

Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Modifiche	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Rivoltini	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Rivoltini	04.12.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e ricepimento 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	11
4.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	12
4.2.1	Modellierung der Bettung	
4.2.1	Rigidità radiale.....	12
4.3	LASTENANALYSE	
4.3	ANALISI DEI CARICHI	13
4.3.1	Eigengewicht G1	
4.3.1	Peso proprio G1	13
4.3.2	Gebirgslast G5	
4.3.2	Carico dell'ammasso G5	13
4.3.3	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
4.3.3	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	14
4.3.4	Temperatur Q1	
4.3.4	Temperatura Q1	15
4.3.5	Erdbebeneinwirkung E1	
4.3.5	Azione sismica E1	15
4.3.6	Aufprall A2	
4.3.6	Urto A2	15
4.3.7	Brand A3	
4.3.7	Incendio A3	15
4.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
4.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	16
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	17
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.....	18
4.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
4.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE).....	18
4.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	18
4.5.2.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni.....	18
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

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Innenschale der Verbindung der Strecke A mit dem Ende des Mault Fensterstollens an der Kilometrierung km 1+607.59.

Die Verbindung wurde bereits im Rahmen der Bauwerke des Baulos Mault 1, im Inneren des Brixner Granits, welches im Profil [3] als GB-G-D-18h gekennzeichnet ist, vorgetrieben. Die Überdeckung auf Höhe des Bauwerks ist von ca. 1200 m.

Die Strecke A (M-A-Ea-T) schiebt sich in den Mault Fensterstollen (M-Eb-T) mit einem Einfallswinkel von ca. 45° ein. Der Ausbruchquerschnitt des Mault Fensterstollens hat eine maximale Breite und Höhe von jeweils ca. 11 und 9.95 m. Der Ausbruchquerschnitt der Strecke A ist ca. 1.5 m kleiner, sowohl in der Höhe als auch in der Breite.

Die Innenschale des Mault Fensterstollens M-E besteht aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C30/37, mit einer konstanten Mindeststärke von 35 cm an der Kappe, und an Widerlagern und Tunnelbogenaufsätzen variabel von ein Minimum von 35 cm bis auf ein Maximum von 60 cm variabel.

Die Innenschale der Strecke A, hingegen, weist eine konstante Mindeststärke von 45 cm an der Kappe auf, sowie von 44 cm an der Grundplatte. An den Widerlagern variiert die Stärke von ein Minimum von 35 cm bis auf ein Maximum von 65 cm in unmittelbarer Nähe der Tunnelbogenaufsätze.

Auf Höhe der Überschneidung der zwei Tunnels, und insbesondere am Widerlager des Mault Fensterstollens der von der Strecke A gekreuzt wird, ist die Aufstellung einer vertikalen 1 m starken Scheidewand mit einer 4.4 x 4 m breite Öffnung für Rettungs- und Wartungsgeräte vorgesehen.

In diesem Dokument ist die Bemessung der Innenschalen aufgezeigt.

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta il dimensionamento del rivestimento definitivo dell'innesto del Ramo A con la fine della Finestra di Mules alla progressiva km 1+607.59.

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 1200 m.

Il Ramo A (M-A-Ea-T) si innesta sulla Finestra di Mules (M-Eb-T) con un angolo di incidenza di circa 45°. La sezione di scavo della Finestra di Mules ha una larghezza e un'altezza massima rispettivamente di circa 11 e 9.5 m. La sezione di scavo del Ramo A è circa 1.5m più piccola sia in altezza che in larghezza.

Il rivestimento definitivo della Finestra di Mules M-E è costituito da calcestruzzo C30/37 gettato in opera con spessore minimo costante di 35 cm in calotta e variabile da un minimo di 35 cm ad un massimo di 60 cm nei ritti e nelle murette.

Il rivestimento definitivo del Ramo A, viceversa, presenta uno spessore minimo costante di 45 cm in calotta e di 44 cm in platea. Sui ritti, lo spessore varia da un minimo di 35 cm ad un massimo di circa 65 cm in prossimità delle murette.

In corrispondenza dell'intersezione tra le due gallerie, ed in particolare del piedritto della Finestra di Mules che viene intersecato dal Ramo A, si prevede la realizzazione di un setto verticale di spessore 1 m, all'interno del quale è ricavata un'apertura per il passaggio dei mezzi di soccorso e di manutenzione, di dimensioni 4.4 x 4 m.

Nel presente documento è riportato il dimensionamento dei rivestimenti definitivi.

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

Folgende Betonstähle sind für die Bemessung der Außenschale 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:

Dove:

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

2.2 ACCIAIO DA ARMATURA

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

dove:

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

3 GEOTECHNISCHES MODELL

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 des 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 1-1 von Figura 1) ausgeführt.

Insbesondere ist die Bemessung in zwei Phasen gegliedert:

- In erster Phase wurde Ausbruchquerschnitt 1-1 berechnet als ob es ein unendlich weiter Ausbruchquerschnitt wäre und auf dessen Ebene geladen.
- In zweite Phase ist die vertikale Wand (Ausbruchquerschnitt 2-2) studiert worden, welche die Strecke A des Mauls Fensterstollens. 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. 1-1 di Figura 1).

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

- In prima fase, si è analizzata la sezione 1-1 come se fosse una sezione infinitamente estesa e caricata nel suo piano.
- In seconda fase, si è studiata la parete verticale (sezione 2-2) che divide la tratta della Finestra di Mules dal Ramo A. 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.

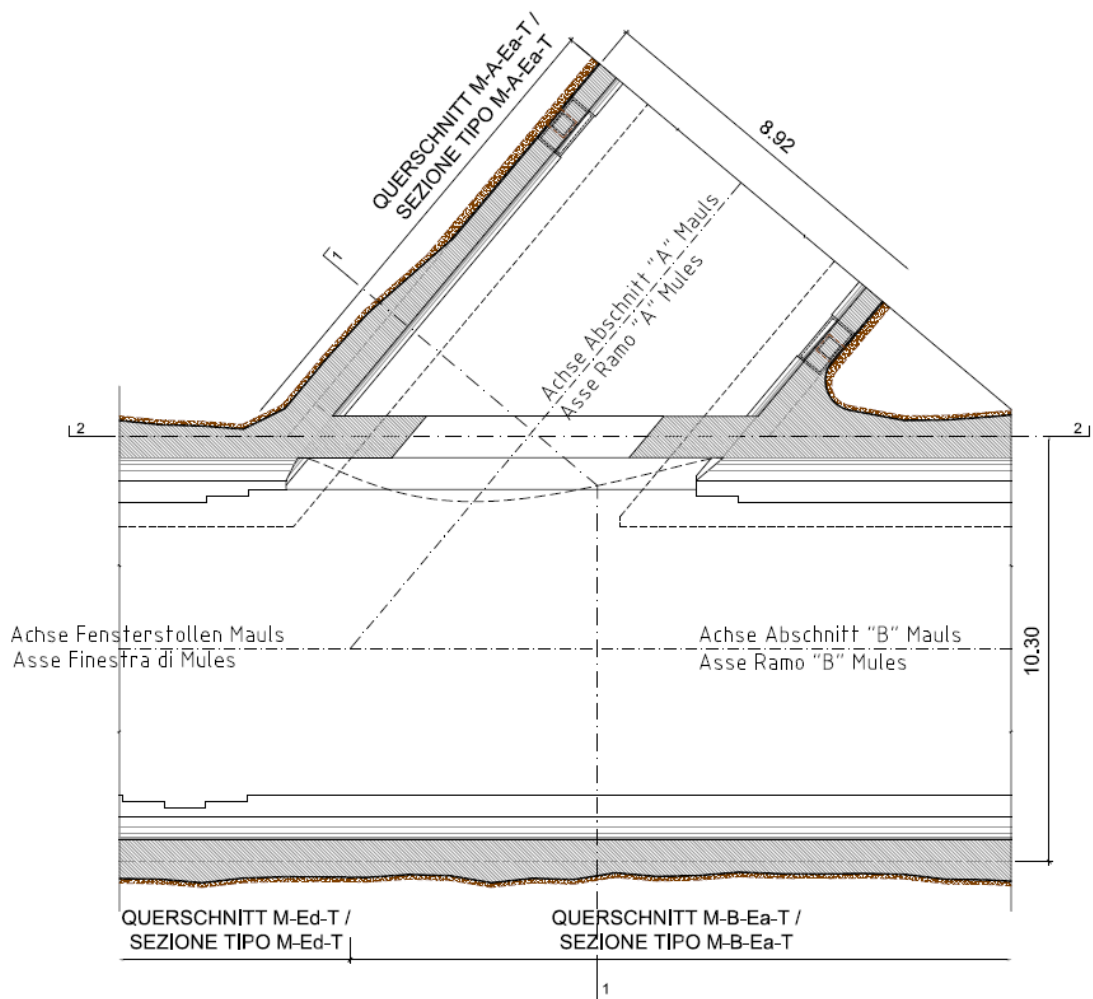


Abbildung 1: Verbindungslageplan

Figura 1: Planimetria dell'innesto

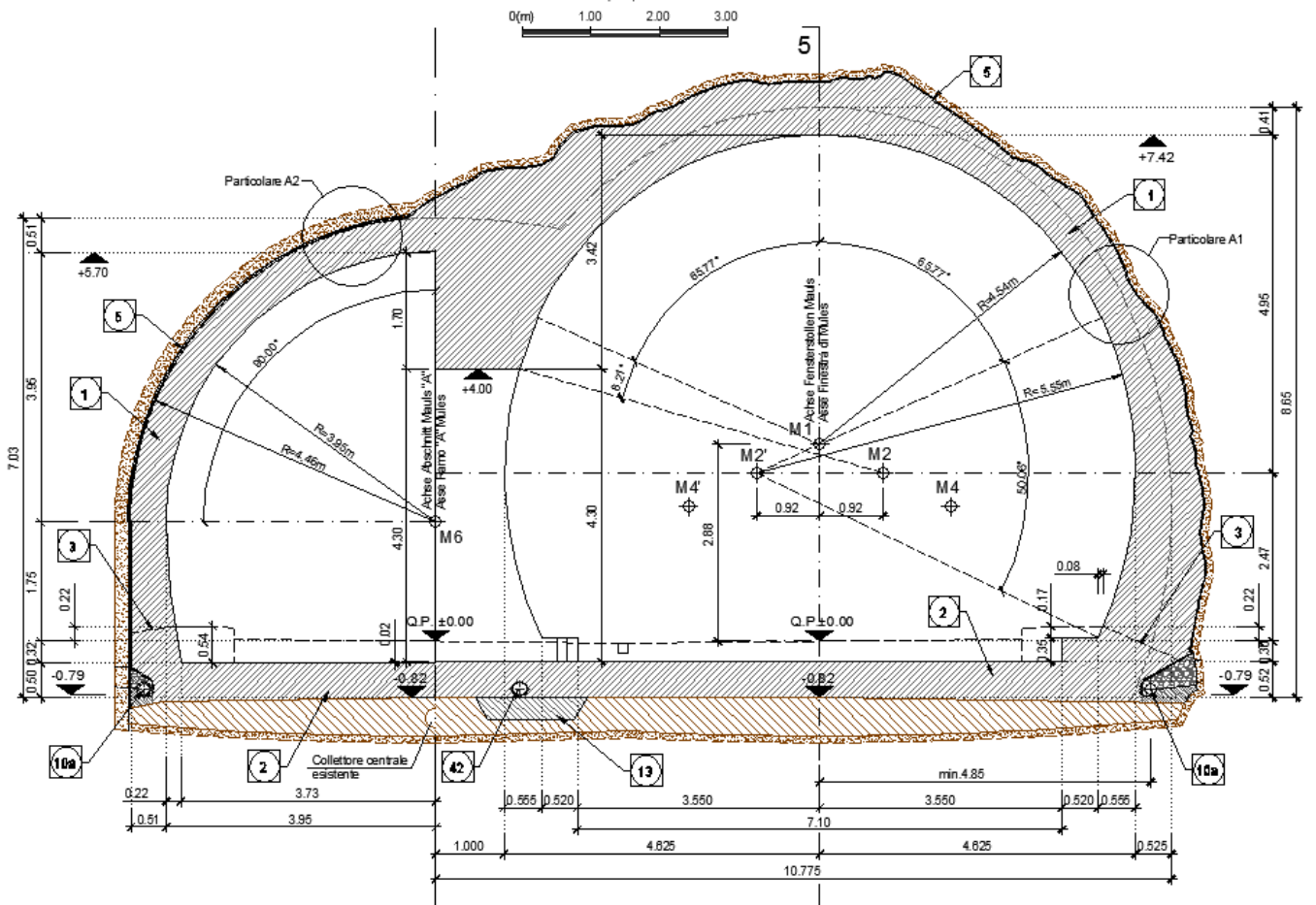


Abbildung 2: Ausbruchquerschnitt 1-1

Figura 2: Sezione 1-1

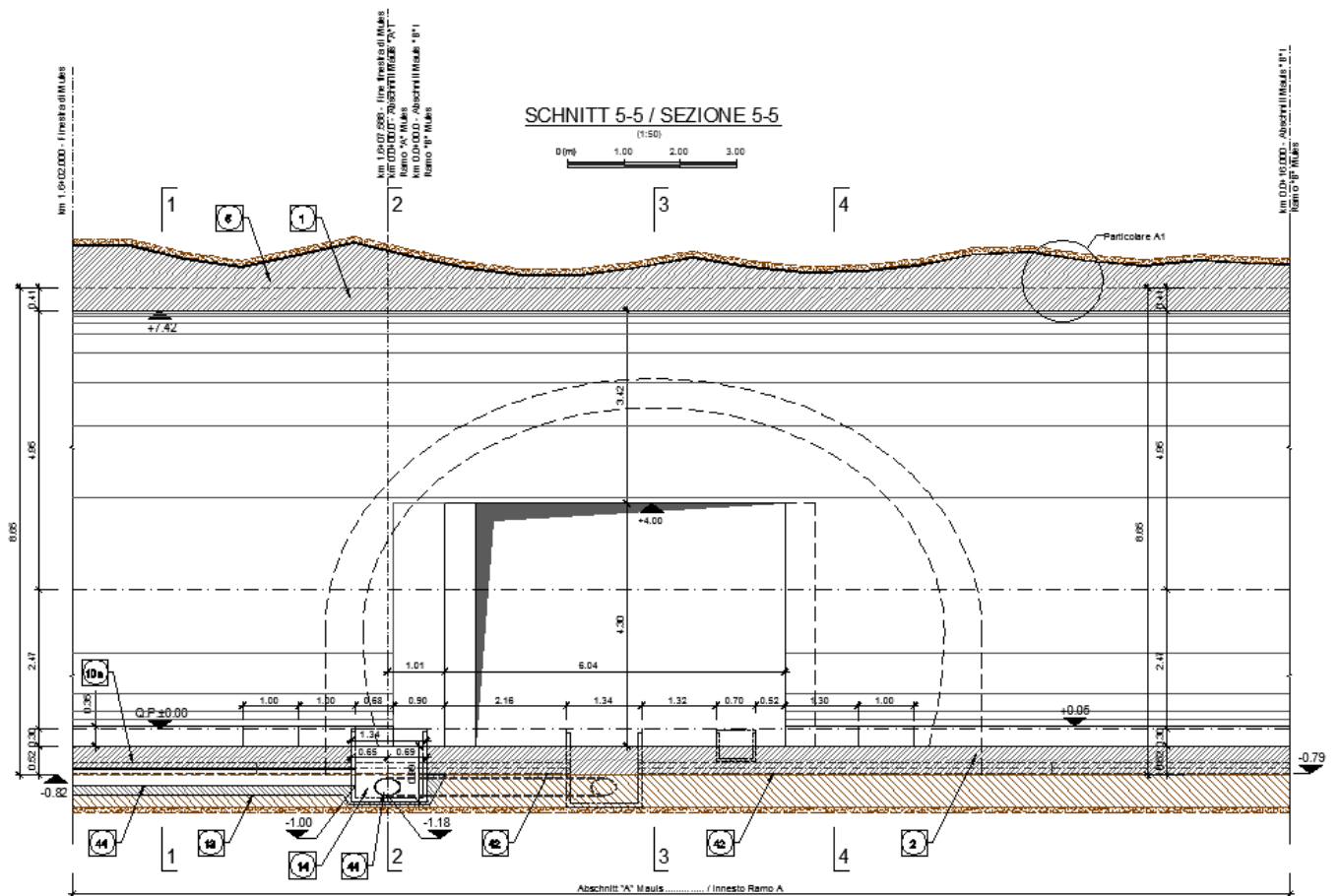


Abbildung 3: Ausbruchquerschnitt 2-2

Figura 3: Sezione 2-2

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

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

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

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.

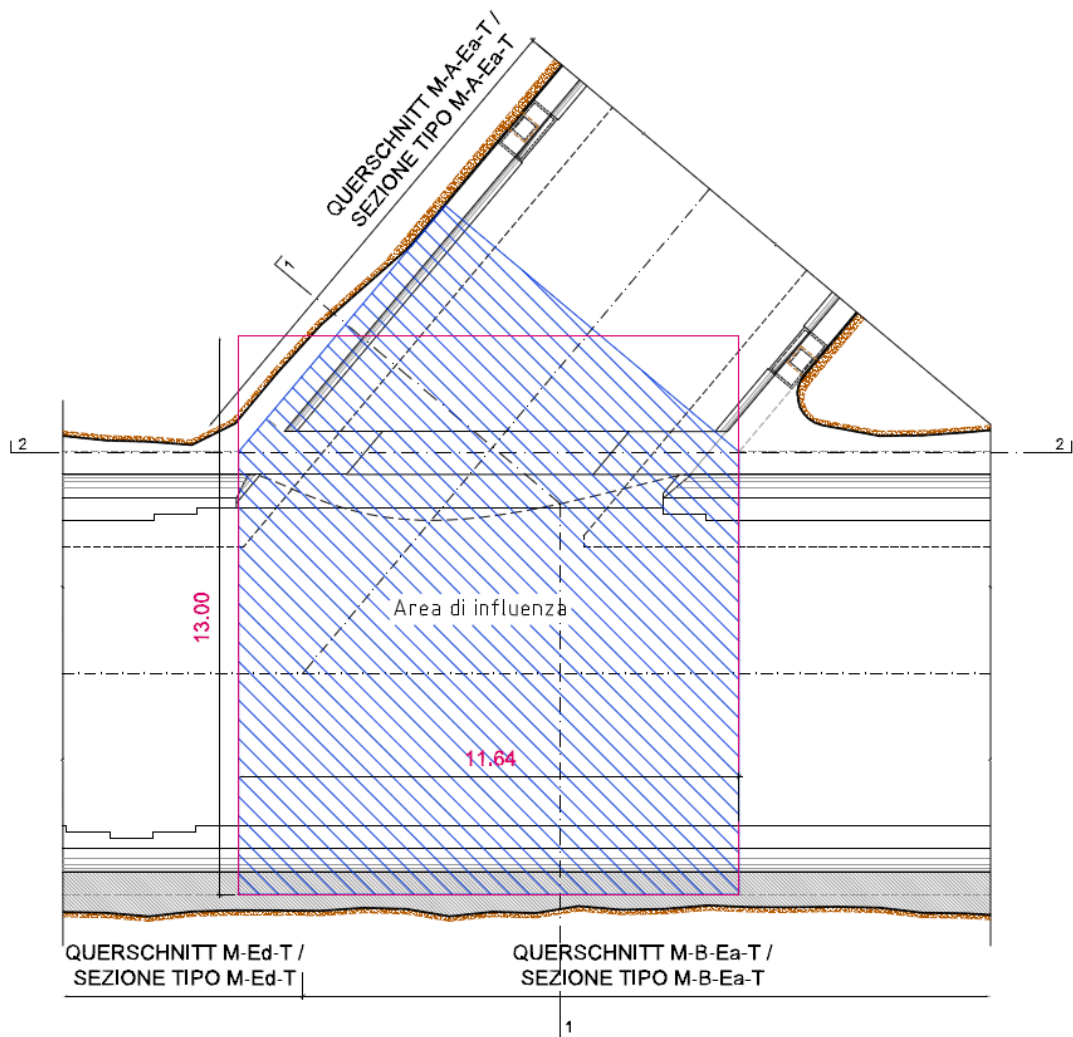


Abbildung 4: Schematisierung des Lastbereichs

Die so festgelegte Berechnungsbreite ist von 13 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 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

Figura 4: Schematizzazione dell'area di carico

La larghezza di calcolo così determinata è pari a 13 m.

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 conchio 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 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:

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);

dove:

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

4.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

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

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

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

La rigidità tangenziale è stata trascurata.

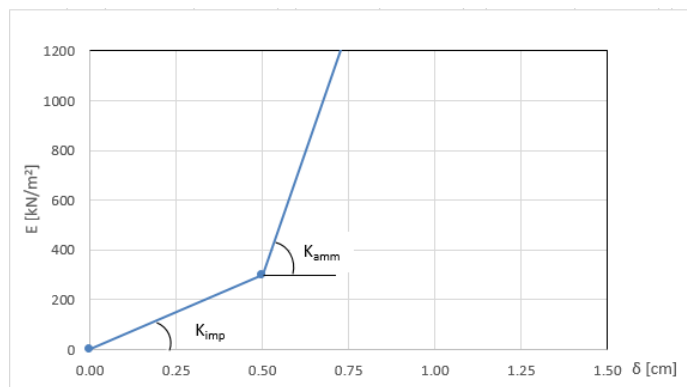


Abbildung 5: Schematisierung der Schnittstelle:

Figura 5: Schematizzazione dell'interfaccia

4.2.1 Modellierung der Bettung

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

4.2.1 Rigidezza radiale

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

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

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

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 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.

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.

Die vertikale Komponente ist mit folgendem Verhältnis zu berechnen:

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

Wobei:

- γ = spezifische Gebirgseigengewicht in kN/m³
- z = Quotendifferenz zwischen dem Punkt auf der Mittellinie der Kappe und den berücksichtigten Schalenpunkt.

4.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

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

4.3.1 Peso proprio G_1

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

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

4.3.2 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.

La componente verticale è calcolabile attraverso la seguente relazione:

Dove:

- γ è il peso specifico equivalente dell'ammasso espresso in kN/m³.
- z rappresenta la differenza di quota tra il punto in mezzeria della calotta e il punto del rivestimento considerato.

- $Pv_{Bieniawski}$ = Bezugslast des Gebirge an der Kappe, welche gemäß Bieniawski-Theorie durch folgendes Verhältnis bestimmt wird:

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

Wobei:

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

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

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

Sezione tipo	K_0	γ [kN/m^3]	b [m]	BRMR	$Pv_{Bieniawski}$
Innesto M-E con M-A	0.75	26.5	13	50	172

Tabelle 3: Bei der Berechnung benutzte Parameter

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.

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.

- $Pv_{Bieniawski}$ è il carico di riferimento dell'ammasso in calotta definito secondo la teoria di Bieniawski mediante la seguente relazione:

Dove:

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

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

Tabella 3: Parametri utilizzati nell'analisi

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.

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.

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

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 4.3.74.3.7.

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 Aufprall A2

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

4.3.7 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:

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 4.3.7.

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 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.

4.3.7 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

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

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

sufficienti affinché la classe di resistenza REI 120 sia garantita sono:

- spessore 's' degli elementi strutturali maggiore di 160mm;
- copriferro 'a' (distanza dell'asse delle armature dalla superficie esposta) maggiore di 35mm.

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

4.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

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

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

4.4 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
Einwirkungskombination / Combinazioni	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)
	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					
	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.

4.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

4.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

4.5 VERIFICHE

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

4.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

4.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

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

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

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

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

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

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.

4.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

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

Tabelle 6: Kombinationsbeiwerte

4.5.1.3 Einwirkungskombinationen

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

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

4.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren 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 $\gamma_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruckfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Teilsicherheitskoeffizient für Stahlwiderstand $\gamma_s = 1,20$

Für die Überprüfungen der außergewöhnlichen Bemessungssituation müssen die Teilsicherheitsfaktoren mit $\gamma_c = 1,20$ und $\gamma_s = 1,00$ 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.

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

4.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 6: Coefficienti di combinazione

4.5.1.3 Combinazione delle azioni

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

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

4.5.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

Calcestruzzo armato

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

Per le verifiche nella situazione di dimensionamento eccezionale i fattori parziali di sicurezza devono essere considerati con $\gamma_c = 1,20$ e $\gamma_s = 1,00$. 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 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.

4.5.2.3 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.

4.5.1.6 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 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 >100 anni 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 sämtliche Innenschalen auf Höhe der Verbindung mit \varnothing 20mm, Abstand 15cm, und mit Abstandhalter \varnothing 10mm, Abstand 15cm, bewehrt werden müssen.

An der vertikalen Wand, welche das Muls Fensterstollen von Strecke A trennt, ist eine Bewehrung aus \varnothing 26mm, Abstand 15cm mit \varnothing 12mm, Verteilungsabstand 15cm vorgesehen.

Eine Schubbewehrung ist nur an den ersten Fundamentplattenelementen und an denen der Schnittstelle zwischen Scheidewand und Fundamentplatte erforderlich. Diese Bewehrung besteht aus da \varnothing 12mm, Abstand 15x30 cm.

Der Träger über der Scheidewandöffnung, hingegen, ist mit 20 \varnothing 26mm, welche auf den ersten 60cm über der Öffnung gelegten werden, sowie Holme \varnothing 20mm/15cm im oberen Teil, bewehrt. An den Stützen sind zwei Bügel (4 armig) \varnothing 16mm/15cm vorgesehen.

4.7 RISULTATI

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che tutti i rivestimenti definitivi in corrispondenza dell'innesto devono essere armati con \varnothing 20mm a passo 15cm e con ripartitori \varnothing 10mm a passo 15cm.

In corrispondenza della parete verticale che separa la Finestra di Muls dal Ramo A è prevista un'armatura principale costituita da \varnothing 26mm a passo 15cm con \varnothing 12mm a passo 15cm di ripartizione.

E' richiesta armatura a taglio solo in corrispondenza dei primi elementi della platea di fondazione e dell'intersezione tra il setto e la platea. Tale armatura è costituita da \varnothing 12mm a passo 15x30 cm.

La trave sovrastante l'apertura nel setto, viceversa, è armata con 20 \varnothing 26mm disposti nei primi 60cm sopra l'apertura e da correnti \varnothing 20mm/15cm nella porzione sovrastante. In corrispondenza degli appoggi sono previste due staffe (4 bracci) \varnothing 16mm/15cm.

5 VERZEICHNISSE

5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Charakterisierung des Gebirges.....	6
Tabelle 2: typische Parameter des Gebirges	7
Tabelle 3: Bei der Berechnung benutzte Parameter	14
Tabelle 4: Temperatureinwirkung.....	15
Tabelle 5: Lastenkombinationen	16
Tabelle 6: Kombinationsbeiwerte	17
Tabelle 7: Mindestbetondeckung	19

5.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Verbindungslageplan	8
Abbildung 2: Ausbruchquerschnitt 1-1	9
Abbildung 3: Ausbruchquerschnitt 2-2	10
Abbildung 4: Schematisierung des Lastbereichs	11
Abbildung 5: Schematisierung der Schnittstelle:	12

5.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

5.4 REFERENZDOKUMENTE

5.4.1 Eingangsdokumente

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02_H61_GD_090_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 - Geomechanisches Prognoseprofil Fensterstollen Muls und angrenzende Bauwerke
- [4] OP-EI.01.01 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - Erkundungsstollen Periadriatik und vorbereitende Bauwerke Bereich Muls - Beschreibender Gesamtbericht - Rev 01, (Becchiega,

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.....	14
Tabella 4: Variazione termica.....	15
Tabella 5: Combinazioni di carico	16
Tabella 6: Coefficienti di combinazione.....	17
Tabella 7: Copriferro minimo.....	19

5.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Planimetria dell'innesto	8
Figura 2: Sezione 1-1.....	9
Figura 3: Sezione 2-2.....	10
Figura 4: Schematizzazione dell'area di carico	11
Figura 5: Schematizzazione dell'interfaccia	12

5.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

5.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

5.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - 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 - 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 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 – Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

5.4.2 Normen und Richtlinien

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

5.4.3 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.
- [19] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.

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

- [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.

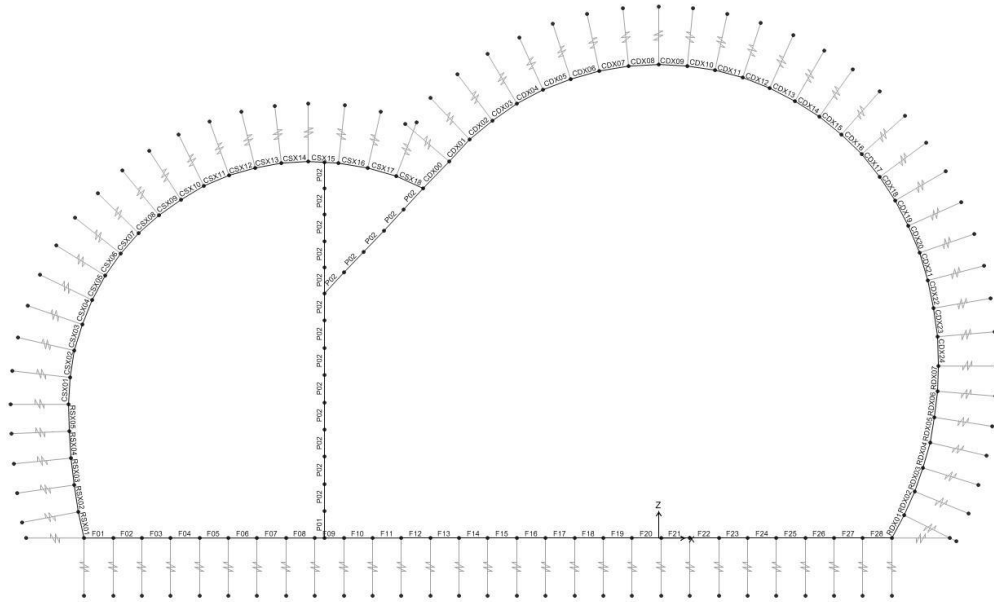


Abbildung 1: Ausbruchquerschnitt 1-1

Illustrazione 1: Sezione 1-1

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
RSX01	C30/37	Rectangular	0.45
RSX02	C30/37	Rectangular	0.55
RSX03	C30/37	Rectangular	0.49
RSX04	C30/37	Rectangular	0.46
RSX05	C30/37	Rectangular	0.45
CSX01	C30/37	Rectangular	0.45
CSX02	C30/37	Rectangular	0.45
CSX03	C30/37	Rectangular	0.45
CSX04	C30/37	Rectangular	0.45
CSX05	C30/37	Rectangular	0.45
CSX06	C30/37	Rectangular	0.45
CSX07	C30/37	Rectangular	0.45
CSX08	C30/37	Rectangular	0.45
CSX09	C30/37	Rectangular	0.45
CSX10	C30/37	Rectangular	0.45
CSX11	C30/37	Rectangular	0.45
CSX12	C30/37	Rectangular	0.45
CSX13	C30/37	Rectangular	0.45
CSX14	C30/37	Rectangular	0.45
CSX15	C30/37	Rectangular	0.45
CSX16	C30/37	Rectangular	0.45
CSX17	C30/37	Rectangular	0.45
CSX18	C30/37	Rectangular	0.45
RDX01	C30/37	Rectangular	0.7
RDX02	C30/37	Rectangular	0.68
RDX03	C30/37	Rectangular	0.63
RDX04	C30/37	Rectangular	0.58
RDX05	C30/37	Rectangular	0.53
RDX06	C30/37	Rectangular	0.49
RDX07	C30/37	Rectangular	0.45

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
CDX00	C30/37	Rectangular	0.35
CDX01	C30/37	Rectangular	0.35
CDX02	C30/37	Rectangular	0.35
CDX03	C30/37	Rectangular	0.35
CDX04	C30/37	Rectangular	0.35
CDX05	C30/37	Rectangular	0.35
CDX06	C30/37	Rectangular	0.35
CDX07	C30/37	Rectangular	0.35
CDX08	C30/37	Rectangular	0.35
CDX09	C30/37	Rectangular	0.35
CDX10	C30/37	Rectangular	0.35
CDX11	C30/37	Rectangular	0.35
CDX12	C30/37	Rectangular	0.35
CDX13	C30/37	Rectangular	0.35
CDX14	C30/37	Rectangular	0.35
CDX15	C30/37	Rectangular	0.35
CDX16	C30/37	Rectangular	0.35
CDX17	C30/37	Rectangular	0.35
CDX18	C30/37	Rectangular	0.35
CDX19	C30/37	Rectangular	0.35
CDX20	C30/37	Rectangular	0.35
CDX21	C30/37	Rectangular	0.36
CDX22	C30/37	Rectangular	0.37
CDX23	C30/37	Rectangular	0.39
CDX24	C30/37	Rectangular	0.42

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

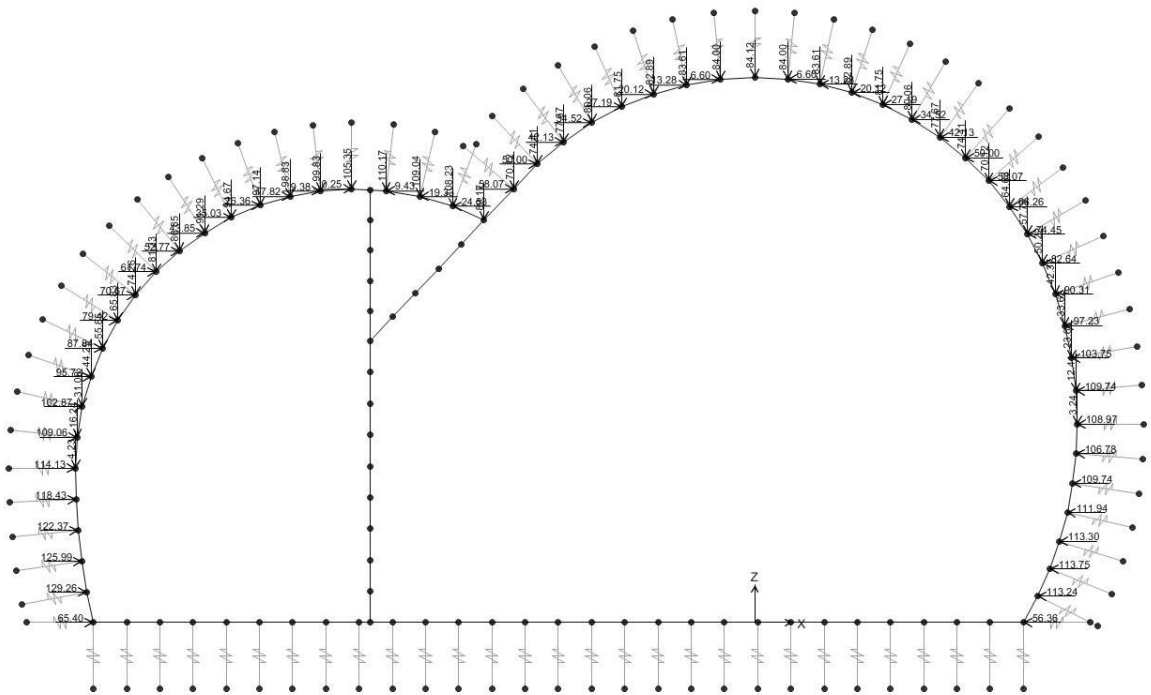


Abbildung 3: Gebirgslast (G5)

Illustrazione 3: Carico della roccia G5

In Folge wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendste Kombination GZT05 aufgezeigt

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nella combinazione più gravosa: SLU05

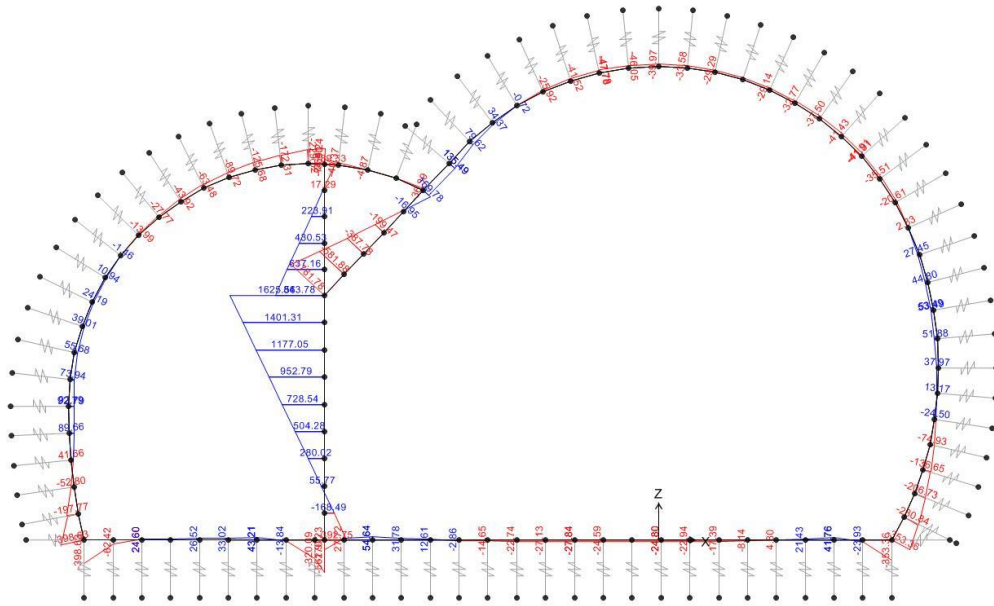


Abbildung 4: GZT05 - Biegemoment

Illustrazione 4: SLU05 - Momento flettente

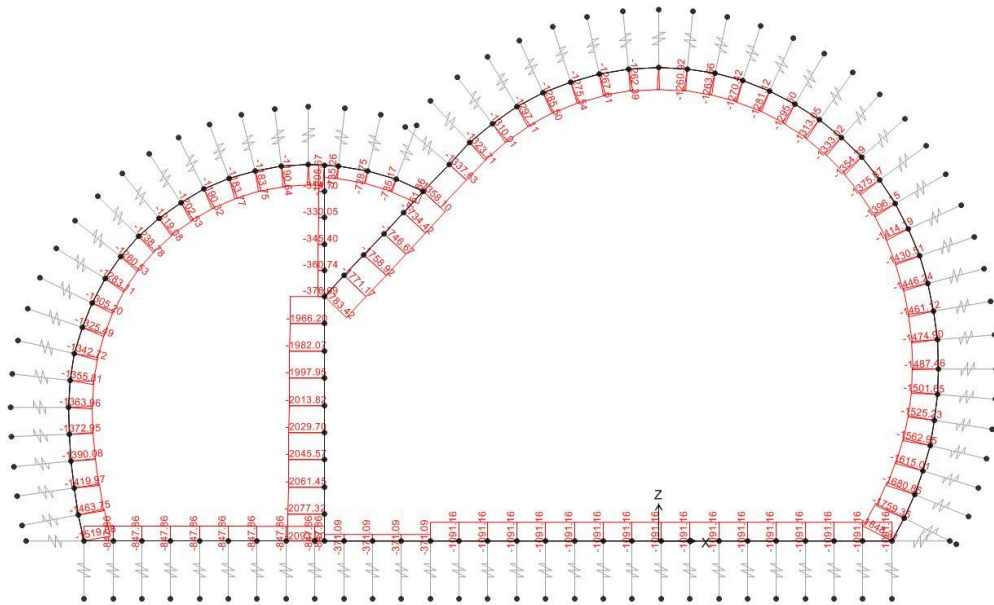


Abbildung 5: GZT05 - Axialwirkung

Illustrazione 5: SLU05 - Azione assiale

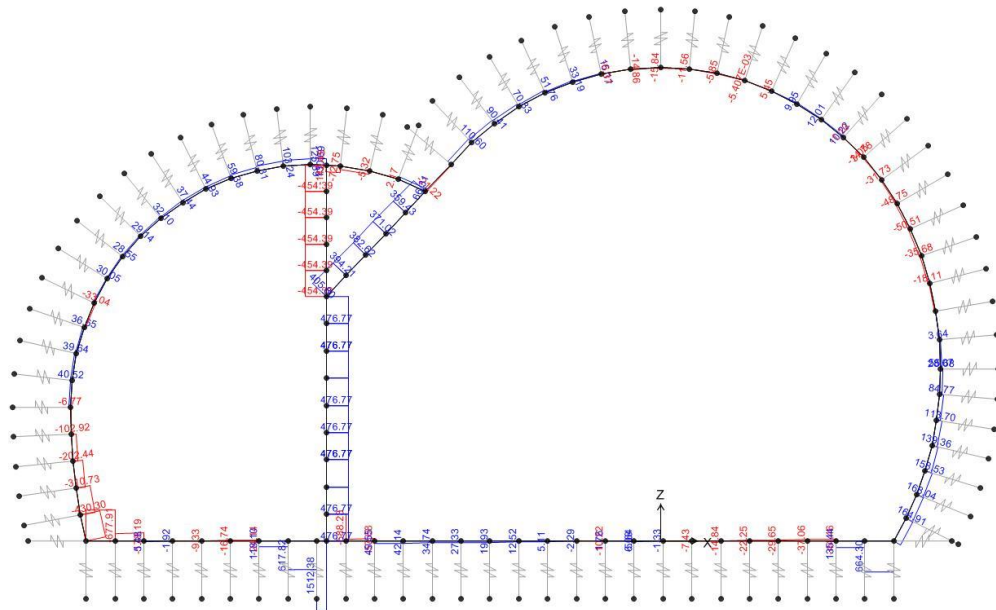


Abbildung 6: GZT05 - Schub

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 Mauers Fensterstollens (M-E-T), der Strecke A (M-A-E-T), der zentralen Scheidewand und des Fundaments unterteilt. Die ersten zwei werden zusätzlich in Kalotten- und Widerlagerelemente gegliedert.

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

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, mit Ausnahme der Fundamentplatte, wo die GZT-Überprüfungen sich sowieso als maßgebend im Vergleich zu den außergewöhnliche GZT erweisen.

Schließlich, in Illustration 25, werden die GZG- und Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Illustrazione 6: SLU05 - Taglio

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-E-T), del Ramo A (M-A-E-T), del setto centrale e della fondazione. Le prime due sono ulteriormente suddivise per gli elementi in calotta e gli elementi del ritto.

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

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, ad eccezione della platea di fondazione, dove le verifiche SLU risultano comunque dimensionanti rispetto alle SLU eccezionali.

Infine, nell'Illustrazione 25 sono riportate le verifiche SLE e a fessurazione.

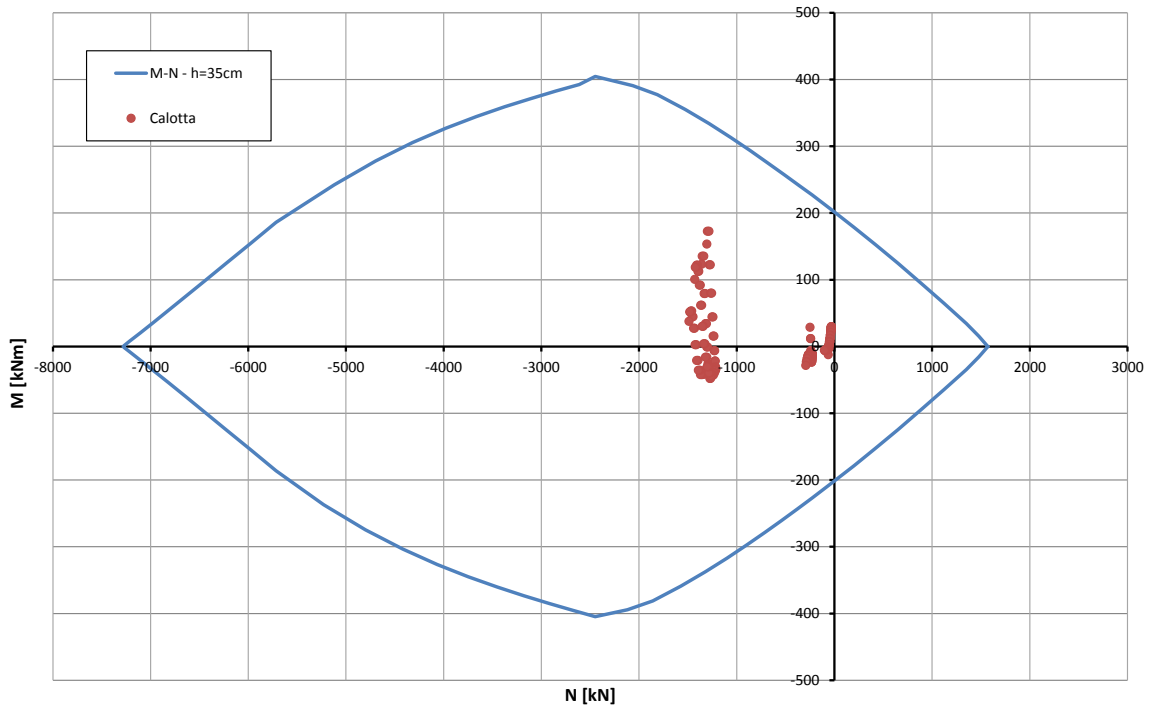


Abbildung 7: Beul Spannungsüberprüfung der Kappe M-E-T (GZT)

Illustrazione 7: Verifica a pressoflessione calotta M-E-T (SLU)

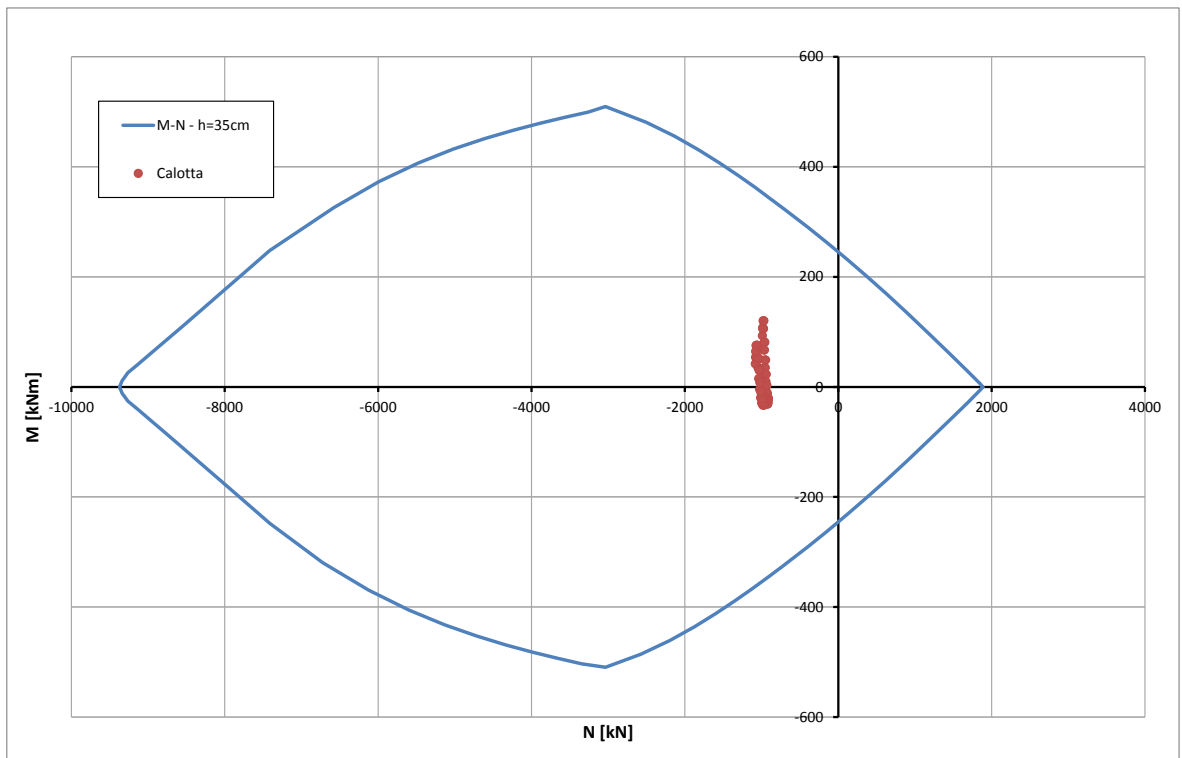


Abbildung 8: Beul Spannungsüberprüfung der Kappe M-E-T (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 8: Verifica a pressoflessione calotta M-E-T (SLU Eccezionale)

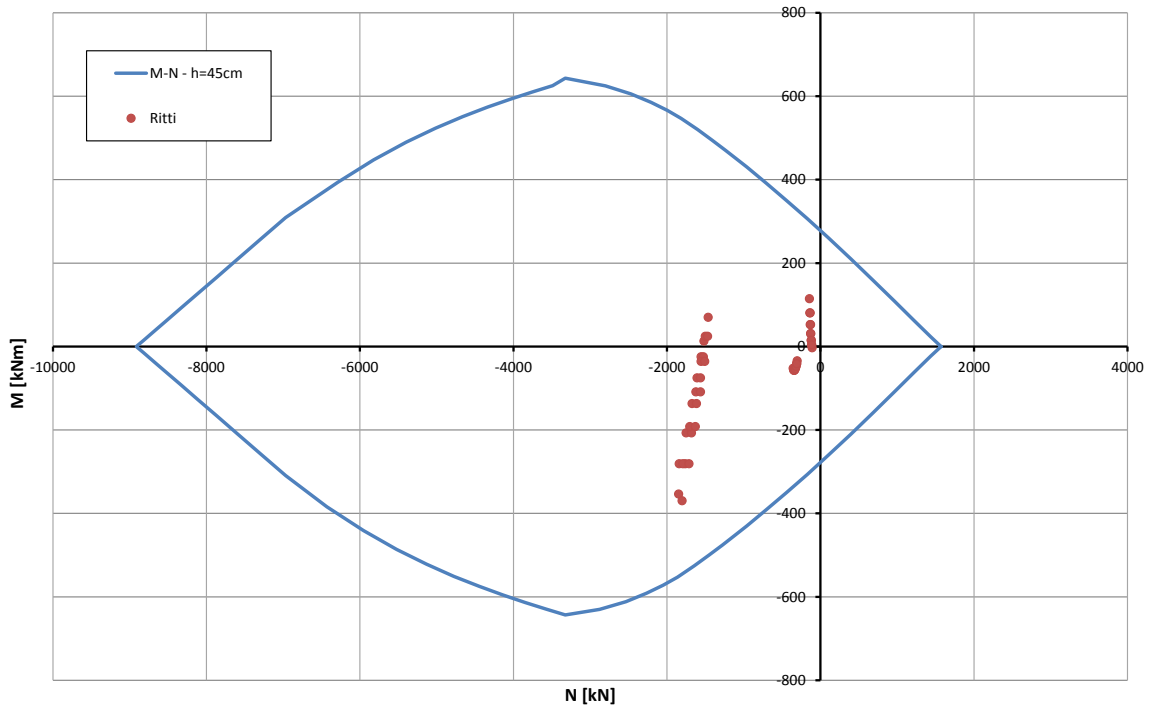


Abbildung 9: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagers M-E-T (GZT)

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

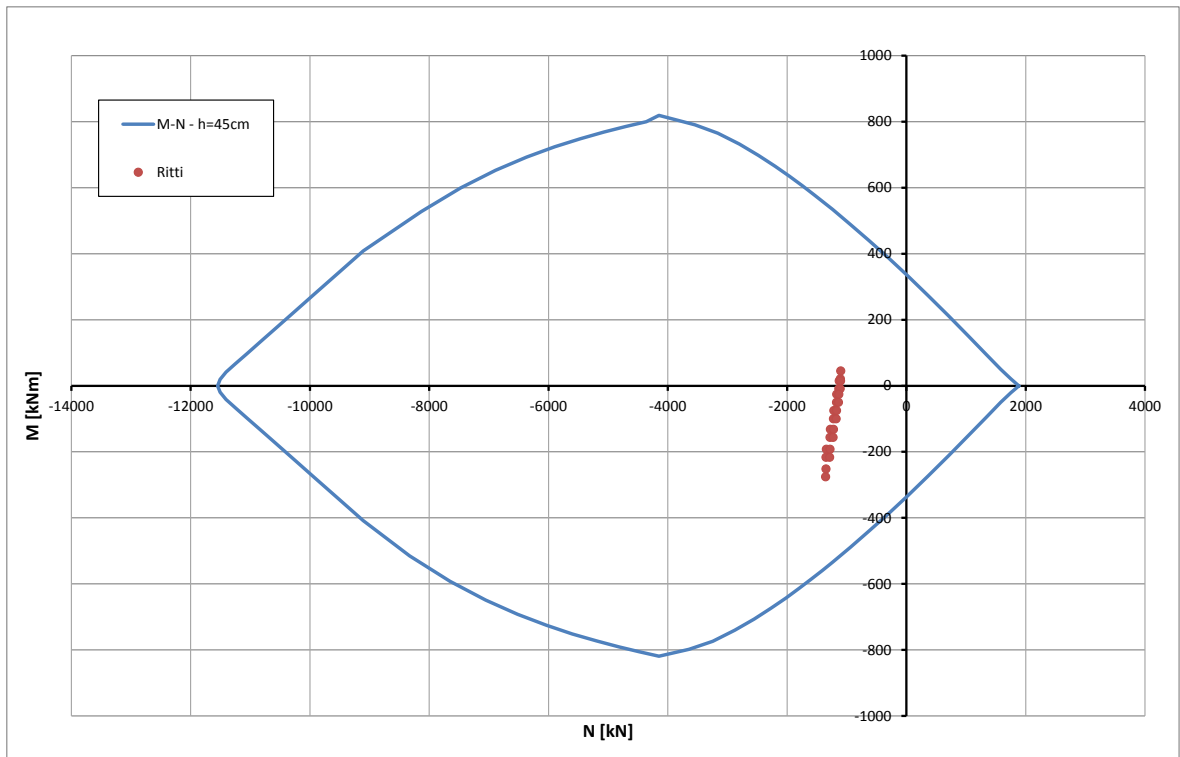


Abbildung 10: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagers M-E-T (außergewöhnliches GZT)

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

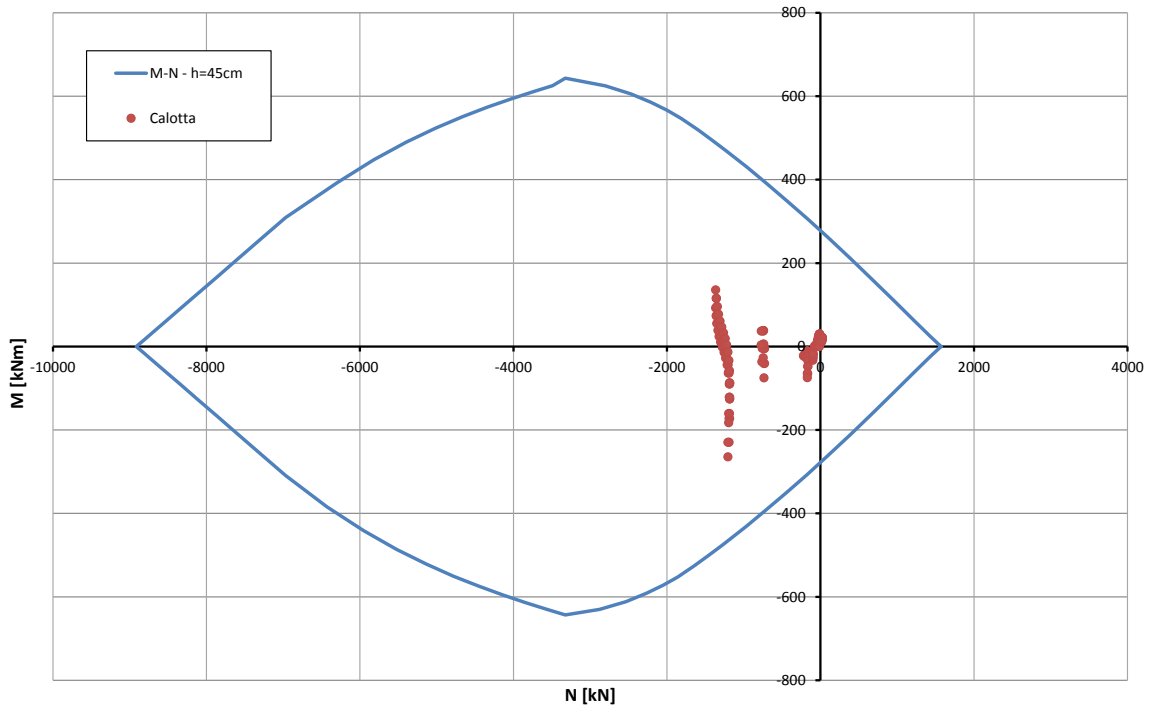


Abbildung 11: Beul Spannungüberprüfung der Kappe M-A-E-T (GZT)

Illustrazione 11: Verifica a pressoflessione calotta M-A-E-T (SLU)

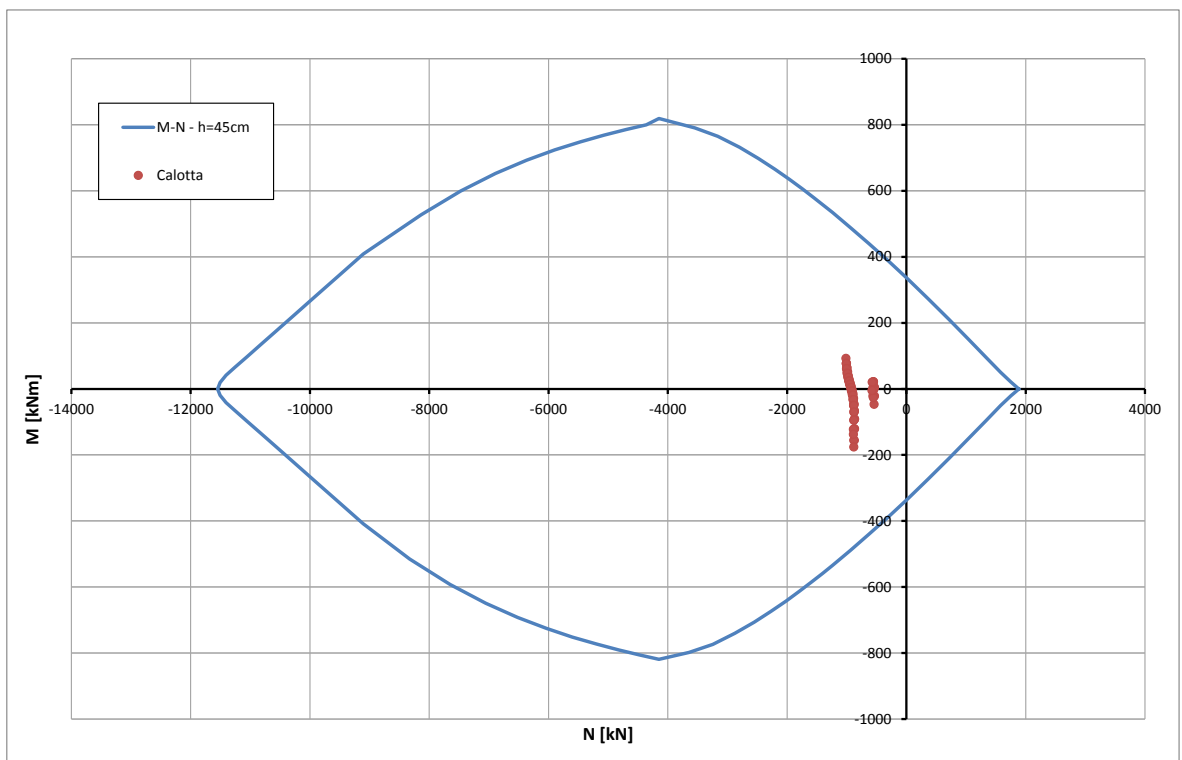


Abbildung 12: Beul Spannungüberprüfung der Kappe M-A-E-T (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 12: Verifica a pressoflessione calotta M-A-E-T (SLU Eccezionale)

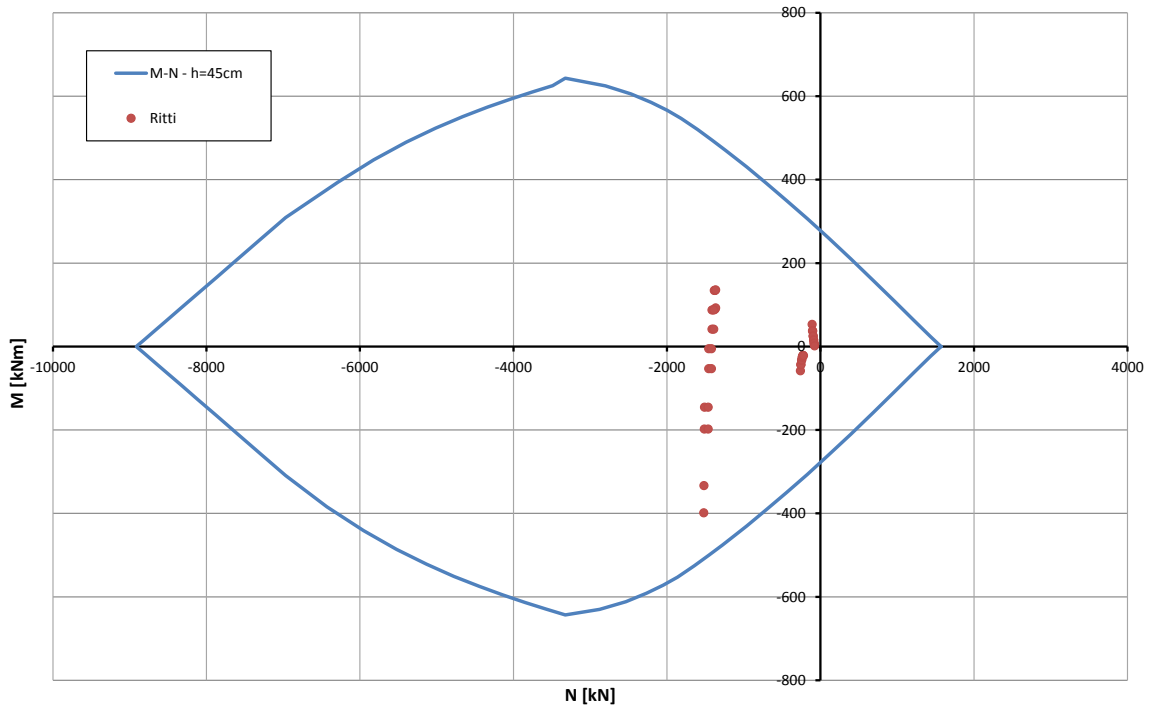


Abbildung 13: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagers M-A-E-T (GZT) Illustrazione 13: Verifica a pressoflessione ritto M-A-E-T (SLU)

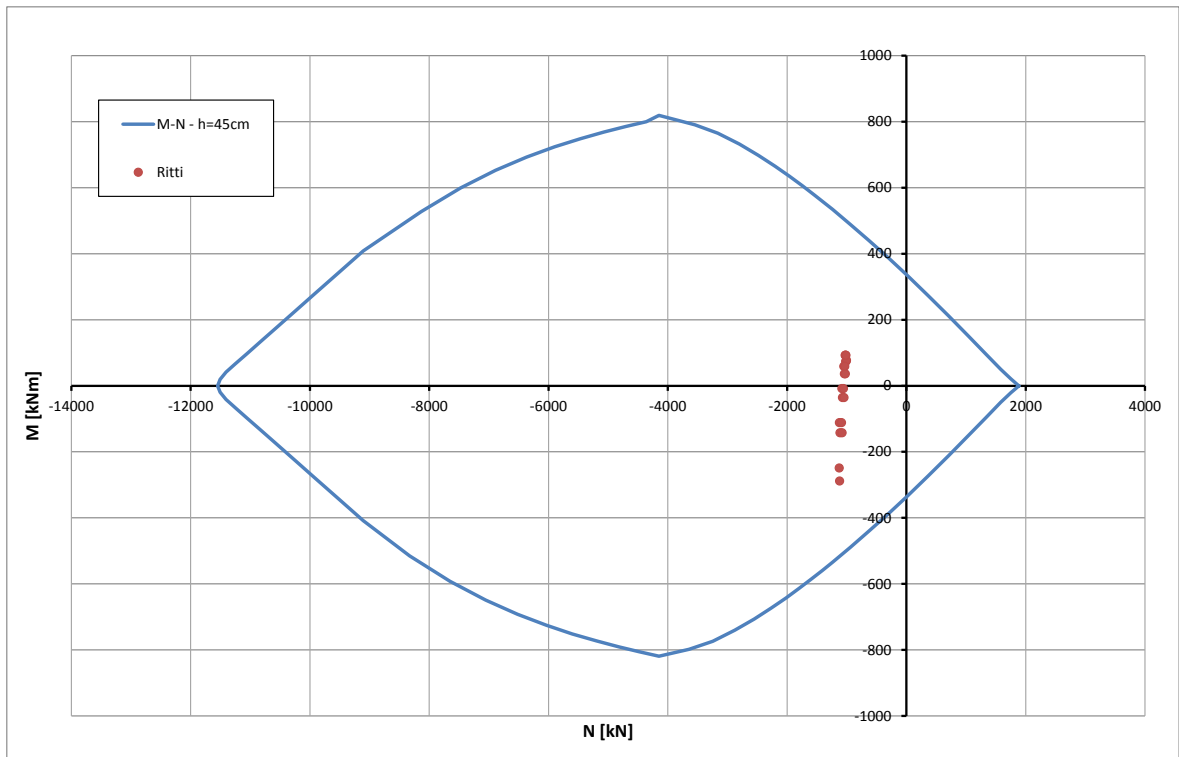


Abbildung 14: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagers M-A-E-T (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 14: Verifica a pressoflessione ritto M-A-E-T (SLU Eccezionale)

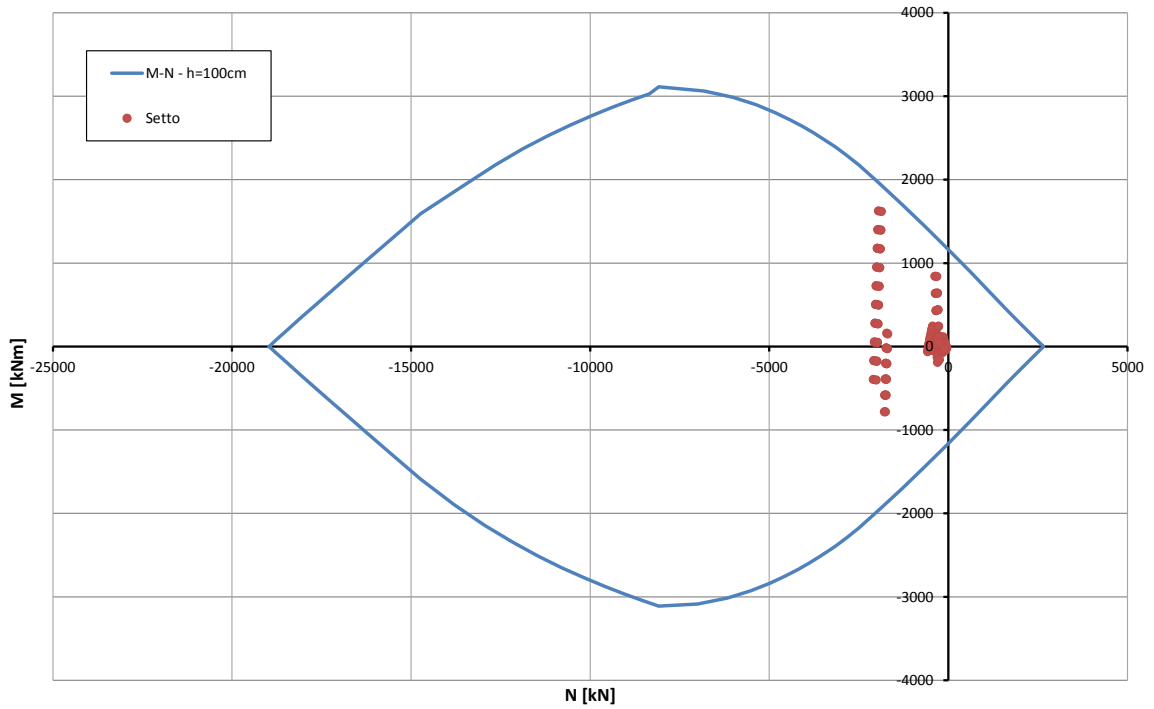


Abbildung 15: Überprüfung auf Beulspannung der Scheidewand (GZT) Illustrazione 15: Verifica a pressoflessione setto (SLU)

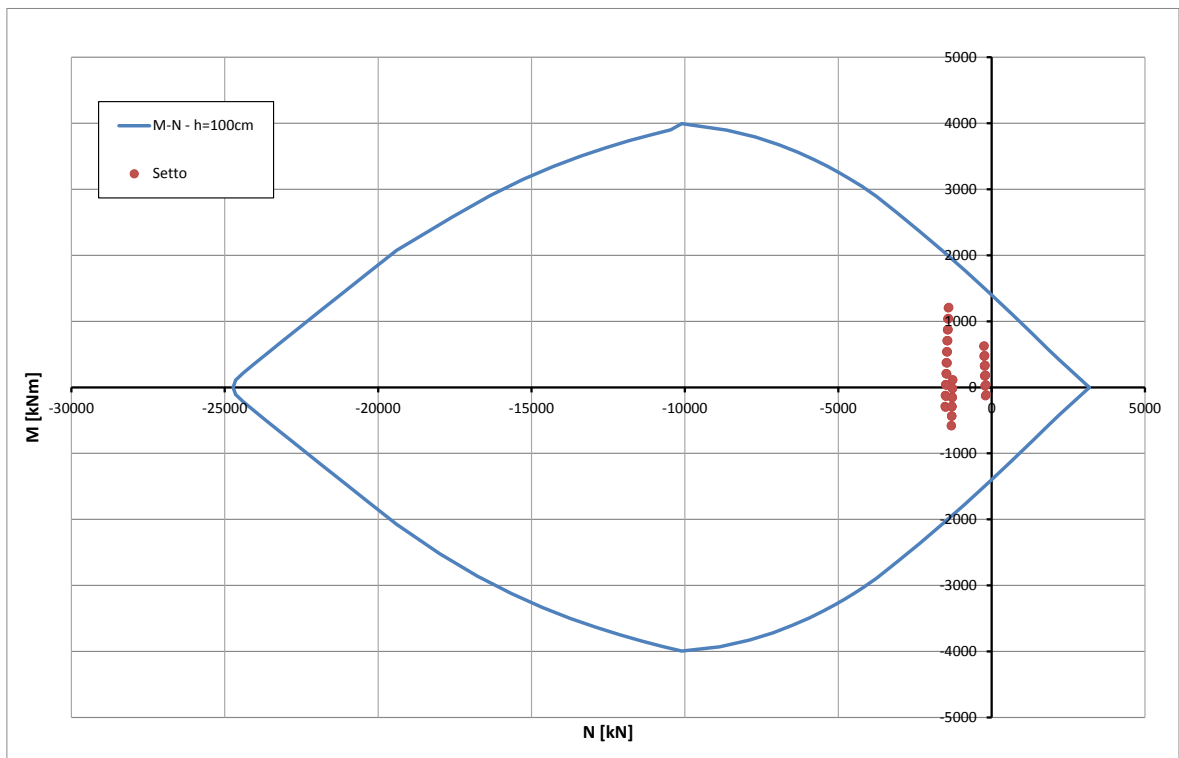


Abbildung 16: Überprüfung auf Beulspannung der Scheidewand (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 16: Verifica a pressoflessione del setto (SLU Eccezionale)

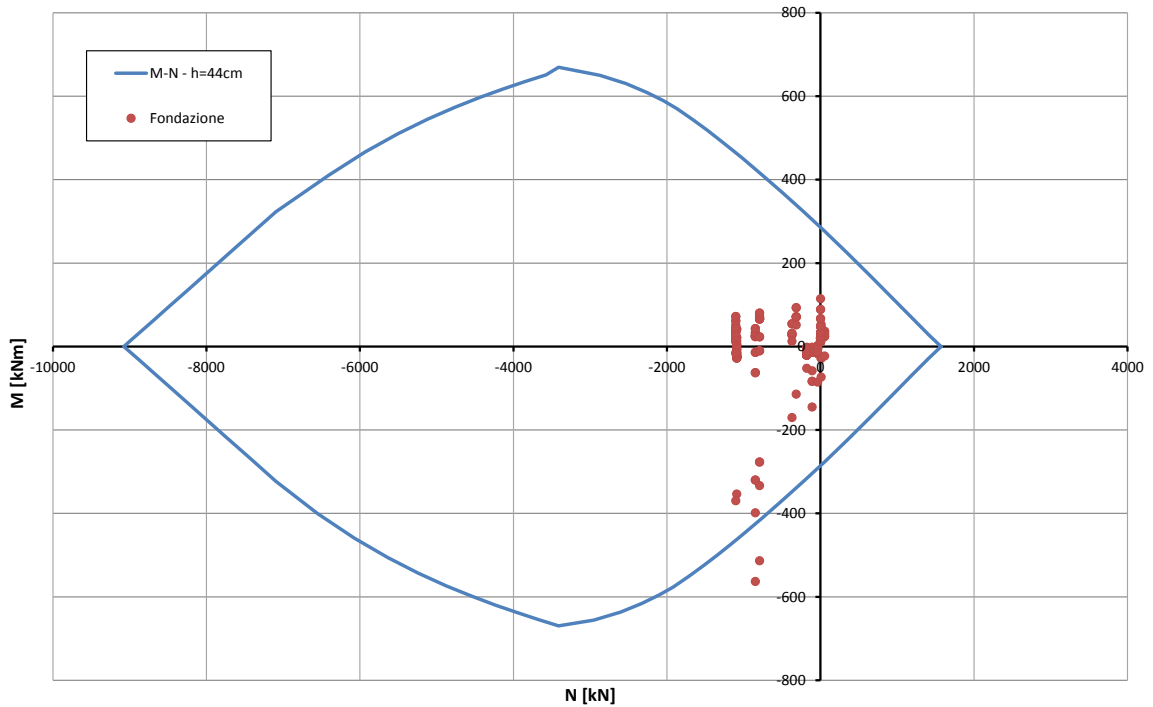


Abbildung 17: Überprüfung auf Beulspannung der Fundamentplatte (GZT)

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

Die zwei Darstellungspunkte des Spannungszustands außerhalb des Planungsbereichs, zeigen einen nicht typischen Peak an der Schnittstelle zwischen Bodenplatte und Scheidewand. Angesichts der Scheidewandstärke und der Kraftverteilung im Inneren der Fundamentplattenstärke wird es daher nicht für nötig gehalten die Bewehrung zu verstärken.

I due punti immagine dello stato tensionale esterni al dominio di progetto rappresentano un picco, non rappresentativo, in corrispondenza dell'intersezione tra la soletta di fondazione ed il setto. Considerando lo spessore del setto e la diffusione degli sforzi all'interno dello spessore della platea di fondazione non si ritiene pertanto necessario aumentare l'armatura.

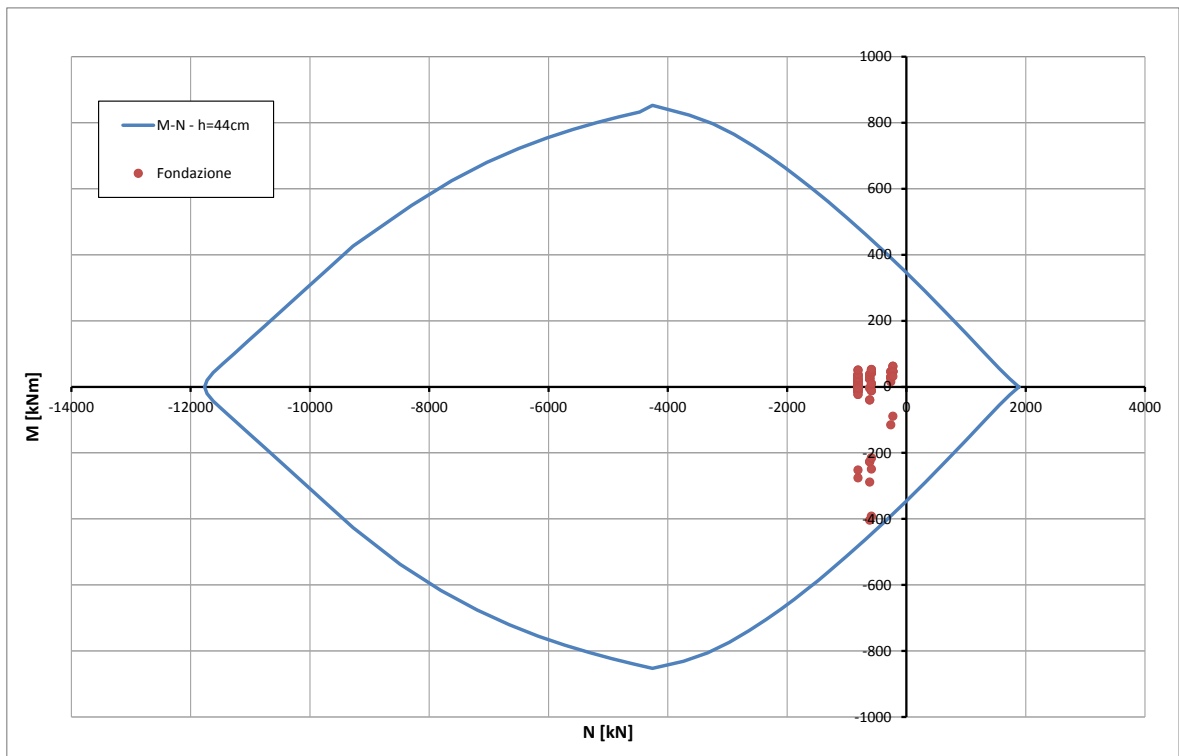


Abbildung 18: Überprüfung auf Beulspannung der Fundamentplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 18: Verifica a pressoflessione della platea (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}	=	111.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	278	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2093	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0075	--

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}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	135.48	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	175.66	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}	=	202.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1793.00	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	=	380	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2093	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0055	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.73	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.44	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	$V_{Rd,min}$	=	353.04	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	387.97	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}	=	142.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	380	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2093	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0055	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.73	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.44	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	167.05	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	201.98	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 21: Schubüberprüfung der Kappe M-A-E-T (GZT)

Illustrazione 21: Verifica a taglio calotta M-A-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}	=	300.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1512.00	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	=	380	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2093	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0055	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.73	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.44	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	$V_{Rd,min}$	=	353.04	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	387.97	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

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

Illustrazione 22: Verifica a taglio ritto M-A-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}	=	477.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	2093.00	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	=	927	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	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}	=	2.26	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	632.60	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	684.07	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 23: Schubüberprüfung der Scheidewand (GZT)

Illustrazione 23: Verifica a taglio setto (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}	=	713	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1102	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	390	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2093	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0054	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.72	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.44	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	2.83	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	335.36	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	369.70	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

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

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

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

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.94	<	9.57	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.16	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	2.83	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrane compresse	α_c	=	1.17	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	818.08	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1166.72	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	818.08	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 24: Schubüberprüfung der Fundamentplatte (GZT)

Illustrazione 24: Verifica a taglio platea di fondazione (SLU)

			SLE06 - CDX00	SLE06 - RDX01	SLE05 - CSX14	SLE05 - RSX01	SLE06 - P09	SLE05 - F09
STRESS CHARACTERISTICS SLS			M-E-T	M-E-T	M-A-E	M-A-E	Setto	Fondazione
Design value of Axial Force	N_{sd}	[kN]	945	1325	887	1131	1474	634
Design value of Bending Moment	M_{sd}	[kNm]	131	-321	-178	-298	1039	242
Design value of Shear Force	T_{sd}	[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-E-T	M-E-T	M-A-E	M-A-E	Setto	Fondazione
Overall depth of the cross section	h	[mm]	350	450	450	450	1000	440
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	280.0	380.0	380.0	380.0	925.0	370.0
Neutral axis depth	x	[mm]	193.8	205.4	231.9	195.9	366.5	161.8
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-9.18	-13.70	-7.53	-12.76	-8.57	-10.87
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	61.28	174.70	72.18	179.90	169.90	209.70
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	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	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00	360.00	360.00	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-E-T	M-E-T	M-A-E	M-A-E	Setto	Fondazione
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	30.71	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	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	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000	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	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f_{ctm})	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	2.942	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	210000
Secant elastic modulus of concrete $= E_s/E_{cm}$	E_{cm}	[N/mm ²]	32000	32000	32000	32000	32000	32000
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	α_e	[-]	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	52067	81533	72700	84700	187500	92733
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	20	20	20	20	26	20
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$ $= A_s/A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	2094	2094	2094	2094	3540	2094
Main strain	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0402	0.0257	0.0288	0.0247	0.0189	0.0226
Rebar cover	c	[mm]	60	60	60	60	62	60
Rebar spacing	s	[mm]	150	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	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	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40	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	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	288.52	336.36	322.02	341.50	444.94	354.54
Crack width	w_k	[mm]	0.051	0.194	0.066	0.203	0.216	0.253
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK	OK	OK

Abbildung 25: Rissüberprüfung (GZG)

Illustrazione 25: 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).

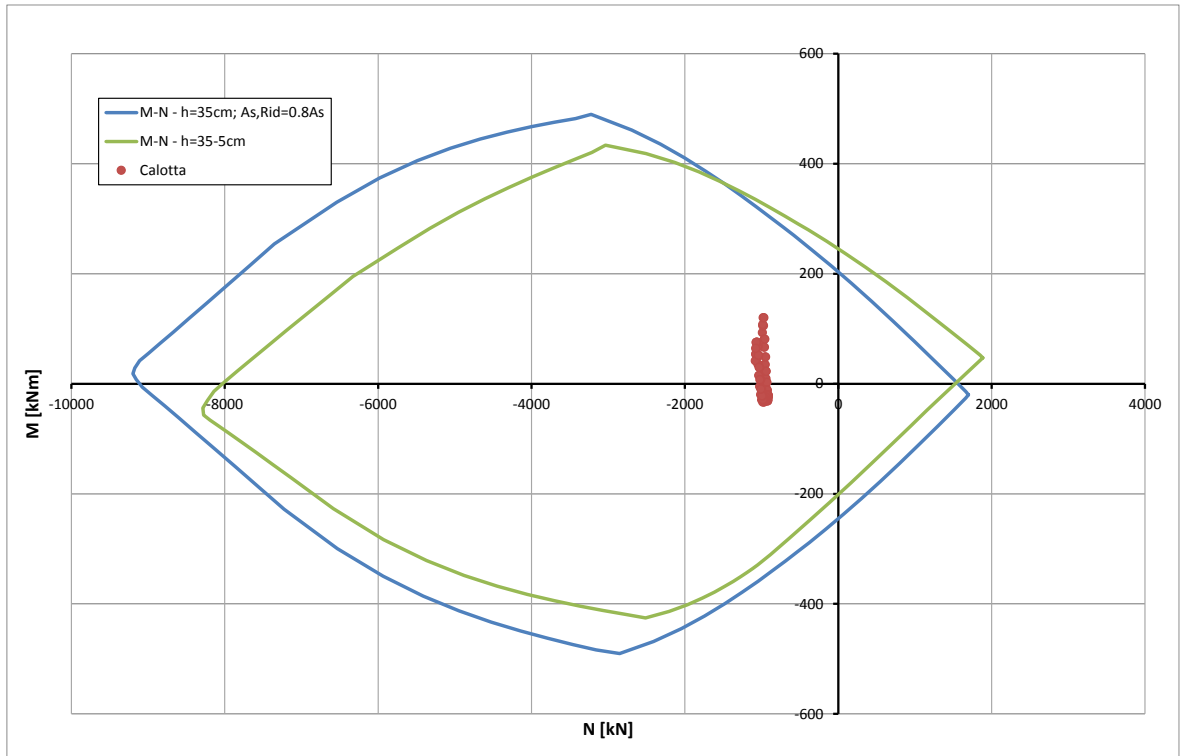


Abbildung 26: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe M-E-T (GZT) bzgl. Brand

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

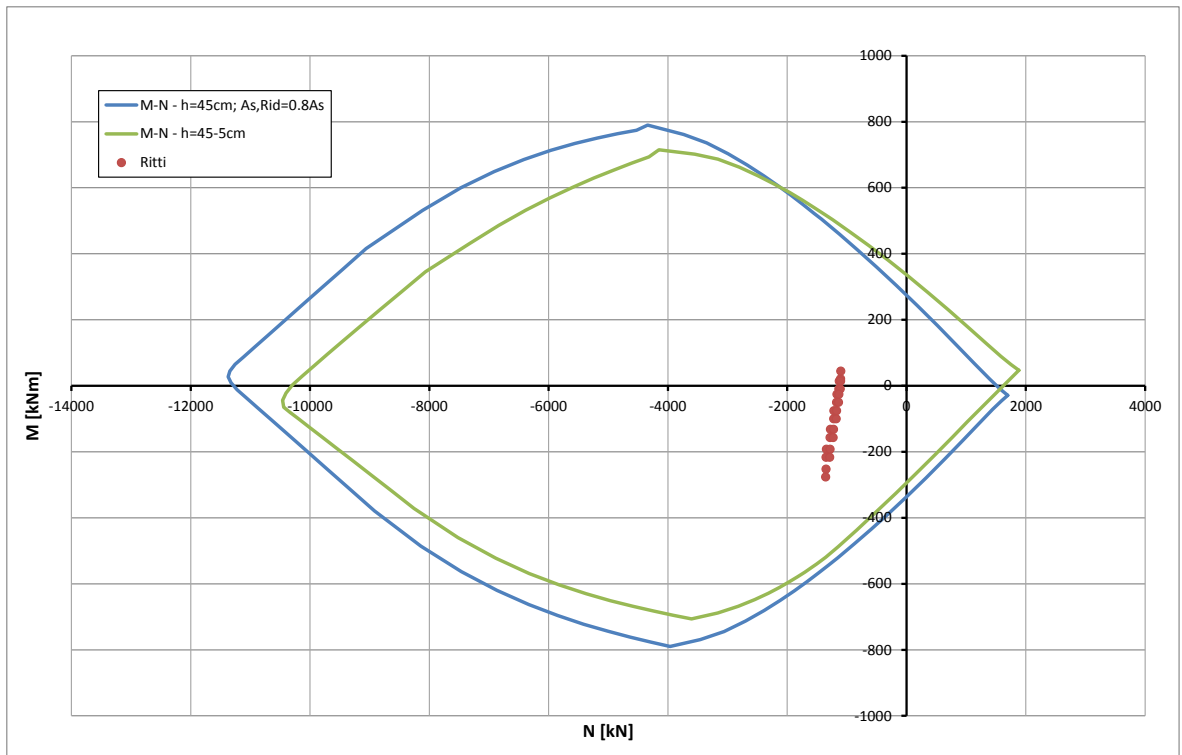


Abbildung 27: Beul Spannungsnachweis der Widerlager M-E-T (GZT) bzgl.-Brand

Illustrazione 27: Verifica a pressoflessione dei ritti M-E-T (SLU) nei confronti del fuoco

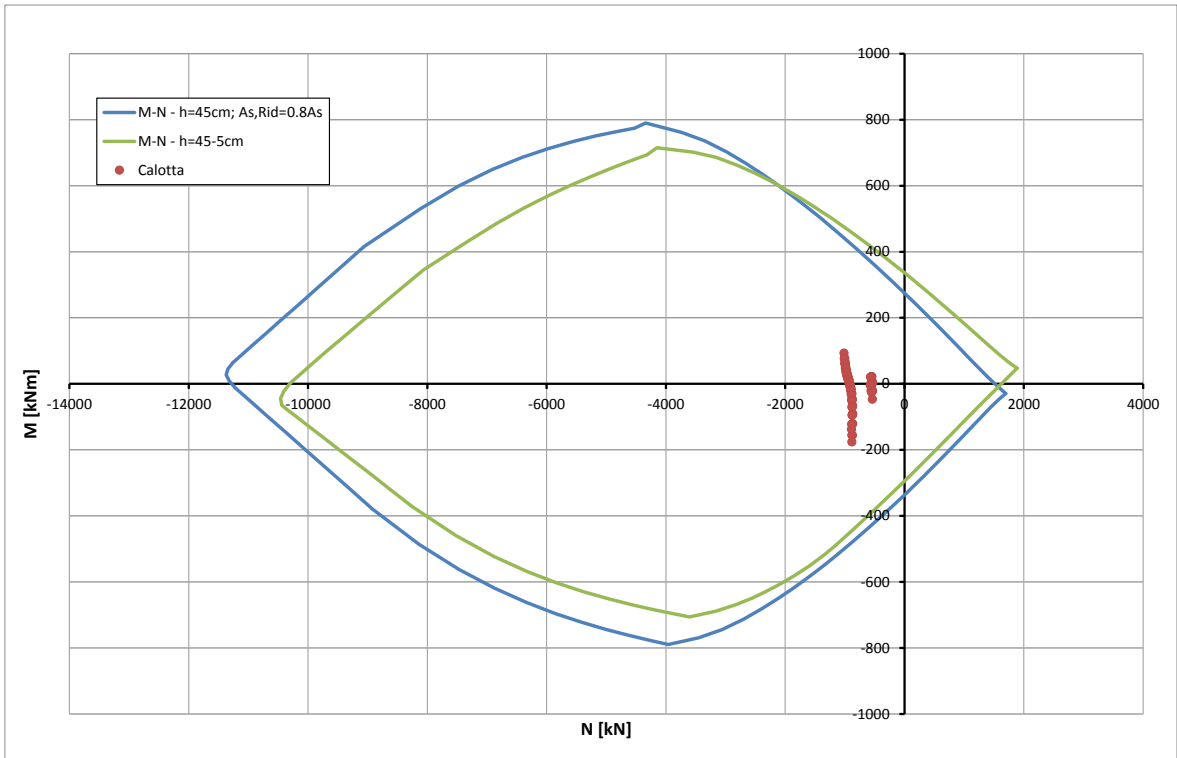


Abbildung 28: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe M-A-E-T (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 28: Verifica a pressoflessione calotta M-A-E-T (SLU) nei confronti del fuoco

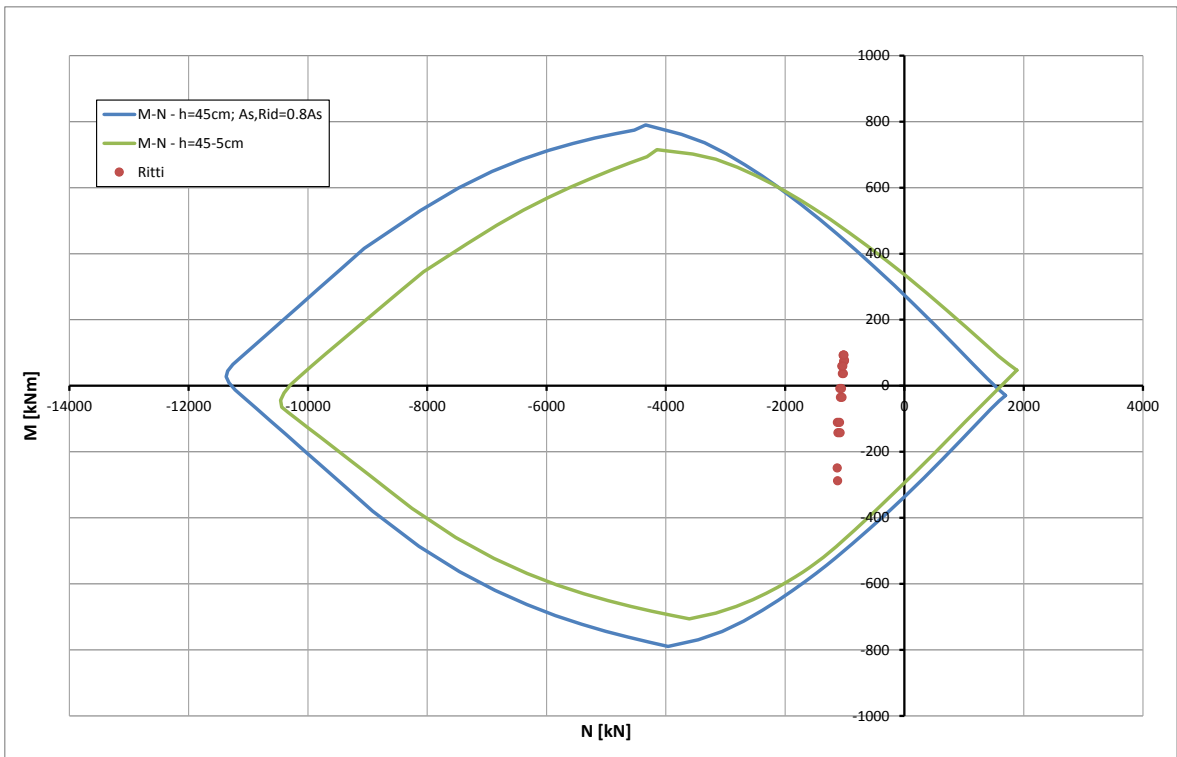


Abbildung 29: Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager M-A-E-T (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 29: Verifica a pressoflessione dei ritti M-A-E-T (SLU) nei confronti del fuoco

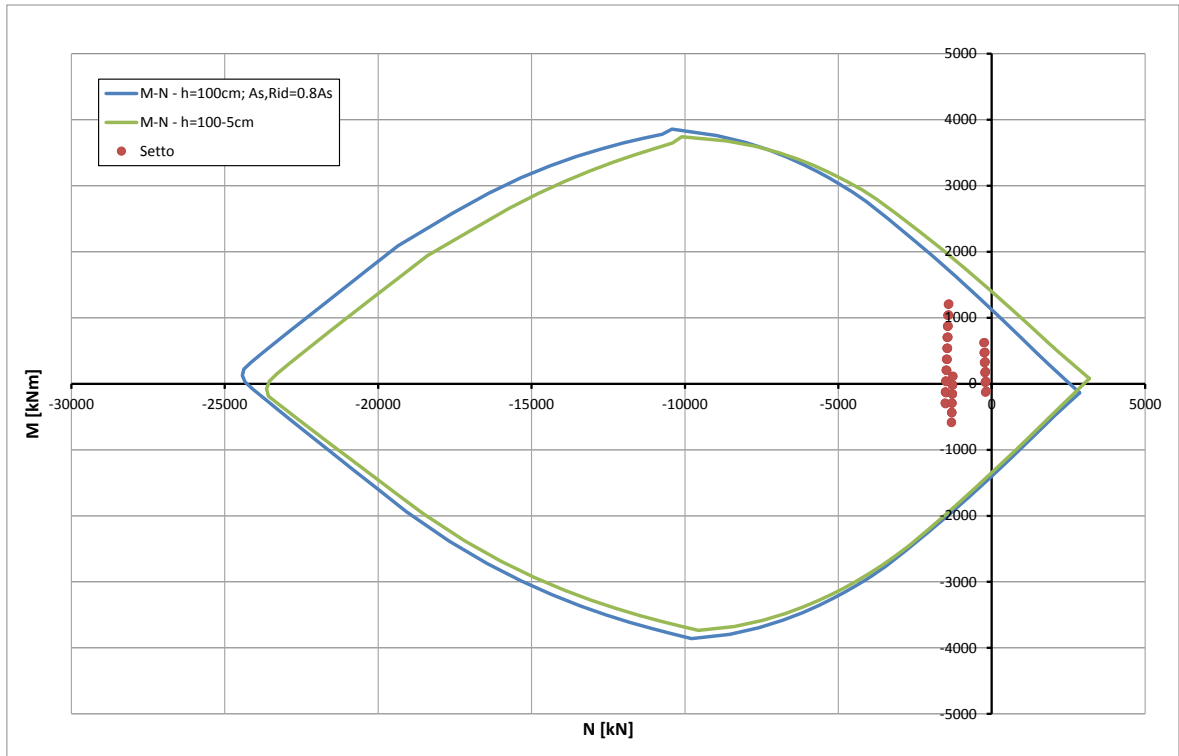


Abbildung 30: Überprüfung auf Beulspannung der Scheidewand (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 30: Verifica a pressoflessione del setto (SLU) nei confronti del fuoco

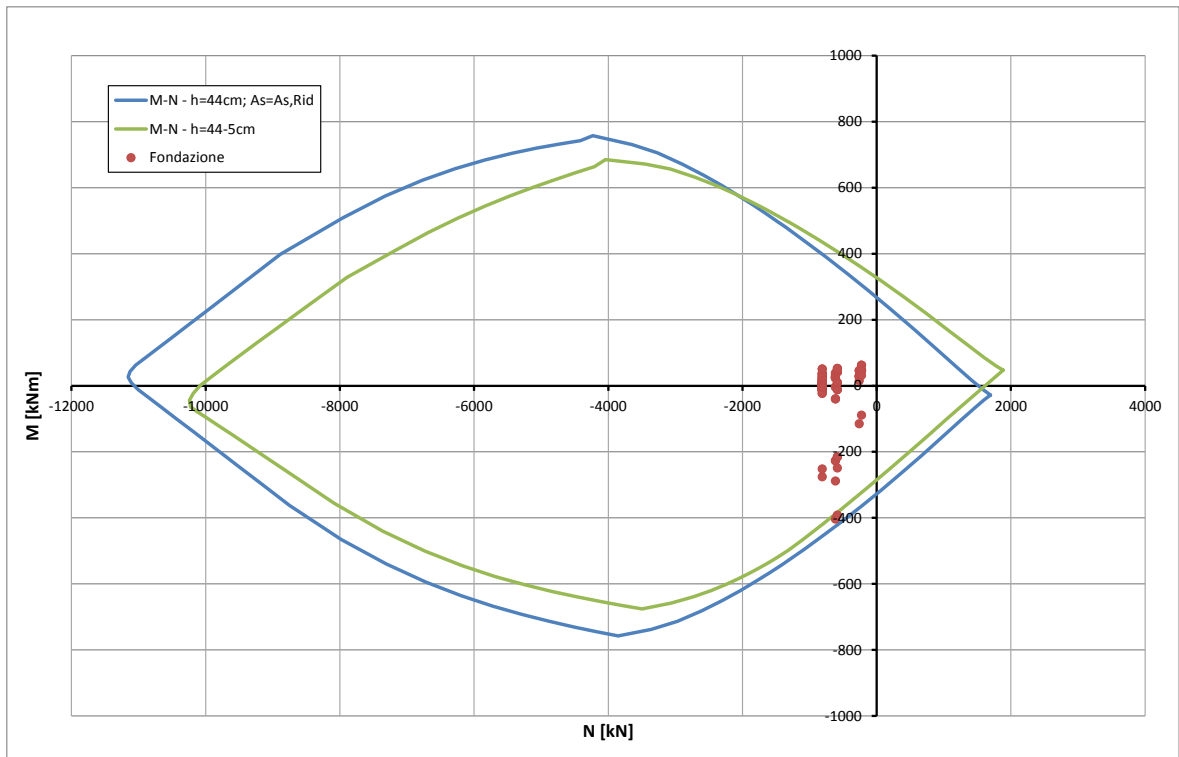


Abbildung 31: Überprüfung auf Beulspannung der Fundamentplatte E-T (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 31: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU) nei confronti del fuoco

In der überdimensionierten Scheidewand, welche die Mauls Fensterstollenstrecke (M-Eb-T) von Strecke A (M-A-Ea-T) trennt, ist eine Öffnung für die Durchfahrt der Wartungs- und Rettungsfahrzeugen, mit einer Spannweite von 5.7 m, vorgesehen. Die Neuverteilung der vorkommenden Einwirkungen über der Öffnung ist durch die Bildung eines 1m

Nel setto che divide la tratta della Finestra di Mules (M-Eb-T) dal Ramo A (M-A-Ea-T), sopra dimensionato, è prevista un'apertura per il passaggio dei mezzi di manutenzione e di soccorso di luce 5.7 m. La redistribuzione delle azioni presenti nella porzione di parete sovrastante l'apertura è garantita dalla formazione di una trave di larghezza 1 m e di altezza 2 m e 1.8

breiten Trägers jeweils von 2 m und 1.8 m Höhe an der Mittellinie und den Stützpunkten gesichert.

Die aus dem FEM-Modell des Ausbruchquerschnitts 1-1 entnommene vertikale Last, welche von den Kappenschalen auf die Scheidewand übertragen wird, ist von 1474 kN/m an den GZG und von 1966 kN/m an den GZT.

Der maximale Biegemoment an der Balkenmittellinie ist von:

m rispettivamente in mezzeria e in corrispondenza dell'appoggio.

Il carico verticale trasmesso dai rivestimenti della calotta al setto, dedotto dal modello FEM della sezione 1-1, è pari a 1474 kN/m agli SLE e a 1966 kN/m agli SLU.

Il momento flettente massimo nella mezzeria della trave è uguale a:

$$M_{Ed} = 1474 \cdot \frac{5.7^2}{10} = 4789 \text{ kNm (SLE)}$$

$$M_{Ed} = 1966 \cdot \frac{5.7^2}{10} = 6387 \text{ kNm (SLU)}$$

Der maximale Schub an der Balkenstütze auf GZT ist von:

Il taglio massimo nell'appoggio della trave agli SLU è uguale a:

$$V_{Ed} = 1966 \cdot \frac{5.7}{2} = 5603 \text{ kN}$$

In Folge wird der M-N Bereich auf GZT und die GZG-Überprüfungen an der Mittellinie, sowie die Schubüberprüfung an den Stützen aufgezeigt.

Die Überprüfungen sind unter Berücksichtigung einer zweilagigen Bewehrung 16Φ26 im Spannbereich, sowie Φ20, Abstand 15 auf der Ausbruchquerschnittshöhe verteilt, zufriedenstellend.

An den Stützen sind zwei Bügel (4 armig) Φ16 mm, Abstand 15 cm vorgesehen.

Di seguito si riporta il dominio M-N agli SLU e le verifiche agli SLE nella mezzeria e la verifica a taglio in corrispondenza degli appoggi.

Le verifiche sono soddisfatte considerando un'armatura di 16Φ26 in zona tesa, disposta su due strati, e Φ20 a passo 15 cm distribuiti sull'altezza della sezione.

In corrispondenza dell'appoggio sono previste 2 staffe (4 bracci) Φ16 mm a passo 15 cm.

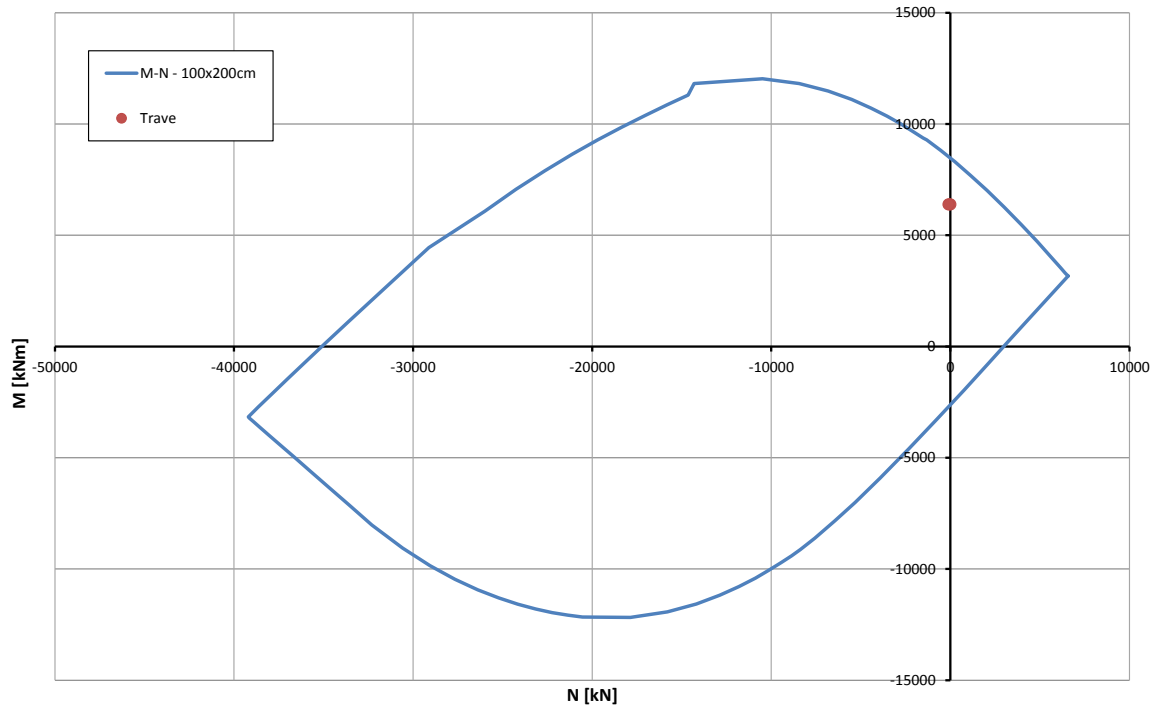


Abbildung 32: Beulspannung Überprüfung an der Mittellinie

Illustrazione 32: Verifica a pressoflessione in mezzeria

STRESS CHARACTERISTICS SLS			Trave
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	4789
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			Trave
Overall depth of the cross section	h	[mm]	2000
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	192.0
Neutral axis depth	x	[mm]	653.0
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-8.74
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	247.40
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			Trave
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f_{ctm})	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000
$= E_s/E_{cm}$	α_e	[-]	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	k_t	[-]	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	449000
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	28.0
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	26
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	14866
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0331
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	‰	0.972
Rebar cover	c	[mm]	50
Rebar spacing	s	[mm]	100
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	k_1	[-]	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	k_2	[-]	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	k_4	[-]	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	303.50
Crack width	w_k	[mm]	0.295
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 32: GZG Überprüfung an der Mittellinie

Illustrazione 33: Verifica SLE in mezzeria

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}	=	5600	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1800	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	=	20.0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	10620	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0059	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.33	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.30	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	537.51	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	756.43	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

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

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\emptyset_{sw}	=	16	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4.0	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	804	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	2.01	<	8.16	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	29.76	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.16	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	5694.52	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5694.52	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	5694.52	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 32: Schubüberprüfung an der Stütze

Illustrazione 34: Verifica a taglio nell'appoggio