differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento in conci.

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 4.3.8.

4.3.5 Azione sismica E1

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

4.3.6 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 $\Delta p_{Druck} = + 11$ kN/m² e $\Delta p_{Sog} = - 9$ kN/m². Poiché si tratta di azioni rilevanti, anche in considerazione dei relativi coefficienti parziali di sicurezza

Teilsicherheitsfaktoren, die maßgebende Einwirkung darstellen, werden die aerodynamischen Einwirkungen nur in Kombination mit den Einwirkungen bei außergewöhnlicher Bemessungssituation erfasst.

In diesem Lastzustand werden Druck und Unterdruck auf die Mittelsohle mit einer vertikalen Last von ± 94 kN sowie dem dazugehörige Transportmoment von ± 40.59 kNm (GZG-Werte) eingesetzt.

4.3.7 Aufprall A2

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

4.3.8 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 [5] 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 Bauprodukt und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

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

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:

adottati, le azioni aerodinamiche si considerano solo associate in combinazione con le azioni derivanti dalla situazione di dimensionamento eccezionale.

In questa condizione di carico è stata inserita la pressione e depressione sulla soletta intermedia con un carico verticale pari a ± 94 kN e il relativo momento di trasporto pari a ± 40.59 kNm (valori SLE).

4.3.7 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.

4.3.8 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 [5]. 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 35 mm.

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						
	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 5: Lastenkombinationen

Tabella 5: 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 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 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

4.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

4.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

4.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

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

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

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

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

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

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

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

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

4.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

4.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

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

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 6: Kombinationsbeiwerte

Tabella 6: Coefficienti di combinazione

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

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.

4.5.1.6 Querkraftüberprüfung

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

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.

4.5.2.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

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 $Y_c = 1,60$
- 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 $Y_s = 1,20$

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.

4.5.1.6 Verifica a taglio

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

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 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 5 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 6.

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 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 ψ laut Tabelle 5 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.

4.5.2.3 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 5. 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	+10	+10
Bauliche Toleranz [mm]	+10	+10

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

Tabelle 7: 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 7: 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 alle Innenschalen auf Höhe der Verbindung bewehrt werden müssen mit $\varnothing 26$ mm, Abstand 15 cm und mit $\varnothing 12$ mm, Verteilungsabstand 15 cm. Es ist keine Schubbewehrung erforderlich.

Diese Bewehrung ist auch an der senkrechten Wand, welche Ausbruchquerschnitt M-Ea-T vom Ausbruchquerschnitt des Mauls Fensterstollens mit der Mittelsohle (M-Eb-T) trennt.

Die Trägerwand über dem Portal dagegen wird mit 14 $\varnothing 26$ mm, in den ersten 60 cm über der Öffnung verteilt, und mit Längseisen $\varnothing 20$ mm/15 cm, im darauf liegenden Teil, bewehrt.

An den Tunnelbogenaufsätzen des Mauls Fensterstollens ist ein Teilabbruch der bestehenden Platte vorgesehen, um ein Tunnelbogenaufsatz, mit einer Mindestbreite an der Sohlplatte von 80 cm, zu errichten. Der so errichtete Tunnelbogenaufsatz sichert auch eine Bindung zur dessen horizontalen Verschiebung, ohne dass auf die Reibungsmithilfe entlang der Sohlplatte gerechnet werden muss. Es wird unterstrichen, dass die strukturelle Schubüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes ohne widerstehende Bewehrung angesichts einer Ausbruchquerschnittsstärke von 60 cm, die über der theoretischen Mindeststärke, aber unter der aus den Ergebnissen der Laserscan-Vermessungen ableitbaren Stärke liegt, zufriedenstellend ist.

Analog, wird die Sohle der senkrechten Scheidewand durch Abriss eines Plattenteils und Errichtung einer 1.5 m breiten Sohle, die mit Bügel $\varnothing 20$ mm Abstand 15 cm bewehrt wird, ausgeführt.

4.7 RISULTATI

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che tutti i rivestimenti definitivi in corrispondenza dell'innesto devono essere armati con $\varnothing 26$ mm a passo 15 cm e con $\varnothing 12$ mm a passo 15 cm di ripartizione. Non è richiesta armatura a taglio.

Tale armatura è prevista anche in corrispondenza della parete verticale che separa la sezione M-Ea-T dalla sezione della Finestra di Mules con la soletta intermedia (M-Eb-T).

La trave parete sovrastante il portone, viceversa, è armata con 14 $\varnothing 26$ mm disposti nei primi 60cm sopra l'apertura e da correnti $\varnothing 20$ mm/15 cm nella porzione sovrastante.

In corrispondenza delle muretta della Finestra di Mules si prevede la demolizione parziale della soletta esistente per consentire la realizzazione di una muretta di larghezza minima, sul piano di fondazione, di 80 cm. La muretta, così realizzata, garantisce anche un vincolo alla traslazione orizzontale della stessa senza dover contare sul contributo attritivo lungo il piano di fondazione. Si precisa che la verifica strutturale a taglio della muretta è soddisfatta senza armatura resistente considerando uno spessore della sezione di 60 cm, maggiore dello spessore minimo teorico, ma minore dello spessore deducibile dai risultati dei rilievi laserscan.

Analogamente, la fondazione del setto verticale, sarà realizzata demolendo una parte di soletta e realizzando una fondazione di larghezza 1.5 m armata con staffe $\varnothing 20$ mm a passo 15 cm.

5 VERZEICHNISSE

5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Charakterisierung des Gebirges.....	6
Tabelle 2: Typische Parameter der Gebirges.....	7
Tabelle 3: Bei der Berechnung benutzte Parameter	13
Tabelle 4: Temperatureinwirkung.....	14
Tabelle 5: Lastenkombinationen	16
Tabelle 6: Kombinationsbeiwerte	16
Tabelle 7: Mindestbetondeckung	19

5.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Verbindungslageplan	8
Abbildung 2: Ausbruchquerschnitt 7-7	9
Abbildung 3: Ausbruchquerschnitt 6-6	9
Abbildung 4: Schematisierung des Lastbereichs	10
Abbildung 5: Schematisierung der Schnittstelle	11

5.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE
- ANHANG 2 - DIMENSIONIERUNG DER SOHLENSTÜTZE

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_GTBS_D0700_21001 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21011 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Längsprofil - Geomechanischer Prognoseprofil Fensterstollen Muls und angrenzende Bauwerke
- [4] OP-EI.01.01 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - Erkundungsstollen Periadriatik und vorbereitende Bauwerke Bereich Muls -

5 ELENCHI

5.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Caratterizzazione dell'ammasso.....	6
Tabella 2: Parametri caratteristici dell'ammasso.....	7
Tabella 3: Parametri utilizzati nell'analisi.....	13
Tabella 4: Variazione termica.....	14
Tabella 5: Combinazioni di carico	16
Tabella 6: Coefficienti di combinazione.....	16
Tabella 7: Copriferro minimo.....	19

5.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Planimetria dell'innesto	8
Figura 2: Sezione 7-7.....	9
Figura 3: Sezione 6-6.....	9
Figura 4: Schematizzazione dell'area di carico	10
Figura 5: Schematizzazione dell'interfaccia	11

5.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO
- APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA PER IL SOSTEGNO DELLA SOLETTA

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_GTB_D0700_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21011 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Finestra di Muls e opere annesse
- [4] OP-EI.01.01- Galleria di Base del Brennero-Progetto Esecutivo - Cunicolo Esplorativo Periadriatica ed Opere Propedeutiche ambito Muls

Beschreibender Gesamtbericht - Rev 01, (Becchiega, 06/12/2010, Marini, 10/12/2010, Lombardi, 15/12/2010)

- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 – Gesamtbauwerke - 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: 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 Literatur

- [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.

- Relazione descrittiva generale - Rev 01, (Becchiega, 06/12/2010, Marini, 10/12/2010, Lombardi, 15/12/2010)

- [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 Normativa

- [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 Letteratura

- [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-rocsience, 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

- [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-rocsience, 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

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

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.

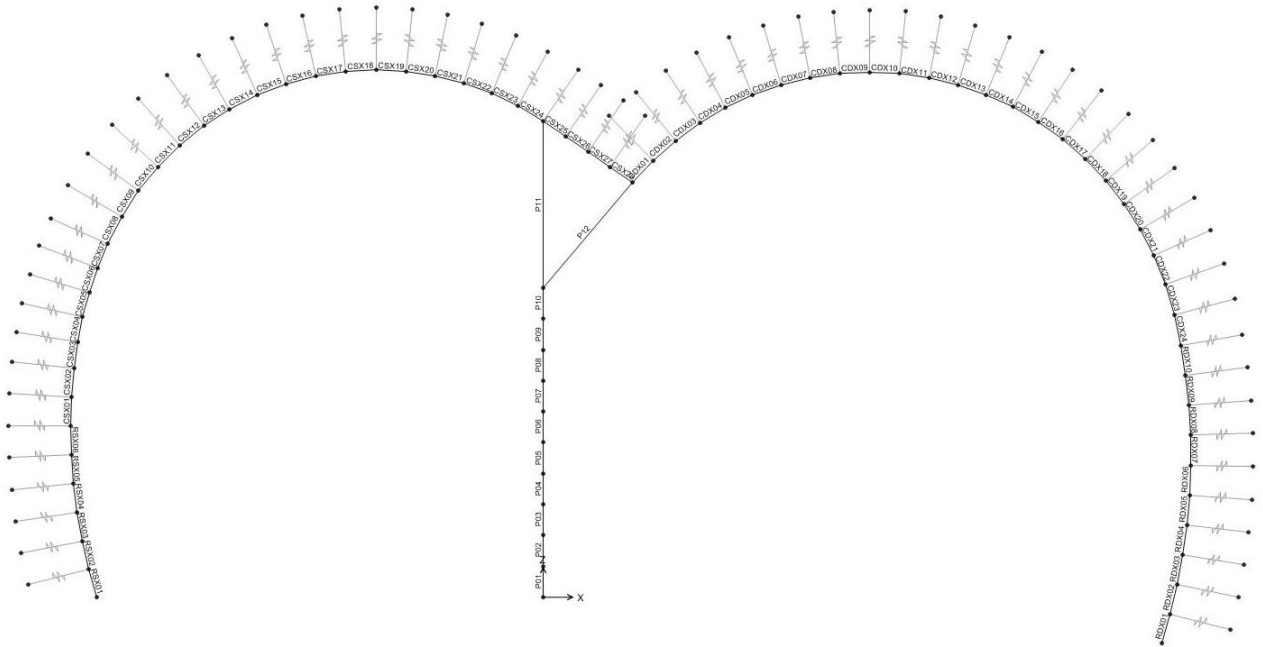


Abbildung 1: Ausbruchquerschnitt 7-7

Illustrazione 1: Sezione 7-7

SectionName	Material	Shape	t3	t2
Text	Text	Text	m	m
RSX01	C30/37	Rectangular	0.6	1
RSX02	C30/37	Rectangular	0.6	1
RSX03	C30/37	Rectangular	0.54	1
RSX04	C30/37	Rectangular	0.49	1
RSX05	C30/37	Rectangular	0.46	1
RSX06	C30/37	Rectangular	0.45	1
CSX01	C30/37	Rectangular	0.45	1
CSX02	C30/37	Rectangular	0.42	1
CSX03	C30/37	Rectangular	0.4	1
CSX04	C30/37	Rectangular	0.38	1
CSX05	C30/37	Rectangular	0.37	1
CSX06	C30/37	Rectangular	0.36	1
CSX07	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX08	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX09	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX10	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX11	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX12	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX13	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX14	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX15	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX16	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX17	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX18	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX19	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX20	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX21	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX22	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX23	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX24	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX25	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX26	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX27	C30/37	Rectangular	0.35	1
CSX28	C30/37	Rectangular	0.35	1

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte

SectionName	Material	Shape	t3	t2
Text	Text	Text	m	m
RDX01	C30/37	Rectangular	0.8	1
RDX02	C30/37	Rectangular	0.68	1
RDX03	C30/37	Rectangular	0.59	1
RDX04	C30/37	Rectangular	0.53	1
RDX05	C30/37	Rectangular	0.49	1
RDX06	C30/37	Rectangular	0.46	1
RDX07	C30/37	Rectangular	0.45	1
RDX08	C30/37	Rectangular	0.45	1
RDX09	C30/37	Rectangular	0.53	1
RDX10	C30/37	Rectangular	0.64	1
CDX01	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX02	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX03	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX04	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX05	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX06	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX07	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX08	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX09	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX10	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX11	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX12	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX13	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX14	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX15	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX16	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX17	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX18	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX19	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX20	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX21	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX22	C30/37	Rectangular	0.35	1
CDX23	C30/37	Rectangular	0.36	1
CDX24	C30/37	Rectangular	0.37	1

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

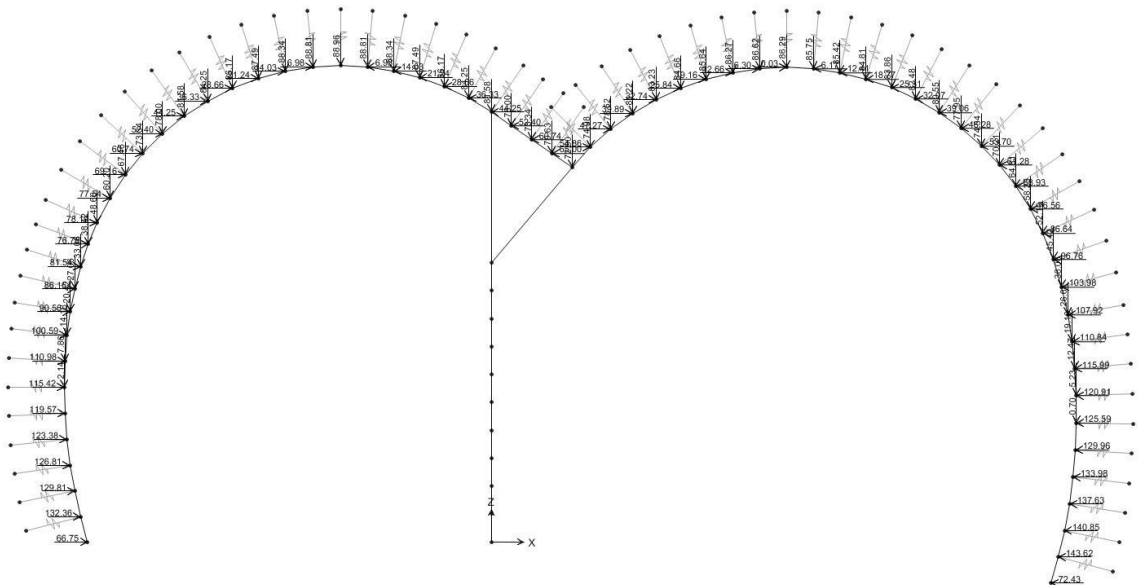


Abbildung 3: Gebirgslast (G5)

Illustrazione 3: Carico della roccia G5

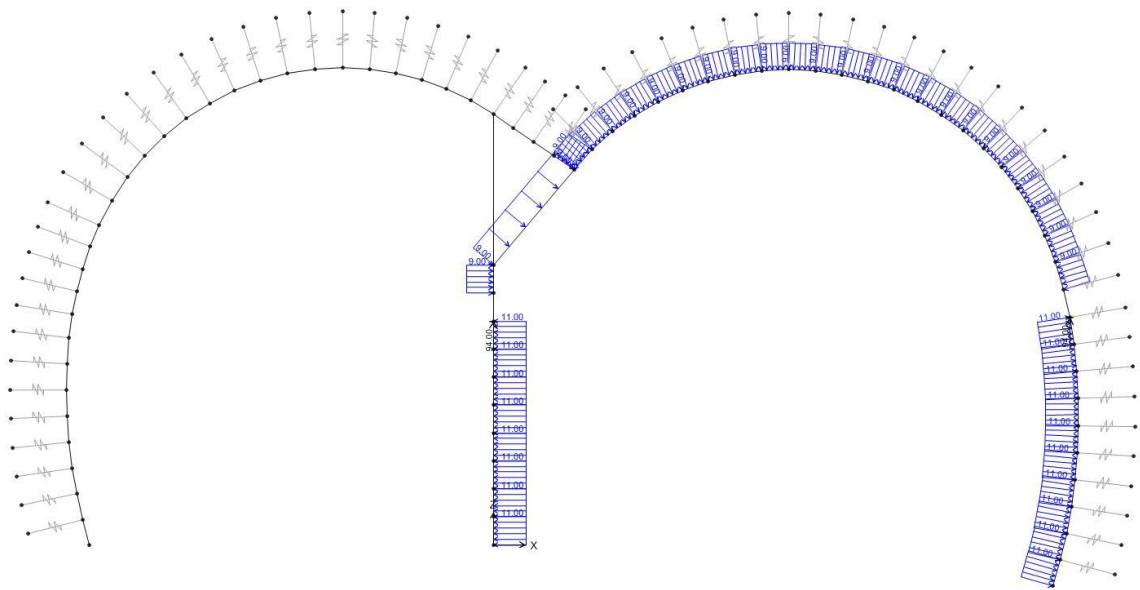


Abbildung 4: Druck (A1)

Illustrazione 4: Pressione A1

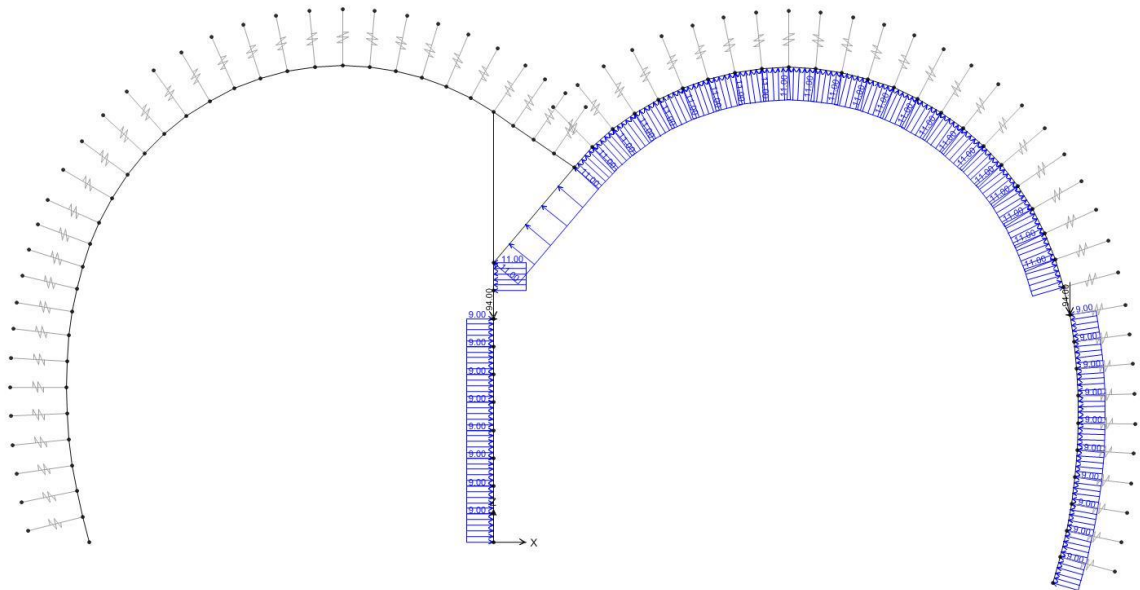


Abbildung 5: Sog (A1)

Illustrazione 5: Aspirazione A1

In Folge wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei den gravierendsten Kombinationen GZT06 und GZT05 aufgezeigt.

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nelle combinazioni più gravose: SLU06 e SLU05

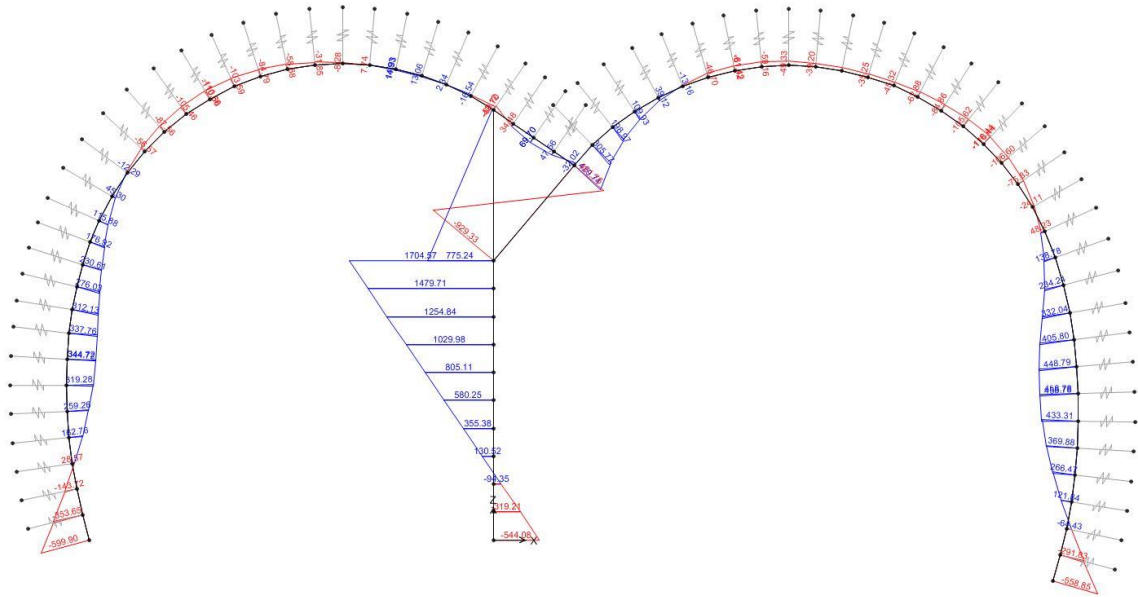


Abbildung 6: GZT06 - Biegunsmoment

Illustrazione 6: SLU06 - Momento flettente

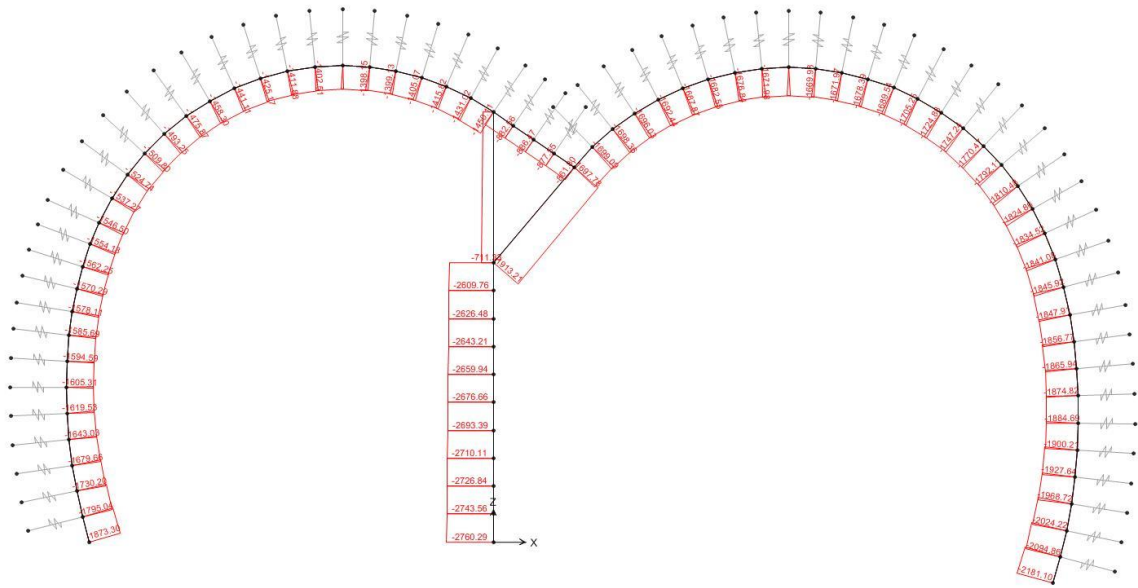


Abbildung 7: GZT06 - Axialwirkung

Illustrazione 7: SLU06 - Azione assiale

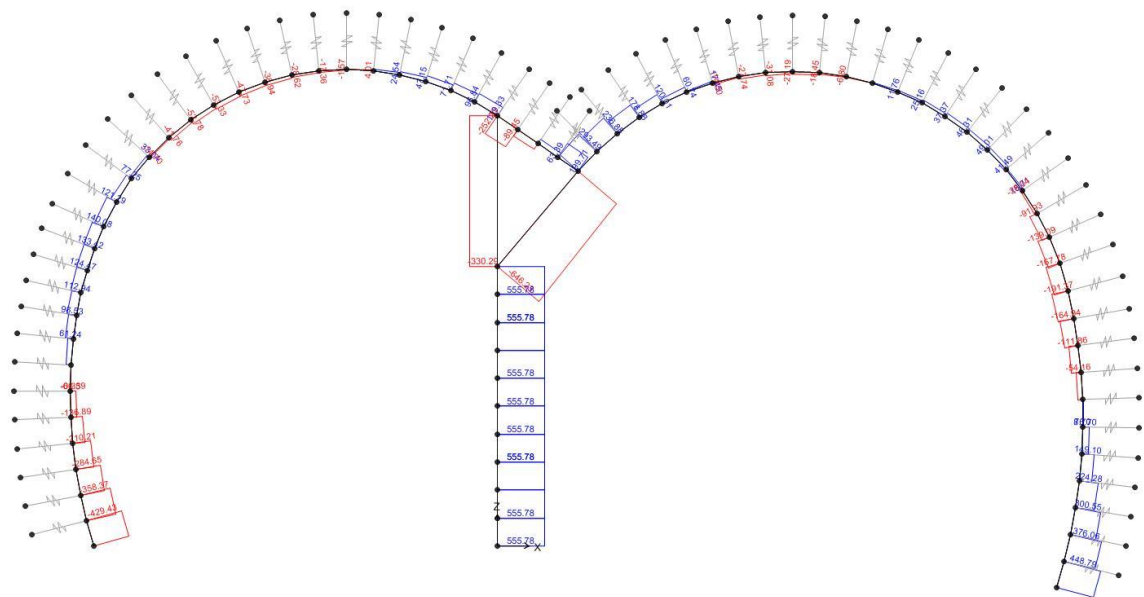


Abbildung 8: GZT06 - Schub

Illustrazione 8: SLU05 - Taglio

In folgenden Diagrammen sind die Überprüfungen der bewehrten Ausbruchquerschnitte in den Kombinationen GZT und außergewöhnlichen GZT auf Beulspannung aufgezeigt. Die Überprüfungen sind per Ausbruchquerschnittsteilelemente des Mauls Fensterstollens (M-Eb-T), des Verbindungstunnels (M-G-C-Eb-T) und der zentralen Scheidewand unterteilt. Die ersten zwei sind nochmals in Kappen- und Widerlagerelemente gegliedert.

Nei seguenti grafici sono riportate le verifiche pressoflessionali delle sezioni armate, nelle combinazioni SLU e SLU eccezionali. Le verifiche sono divise per gli elementi della porzione di sezione della Finestra di Mules (M-Eb-T), della galleria di collegamento (M-G-C-Eb-T) e del setto centrale. Le prime due sono ulteriormente suddivise per gli elementi in calotta e gli elementi del ritto.

In Folge ist die Schubüberprüfung der obengenannten Ausbruchquerschnitte in den gravierendsten Kombinationen aufgezeigt.

A seguire è riportata la verifica a taglio delle suddette sezioni nelle combinazioni più gravose.

Die Schubüberprüfungen sind nicht in GZT und außergewöhnliche GZT Kombinationen unterschieden worden, da bereits mit Widerstandsbeiwerten von 1.6 und 1.2 auf Beton und Stahl die Ausbruchquerschnitte ohne Schubbewehrung sich als bestätigt erweisen.

Le verifiche a taglio non sono state differenziate per le combinazioni SLU e SLU eccezionali in quanto, già con i coefficienti sulle resistenze di 1.6 e 1.2 sul cls e sull'acciaio, le sezioni risultano verificate senza armatura resistente a taglio.

Schließlich sind in Illustrazione 24 die GZG- und Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Infine, nell'Illustrazione 24 sono riportate le verifiche SLE e a fessurazione.

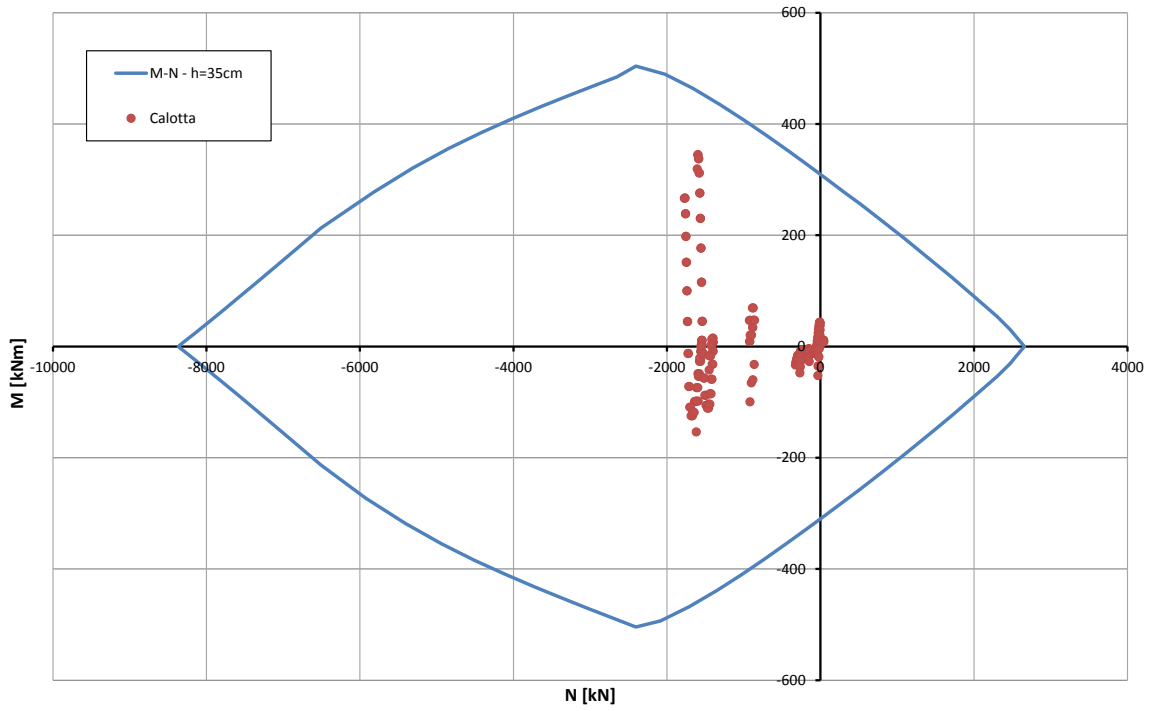


Abbildung 9: Beul Spannungsnachweis der Kappe M-E-T (GZT)

Illustrazione 9: Verifica a pressoflessione calotta M-E-T (SLU)

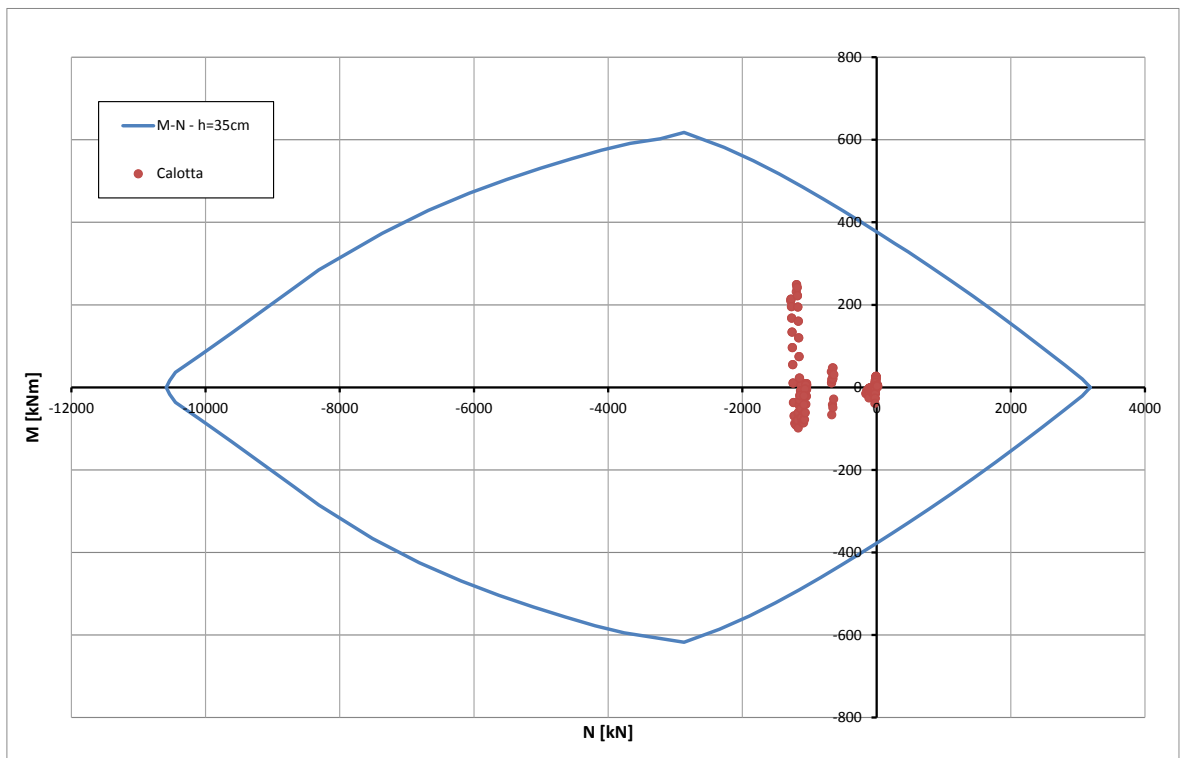


Abbildung 10: Beul Spannungsnachweis der Kappe M-E-T (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 10: Verifica a pressoflessione calotta M-E-T (SLU Eccezionale)

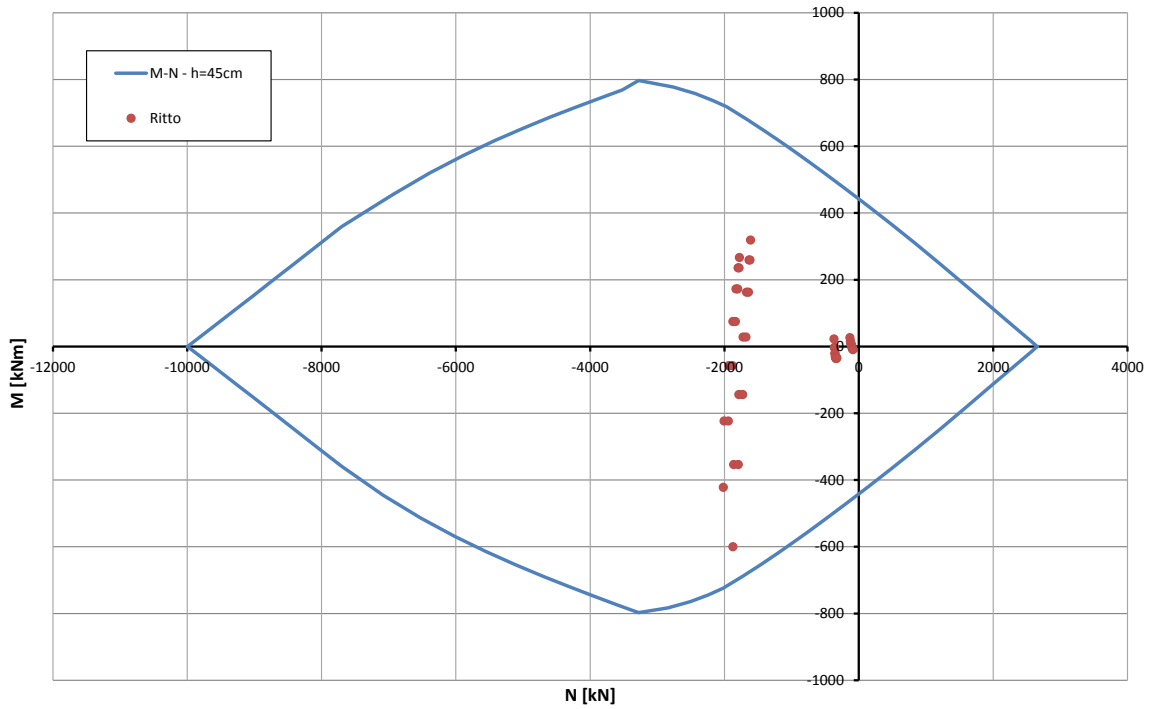


Abbildung 11: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagers M-E-T (GZT) Illustrazione 11: Verifica a pressoflessione ritto M-E-T (SLU)

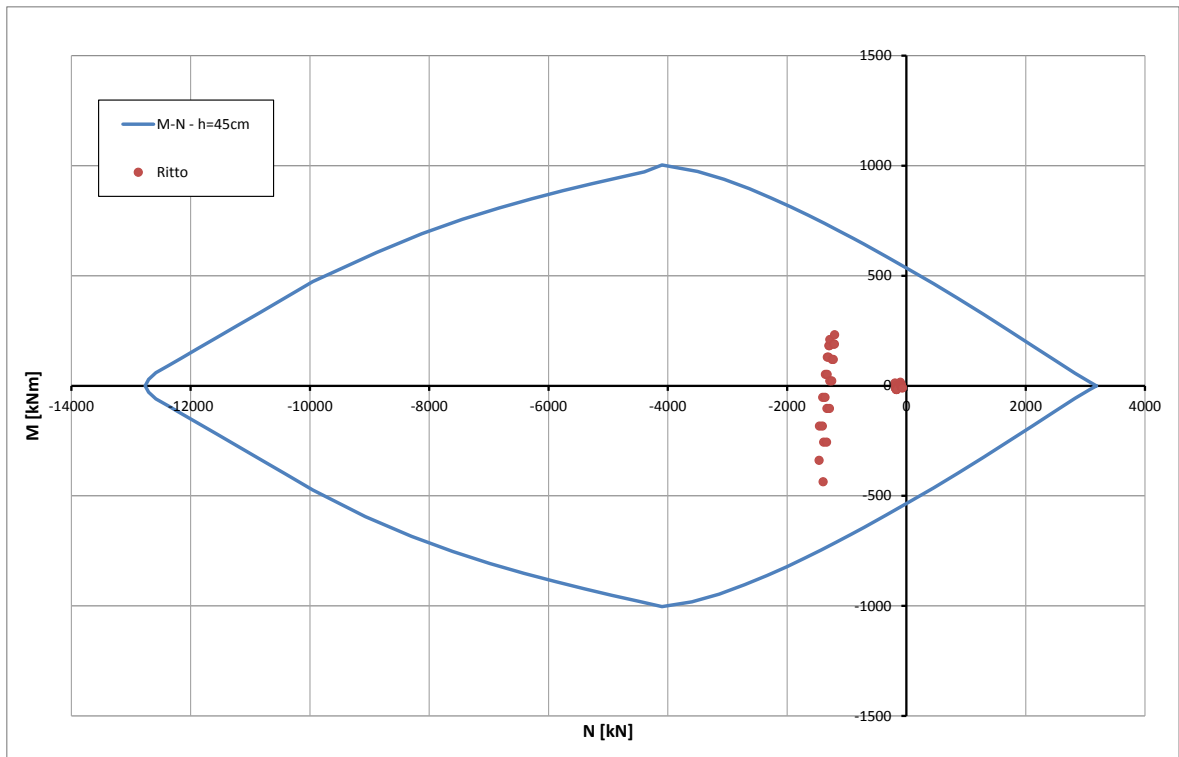


Abbildung 12: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagers M-E-T (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 12: Verifica a pressoflessione ritto M-E-T (SLU Eccezionale)

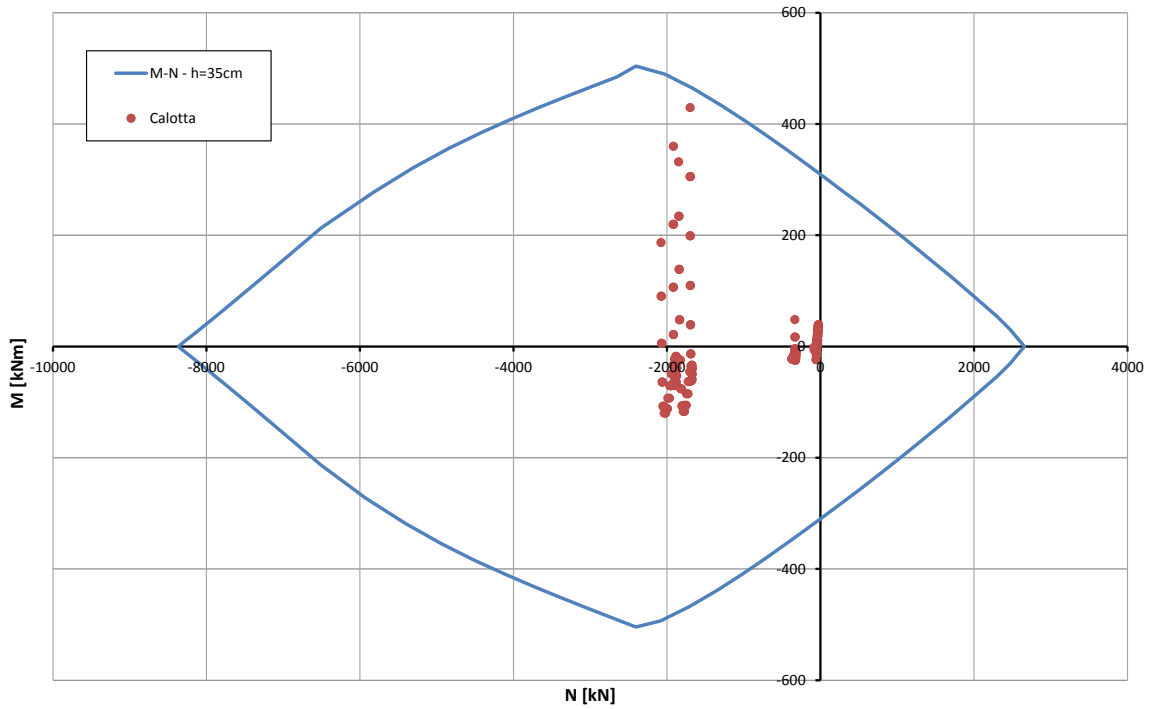


Abbildung 13: Beul Spannungsnachweis der Kappe M-G-C-E-T (GZT) Illustrazione 13: Verifica a pressoflessione calotta M-G-C-E-T (SLU)

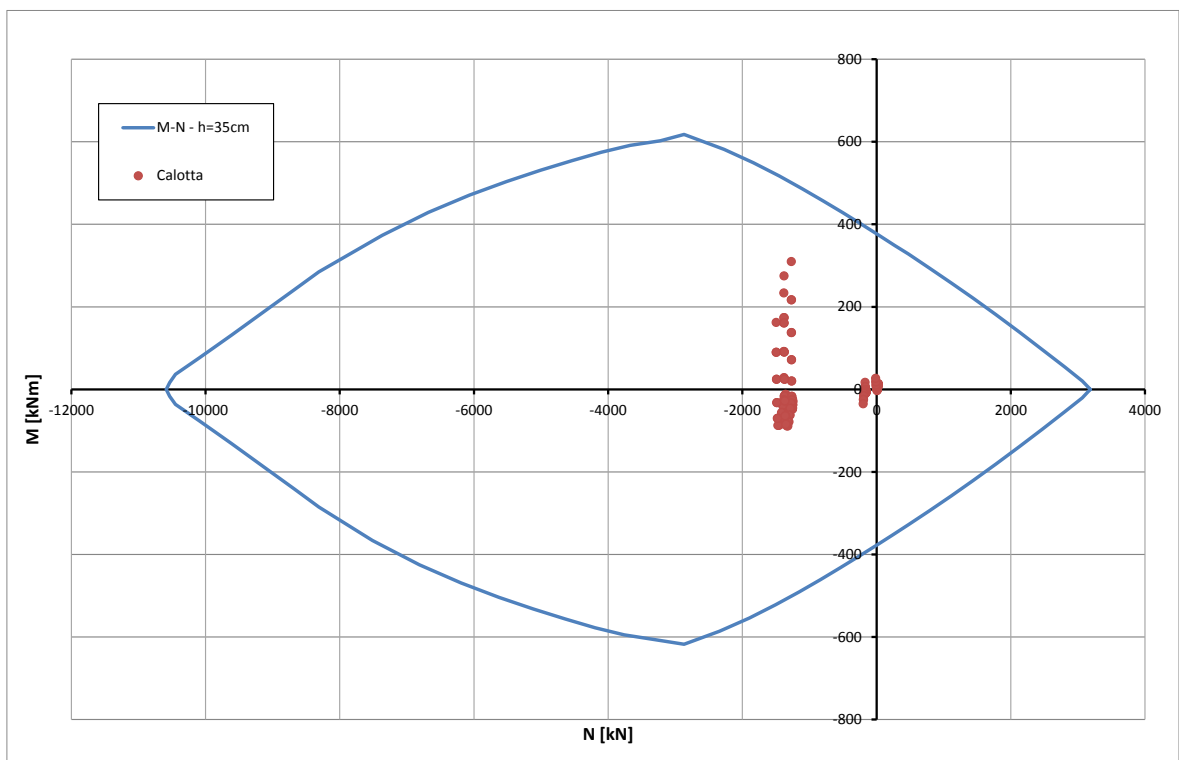


Abbildung 14: Beul Spannungsnachweis der Kappe M-G-C-E-T (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 14: Verifica a pressoflessione calotta M-G-C-E-T (SLU Eccezionale)

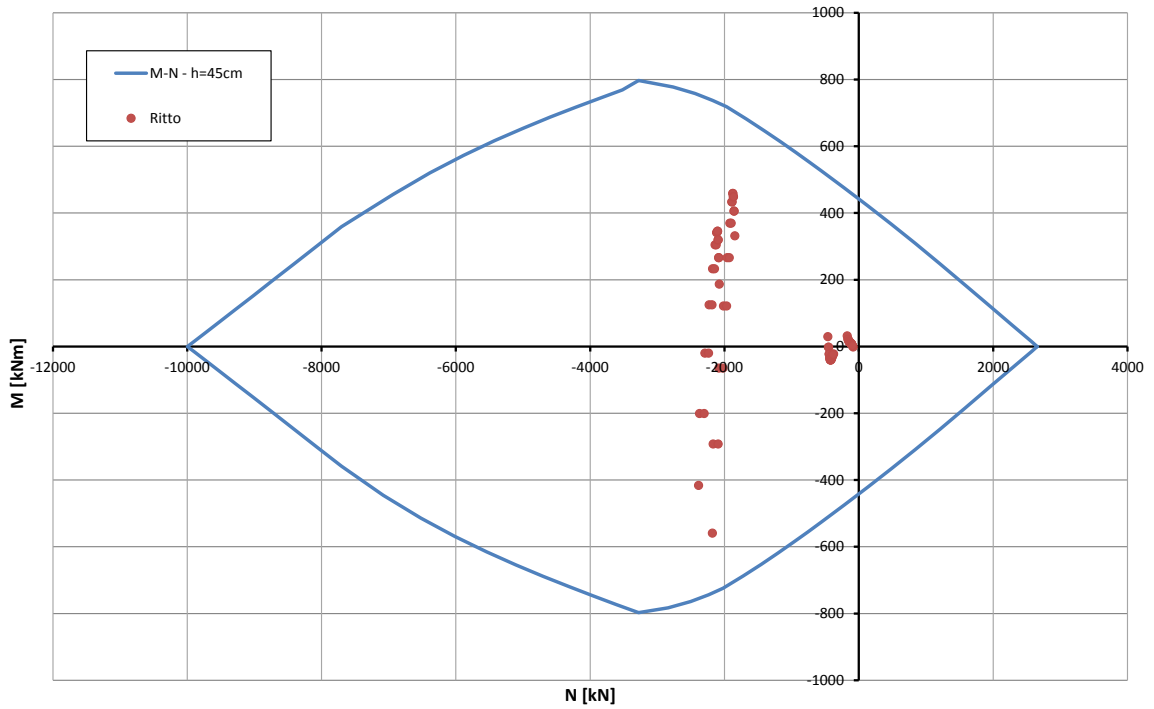


Abbildung 15: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagers M-G-C-E-T (GZT) Illustrazione 15: Verifica a pressoflessione ritto M-G-C-E-T (SLU)

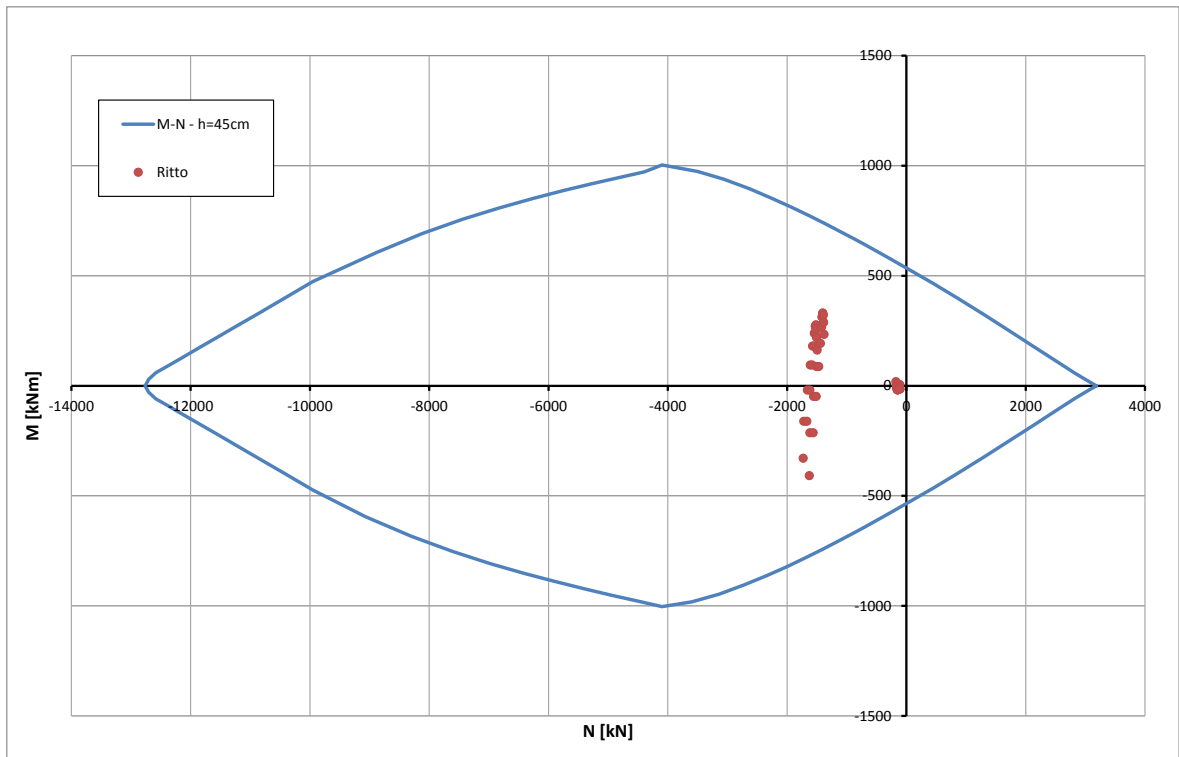


Abbildung 16: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagers M-G-C-E-T (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 16: Verifica a pressoflessione ritto M-G-C-E-T (SLU Eccezionale)

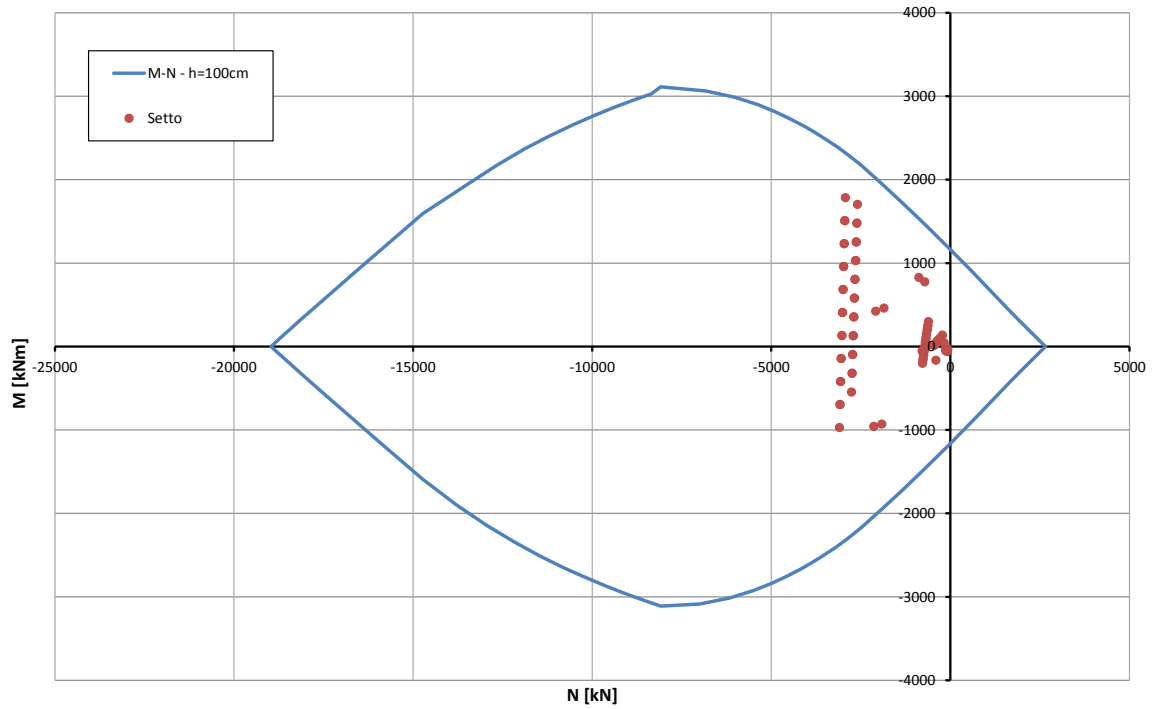


Abbildung 17: Überprüfung auf Beulspannung der Scheidewand GZT Illustrazione 17: Verifica a pressoflessione setto (SLU)

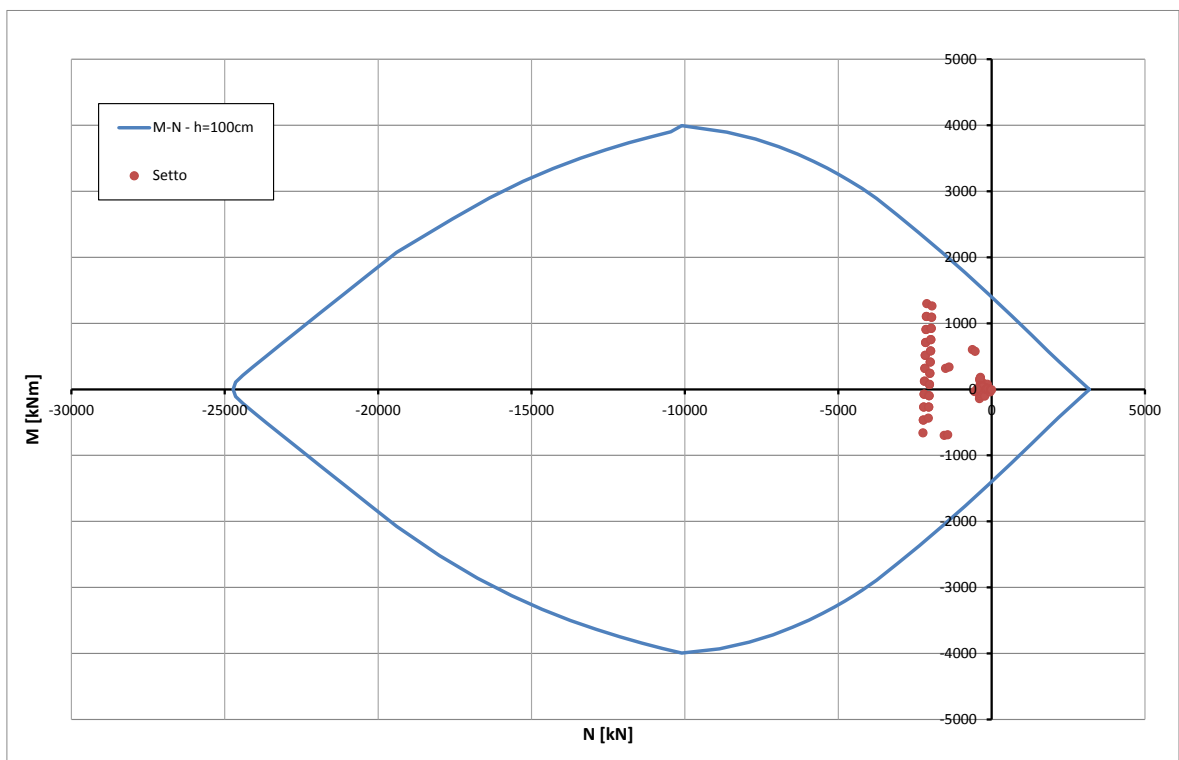


Abbildung 18: Überprüfung auf Beulspannung der Scheidewand (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 18: Verifica a pressoflessione setto (SLU Eccezionale)

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}	=	252.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	918.00	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	=	275	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	26	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	3540	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0129	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.85	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.49	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	3.26	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	269.12	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	342.88	kN

VERIFICA SODDISFATTA:**non occorre armatura trasversale resistente a taglio.**

Abbildung 19: Schubüberprüfung der Kappe M-E-T (GZT)

Illustrazione 19: Verifica a taglio calotta M-E-T (SLU)

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}	=	531.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1864.00	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	=	525	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	26	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	3540	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0067	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.62	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.40	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	3.26	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	466.38	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	536.74	kN

VERIFICA SODDISFATTA:**non occorre armatura trasversale resistente a taglio.**

Abbildung 20: Schubüberprüfung des Widerlagers M-E-T (GZT)

Illustrazione 20: Verifica a taglio ritto M-E-T (SLU)

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}	=	293.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1911.00	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	=	275	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	26	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{st}	=	3540	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0129	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.85	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.49	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	3.26	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	269.12	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	342.88	kN

VERIFICA SODDISFATTA:*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 21: Schubüberprüfung der Kappe.M-G-C-E-T (GZT)

Illustrazione 21: Verifica a taglio calotta M-G-C-E-T (SLU)

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}	=	555.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	2168.00	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	=	725	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	26	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{st}	=	3540	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0049	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.53	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.37	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	2.99	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	590.08	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	652.42	kN

VERIFICA SODDISFATTA:*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 22: Schubüberprüfung des Widerlagers M-G-C-E-T (GZT)

Illustrazione 22: Verifica a taglio ritto M-G-C-E-T (SLU)

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}	=	556.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	2945.00	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	=	925	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	3540	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0038	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.46	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.34	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	3.18	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	759.88	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	811.47	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 23: Schubüberprüfung der Scheidewand M-E-T (GZT)

Illustrazione 23: Verifica a taglio setto M-E-T (SLU)

			SLE06 - CSX02	SLE06 - RSX01	SLE06 - CDX02	SLE06 - RDX01	SLE06 - P09
STRESS CHARACTERISTICS SLS			M-E-T	M-E-T	M-G-C	M-G-C	Setto
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	1164	1374	1233	1594	2197
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	260	-473	241	-437	1335
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-E-T	M-E-T	M-G-C	M-G-C	Setto
Overall depth of the cross section	h	[mm]	350	600	350	800	1000
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	275.0	525.0	275.0	725.0	925.0
Neutral axis depth	x	[mm]	162.6	288.0	171.3	532.8	432.4
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-15.90	-9.84	-14.79	-5.44	-11.01
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{ct}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	164.90	121.50	134.20	29.44	188.00
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43	-18.43	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00	360.00	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-E-T	M-E-T	M-G-C	M-G-C	Setto
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	30.71	30.71	30.71	30.71	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	2.942	2.942	2.942	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059	2.059	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059	2.059	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ($f_{ct,eff}$)	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	2.942	2.942	2.942	2.942	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000	32000	32000	32000	32000
$= E_s/E_{cm}$	α_e	[-]	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	k_t	[-]	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	62467	104000	59567	89067	187500
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	26	26	26	26	26
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	3540	3540	3540	3540	3540
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0567	0.0340	0.0594	0.0397	0.0189
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	%	0.650	0.377	0.508	0.084	0.562
Rebar cover	c	[mm]	62	62	62	62	62
Rebar spacing	s	[mm]	150	150	150	150	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	k_1	[-]	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	k_2	[-]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40	3.40	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	k_4	[-]	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	288.81	340.67	285.18	322.02	444.94
Crack width	w_k	[mm]	0.188	0.128	0.145	0.027	0.250
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK	OK

Abbildung 24: Rissüberprüfung GZG)

Illustrazione 24: Verifica fessurazione (SLE)

In folgenden Abbildungen sind die strukturellen Überprüfungen der Ausbruchquerschnitte auf Feuerwiderstand aufgezeigt. Die Überprüfungen 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. 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).

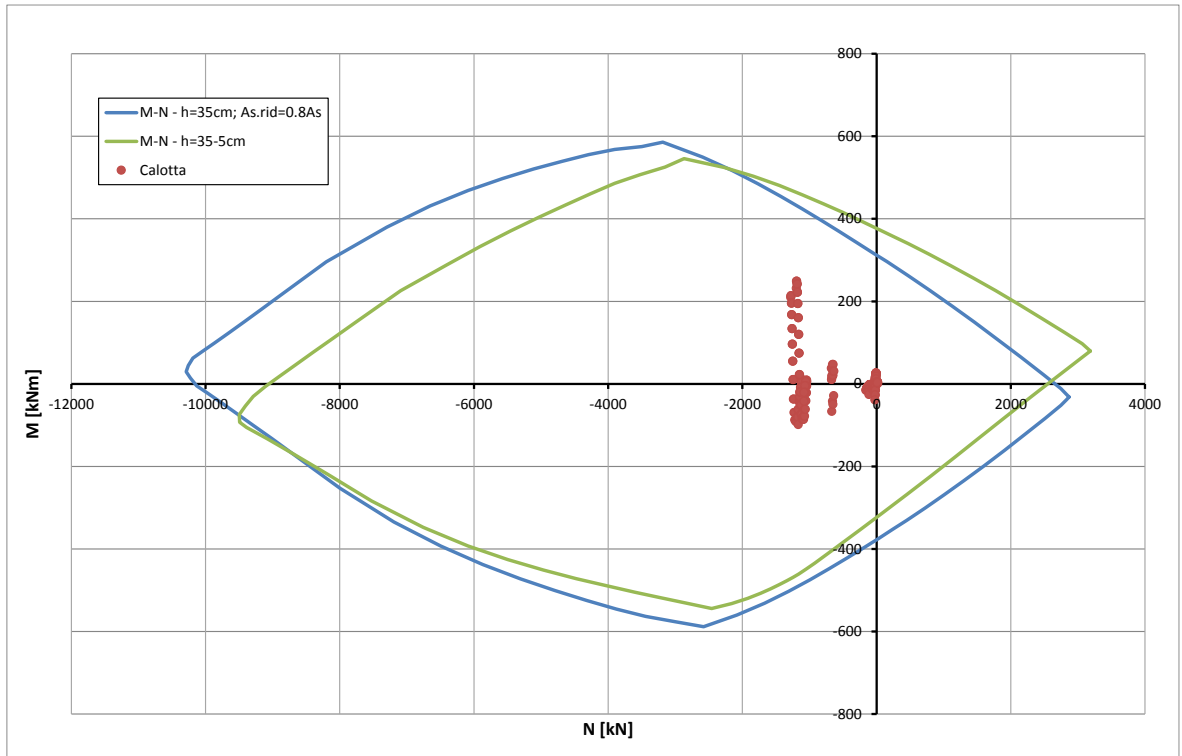


Abbildung 25: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe M-E-T (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 25: Verifica a pressoflessione calotta M-E-T (SLU) nei confronti del fuoco

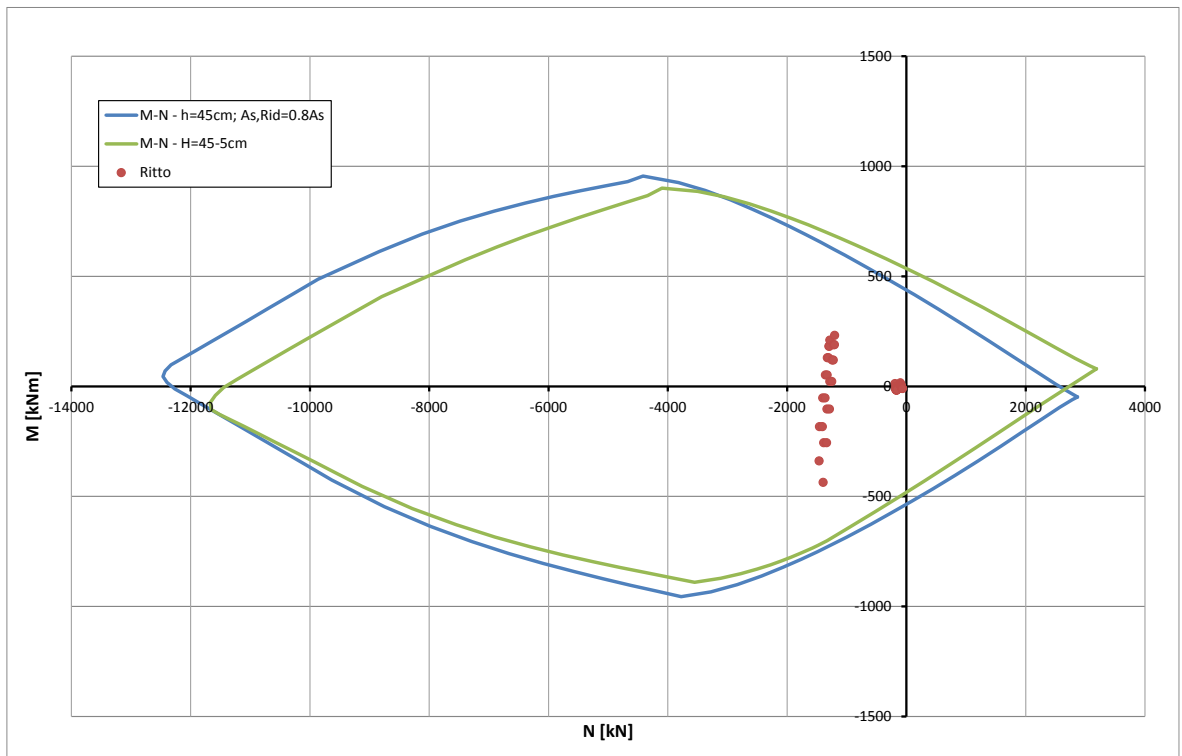


Abbildung 26: Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager M-E-T (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 26: Verifica a pressoflessione dei ritti M-E-T (SLU) nei confronti del fuoco

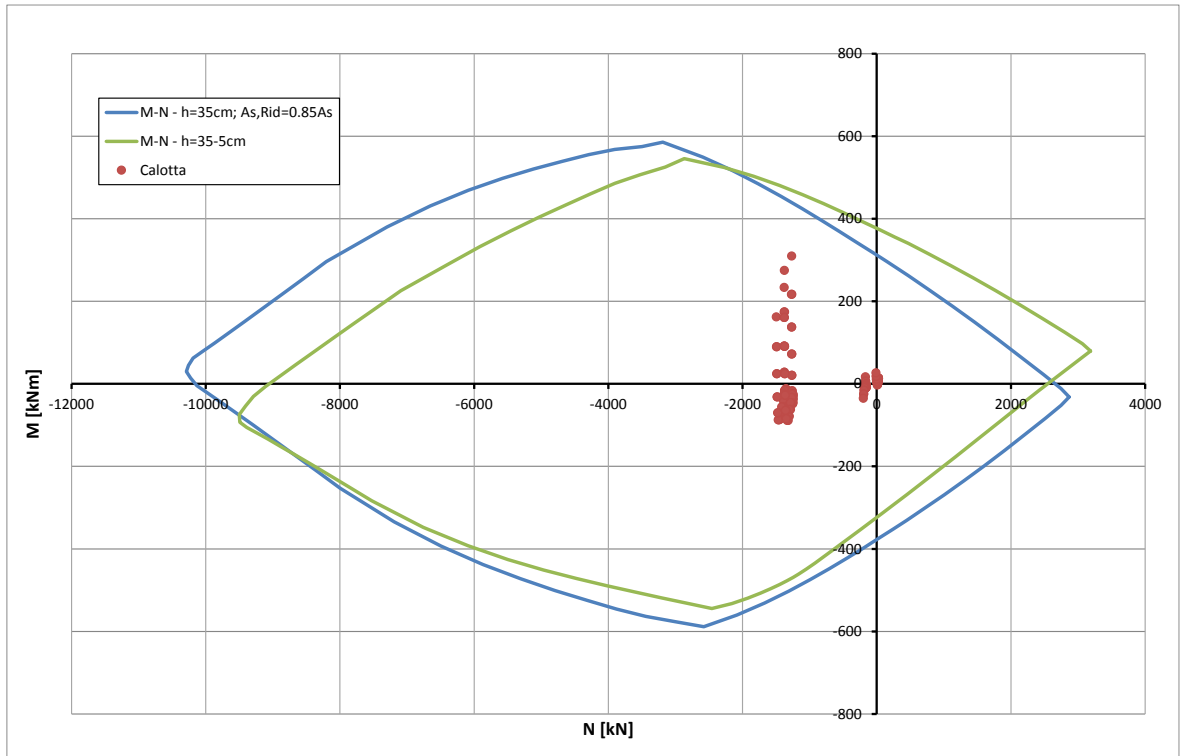


Abbildung 27: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe M-G-C-E-T (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 27: Verifica a pressoflessione calotta M-G-C-E-T (SLU) nei confronti del fuoco

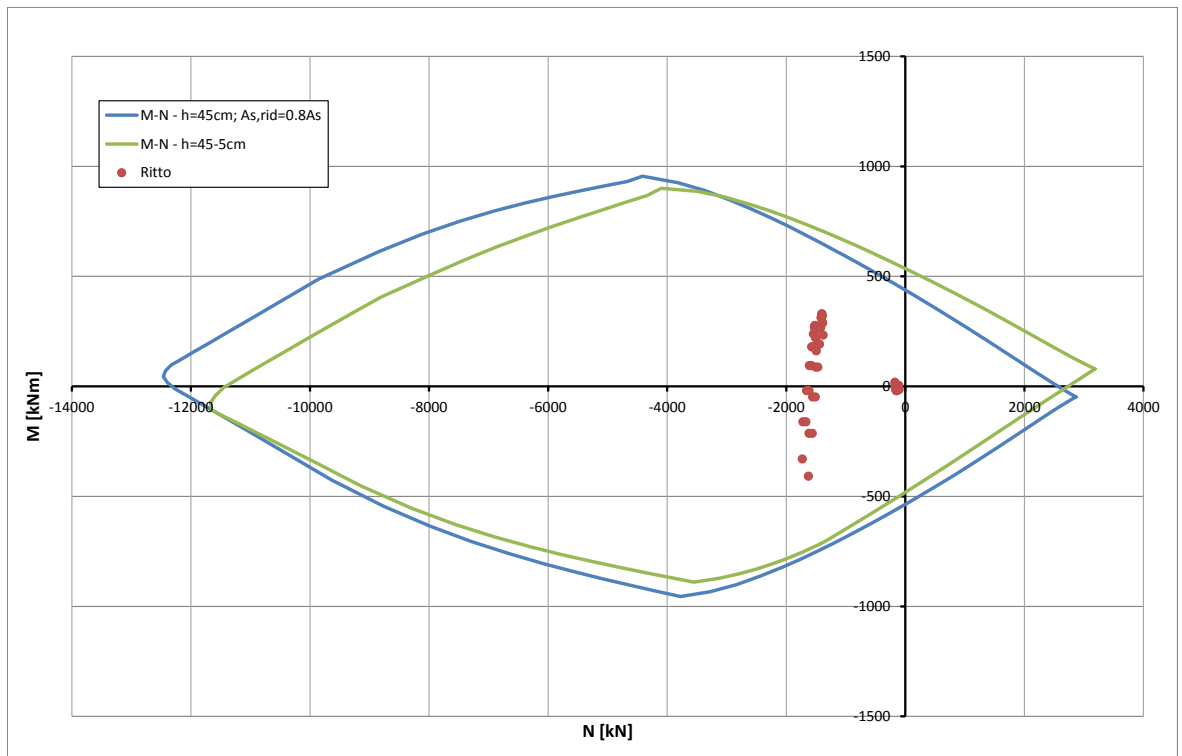


Abbildung 28: Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager M-G-C-E-T (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 28: Verifica a pressoflessione dei ritti M-G-C-E-T (SLU) nei confronti del fuoco

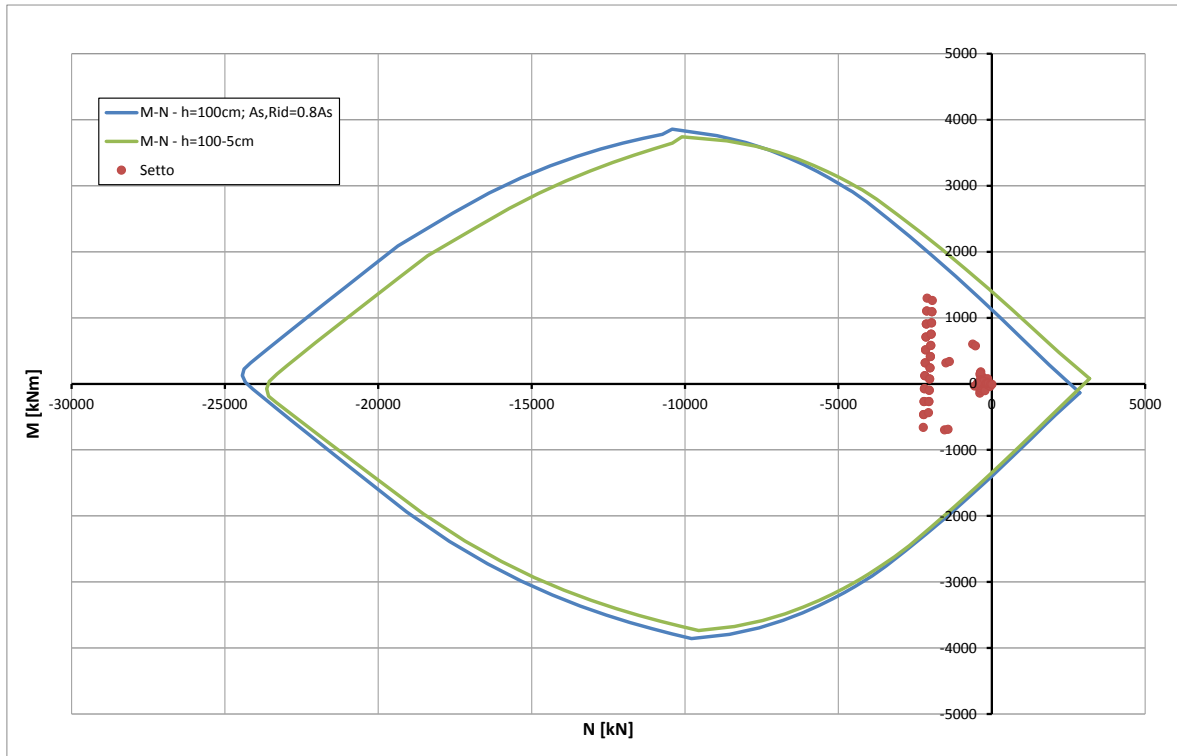


Abbildung 29: Überprüfung auf Beulspannung der Scheidewand E-T (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 29: Verifica a pressoflessione del setto (SLU) nei confronti del fuoco

In der überdimensionierten Scheidewand, welche die Mauis Fensterstollenstrecke mit Mittelsohle (M-Eb-T) von der Strecke ohne Mittelsohle (M-Ea-T) trennt, ist eine Öffnung für die Durchfahrt der Wartungs- und Rettungsfahrzeugen, mit einer Spannweite von 6.1m, vorgesehen. Die Neuverteilung der vorkommenden Einwirkungen über der Öffnung ist durch die Bildung eines Träger-Wand-Systems gesichert. In Folge ist die Bemessung dieser Träger-Wand aufgezeigt.

Es wird unterstrichen, dass im Träger-Wand-Modell sicherheitshalber die Präsenz der sich hinter der Scheidewand befindenden senkrechten Wände übergangen wurde.

Die aus dem FEM-Modell des Ausbruchquerschnitts 6-6 entnommene vertikale Last, welche von den Kappenschalen auf die Scheidewand übertragen wird, ist von 2200kN/m an den GZG und von 2930 kN/m an den GZT.

In Folge sind das Berechnungsmodell und die Diagramme der Hauptergebnisse aufgezeigt. Die Wand wurde mittels Elemente des Typs "Shell" aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einer herausragenden Stärke von 1 m modelliert.

Nel setto che divide la tratta della Finestra di Mules con la soletta intermedia (M-Eb-T) dalla tratta senza soletta intermedia (M-Ea-T), sopra dimensionato, è prevista un'apertura per il passaggio dei mezzi di manutenzione e di soccorso di luce 6.1m. La ridistribuzione delle azioni presenti nella porzione di parete sovrastante l'apertura è garantita dalla formazione di un sistema trave-parete. Di seguito è riportato il dimensionamento di tale trave-parete.

Si precisa che, a favore di sicurezza, nel modello della trave-parete si è trascurata la presenza delle pareti verticali retrostanti il setto.

Il carico verticale trasmesso dai rivestimenti della calotta al setto, dedotto dal modello FEM della sezione 6-6, è pari a 2200kN/m agli SLE e a 2930 kN/m agli SLU.

Di seguito si riporta il modello di calcolo e i grafici dei principali risultati. La parete è modellata mediante elementi tipo 'shell' di spessore fuori piano 1 m e di calcestruzzo C30/37.

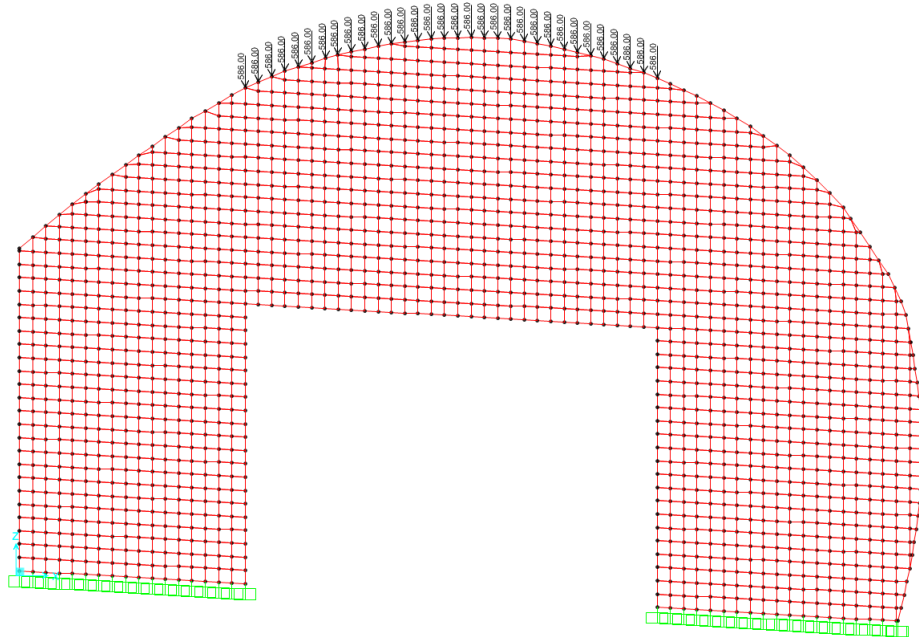


Abbildung30: Berechnungsmodell mit der angewandten Last
Die Last ist sicherheitshalber auf die oberen Knoten des auf der Öffnung wirkenden Teils angewandt.

Die auf jeden Modellknoten angewandte Last ist von $Q = 2930 \cdot 0.2 = 586kN$, wobei der Einflussbereich des einzelnen Knoten 0.2 m ist.

Illustrazione 31: Modello di calcolo con il carico applicato.
Il carico, a favore di sicurezza, viene applicato ai nodi di sommità per la porzione che incide sull'apertura.

Il carico applicato in ciascun nodo del modello è pari a $Q = 2930 \cdot 0.2 = 586kN$, dove 0.2 m è l'area di influenza del singolo nodo.

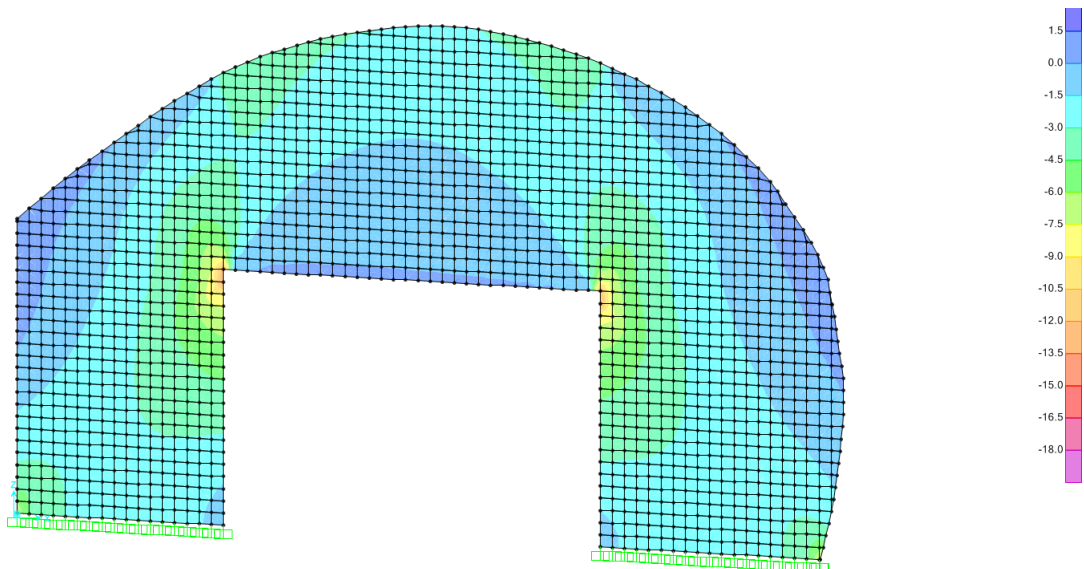


Abbildung32: Axiale vertikale Belastungen im Inneren des Portals

Illustrazione 33: Sollecitazioni assiali verticali all'interno del portale.

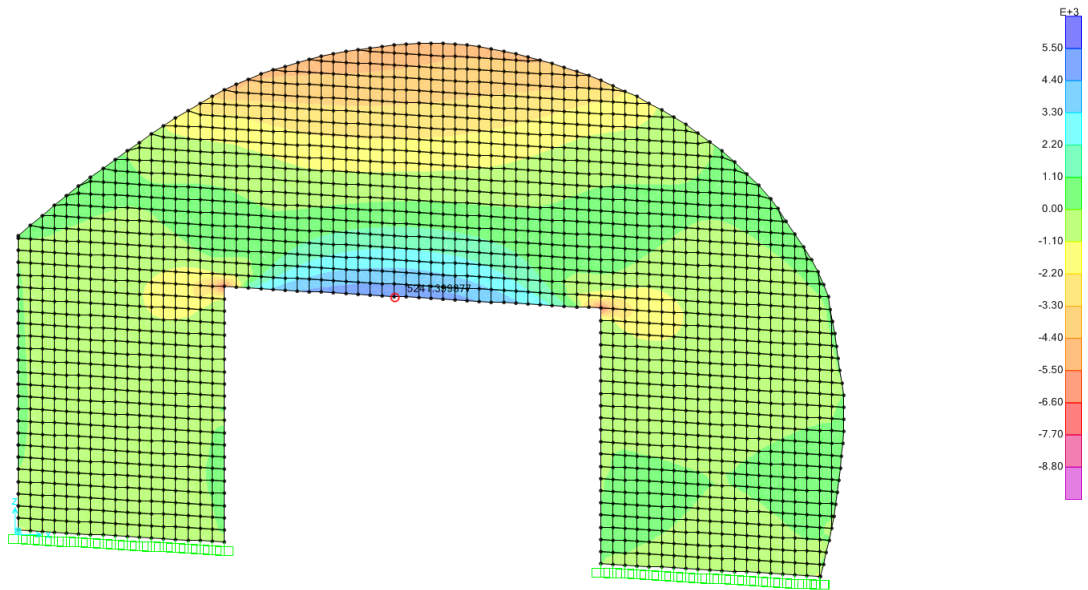


Abbildung34: Axiale horizontale Belastungen im Inneren des Portals
Es wird die Bewehrung, die auf einen Wandabschnitt von 60 cm (0.15h) über der Öffnung eingesetzt wird, dimensioniert.

Der horizontale Zug in diesen 60 cm ist von:

$$N_{Sd} = 2418kN$$

Indem 14 $\Phi 26$ gelegt werden wird eine Widerstandskraft erhalten von:

$$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 14 \cdot 530 \cdot 375 = 2782500N > N_{Sd}$$

Der horizontale Zug über diese 60 cm wird den horizontalen Längsstäben $\Phi 20/15$ übertragen, später werden vertikale Bügel angeordnet.

Der maximale Druck auf einen Meter Wand ist von 8134kN, das bewirkt:

$$f_{sd} = 8.134N/mm^2 < f_{cd} = 16.31N/mm^2$$

Illustrazione 35: Sollecitazioni assiali orizzontali all'interno del portale.
Si dimensiona l'armatura che andrà posta su una porzione di parete pari a 60 cm (0.15h) sopra l'apertura.

La trazione orizzontale in questi 60 cm è pari a:

$$N_{Sd} = 2418kN$$

Disponendo 14 $\Phi 26$, si ottiene una forza resistente pari a:

$$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 14 \cdot 530 \cdot 375 = 2782500N > N_{Sd}$$

La trazione orizzontale al di sopra di questi 60 cm sarà affidata a delle barre correnti orizzontali $\Phi 20/15$, verranno poi disposte delle staffe verticali.

La compressione massima su un metro di parete è pari a 8134kN da cui si ottiene:

$$f_{sd} = 8.134N/mm^2 < f_{cd} = 16.31N/mm^2$$

ANHANG 2 - DIMENSIONIERUNG DER SOHLENSTÜTZE

APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA PER IL SOSTEGNO DELLA SOLETTA

Anhang 2 beinhaltet die die Stützenberechnung der Sohlenstütze.

L'appendice 2 contiene il calcolo della mensola per il sostegno della soletta.

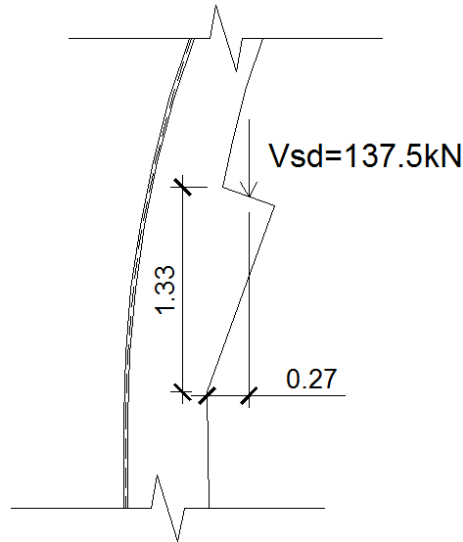


Abbildung 30: Stützengeometrie

Illustrazione 36: Geometria della mensola

Diese Stütze erweist sich als sehr klobig, der Schlankheitswert ist von $\lambda = a/h = 0.2$.

La mensola in questione risulta essere molto tozza, il valore della snellezza è pari a $\lambda = a/h = 0.2$.

Der sich bildende Widerstandsmechanismus ist die Schubfraktion (shear friction) und bezieht sich auf eine relative Bewegung der zwei Elemente: Stütze und Träger.

Il meccanismo resistente che si genera è quello dello "shear friction" (attrito di taglio) e fa riferimento ad un movimento relativo dei due elementi: sostegno e mensola.

Diese Bewegung tendiert nach der Bildung einer solchen Oberflächenentfernung, dass die Ermüdung der Verbindungsbewehrungen A_s , welche an der Trägerhöhe verteilt sind, erzeugt wird.

In tale movimento tende a prodursi un allontanamento delle superfici in modo tale da provocare lo snervamento delle armature di collegamento A_s distribuite sull'altezza della mensola.

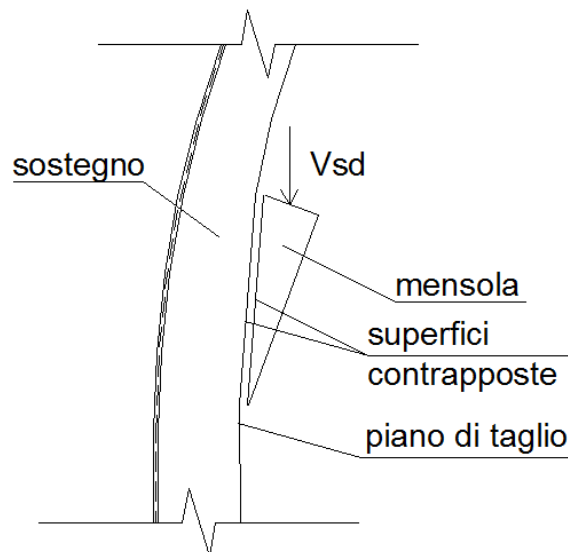


Abbildung 31: Bruchmechanismus

Illustrazione 37: Meccanismo di rottura

Die belastende Kraft V_{Sd} ergibt sich aus dem Verhältnis der Mittelsohle und beträgt für den Lüftungsgrenzzustand 137.5 kN.

Zur Sicherheit wurde eine Einspritzung in zwei Phasen mit $\mu=0.6$ berücksichtigt.

Angesichts der Anordnung von 3 Armen mit $\Phi 10$, Abstand 30, hat man auf einem Meter 10 $\Phi 10$, daher ist die der Schnittkrise widerstehende Kraft V_{Rd} an der Stahlseite von:

La forza sollecitante V_{Sd} si ricava dalla relazione della soletta intermedia e per lo Stato Limite Ultimo di ventilazione è pari a 137.5 kN

A favore di sicurezza è stato considerato un getto in due fasi con $\mu=0.6$.

Considerando di disporre 3 bracci di $\Phi 10$ a passo 30, in un metro si hanno 10 $\Phi 10$, la forza resistente V_{Rd} al tranciamento crisi lato acciaio è quindi pari a:

$$V_{Rd} = \mu f_{sd} A_s = 0.6 \cdot 375 \cdot 10 \cdot 78.5 = 176625 N = 176 kN$$

In Folge werden die Sicherheitsmaßen an der Stahlseite sowie an der Betonseite laut ACI 318/77 überprüft.

Vengono di seguito verificate le misure di sicurezza lato acciaio e lato calcestruzzo secondo le ACI 318/77.

Stahlseite:

Lato acciaio:

$$V_{Sd} \leq 0.85 \mu f_{sd} A_s = 0.85 \cdot 0.6 \cdot 375 \cdot 10 \cdot 78.5 = 150131 N = 150 kN$$

$$V_{Sd} \leq 0.85 \cdot 4200 \cdot A_s (cm^2) = 0.85 \cdot 4200 \cdot 10 \cdot 0.78 = 27846 daN = 287.5 kN$$

Betonseite:

Lato calcestruzzo:

$$V_{Sd} \leq 0.17 f_{cd} A_c = 0.17 \cdot 15.36 \cdot 1000 \cdot 1197 = 3125606 N = 3126 kN$$

$$V_{Sd} \leq 36 \cdot A_c (cm^2) = 36 \cdot 100 \cdot 119.7 = 430920 daN = 4309.2 kN$$