



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	WBS
Gesamtbauwerke Teil 1	Opere generali Parte 1
Dokumentenart	Tipo Documento
Statische Berechnung	Calcolo statico
Titel	Titolo
Statische Berechnung CT2-IN	Relazione di calcolo CT2-IN

 RTI 4P Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P <small>via Pio Ilir 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	Fachplaner / il progettista specialista	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 46.7+69 bis / a 54.0+15 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	090	KST	D0700	21055	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 ricepimento istruttoria	Rivoltini	09.10.2014
10	Endabgabe / Consegna definitiva	Rivoltini	31.07.2014

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	5
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	8
2.1	SPRITZBETON	
2.1	BETONCINO PROIETTATO	8
2.2	LEHRGERÜSTE	
2.2	CENTINE.....	8
2.3	ANKER	
2.3	ANCORAGGI	8
2.4	BETON	
2.4	CALCESTRUZZO.....	9
2.5	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.5	ACCIAIO DA ARMATURA.....	9
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	10
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	10
3.2	TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG	
3.2	ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ	12
3.2.1	Trennflächenparameter	
3.2.1	Parametri sulle discontinuità.....	12
4	SCHALENBEMASSUNG	
4	DIMENSIONAMENTO DEI RIVESTIMENTI	13
5	AUSSENSCHALE	
5	RIVESTIMENTI DI PRIMA FASE	13
6	INNENSCHALEN	
6	RIVESTIMENTI DEFINITIVI	16
6.1	TRÄGERBEMESSUNG	
6.1	DIMENSIONAMENTO DELL'ARCHITRAVE	16
6.2	ÜBERPRÜFUNGEN DER TUNNELSCHALEN	
6.2	VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DELLA GALLERIA	18
6.3	ÜBERPRÜFUNG DER QUERSTOLLENSCHALEN	
6.3	VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DEL CUNICOLO TRASVERSALE	19
6.3.1	Modellierung der Bettung	
6.3.1	Interazione terreno-struttura	20
6.3.1.1	Modellierung der Bettung	
6.3.1.1	Rigidità radiale	20
6.3.1.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
6.3.1.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo	21
6.3.2	Lastenanalyse	
6.3.2	Analisi dei carichi.....	21
6.3.3	Eigengewicht G1	
6.3.3	Peso proprio G1	21
6.3.4	Wasserdruck G4	
6.3.4	Pressione idraulica G4	21
6.3.5	Gebirgslast G5	
6.3.5	Carico dell'ammasso G5	22

6.3.6	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.6	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	23
6.3.7	Temperatur Q1	
6.3.7	Temperatura Q1	23
6.3.8	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.8	Azione sismica E1	24
6.3.9	Aerodynamischer Druck A1	
6.3.9	Pressione aerodinamica A1.....	24
6.3.10	Brand A3	
6.3.10	Incendio A3	24
6.3.11	Einwirkungskombinationen	
6.3.11	Combinazioni di carico	25
6.4	NACHWEISE	
6.4	VERIFICHE	25
6.4.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.4.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	25
6.4.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.4.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	25
6.4.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.4.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	26
6.4.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.4.1.3	Combinazione delle azioni.....	26
6.4.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.4.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	26
6.4.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
6.4.1.5	Verifica a pressoflessione.....	26
6.4.1.6	Querkraftüberprüfung	
6.4.1.6	Verifica a taglio	26
6.4.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.4.2	Stati Limite Esercizio (SLE)	27
6.4.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.4.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	27
6.4.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.4.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	27
6.4.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.4.2.3	Combinazioni delle azioni.....	27
6.4.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.4.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	27
6.4.2.5	Ermittlung der Verformungen	
6.4.2.5	Calcolo delle deformazioni	27
6.4.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.4.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure	27
6.5	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.5	STRUTTURA COSTRUTTIVA	27
6.5.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.5.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	27
6.5.2	Mindestbewehrung	
6.5.2	Armatatura minima	28
7	ERGEBNISSE	
7	RISULTATI	28

8 VERZEICHNISSE	
8 ELENCHI	29
8.1 TABELLENVERZEICHNIS	
8.1 ELENCO DELLE TABELLE.....	29
8.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
8.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	30
8.3 ANLAGENVERZEICHNIS	
8.3 ELENCO APPENDICI	30
8.4 REFERENZDOKUMENTE	
8.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	31
8.4.1 Eingangsdokumente	
8.4.1 Documenti in ingresso.....	31
8.4.2 Normen und Richtlinien	
8.4.2 Normativa.....	32
8.4.3 Literatur	
8.4.3 Letteratura.....	33

ANHANG 1 - ÜBERPRÜFUNG DES TRÄGERS

APPENDICE 1 - VERIFICA DELL'ARCHITRAVE

ANHANG 2 - ÜBERPRÜFUNGEN DER INNENSCHALEN DER GL AUF HÖHE DER VERBINDUNGEN

**APPENDICE 2 - VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI DELLE GL IN CORRISPONDENZA DEGLI
INNESTI**

ANHANG 3 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE CT2-IN

APPENDICE 3 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO CT2-IN

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Außen- und Innenschalen der Querstollenverbindungen Typ 2 (CT2), welche zwischen den Kilometrierungen Km 46+769 und km 54.0+15 (Oströhre) konventionell vorgetrieben werden.

Wie aus folgende zusammenfassende Tabelle hervorgeht, sind die innerhalb dieser Strecke realisierten Querstollen 11, von denen einer, der BP 48/3, bereits innerhalb des Baulos Muls I vorgetrieben wurde. Außerdem wird der BP 49/1, obwohl Stollen des Typs 1, mit einem breiten Querschnitt vorgetrieben um den Durchgang des TBM-Kopfes bei der Baustellenphase zu ermöglichen.

BP 47/1, hingegen, obwohl Stollen des Typs 2, schließt an die bestehenden Haupttunnels mit einem reduzierten Querschnitt CT2-a an, welcher die fast gleichen Geometrien des Stollens Typ 1 (CT1) hat. Die Verbindung des BP47/1 mit den Haupttunnels ist daher nicht Gegenstand dieses Berichts. In diesem Bericht wird stattdessen die Verbindung der Nische des BP 47/1 mit dem breiteren Ausbruchquerschnitt des Querstollens (CT2-b-T-IN-N).

Der gleiche verwendete Querschnitt für den Ausbruch der Querstollen Typ 2 (CT2) wird auch für den Wannenausbruchquerschnitt (Querschnitt CT1-V) auf Höhe des Stollens Typ 1 im Tiefpunkt (BP 49/2) vorgesehen.

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento dei rivestimenti, di prima fase e definitivi, degli innesti dei cunicoli trasversali tipo 2 (CT2), scavati in tradizionale tra le progr. Km 46+769 e km 54.0+15 (Canna Est).

Come si evince dalla seguente tabella riassuntiva, i cunicoli trasversali a sezione larga realizzati all'interno di questa tratta sono 11, di cui uno, il BP 48/3, è già stato scavato all'interno del lotto Muls I. Il BP 49/1, invece, pur essendo un cunicolo tipo 1, verrà scavato con una sezione larga per permettere il passaggio della testa della TBM in fase di cantiere.

Il BP 47/1, viceversa, pur essendo un cunicolo tipo 2, si innesta sulle gallerie di linee esistenti con una sezione ridotta CT2-a, avente pressoché le medesime geometrie dei cunicoli tipo 1 (CT1). L'innesto del BP47/1 con le galleria di linea non è pertanto oggetto della presente relazione. Nella presente relazione viene invece trattato l'innesto della nicchia presente nel BP 47/1 con la sezione più larga del cunicolo trasversale (CT2-b-T-IN-N).

La medesima sezione utilizzata per lo scavo dei cunicoli trasversali tipo 2 (CT2) è prevista anche per lo scavo della sezione della vasca (sezione CT1-V) in corrispondenza del cunicolo tipo 1 nel punto di minimo (BP 49/2).

n°	Tipo	Progr. Est	GL Est	GL Ovest
		[km]		
47/1	CT2	47+000	T	T
48/3	CT2	48+574	E-T	E-T
49/1	CT1	49+229	MA	MAT
49/2	CT1-V	49+590		
51/1	CT2	51+000		
51/2	CT3	51+333		
52/2a	CT2	52+300		
52/2	CT2	52+333		
53/3	CT4	53+000		D
54/1a	CT2	53+970	DM	DM
54/1	CT2	54+000		

Tabelle 1: Synoptische Tafel der Stollen CT2-CT3-CT4

Tabella 1: Quadro sinottico dei cunicoli CT2-CT3-CT4

Für alle neuen Stollen sieht der vorgesehene Querschnitt für den Aushub in Klasse II (CT2-IN), mit einer maximalen Ausbruchbreite und -höhe (inkl. 5 cm Extraaushub) von jeweils 8.86 m und 7.016 m, radiale Nietungen vor, welche aus Superswellex Pm24, Länge 4.5 m, Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m bestehen. Die Nietung ist auf 180° an der Kappe erstreckt. Im Höchstabstand von 1.5 m (1 Abschlag) von der Ortsbrust ist die Ausführung einer 10 cm (nominal) dicke Spritzbetonschicht der Festigkeitsklasse C30/37, als Abschluss der 5 cm Spritzbeton die vor dem Nietungseinsatz angebracht wurden, vorgesehen.

Per tutti gli innesti di nuova realizzazione, la sezione prevista per affrontare lo scavo in classe II (CT2-IN) avente una larghezza e un'altezza massima di scavo (compresi 5 cm di extrascavo) rispettivamente di 8.86 m e 7.01 m, prevede chiodature radiali costituite da Superswellex Pm24, lunghezza 4.5 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. La chiodatura è estesa su 180° in calotta. Ad una distanza massima di 1.5 m (1 sfondo) dal fronte è prevista la realizzazione di uno strato di 10 cm (nominali) di betoncino proiettato, classe di resistenza C30/37, a completamento dei 5

Die Innenschale besteht aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit variable Stärke von 40 cm in Nähe der Kappe bis zu 126 cm am Gegengewölbe. Diese Stärken sind als nominal zu verstehen, sie entsprechen also 35 und 120 cm mindestens ohne Bau- und Trassierungstoleranz, respektive an Kappe und Gegengewölbe.

Bei den Ausbruchstrecken in Klasse III wird die Erstreckung der Nietung an der Kappe von 180° auf 210° und der Ersatz der Niete Pm24 mit Anker Typ Dywidag SN28 mit Spreizkopf, 5.5 m lang, mit unveränderte Erhaltung der anderen Geometrien, vorgesehen.

Bei den Strecken in Klasse II, mit Überdeckungen über 1000m wird ein verstärkter Ausbruchquerschnitt) mit Nietungen des Typs Dywidag SN28, Länge 5.5 m, Querabstand 0.9 m und Längsabstand 1.5 m, auch an den Widerlagern vorgesehen. Dieser Ausbruchquerschnitt ermöglicht es mögliche Rockburst-Phänomene zu begrenzen. Die Geometrien der Schalen ändern sich nicht im Vergleich zu den Verbindungen in Klasse II und III.

Die Ausbruchquerschnitte des laufenden Tunnels, auf Höhe der Verbindungen und auf einer Länge von 4.5m (3 Abschläge) vor und auch nach den Querstollen CT2-CT3-CT4, werden mit folgenden Eingriffen verstärkt:

		Chiodi	Passo		Sp. Beton
		[-]	long. [m]	trasv. [m]	[m]
GL-D/DM	II	SN28	1.5	1.8	0.15
	III	Pm24	1.5	0.9	0.15
GL-MA	II	SN28	1.5	1.8	0.1
	III	SN28	1.5	1.8	0.1
	Rb	SN28	1.5	0.9	0.1
MAT	Rb	SN28	1.5	0.9	0.15

Tabelle 2: Charakterisierung der Außenschalen auf Höhe der Verbindungen

Die Spritzbetonstärke ist als nominale Stärke zu verstehen.

Die Innenschalen der Haupttunnels auf Höhe der Verbindungen haben die gleichen Stärken der laufenden Tunnels. Tatsächlich, wie später im Dokument dargestellt, wird die Bewehrung aller Schalen auf Höhe der Verbindungen vorgesehen.

Nur auf Höhe des BP 47/1 ist die Ausführung einer Verbindung zwischen Nische und Querstollen (Ausbruchquerstollen CT2-b-T4-IN-N) in Ausbruchklasse IV vorgesehen.

Die Ergebnisse des Erkundungsstollenausbruchs in der Strecke unter dem BP47/1 haben in der Tat ein sich Hinausziehen der geomechanischen Bedingungen, welche die Maulstaler Verwerfung charakterisieren (Gebirge FVM-S-PS und FVM-S-B) hervorgehoben, wobei die zuvor vermutete Grenze zwischen tektonisierte Zone der besagten Verwerfung

cm di betoncino messi in opera prima dell'installazione dei chiodi.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 con spessore variabile da 40 cm in corrispondenza della calotta fino a 126 cm in arco rovescio. Tali spessori sono da intendersi come spessori nominali che, al netto delle tolleranze di costruzione e di tracciamento, si traducono in 35 e 120 cm minimi, rispettivamente in calotta e arco rovescio.

Nelle tratte di scavo in classe III si prevede di estendere la chiodatura in calotta da 180° a 210° e di sostituire i chiodi Pm24 con ancoraggi tipo Dywidag SN28 con testa ad espansione, lunghezza 5.5 m, mantenendo invariate tutte le altre geometrie.

Nelle tratte in classe II con coperture maggiori di 1000m è prevista una sezione di scavo rinforzata con chiodature tipo Dywidag SN28 anche sui piedritti, lunghezza 5.5 m, con passo trasversale 0.9 m e longitudinale 1.5 m. Tale sezione consente di limitare i possibili fenomeni di rockburst. Le geometrie dei rivestimenti non variano rispetto agli innesti dei CT2 in classe II e III.

Le sezioni della galleria corrente, in corrispondenza degli innesti e per una lunghezza di 4.5m (3 sfondi) prima e dopo i cunicoli trasversali CT2-CT3-CT4, vengono rinforzate con i seguenti interventi:

Tabella 2: Caratterizzazione dei rivestimenti di prima fase in corrispondenza degli innesti

Lo spessore del betoncino proiettato è da intendersi come spessore nominale.

I rivestimenti definitivi delle gallerie di linea in corrispondenza degli innesti hanno gli stessi spessori delle gallerie correnti. Come verrà illustrato nel presente documento, si prevede di armare tutti i rivestimenti in corrispondenza degli innesti.

Solo in corrispondenza del BP 47/1 è prevista la realizzazione di un innesto, tra la nicchia e il cunicolo trasversale (sezione CT2-b-T4-IN-N), in classe di scavo IV. Le risultanze dello scavo del Cunicolo Esplorativo nella tratta sottostante il BP 47/1, hanno infatti messo in evidenza un protrarsi delle condizioni geomeccaniche caratterizzanti la zona della faglia della val di Mules (ammassi FVM-S-PS e FVM-S-B), spostando verso nord il limite precedente ipotizzato tra la zona tettonizzata della

und den Paraschiefern (GA-BCA-GS-10g/GA-BCA-A-10g) weiter nach Norden verschoben wurde.

In dieser Strecke wird die Verstärkung der Außenschale des laufenden Ausbruchquerschnitts CT2-b vorgesehen, bestehend aus Nominalem 30 cm Spritzbeton, welcher mit 2IPN160 variablen Abstand von 0.50 bis 1.5 m, durch Radialnietungen, bestehend aus Bohrschrauben R38N, 6 m lang, oder durch 5.5 m lange Anker SN28 mit 1.8 m Querabstand und 1.5 m Längsabstand verteilt, bewehrt ist. Bevor der Widerlager der Lehrgerüste abgerissen wird, um den Vortrieb des Querstollens zu ermöglichen, wird die Stabilisierung der Lehrgerüste selbst durch 7 Bohrschraubenstäbe R38N, 6 m lang, oder, alternativ, durch 5.5 m lange Anker SN28 vorgesehen.

Für den Nischenausbruch (Ausbruchquerschnitt CT2-N4), mit einem Ausbruchquerschnitt von 6.60x5.60 m, wird eine Außenschale aus nominalen 25 cm Spritzbeton vorgesehen, bewehrt mit Lehrgerüste HEB120, Abstand 1.5, und Radialnietungen Pm16. 3 m lang auf quadratischem Raster 1.5x1.5 m.

Die Innenschale des Querstollens auf Höhe der Verbindung erweist eine Nominalstärke von 55 und 135 cm, jeweils an der Kappe und dem Gegengewölbe. Die Nische hingegen hat eine Nominalstärke von 45 und 70 cm, jeweils an der Kappe und der Sohle.

Gegenstand dieses Berichts ist die Bemessung aller Verbindungen der Querstollen CT2, CT4 und CT4 mit den Haupttunnels (GL-D; GL-DM; GL-MA; GL-MAT; GL-E-T). Außerdem wird die Bemessung der Verbindung der Nische zum BP47/1 (CT2-b-T-IN-N) angegangen.

suddetta faglia e i parascisti (GA-BCA-GS-10g/GA-BCA-A-10g).

In questa tratta si prevede di rinforzare il rivestimento di prima fase della sezione corrente del cunicolo trasversale CT2-b, costituito da 30 cm nominali di betoncino proiettato armato con 2IPN160 a passo variabile da 0.50 a 1.5 m, mediante chiodature radiali costituite da autoperforanti R38N lunghi 6 m o chiodi SN28 lunghi 5.5 m, disposti a passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. Prima di demolire il piedritto delle centine per consentire lo scavo della nicchia, si prevede la stabilizzazione di quest'ultime mediante 7 barre autoperforanti R38N lunghe 6 m o, in alternativa, chiodi SN28 lunghi 5.5 m.

Per lo scavo della nicchia (sezione CT2-N4), avente una sezione di scavo di 6.60 x 5.60 m, si prevede un rivestimento di prima fase costituito da 25 cm nominali di betoncino proiettato armato con centine HEB120 a passo 1.5 m e chiodature radiali Pm16 lunghe 3 m a maglia quadrata 1.5 x 1.5m.

Il rivestimento definitivo del cunicolo trasversale in corrispondenza dell'innesto presenta uno spessore nominale di 55 e 135 cm rispettivamente in calotta e in arco rovescio. La nicchia, viceversa, presenta uno spessore nominale di 45 e 70 cm rispettivamente in calotta e in platea.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento di tutti gli innesti dei cunicoli trasversali CT2, CT3 e CT4 con le gallerie di linea (GL-D; GL-DM; GL-MA; GL-MAT; GL-E-T). Viene inoltre affrontato il dimensionamento dell'innesto della nicchia sul BP 47/1 (CT2-b-T-IN-N).

2 MATERIALIEN

2.1 SPRITZBETON

Für die Bemessung der Außenschale wird ein Spritzeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften angenommen:

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

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

Wobei:

- E_{cm} = Mittelwert Sekantenmodul
- f_{ck} = charakteristische Druckfestigkeit des Spritzbetons nach 28 Tagen

2 MATERIALI

2.1 BETONCINO PROIETTATO

Per il dimensionamento del rivestimento di prima fase in betoncino proiettato si considera un calcestruzzo classe di resistenza C30/37 con le seguenti caratteristiche:

Dove:

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

2.2 LEHRGERÜSTE

Die metallischen Lehrgerüste bestehen aus Stahl S355 mit folgenden Eigenschaften:

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

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

Wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- N_y = Ermüdungslast

2.2 CENTINE

Le centine metalliche sono realizzate con acciaio S355 aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_s è il modulo elastico
- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento

2.3 ANKER

Es wird der Einsatz von Anker des Typs Superswellex Pm16, Pm 24 und von Nieten Typ SN28 mit folgenden Eigenschaften vorgesehen:

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

$$N_y = 140 \text{ kN (Pm16)}$$

$$N_y = 200 \text{ kN (Pm24)}$$

$$N_y = 413 \text{ kN (SN28)}$$

Wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- N_y = Ermüdungslast

2.3 ANCORAGGI

Si prevede l'utilizzo di ancoraggi tipo Superswellex Pm16, Pm24 e chiodi tipo SN28 aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_s è il modulo elastico
- N_y e il carico di snervamento

2.4 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

2.4 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

2.5 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

2.5 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

3.1 GEOLOGIE UND GEOMECHANIK

Gemäß den geomechanischen und Detailplanungsprofilen [3][4][5][6][7][8][9][10], durchqueren die Haupttunnel 6 geomechanisch homogene Zonen, mit variablen Überdeckungen, die von 90 m bis 1305 m reichen.

n°	Tipo	Progr. Est	Zone number	Rock mass name	H
		[km]			[m]
47/1	CT2	47+000	14	BCA-GS-10g	590
48/3	CT2	48+574	24	GB-G-GA9	880
49/1	CT1	49+229	26	GB-G-GA1	1270
49/2	CT1-V	49+590	26	GB-G-GA1	1270
51/1	CT2	51+000	28	GB-G-GA3	1305
51/2	CT3	51+333	28	GB-G-GA3	1240
52/2a	CT2	52+300	30	GB-G-GA5	995
52/2	CT2	52+333	30	GB-G-GA5	985
53/3	CT4	53+000	31	GB-G-GA6	410
54/1a	CT2	53+970	31	GB-G-GA6	100
54/1	CT2	54+000	31	GB-G-GA6	90

Tabelle 3: Geomechanische homogene Zonen

3 MODELLO GEOTECNICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMECCANICA

In accordo con i profili geomeccanici e progettuali di dettaglio [3][4][5][6][7][8][9][10] i cunicoli trasversali sono ubicati in 6 zone geomeccanicamente omogenee con coperture variabili da 90 m a 1305 m.

Tabella 3: Zone geomeccaniche omogenee

Wie zuvor angedeutet, haben die Ergebnisse des Erkundungsstollenausbruchs hervorgehoben, dass das Gebirge, benannt BCA-GS-10g, auf Höhe des BP47/1 nicht vorhanden ist, sondern dass weiterhin die Maultaler Verwerfung mit den FVM-S-PS und FVM-S-B benannten Gebirgen vorkommt, welche durch das Vorhandensein von Glimmerschiefer und Kataklastit charakterisiert sind.

Come precedentemente accennato, le risultanze dello scavo del Cunicolo Esplorativo hanno evidenziato che in corrispondenza del BP47/1 non è presente l'ammasso denominato BCA-GS-10g, ma permane la presenza della faglia della Val di Mules con gli ammassi denominati FVM-S-PS e FVM-S-B, caratterizzati dalla presenza di micascisti e cataclasite.

Folgende Tabellen zeigen die geomechanischen Grundparameter, die jede geomechanisch homogene Zone bestimmt.

Le seguenti tabelle riportano i parametri geomeccanici caratteristici di base che caratterizzano ciascuna zona geomeccanicamente omogenea.

Zone number	Rock mass name	Class	GSI	σ_{ci}	mi	Ei	γ
		[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[KN/m ³]
14	BCA-GS-10g	III	50	72.5	15.5	50550	27.3
24	GB-G-GA9	II	73	105.5	22	30950	26.7
26	GB-G-GA1	I	85	105.5	22	30950	26.7
		II	65	105.5	22	30950	26.7
		III	45	105.5	22	30950	26.7
28	GB-G-GA3	I	86	117.5	22	26450	26.7
		II	66	117.5	22	26450	26.7
		III	46	117.5	22	26450	26.7
30	GB-G-GA5	I	87	108	22	27000	26.7
		II	67	108	22	27000	26.7
		III	47	108	22	27000	26.7
31	GB-G-GA6	II	66	108	22	27000	26.7
		III	46	108	22	27000	26.7

Tabelle 4: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und probabilistische Verteilung der unterschiedlichen Klassen

Tabella 4: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi

Zone number	Rock mass name	Class	GSI	σ_{ci}	m_i	E_i	γ
		[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[kN/m ³]
19bis	FVM-S-PS	IV	52	5	20	30000	27
	FVM-S-B	IV	42	25	23	25000	27

Tabelle 5: Charakterisierung der Gebirge auf Höhe des BP47/1

Tabella 5: Caratterizzazione degli ammassi in corrispondenza del BP47/1

Wobei:

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

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [32] berechnet, welches und im geomechanischem Hauptbericht [1] näher beschrieben wird.

Dove:

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

I parametri di deformabilità e di resistenza caratteristici di ciascuna tratta sono stati calcolati in accordo al principio di linearizzazione dell'involuppo di rottura proposto da Hoek & Brown [32] e esplicitato nella relazione geomeccanica generale [1].

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	γ	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	E_{rm}	ψ
		[-]	[m]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
14	BCA-GS-10g	III	590	27.3	41.6	33.9	2.3	1.5	15528.2	5.2
24	GB-G-GA9	II	880	26.7	50.7	37.6	5.7	2.5	24304.2	12.7
26	GB-G-GA1	I	1270	26.7	50.9	34.7	9.3	3.2	28678.1	12.7
		II		26.7	45.9	34.7	5.9	3.2	19551.7	10.1
		III		26.7	40.2	33.9	4.3	3.0	6922.0	5.0
28	GB-G-GA3	I	1305	26.7	51.7	35.3	10.3	3.4	24704.6	12.9
		II		26.7	46.8	35.4	6.4	3.4	17274.0	10.5
		III		26.7	41.2	34.6	4.7	3.2	6316.0	5.1
30	GB-G-GA5	I	995	26.7	53.1	36.7	9.1	2.7	25404.1	13.3
		II		26.7	48.5	36.8	5.4	2.7	18196.1	11.2
		III		26.7	42.9	36.0	3.9	2.6	6877.6	5.4
31	GB-G-GA6	II	410	26.7	54.4	43.5	3.3	1.5	17633.2	12.3
		III		26.7	49.4	42.6	2.2	1.4	6447.4	6.2

Tabelle 6: typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen

Tabella 6: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	γ	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	E_{rm}	ψ
		[-]	[m]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
19bis	FVM-S-PS	IV	590	27.0	23.8	18.0	0.9	0.6	10374	3.3
	FVM-S-B	IV	590	27.0	34.3	29.0	1.5	1.1	4574	4.3

Tabelle 7: typische Parameter des Gebirges auf Höhe des BP47/1

Tabella 7: Parametri caratteristici dell'ammasso in corrispondenza del BP47/1

Wobei:

- Φ_{picco} = Reibungswinkel am Peak
- Φ_{res} = Restreibungswinkel
- c_{picco} = Kohäsion am Peak

Dove:

- Φ_{picco} è la resistenza al taglio di picco.
- Φ_{res} è la resistenza al taglio residua.
- c_{picco} è la coesione di picco.

- c_{res} = Restkohäsion
- E_{rm} = Gebirgsmodul
- ψ = Dilatanz

- c_{res} è la coesione residua.
- E_{rm} è il modulo d'ammasso.
- ψ è la dilatanza.

3.2 TRENFLÄCHENORIENTIERUNG

Auf Grund der verfügbaren Daten der Regelplanung, zusammengefasst im geologischen Profil, sind Trennflächenfamilien ermittelt worden für jede, aus geomechanischer Sicht, homogene Zone:

Famiglie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max [m]
K1	141	76	10
K2	243	88	10
K3	163	11	10
K4	332	44	3

Tabelle 8: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1

3.2 ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ

Sulla base dei dati disponibili dalla progettazioni di sistema e riassunti nel profilo geologico sono state individuate delle famiglie di discontinuità per ciascuna zona omogenea dal punto di vista geomeccanico:

Famiglie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max [m]
K1	133	79	10
K2	47	88	10
K3	204	9	10
K4	309	49	3

Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1

Tabelle 9: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA3

Tabella 9: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA3

Discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max [m]
K1	136	88	10
K2	54	83	10
K3	150	6	10

Tabelle 10: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA5

Tabella 10: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA5

Discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max [m]
K1	348	88	>10
K2	33	88	10
K3	94	82	10
K4	213	23	10

Tabelle 11: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6

Tabella 11: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6

3.2.1 Trennflächenparameter

Auf Grund der im geomechanischem Bericht der Regelplanung aufgezeigten Charakterisierung, sind den Trennflächen folgende typische Festigkeitswerte zugeordnet worden:

- $\Phi_k = 34^\circ$
- $c_k = 0.15\text{MPa}$

3.2.1 Parametri sulle discontinuità

Alle discontinuità, sulla base della caratterizzazione riportata nella relazione geomeccanica della progettazione di sistema, sono stati assegnati i seguenti valori caratteristici di resistenza:

- $\Phi_k = 34^\circ$
- $c_k = 0.15\text{MPa}$

4 SCHALENBEMASSUNG

Die Bemessung der Tunnelschalen an der Verbindung mit den Querstollen gründet auf den Bemerkungen über die zur Bemessung der laufenden Tunnels kurz- und langfristig benutzten Lasten, laut dem spezifischen Berechnungsberichten, sowie aufgrund der geomechanischen Charakterisierung, auf die im Kapitel 3 hingewiesen wird.

In Bezug auf diese Lasten weist die Schalenbemessung zwei Überprüfungs Momente auf:

- 1) in erste Phase, welche dem Querstollenausbruch entspricht, muss die kurzfristige Tunnelstabilität, auch in Zusammenarbeit mit der Außenschale der Tunnelstrecken mit unversehrten Ausbruchquerschnitt, gewährleistet werden;
- 2) in zweiter Phase, welche dem Abschluss der Stahlbetonstruktur im Bereich der Verbindung und des Querstollens entspricht, muss die Gesamtheit der langfristigen Lasten ausbalanciert werden.

5 AUSSENSCHALE

Die Bemessung der ergänzenden Außeneingriffe wurde angesichts der Überprüfung, dass der Begrenzungsdruck ' P_{Rd} ' der Schalen höher als die Last auf der Schale ' P_{Ed} ' sei, durchgeführt.

$$P_{Rd} > P_{Ed}$$

Die Last auf der Schale entspricht der Bezugslast des laufenden Ausbruchquerschnitts ' P_{rif} ' um den Beiwert R, Funktion der Geometrien der betroffenen Röhren, und um den Wirkungsbeiwert $\gamma_G=1.3$ erhöht.

$$P_{Ed} = P_{rif} \cdot R \cdot \gamma_G$$

$$R = 1 + \frac{b/2}{L_{zona-rinf}}$$

Angesichts der Querstollenbreite 'b' von ca. 5.5m, sowie der Länge ' $L_{zona-rinf}$ '=4.5m des verstärkten Bereich entlang der laufenden Tunnels, erweist sich der Beiwert der Lastenverstärkung von:

$$R = 2.0$$

Umgekehrt, entspricht der von der Außenschale erzeugte Begrenzungsdruck ' $P_{Rd,lfase}$ ' der Summe aus der von den Niete erzeugten ' $P_{Rd,chiodi}$ ' und der vom Spritzbeton erzeugten ' $P_{Rd,bet}$ '.

4 DIMENSIONAMENTO DEI RIVESTIMENTI

Il dimensionamento del rivestimento della galleria all'innesto con i cunicoli trasversali si basa sulle considerazioni dei carichi utilizzati per il dimensionamento della galleria corrente, nel breve e nel lungo termine, secondo quanto riportato nelle relazioni di calcolo specifiche e sulla base della caratterizzazione geomeccanica richiamata al capitolo 3.

Con riferimento a tali carichi, il dimensionamento dei rivestimenti presenta due momenti di verifica:

- 1) in prima fase, corrispondente allo scavo del cunicolo trasversale, è necessario garantire la stabilità della galleria nel breve termine, anche in collaborazione con il rivestimento di prima fase dei tratti di galleria a sezione integra;
- 2) in seconda fase, corrispondente al completamento della struttura in c.a. nella zona di innesto e del cunicolo trasversale, si deve equilibrare la totalità dei carichi di lungo termine.

5 RIVESTIMENTI DI PRIMA FASE

Il dimensionamento degli interventi integrativi di prima fase è condotto verificando che la pressione di confinamento ' P_{Rd} ' fornita dai rivestimenti sia maggiore del carico che insiste sul rivestimento ' P_{Ed} '.

$$P_{Rd} > P_{Ed}$$

Il carico che insiste sul rivestimento è uguale al carico di riferimento della sezione corrente ' P_{rif} ' amplificato per un coefficiente R funzione della geometria delle canne interessate e per il coefficiente sulle azioni $\gamma_G=1.3$.

$$P_{Ed} = P_{rif} \cdot R \cdot \gamma_G$$

$$R = 1 + \frac{b/2}{L_{zona-rinf}}$$

Considerando la larghezza 'b' dei cunicoli trasversali, pari a circa 8.8m, e la lunghezza della zona rinforzata lungo le gallerie correnti ' $L_{zona-rinf}$ '=4.5m, il coefficiente di amplificazione dei carichi risulta uguale a:

$$R = 2.0$$

Viceversa, la pressione di confinamento fornita dal rivestimento di prima fase ' $P_{Rd,lfase}$ ', è uguale alla somma di quella fornita dai chiodi ' $P_{Rd,chiodi}$ ' e da quella fornita dal

Beide Beiträge sind durch folgende Verhältnisse nachgewiesen:

$$P_{Rd, chiodi} = \frac{N_{yk}}{A_{inf} \cdot \gamma_s}$$

$$P_{Rd, bet} = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{(R_i - s_c)^2}{R_i^2} \right)$$

Wobei:

- N_{yk} = charakteristischer Ermüdungswiderstand der Nieten;
- A_{inf} = Einflussbereich jeder Niete;
- f_{ck} = charakteristischer Spritzbetonwiderstand;
- R_i = entsprechender Aushubradius;
- s_c = Schalenstärke;
- γ_c = Teilsicherheitsbeiwert auf Beton (1.5)
- γ_s = Teilsicherheitsbeiwert auf Stahl (1.15)

Die Verstärkung der Außeneingriffe wird in beiden Strecken von ca. 4.5m zwischen der Überschneidung mit dem Querstollen angewandt.

Die baulichen Maßnahmen, wie aus folgende Tabelle hervorgeht, welche entlang des Haupttunnels, auf Höhe der Verbindungen, sowie diejenigen für den Aushub der ersten drei Abschlänge der Querstollen vorgesehen sind, sind im Stande entschieden höhere Begrenzungsdrucke ($P_{Rd} > 400kPa$), im Gegensatz zu denen die in Klasse III, immer unter 135kPa, erwartet wurden, zu liefern.

$$P_{Ed} = P_{rif} \cdot R \cdot \gamma_G = 135 \cdot 2.0 \cdot 1.3 = 350kPa$$

betoncino proiettato 'P_{Rd,bet}'. I due contributi sono valutati mediante le seguenti relazioni:

$$P_{Rd, chiodi} = \frac{N_{yk}}{A_{inf} \cdot \gamma_s}$$

$$P_{Rd, bet} = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{(R_i - s_c)^2}{R_i^2} \right)$$

Dove:

- N_{yk} = Resistenza caratteristica a snervamento dei chiodi;
- A_{inf} = Area di influenza di ciascun chiodo;
- f_{ck} = resistenza caratteristica del cls proiettato;
- R_i = raggio equivalente di scavo;
- s_c = spessore del rivestimento;
- γ_c = Coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo (1.5)
- γ_s = Coefficiente parziale di sicurezza sull'acciaio (1.15)

Il rinforzo degli interventi di prima fase viene applicato nei due tratti di circa 4.5m a cavallo dell'interferenza con il cunicolo trasversale.

Come si evince dalla seguente tabella, i provvedimenti costruttivi previsti lungo la galleria di linea in corrispondenza degli innesti e per lo scavo dei primi tre sfondi dei cunicoli trasversali sono in grado di fornire pressioni di confinamento decisamente superiori ($P_{Rd} > 400kPa$) rispetto alle pressioni attese in classe III, sempre inferiori a 135kPa.

$$P_{Ed} = P_{rif} \cdot R \cdot \gamma_G = 135 \cdot 2.0 \cdot 1.3 = 350kPa$$

		Req	Chiodi	N_{yk}	γ_s	Passo		Sp. Beton	f_{ck}	γ_c	$P_{chiodi, Rd}$	$P_{bet, Rd}$	P_{Rd}
		[m]	[-]	[kN]	[-]	long. [m]	trasv. [m]	[m]	[MPa]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
GL-D/DM	II	6.07	SN28	413	1.15	1.5	1.8	0.1	30	1.5	133	327	460
	III	6.07	Pm24	200	1.15	1.5	0.9	0.1	30	1.5	129	327	456
GL-MA	II	4.81	SN28	413	1.15	1.5	1.8	0.075	30	1.5	133	309	442
	III	4.81	SN28	413	1.15	1.5	1.8	0.075	30	1.5	133	309	442
	Rb	4.81	SN28	413	1.15	1.5	0.9	0.075	30	1.5	266	309	575
MAT	Rb	5.29	SN28	413	1.15	1.5	0.9	0.1	30	1.5	266	375	641
CT2-IN	II	4.00	Pm24	200	1.15	1.5	1.8	0.1	30	1.5	64	494	558
CT2-IN	III	4.00	SN28	413	1.15	1.5	1.8	0.1	30	1.5	133	494	627
CT2-IN	Rb	4.00	SN28	413	1.15	1.5	0.9	0.1	30	1.5	266	494	760

Tabelle 12: Begrenzungsdrucke die von den ergänzenden Eingriffen auf Höhe der Verbindung geliefert werden

Tabella 12: Pressioni di confinamento fornite dagli interventi integrativi in corrispondenza degli innesti

In folgende Tabelle wird die Überprüfung der Außenschalen auf Höhe der Verbindung der Nische mit BP47/1 aufgezeigt, wo die erwarteten Drücke auf die Außenschale in Klasse IV, laut Bericht [15], in der Größenordnung von 500kPa liegen und der Erhöhungsbeiwert R, unter Berücksichtigung der Nischenbreite von 6.6 m berechnet, 1.7 m beträgt.

$$P_{Ed} = P_{rif} \cdot R \cdot \gamma_G = 500 \cdot 1.7 \cdot 1.3 = 1105kPa$$

Die von der Außenschale gelieferten Drücke, dagegen, werden in folgender Tabelle aufgezeigt:

		Req	Chiodi	N _{yk}	γ _s	Passo		Sp. Beton	Sp. Beton	f _{ck}	γ _c	P _{chiodi,Rd}	P _{bet,Rd}	P _{Rd}
		[m]	[-]	[kN]	[-]	long. [m]	trasv. [m]	[m]	[m]	[MPa]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
CT2-b-T4-IN-N	IV	4.29	R38N	400	1.15	1.5	1.8	0.30	0.25	30	1.5	129	1132	1261
CT2-N4	IV	3.19	Pm16	140	1.15	1.5	1.5	0.25	0.2	30	1.5	54	1216	1270

Tabelle 13: Begrenzungsdrücke die von den ergänzenden Eingriffen auf Höhe der Verbindung geliefert werden CT2-b-T4-IN-N (BP47/1 - FVM-S-PS)

Die Begrenzungsdrücke erweisen sich immer höher als die in Klasse IV erwarteten Drücke.

Nella seguente tabella è riportata la verifica dei rivestimenti di prima fase in corrispondenza dell'innesto della nicchia sul BP 47/1, ove le pressioni attese sul rivestimento di prima fase in classe IV, in accordo alla relazione [15], sono dell'ordine di 500kPa e il coefficiente amplificativo R, calcolato considerando la larghezza della nicchia di 6.6 m, risulta uguale a 1.7 m.

$$P_{Ed} = P_{rif} \cdot R \cdot \gamma_G = 500 \cdot 1.7 \cdot 1.3 = 1105kPa$$

Le pressioni fornite dai rivestimenti di prima fase, viceversa, sono riportate nella seguente tabella:

		Req	Chiodi	N _{yk}	γ _s	Passo		Sp. Beton	Sp. Beton	f _{ck}	γ _c	P _{chiodi,Rd}	P _{bet,Rd}	P _{Rd}
		[m]	[-]	[kN]	[-]	long. [m]	trasv. [m]	[m]	[m]	[MPa]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
CT2-b-T4-IN-N	IV	4.29	R38N	400	1.15	1.5	1.8	0.30	0.25	30	1.5	129	1132	1261
CT2-N4	IV	3.19	Pm16	140	1.15	1.5	1.5	0.25	0.2	30	1.5	54	1216	1270

Tabella 13: Pressioni di confinamento fornite dagli interventi integrativi in corrispondenza dell'innesto CT2-b-T4-IN-N (BP47/1 - FVM-S-PS)

Le pressioni di confinamento risultano sempre superiori rispetto alle pressioni attese in classe IV.

6 INNENSCHALEN

In zweiter Phase wird die Gesamtheit der Lasten auf die mit dem Schalenguß des Querstollens vervollständigte Tunnelschale übertragen. Die für die Haupttunnels benutzte Schematisierung sieht ein Träger vor, welcher an den Enden auf Höhe des Ausbruchquerschnitts des vom Querstollen überschrittenen Haupttunnels eingefasst ist und von zwei Widerlager, die sich seitlich vom Querstollen befinden und aus Teilen des unversehrten Haupttunnels bestehen, gestützt wird. Dieses Modell trägt auf Höhe der Trägerposition einen Biegespannungszustand des Trägers, als Folge der Last aus dem normalen Wirkungswert in der unversehrten Innenschale des Haupttunnels.

Die Bemessung der Innenschalen besteht aus drei Phasen:

- 1) Bemessung des Trägers;
- 2) Überprüfung der dem Querstollen angrenzenden Tunnelschalen mit unversehrten Querschnitt;
- 3) Schalenüberprüfung des Querstollens.

6.1 TRÄGERBEMESSUNG

In Tabella 14 ist eine Zusammenfassung der axialen Belastungen, in den unterschiedlichen Kombinationen (GZG, GZT, Außergewöhnliche GZT), an den Innenschalen auf Höhe des Trägers aufgezeigt.

6 RIVESTIMENTI DEFINITIVI

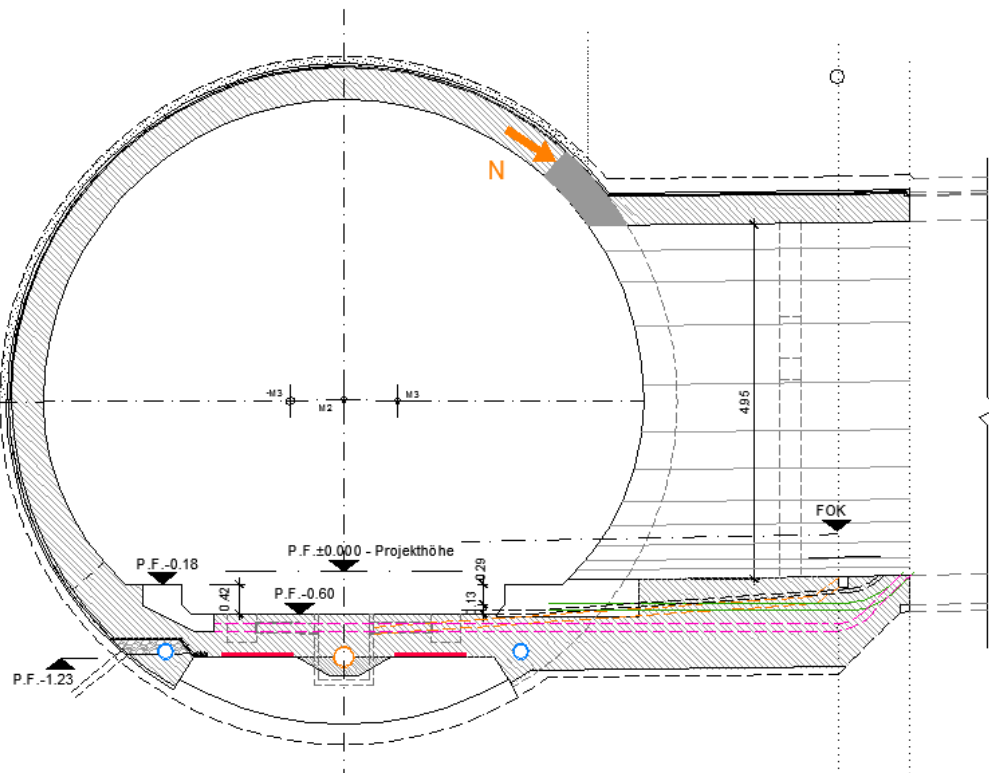
In seconda fase la totalità del carico viene trasferito al rivestimento della galleria completo del getto del rivestimento del cunicolo trasversale. La schematizzazione utilizzata per le gallerie di linea prevede una architrave incastrata alle estremità, in corrispondenza della sezione di galleria principale tagliata dal cunicolo trasversale, e sostenuta dai due ritti, posti lateralmente al cunicolo trasversale e costituiti dalle parti di galleria principale integra. Tale modello comporta uno stato di sollecitazione flessionale nell'architrave, conseguente al carico costituito dal valore dell'azione normale presente nel rivestimento definitivo integro della galleria principale, in corrispondenza della posizione dell'architrave.

Il dimensionamento dei rivestimenti definitivi si compone di tre fasi:

- 1) Dimensionamento dell'architrave;
- 2) Verifica dei rivestimenti della galleria a sezione integra adiacente al cunicolo trasversale;
- 3) Verifica dei rivestimenti del cunicolo trasversale.

6.1 DIMENSIONAMENTO DELL'ARCHITRAVE

In Tabella 14 è riportato un riassunto delle sollecitazioni assiali nei rivestimenti definitivi in corrispondenza dell'architrave, nelle diverse combinazioni (SLE, SLU, SLU_Ecc)



		N _{Riv}		
		SLE [kN]	SLU [kN]	SLU _{Ecc} [kN]
GL-D/DM	II	609	821	606
	III			
GL-MA	II	203	272	200
	III			
	Rb			
GL-E-T	II	695	933	686
	III			

Tabelle 14: Axiale Wirkung an den Innenschalen auf Höhe des Trägers

Tabella 14: Azione assiale nei rivestimenti in corrispondenza dell'architrave

Auf Höhe der Nische des BP 47/1 in Klasse IV wurden die vorhandenen Belastungen des Ausbruchquerstollens CT2-T4 angenommen, welche in folgende Tabelle aufgezeigt sind:

In corrispondenza della nicchia del BP 47/1 in classe IV si sono assunte le sollecitazioni presenti nella sezione CT2-T4, riportate nella seguente tabella:

		N _{Riv}		
		SLE [kN]	SLU [kN]	SLU _{Ecc} [kN]
CT2	IV	2000	2720	2010

Tabelle 15: Axiale Wirkung in den Innenschalen auf Höhe des Nischenträgers CT2-b-T4-IN-N des BP47/1 (FVM-S-PS)

Tabella 15: Azione assiale nei rivestimenti in corrispondenza dell'architrave del nicchia CT2-b-T4-IN-N del BP47/1 (FVM-S-PS)

Angesichts der Trägerlichtweite von L= 7.3 m und 4.5 m, jeweils für die Verbindungen der CT2 mit den Haupttunnels und der Nische CT2-N mit BP47/1, ergeben sich an der Einspannung und an der Mittellinie Belastungen von:

Considerando la luce dell'architrave, pari a L = 7.3 m e 4.5 m rispettivamente per gli innesti dei CT2 con le gallerie di linea e della nicchia CT2-N con il BP47/1, le sollecitazioni all'incastro e in mezzera risultano pari a:

$$\begin{cases} M_{inc} = \frac{N \cdot L^2}{12} \\ V_{inc} = \frac{N \cdot L}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{mezz} = \frac{N \cdot L^2}{24} \\ V_{mezz} = 0 \end{cases}$$

			SLE		SLU		SLU _{ECC}	
			M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}
			[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	L							
	[m]							
GL-D/DM	II	7.3	2704	2223	3646	2997	2691	2212
	III							
GL-MA	II	7.3	901	741	1208	993	888	730
	III							
	Rb							
GL-E-T	II	7.3	3086	2537	4143	3405	3046	2504
	III							

			SLE		SLU		SLU _{ECC}	
			M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}
			[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	L							
	[m]							
CT2	IV	4.5	3375	4500	4590	6120	3392	4523

Tabelle 16: Höchstbelastungen im Träger

Tabella 16: Sollecitazioni massime nell'architrave

		SLE			SLU		SLU_ECC	
		L	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}
		[m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
GL-D/DM	II	7.3	1352	0	1823	0	1346	0
	III							
GL-MA	II	7.3	451	0	604	0	444	0
	III							
	Rb							
GL-E-T	II	7.3	1543	0	2072	0	1523	0
	III							

		SLE			SLU		SLU_ECC	
		L	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}
		[m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
CT2	IV	4.5	1688	0	2295	0	1696	0

Tabelle 17: Belastungen in der Mittellinie des Trägers

Tabella 17: Sollecitazioni in mezzera dell'architrave

Diese Belastungen wurden angesichts folgender Trägermaße und -bewehrungen überprüft:

Tali sollecitazioni sono verificate considerando le seguenti dimensioni e armature dell'architrave:

		b x h	Armatura			
		[m]	A _{sup}	A _{inf}	A _{contorno}	A _{taglio}
GL-D/DM	II	40x200	5φ26	4φ26	8x2φ26	2φ12/15cm
	III					
GL-MA	II	40x200	4φ26	3φ26	-	2φ10/15cm
	III					
	Rb					
GL-E-T	II	35x200	4φ26	4φ26	9x2φ26	2φ12/10cm
	III					

		b x h	Armatura			
		[cm]	A _{sup}	A _{inf}	A _{contorno}	A _{taglio}
CT2	IV	55X220	4φ26	4φ26	9x2φ26	2φ14/15cm

Tabelle 18: Zusammenfassung Trägermaße und -bewehrungen

Tabella 18: Sintesi dimensioni e armature dell'architrave

In Anhang 1 werden im Detail die Überprüfungen auf GZT und GZG aufgezeigt, welche angesichts der reduzierenden Widerstandsbeiwerte, für die Haupttunnels berücksichtigt und in Kapitel 6.4 vergegenwärtigt wurden.

In Appendice 1 sono riportate nel dettaglio le verifiche agli SLU e agli SLE eseguite considerando i coefficienti riduttivi sulle resistenze considerati per le gallerie di linea e richiamati al paragrafo 6.4.

6.2 ÜBERPRÜFUNGEN DER TUNNELSCHALEN

6.2 VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DELLA GALLERIA

Die seitlichen Widerlager werden durch ein Beulspannungszustand belastet der sowohl der normalen Stützenreaktion des Trägers als auch dem Kraftzustand (N, M) innerhalb der unversehrten Schale zuzuschreiben ist.

I ritti laterali sono sollecitati da uno stato di pressoflessione, dovuto alla reazione normale d'appoggio dell'architrave oltre allo stato di sforzo (N, M) presente nel rivestimento integro.

Insbesondere, zur Berechnung der Wirkungen in den seitlichen Widerlager wurden die Einwirkungen dieses Ausbruchquerschnitts um den Beiwert erhöht:

In particolare, le azioni nei ritti laterali sono calcolate amplificando quelle presenti nella sezione corrente per il coefficiente:

$$R = 1 + \frac{b/2}{L_{zona-r inf}}$$

Angesichts der Querstollenbreite 'b' von ca. 8.8 m, sowie der Länge 'L_{zona-rinf}'=4.5m des verstärkten Bereichs entlang der laufenden Tunnels, erweist sich der Beiwert der Lastenverstärkung auf den Widerlager als:

$$R = 2.0$$

Wie später dargestellt, wurde der so berechnete Beiwert R auch zur Berechnung der Innenschalen des Querstollenausbruchquerschnitts auf Höhe der Verbindung CT2-IN (vorsichtshalber die ersten 3 Abschlüge) genutzt.

Nur für die Bemessung des CT2 auf Höhe der Nische des BP 47/1 wurde ein Erhöhungsbeiwert von 1.7, aufgrund der Nischenbreite von 6.6 m, berücksichtigt.

In Anhang 2 sind die Überprüfungen der Innenschalen der Haupttunnels auf Höhe der Verbindungen sowohl an den GZG als auch an den GZT aufgezeigt.

6.3 ÜBERPRÜFUNG DER QUERSTOLLENSCHALEN

Analog zu dem was im Berechnungsbericht dieser Ausbruchquerschnitte dargestellt ist, wurden die Beanspruchungen der Innenschale des Ausbruchquerschnitts CT1-IN durch den Kodex SAP2000© (basiert auf die Finite-Elemente-Methode) mit den Stabwerksmodellen berechnet.

Die FEM Analyse wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

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

Die strukturelle Steifigkeit der Trägerelemente wird mit $E_c \times I_y$ 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);

Considerando la larghezza di scavo 'b' dei cunicoli trasversali, pari a circa 8.8m, e la lunghezza della zona rinforzata lungo le gallerie correnti 'L_{zona-rinf}'=4.5m, il coefficiente di amplificazione dei carichi sui ritzi risulta uguale a:

Come verrà illustrato in seguito, il coefficiente R così calcolato è stato utilizzato per calcolare anche i rivestimenti definitivi della sezione del cunicolo trasversale in corrispondenza dell'innesto CT2-IN (cautelativamente primi 3 sfondi).

Solo per il dimensionamento del CT2 in corrispondenza della nicchia del BP 47/1 è stato considerato un coefficiente amplificativo pari a 1.7 in virtù della larghezza della nicchia, pari a 6.6 m.

In Appendice 2 sono riportate le verifiche dei rivestimenti definitivi delle gallerie di linea in corrispondenza degli innesti, sia agli SLE che agli SLU.

6.3 VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DEL CUNICOLO TRASVERSALE

Le sollecitazioni nel rivestimento definitivo della sezione CT2-IN sono state calcolate, in analogia a quanto illustrato nelle relazioni di calcolo delle sezioni correnti, tramite il codice SAP2000© (basato sul Metodo degli Elementi Finiti) con il metodo delle reazioni iperstatiche.

L'analisi FEM è svolta secondo i seguenti criteri.

Si considera un concio di galleria di profondità unitaria (1m) e si definisce un modello della struttura mediante elementi finiti piani di tipo trave (beam). Il rivestimento della galleria è schematizzato con elementi di lunghezza inferiore a 0.5 m aventi gli spessori reali dell'elemento strutturale considerato (calotta, piedritto, arco rovescio/platea).

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

dove:

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

6.3.1 Modellierung der Bettung

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

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

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

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

6.3.1 Interazione terreno-struttura

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

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

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

La rigidità tangenziale è stata trascurata.

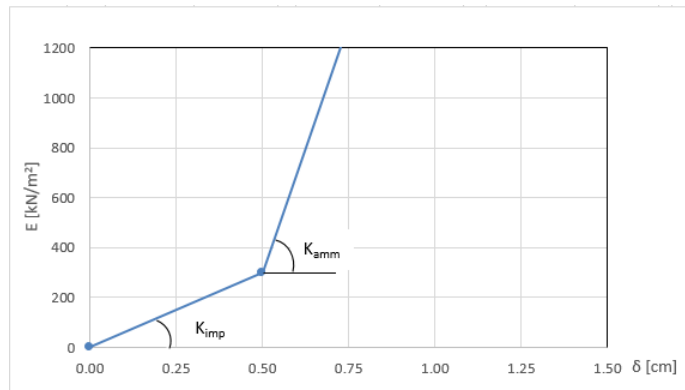


Abbildung 1: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 1: Schematizzazione dell'interfaccia

6.3.1.1 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:

6.3.1.1 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/m^3]
- E = Elastizitätsmodul des Gebirges
- E_S = Steife-modul des Gebirges
- ν = Poisson Beiwert des Gebirges
- R = Tunnelradius - Systemlinie

Dove:

- K_R = rigidità del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/m^3]
- 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

Aus der in dem spezifischen Berichten aufgezeigten Kennlinienverfahren der Querstollen sowie der Haupttunnels, geht hervor, dass sich die schwierigste Situation im Bereich 28 (GB-G-GA3), wo das Gebirgsmodul E von ca. 6.3GPa ist, befindet. Dieser Wert wurde auch zu Bemessung des Ausbruchquerschnitts CT2-IN genutzt.

6.3.1.2 Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle

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

Federkonstante c_v – vertikal

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

Federkonstante c_h – horizontal

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3.2 Lastenanalyse

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

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

6.3.3 Eigengewicht G1

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

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

6.3.4 Wasserdruck G4

Der hydrostatische Druck wird als Last auf die Schale in ihrer radialen Richtung angewandt.

Für drainierte (druckentlastete) Tunnel wird der Wasserdruck, bei Regelquerschnitten mit Sohlgewölbe, nur bis auf Höhe der Ulmenlängsdrainage berücksichtigt. Die Wasserlasten sind dann wie folgt anzusetzen:

Dall'analisi delle linee caratteristiche dei cunicoli trasversali e delle gallerie di linea riportate nelle relazioni specifiche, si evince che la situazione più critica è presente nella zona 28 (GB-G-GA3) in classe III, dove il modulo dell'ammasso E è pari a 6.3GPa. Tale valore è stato assunto anche per il dimensionamento delle sezioni CT2-IN.

6.3.1.2 Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo

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

Costante della molla c_v – verticale

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

Costante della molla c_h – orizzontale

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3.2 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

6.3.3 Peso proprio G1

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

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

6.3.4 Pressione idraulica G4

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

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

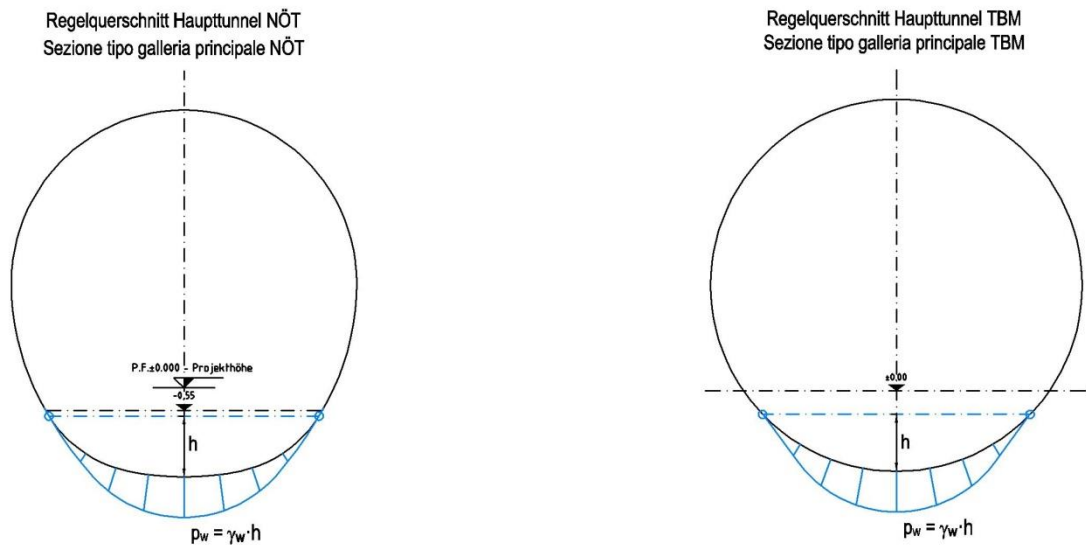


Abbildung 2: Hydrostatischer Druck – drainierter Regelquerschnitt

Figura 2: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata

6.3.5 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast, welche auf Höhe dieses Bereichs auf die Querstellen einwirkt, entspricht dem Bezugsdruck, welcher auf die Innenschalen des laufenden unversehrten Tunnels wirkt, um den Beiwert $R=1.6$, Funktion der Geometrien der betroffenen Röhren, erhöht.

In folgende Tabelle ist eine Zusammenfassung der Drucke an der Kappe, welche auf den laufenden Ausbruchquerschnitten der Haupttunnel wirken, aufgezeigt.

	P_v [kPa]
GL-D3	80
GL-MA3	40
GL-E-T	135*

Tabelle 19: Drucke auf die Innenschale des GL

Der Verbindungsausbruchquerschnitt der Querstellen wurde angesichts der vertikalen Last an der Kappe von 270kPa, welche durch die Erhöhung der Höchstlast (135kPa) um den Beiwert $R=2$ erhalten wurde, bemessen.

Die horizontale Last wurde, angesichts des Schubbeiwert von $k_0=0.75$ proportional zur vertikalen angenommen.

$$P_h = P_v \cdot K_0 + \gamma \cdot z \cdot K_0$$

Wobei:

- γ = entsprechender spezifischer Gewicht des Gebirges, in kN/m^3 ausgedrückt.

6.3.5 Carico dell'ammasso G5

La pressione che insiste sui rivestimenti dei cunicoli trasversali in corrispondenza di tale zona è assunta pari alla pressione di riferimento che insiste sui rivestimenti definitivi della galleria corrente integra amplificata per il coefficiente $R=2.0$, funzione delle geometrie delle canne interessate.

Nella seguente tabella è riportato un riassunto delle pressioni in calotta che agiscono sulle sezioni correnti delle gallerie di linea.

Tabella 19: Pressioni sul rivestimento definitivo del GL

La sezione di innesto dei cunicoli trasversali è stata dimensionata considerando un carico verticale in calotta pari a 270kPa, ottenuto dall'amplificazione del carico massimo (135kPa) per il coefficiente $R=2$.

Il carico orizzontale è stato assunto proporzionale a quello verticale, considerando un coefficiente di spinta pari a $k_0=0.75$.

• Dove:

- γ è il peso specifico equivalente dell'ammasso espresso in kN/m^3 .

- z = Quotendifferenz zwischen dem Punkt auf der Mittellinie der Kappe und dem Punkt der berücksichtigten Schale.

6.3.6 Kriechen und Schwinden des Betons G6

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

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

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

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

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

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

6.3.7 Temperatur Q1

Zur Dimensionierung der Innenschalen berücksichtigt man, gemäß folgende Tabelle, die je nach Eingangsabstand, zwischen 3 und 10 km, sich ergebenden Temperatureinwirkungen.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	< 3,0		3,0 - 10,0		>10,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura ΔT [°C]	5		2		2	
ΔT_{eff} [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate
	-16	16	-10	10	-6	6

Tabelle 20: Temperatureinwirkung

- z rappresenta la differenza di quota tra il punto in mezzeria della calotta e il punto del rivestimento considerato.

6.3.6 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6

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

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

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

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

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

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

6.3.7 Temperatura Q1

Per il dimensionamento rivestimenti definitivi si considerano azioni termiche, in conformità alla seguente tabella, secondo la distanza dall'imbocco, compresa tra 3 e 10 km.

Tabella 20: Variazione termica

Der Gradient der Temperatur zeigt die Temperaturdifferenz zwischen 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 6.3.10.

6.3.8 Erdbebeneinwirkung E1

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

In Anhang 3 werden auf alle Fälle, zur Darstellung der weiten Sicherheitsgrenze, die widerstandsfähigen Bereiche und die darstellenden Punkte des Schalenspannungszustands bei den Kombinationen GZT13 und GZT14 (Tabella 21) aufgezeigt.

6.3.9 Aerodynamischer Druck A1

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

6.3.10 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 [11] geprüft worden. Die Ergebnisse sind im Anhang 3 aufgezeigt.

Hier begrenzt man sich mit der Beobachtung, dass, einvernehmlich mit der Tabelle D.6.3 des M.D. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

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

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 6.3.10.

6.3.8 Azione sismica E1

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

Nell'allegato 3 vengono comunque riportati i domini resistenti e i punti immagine dello stato tensionale nei rivestimenti nelle combinazioni SLU13 e SLU14 (Tabella 21) per mostrare l'ampio margine di sicurezza.

6.3.9 Pressione aerodinamica A1

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

6.3.10 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 [11]. I risultati sono riportati nell'Appendice 3.

In questa sede ci si limita ad osservare che in accordo alla tabella D.6.3 del D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" condizioni sufficienti affinché la classe di resistenza REI 120 sia garantita sono:

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

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

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

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

6.3.11 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:

6.3.11 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	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Erdbeben	Brand	Druck infolge Zugfahrt	Sog infolge Zugfahrt
Einwirkungskombination / Combinazioni	Peso proprio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Temperatura (Estate)	Temperatura (Inverno)	Carico ferroviario	Sisma	Fuoco	Carico aerodinamico (pressione)	Carico aerodinamico (aspirazione)
	G1	G4	G5	G6	Q1	Q1	Q2	E1	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	1.35		1.50					
		1.00	1.00	1.00		1.00					
	6	1.35	1.35	1.35	1.00		1.50				
		1.00	1.00	1.00	1.00		1.00				
	11	1.00				0.60				1.00	
	12	1.00			1.00		0.60				1.00
	13	1.00	1.00	1.00		0.60		1.00			
	14	1.00	1.00	1.00	1.00		0.60	1.00			
	21	1.00	1.00	1.00		0.60				1.00	
	22	1.00	1.00	1.00	1.00					1.00	

Tabelle 21: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)

Tabella 21: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)

6.4 NACHWEISE

6.4 VERIFICHE

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

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.

6.4.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

6.4.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

6.4.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

6.4.1.1 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 $Y_{SH} = 1,0$ berücksichtigt.

6.4.1.2 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 22: Kombinationsbeiwerte

6.4.1.3 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.

6.4.1.4 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

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

6.4.1.5 Überprüfung auf Beulspannung

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

6.4.1.6 Querkraftüberprüfung

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

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 $Y_{SH} = 1,0$.

6.4.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 22: Coefficienti di combinazione

6.4.1.3 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.

6.4.1.4 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.

6.4.1.5 Verifica a pressoflessione

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

6.4.1.6 Verifica a taglio

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

6.4.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

6.4.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

6.4.2.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

In Tabelle 21 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 22 berücksichtigt.

6.4.2.3 Einwirkungskombinationen

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

6.4.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

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

6.4.2.5 Ermittlung der Verformungen

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

6.4.2.6 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 21 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.

6.5 BAULICHE DURCHBILDUNG

6.5.1 Expositionsklasse und Mindestbetondeckung

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.

6.4.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

6.4.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

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

6.4.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 21 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 22.

6.4.2.3 Combinazioni delle azioni

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

6.4.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

6.4.2.5 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.

6.4.2.6 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 21. 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.

6.5 STRUTTURA COSTRUTTIVA

6.5.1 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:

Die Berechnung der Mindestbetondeckung zur Gewährleistung der Bauwerklebensdauer >100 Jahren ist gemäß N.T.C. 2008 durchgeführt:

	XC3	XC4
Festigkeitsklasse	30/37	32/40
Umweltbedingungen	Normal	Aggressiv
C_{min} [mm]	20	30
Nutzbare Lebenszeit > 100 Jahre [mm]	+10	+10
Bauliche Toleranz [mm]	+10	+10

C_{nom} [mm]	40	50
----------------	----	----

Tabelle 23: Mindestbetondeckung

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

6.5.2 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.

7 ERGEBNISSE

Folgende Tabelle zeigt eine Zusammenfassung der Mindeststärken und der berücksichtigten Bewehrungen bei den Überprüfungen der Haupttunnels in unmittelbarer Nähe der Verbindungen in den Klassen II, III und Rb:

	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 23: Copriferro minimo.

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

6.5.2 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.

7 RISULTATI

La seguente tabella riporta un riassunto degli spessori minimi e delle armature considerate nelle verifiche delle gallerie di linea in prossimità degli innesti in classe II, III e Rb:

	Calotta				Muretta				Platea di fondazione			
	h [m]	A _{Intrad.}	A _{Estrad.}	A _{taglio}	h [m]	A _{Intrad.}	A _{Estrad.}	A _{taglio}	h [m]	A _{Intrad.}	A _{Estrad.}	A _{taglio}
IN-GL-DM	0.40	φ20/15cm	φ20/15cm	-	0.74	φ16/15cm	φ16/15cm	φ12/15x60cm	0.4	φ20/15cm	φ20/15cm	-
IN-GL-D									0.6	φ16/15cm	φ16/15cm	-
IN-GL-MA	0.40	φ16/15cm	φ16/15cm	-	0.53	φ16/15cm	φ16/15cm	-	0.53	φ16/15cm	φ16/15cm	-
IN-GL-E-T	0.35 (0.39)	φ12/15cm (φ26/15cm)	φ12/15cm (φ26/15cm)	- (φ12/15x40cm)	0.48	φ16/15cm	φ16/15cm	φ14/15x30cm	1.34	φ16/15cm	φ16/15cm	-

Tabelle 24: Bewehrung der laufenden Ausbruchquerschnitte in unmittelbarer Nähe der Verbindungen

Tabella 24: Armatura delle sezioni correnti in prossimità degli innesti

Die in Klammer aufgezeigten Werte der Verbindungen der GL-E-T entsprechen der Berechnungswerte auf Höhe der Widerlager.

I valori tra parentesi negli innesti della GL-E-T corrispondono ai valori di calcolo in corrispondenza dei ritti.

Wie in Anhang 3 dargestellt, ist im Verbindungsausbruchquerschnitt der Querstollen CT1-IN eine Längsbewehrung, aus φ 16mm, Abstand 15cm, mit φ10mm Verteilungsabstand 25cm, sowohl an der Kappe als auch an der Sohle, vorgesehen. Nur auf Höhe des ersten Widerlagerelement wird eine Schubbewehrung aus φ10/15x25cm benötigt.

Come illustrato nell'Appendice 3, nella sezione di innesto dei cunicoli trasversali CT2-IN è prevista un'armatura longitudinale costituita da φ 16mm a passo 15cm, con φ10mm a passo 25cm di ripartizione, sia in calotta che in platea. Solo in corrispondenza del primo elemento del ritto è necessaria armatura a taglio costituita da φ10/15x25cm.

Diese Bewehrung entspricht einem Einfall von 65kg/m³ an der Kappe und 40kg/m³ am Gegengewölbe.

Tale armatura corrisponde ad un'incidenza di circa 65kg/m³ in calotta e 40kg/m³ in arco rovescio.

Auf Höhe des BP47/1 in Klasse IV, wird vorgesehen die Schale des Querstollens (CT2-b-T4-IN-N) mit φ16/15mm zu bewehren. Die gleiche Bewehrung wird auch dem Ausbruchquerschnitt der Nische angewandt.

In corrispondenza della nicchia del BP 47/1 in classe IV si prevede di armare il rivestimento del cunicolo trasversale (CT2-b-T4-IN-N) mediante φ16/15mm. La stessa armatura è adottata anche per la sezione della nicchia.

8 VERZEICHNISSE

8.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Synoptische Tafel der Stollen CT2-CT3-CT4	5
Tabelle 2: Charakterisierung der Außenschalen auf Höhe der Verbindungen	6
Tabelle 3: Geomechanische homogene Zonen	10
Tabelle 4: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und probabilistische Verteilung der unterschiedlichen Klassen	10
Tabelle 5: Charakterisierung der Gebirge auf Höhe des BP47/1	11
Tabelle 6: typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen	11
Tabelle 7: typische Parameter des Gebirges auf Höhe des BP47/1	11
Tabelle 8: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1	12
Tabelle 9: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA3....	12
Tabelle 10: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA5..	12

8 ELENCHI

8.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Quadro sinottico dei cunicoli CT2-CT3-CT4	5
Tabella 2: Caratterizzazione dei rivestimenti di prima fase in corrispondenza degli innesti.....	6
Tabella 3: Zone geomeccaniche omogenee	10
Tabella 4: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi	10
Tabella 5: Caratterizzazione degli ammassi in corrispondenza del BP47/1	11
Tabella 6: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi	11
Tabella 7: Parametri caratteristici dell'ammasso in corrispondenza del BP47/1	11
Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1	12
Tabella 9: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA3	12

Tabelle 11: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6..	12	Tabella 10: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA5	12
Tabelle 12: Begrenzungsdrucke die von den ergänzenden Eingriffen auf Höhe der Verbindung geliefert werden.....	14	Tabella 11: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6	12
Tabelle 13: Begrenzungsdrucke die von den ergänzenden Eingriffen auf Höhe der Verbindung geliefert werden CT2-b-T4-IN-N (BP47/1 - FVM-S-PS)	15	Tabella 12: Pressioni di confinamento fornite dagli interventi integrativi in corrispondenza degli innesti.....	14
Tabelle 14: Axiale Wirkung an den Innenschalen auf Höhe des Trägers	17	Tabella 13: Pressioni di confinamento fornite dagli interventi integrativi in corrispondenza dell'innesto CT2-b-T4-IN-N (BP47/1 - FVM-S-PS).....	15
Tabelle 15: Axiale Wirkung in den Innenschalen auf Höhe des Nischenträgers CT2-b-T4-IN-N des BP47/1 (FVM-S-PS) ..	17	Tabella 14: Azione assiale nei rivestimenti in corrispondenza dell'architrave	17
Tabelle 16: Höchstbelastungen im Träger	17	Tabella 15: Azione assiale nei rivestimenti in corrispondenza dell'architrave del nicchia CT2-b-T4-IN-N del BP47/1 (FVM-S-PS)	17
Tabelle 17: Belastungen in der Mittellinie des Trägers.....	18	Tabella 16: Sollecitazioni massime nell'architrave	17
Tabelle 18: Zusammenfassung Trägermaße und -bewehrungen	18	Tabella 17: Sollecitazioni in mezzeria dell'architrave	18
Tabelle 19: Drucke auf die Innenschale des GL	22	Tabella 18: Sintesi dimensioni e armature dell'architrave ..	18
Tabelle 20: Temperatureinwirkung.....	23	Tabella 19: Pressioni sul rivestimento definitivo del GL	22
Tabelle 21: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)	25	Tabella 20: Variazione termica.....	23
Tabelle 22: Kombinationsbeiwerte	26	Tabella 21: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)	25
Tabelle 23: Mindestbetondeckung	28	Tabella 22: Coefficienti di combinazione	26
Tabelle 24: Bewehrung der laufenden Ausbruchquerschnitte in unmittelbarer Nähe der Verbindungen	29	Tabella 23: Coprifermo minimo.....	28
		Tabella 24: Armatura delle sezioni correnti in prossimità degli innesti	29

8.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schematisierung der Schnittstelle	20
Abbildung 2: Hydrostatischer Druck – drainierter Regelquerschnitt	22

8.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - ÜBERPRÜFUNG DES TRÄGERS
- ANHANG 2 - ÜBERPRÜFUNG DER INNENSCHALEN DER GL AUF HÖHE DER VERBINDUNGEN
- ANHANG 3 - FEM-ANALYSE DER INNENSCAHL E CT2-IN

8.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Schematizzazione dell'interfaccia	20
Figura 2: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata.....	22

8.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - VERIFICA DELL'ARCHITRAVE
- APPENDICE 2 - VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI DELLE GL IN CORRISPONDENZA DEGLI INNESTI
- APPENDICE 3 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO CT1-IN

8.4 REFERENZDOKUMENTE

8.4.1 Eingangsdokumente

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21002 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 1/7)
- [4] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - G Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 2/7)
- [5] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21004 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 3/7)
- [6] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21005 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 4/7)
- [7] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21006 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 1/7)
- [8] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21007 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 2/7)
- [9] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21008 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 3/7)
- [10] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21009 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 4/7)

8.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

8.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 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 Mules 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21002 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 1/7)
- [4] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 2/7)
- [5] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21004 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 3/7)
- [6] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21005 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 4/7)
- [7] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21006 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Ovest (Tav. 1/7)
- [8] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21007 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Ovest (Tav. 2/7)
- [9] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21008 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Ovest (Tav. 3/7)
- [10] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21009 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva -

- [11] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003_00- Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 – Gesamtbauwerke – Sicherheit gegen Feuereinwirkung
- [12] 02_H61_OP_250_KST_D0700_21022 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Haupttunnel - Statische Berechnung GL-MA2/MARb/MA3
- [13] 02_H61_OP_260_KST_D0700_21025 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Doppelgleisiger Haupttunnel - Statische Berechnung GL-D2/D3/DM2/DM3
- [14] 02_H61_OP0_KST_D0700_21031 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Haupttunnel mit Innenschale auszustatten - Statische Berechnung GL-E-Tb
- [15] 02_H61_OP_090_KST_D0700_21053 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Statische Berechnung CT2-T4

D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Ovest (Tav. 4/7)

- [11] 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
- [12] 02_H61_OP_250_KST_D0700_21022 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Gallerie principali - Relazione di calcolo GL-MA2/MARb/MA3
- [13] 02_H61_OP_260_KST_D0700_21025 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Gallerie principali a doppio binario - Relazione di calcolo GL-D2/D3/DM2/DM3
- [14] 02_H61_OP0_KST_D0700_21031 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Gallerie principali da rivestire - Relazione di calcolo GL-E-Tb
- [15] 02_H61_OP_090_KST_D0700_21053 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 – Opere generali parte 1 - Relazione di calcolo CT2-T4

8.4.2 Normen und Richtlinien

- [16] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [17] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14.Januar 2008
- [18] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [19] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [20] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [21] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [22] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [23] UNI EN 1992-1-2:2005 " Planung von Betonstrukturen Teil 1-2: Allgemeinregeln - Strukturelle Planung Brandschutz"
- [24] UNI 11076: des 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von

8.4.2 Normativa

- [16] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [17] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [18] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [19] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [20] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [21] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [22] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [23] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [24] UNI 11076 del 1 luglio 2003, "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi

Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".

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

[26] UNI 11104:2004

[27] UNI EN 206-1:2006

8.4.3 Literatur

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

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

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

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

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

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

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

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

applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendi".

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

[26] UNI 11104:2004

[27] UNI EN 206-1:2006

8.4.3 Letteratura

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

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

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

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

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

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

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

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

ANHANG 1 - ÜBERPRÜFUNG DES TRÄGERS

Anhang 1 enthält im Detail die graphischen und tabellarischen Abbildungen der Überprüfungen an GZT und GZG der Träger in unmittelbarer Nähe der Verbindungen.

Insbesondere, für jede gegenwärtige Schnitttypologie des Tunnels, sind bzgl. des Trägers aufgezeigt:

- Die Beulspannungüberprüfungen an GZT;
- Die Beulspannungüberprüfungen an außergewöhnlichen GZT;
- Die Querkraftüberprüfungen in der GZT Kombination;
- Die Betriebsspannungsüberprüfungen und Berechnung der Rissweite;
- Die Brandüberprüfungen (durchgeführt laut Kriterien des spezifischen Berichts [11]).

Folgende Diagramme sind unter Berücksichtigung der Geometrien und Bewehrungen von Tabelle 18 erlangt worden, auf denen hier hingewiesen wird:

		bxh	Armatura			
		[m]	A _{sup}	A _{inf}	A _{contorno}	A _{taglio}
GL-D/DM	II	40x200	5φ26	4φ26	8x2φ26	2φ12/15cm
	III					
GL-MA	II	40x200	4φ26	3φ26	-	2φ10/15cm
	III					
	Rb					
GL-E-T	II	35x200	4φ26	4φ26	9x2φ26	2φ12/10cm
	III					

		bxh	Armatura			
		[cm]	A _{sup}	A _{inf}	A _{contorno}	A _{taglio}
CT2	IV	55X220	4φ26	4φ26	9x2φ26	2φ14/15cm

Bei den Querkraftüberprüfungen des Verbindungsbruchquerschnitts des Trägers wurde das Vorhandensein der Innenschale zwischen Träger (horizontal) und Innenschale des Querstollens berücksichtigt, indem die Höhe des zu berechnenden Ausbruchquerschnitts erhöht wurde.

APPENDICE 1 - VERIFICA DELL'ARCHITRAVE

L'appendice 1 contiene nel dettaglio le illustrazioni in forma grafica e tabellare delle verifiche agli SLU e agli SLE delle architravi in prossimità degli innesti.

In particolare, per ciascuna tipologia di sezione corrente della galleria, sono riportate, con riferimento all'architrave:

- Le verifiche a pressoflessione agli SLU;
- Le verifiche a pressoflessione agli SLU eccezionali;
- Le verifiche a taglio nella combinazione SLU;
- La verifica delle tensioni in esercizio e il calcolo dell'ampiezza delle fessure;
- Le verifiche al fuoco (eseguite in accordo ai criteri esposti nella relazione specifica [11]).

I grafici di seguito riportati sono stati ottenuti considerando le geometrie e armature riportate in Tabella 18, qui richiamate:

Nelle verifica a taglio della sezione di incastro dell'architrave si è considerata la presenza del rivestimento definitivo tra l'architrave (orizzontale) e il rivestimento definitivo del cunicolo trasversale incrementando l'altezza della sezione di calcolo.

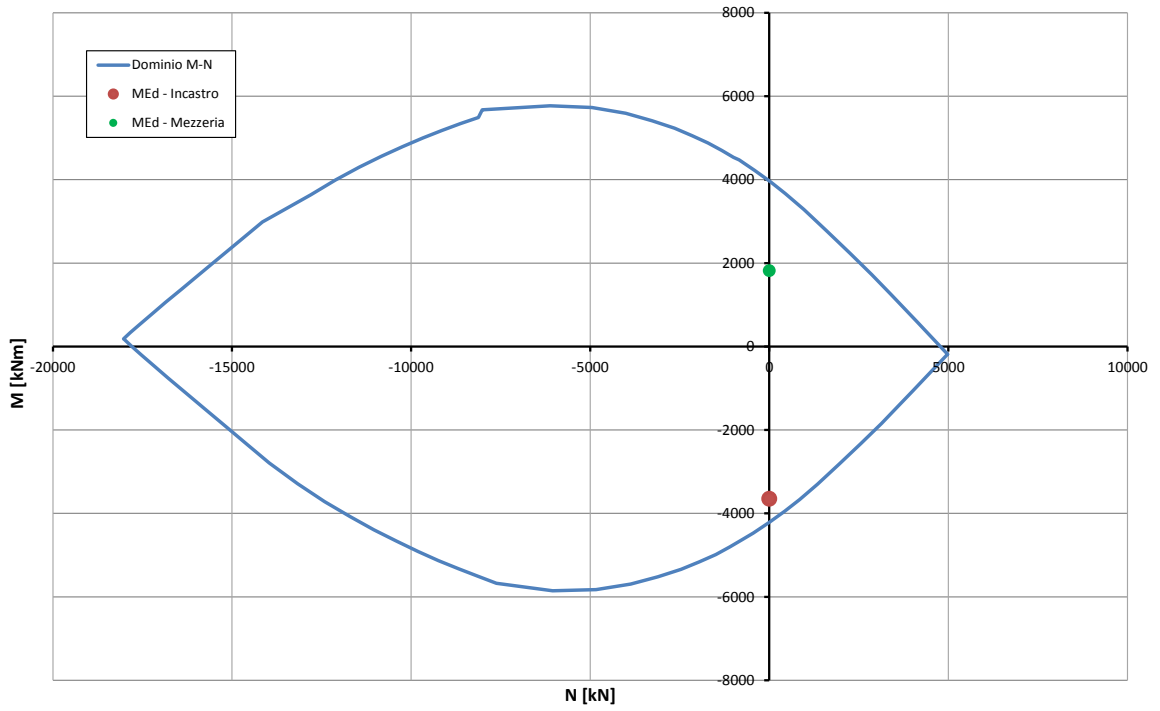


Abbildung 1: Träger GL-D/DM - Überprüfung auf Beulspannung (GZT) Illustrazione 1: Architrave GL-D/DM - Verifica a pressoflessione (SLU)

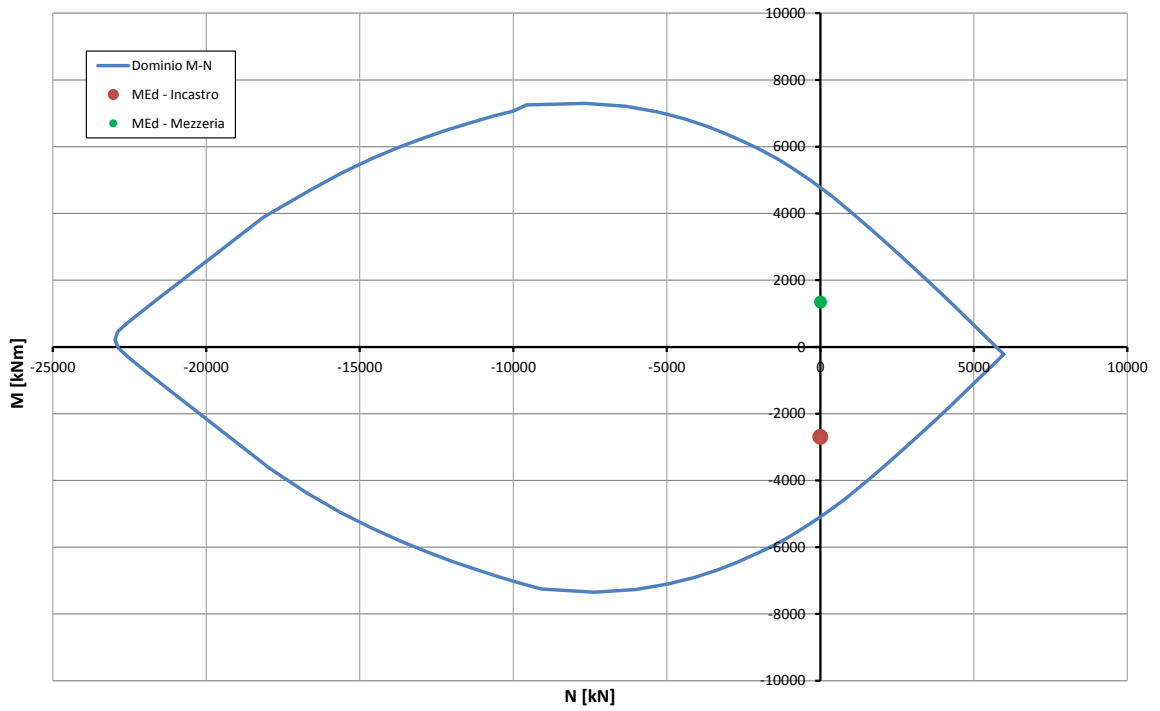


Abbildung 2: Träger GL-D/DM - Überprüfung auf Beulspannung (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 2: Architrave GL-D/DM - Verifica a pressoflessione (SLU_Ecc)

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}	=	2997.00	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	=	3000	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	400	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	26	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	5.0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2655	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0022	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.26	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.27	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	$V_{Rd,min}$	=	328.48	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	343.16	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}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2.0	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	226	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	1.41	<	8.16	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	24.59	°
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}	=	3333.53	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	3333.53	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	3333.53	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 3: Träger GL-D/DM - Querkraftbemessung (GZT)

Illustrazione 3: Architrave GL-D/DM - Verifica a taglio

STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-D/DM	GL-D/DM
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0	0
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	2074	1352
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-D/DM	GL-D/DM
Overall depth of the cross section	h	[mm]	2000	2000
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	400	400
Effective depth of the cross section	d	[mm]	1927.0	1927.0
Neutral axis depth	x	[mm]	633.7	600.6
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-8.51	-5.67
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	260.50	188.00
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-D/DM	GL-D/DM
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 ($f_{ct,eff}$)	$f_{ct,eff}$	[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]	-	73000
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	-	4.0
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	-	26
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	-	2124
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	-	0.0291
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	-	0.666
Rebar cover	c	[mm]	-	60
Rebar spacing	s	[mm]	-	92
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]	-	355.93
Crack width	w_k	[mm]	-	0.237
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	-	0.300
VERIFICATION RESULT			-	OK

Abbildung 4: Träger GL-D/DM - Spannungsüberprüfung (GZG)

Illustrazione 4: Architrave GL-D/DM - Verifica tensionali (SLE)

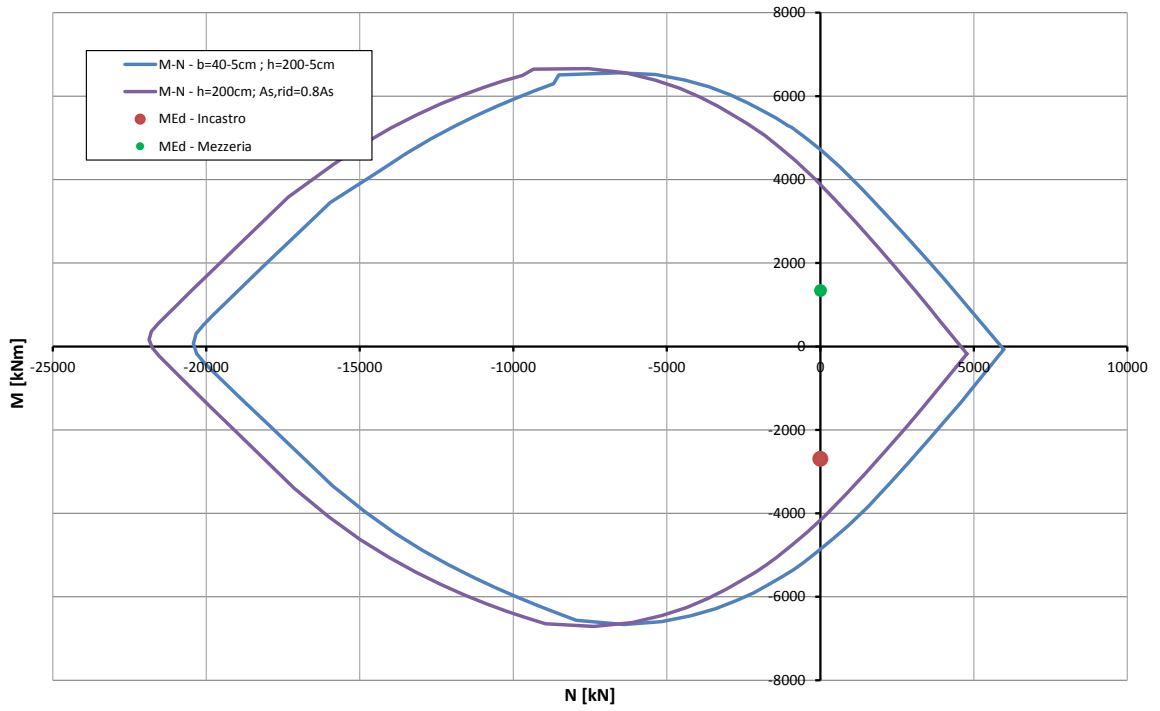


Abbildung 5: Träger GL-D/DM - Überprüfung auf Beulspannung (GZT) bzgl. Brand.

Illustrazione 5: Architrave GL-D/DM - Verifica a pressoflessione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

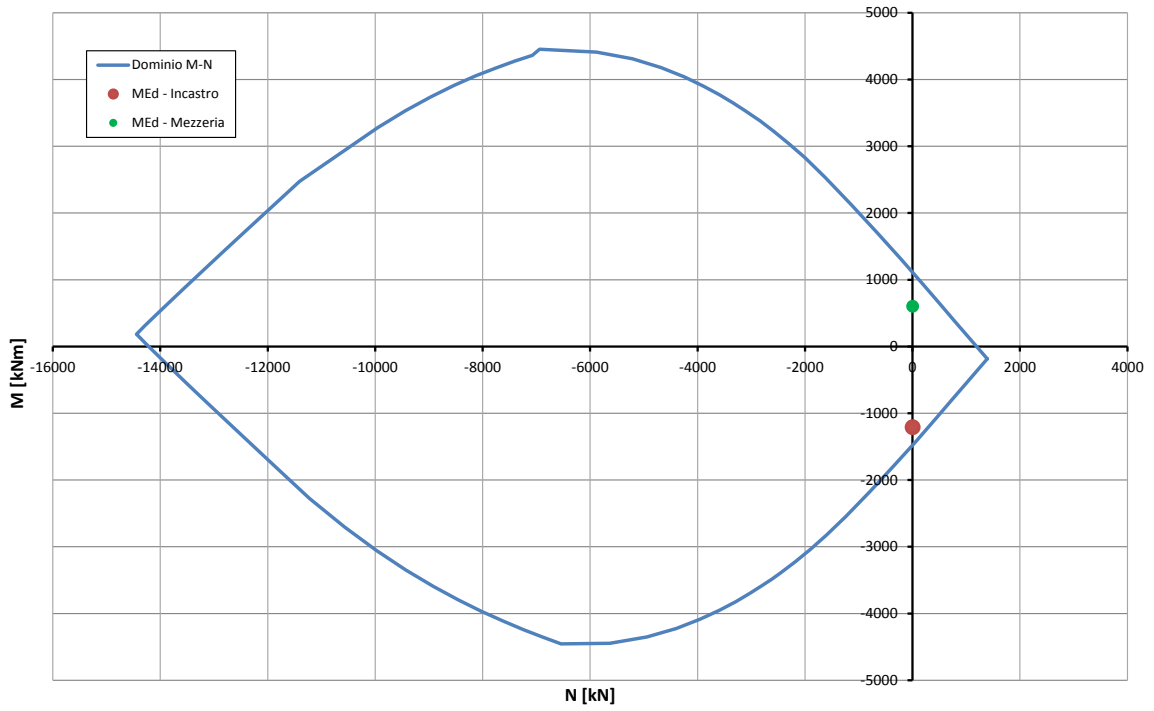


Abbildung 6: Träger GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung (GZT)

Illustrazione 6: Architrave GL-MA - Verifica a pressoflessione (SLU)

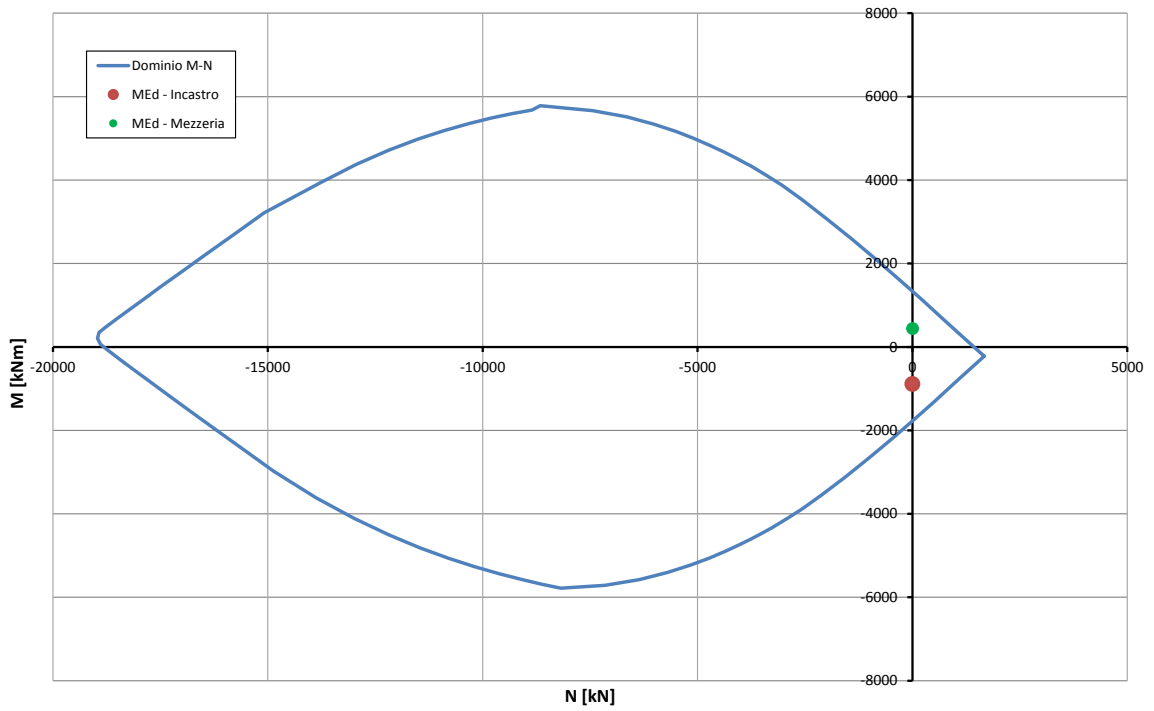


Abbildung 7: Träger GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 7: Architrave GL-MA - Verifica a pressoflessione (SLU_Ecc)

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}	=	1208.00	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	=	1927	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	400	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	4.0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2124	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0028	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.32	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.29	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	$V_{Rd,min}$	=	227.29	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	249.21	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

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

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

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2.0	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	158	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.99	<	8.16	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.16	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	1695.55	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1965.51	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	1695.55	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 8: Träger GL-MA - Querkraftbemessung (GZT)

Illustrazione 8: Architrave GL-MA - Verifica a taglio

STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-MA	GL-MA
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0	0
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	901	451
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-MA	GL-MA
Overall depth of the cross section	h	[mm]	2000	2000
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	400	400
Effective depth of the cross section	d	[mm]	1927.0	1927.0
Neutral axis depth	x	[mm]	439.5	371.8
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-4.66	-2.48
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	236.40	155.90
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-MA	GL-MA
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 ($f_{ct,eff}$)	$f_{ct,eff}$	[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]	-	73000
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	-	3.0
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	-	26
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	-	1593
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	-	0.0218
Main strain	$\varepsilon_{sm} \cdot \varepsilon_{cm}$	‰	-	0.449
Rebar cover	c	[mm]	-	60
Rebar spacing	s	[mm]	-	140
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]	-	406.58
Crack width	w_k	[mm]	-	0.182
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	-	0.300
VERIFICATION RESULT			-	OK

Abbildung 9: Träger GL-MA - Spannungsüberprüfung (GZG)

Illustrazione 9: Architrave GL-MA - Verifica tensionali (SLE)

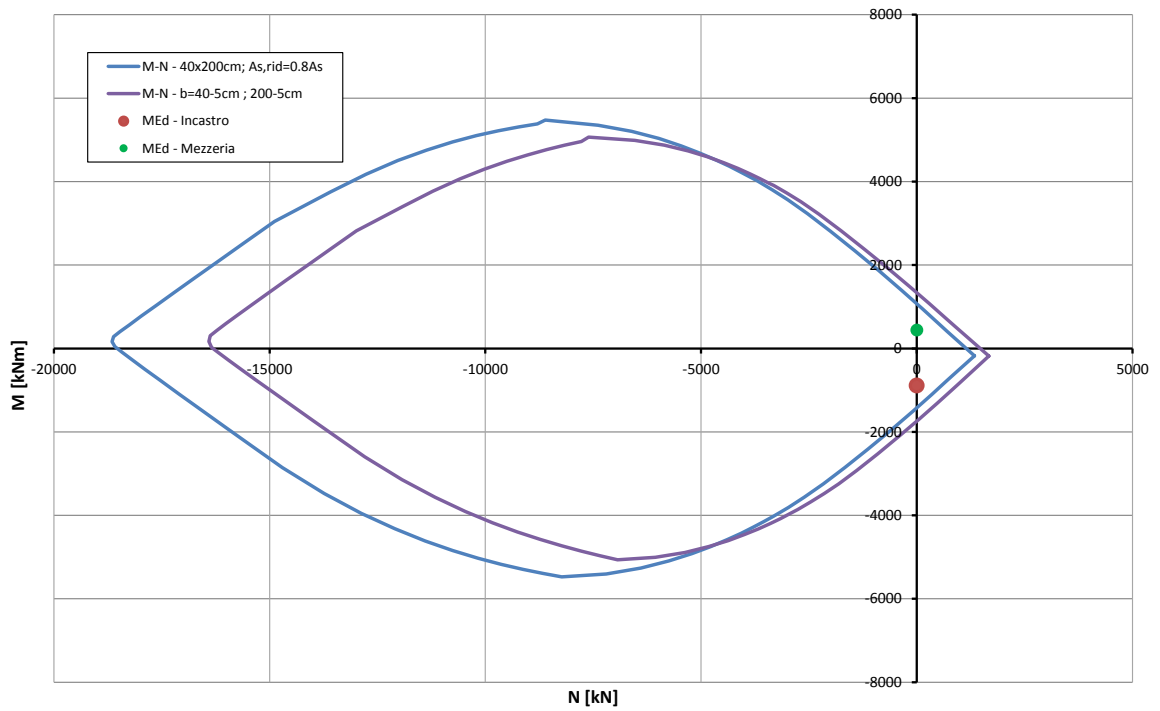


Abbildung 10: Träger GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung (GZT) bzgl. Brand.

Illustrazione 10: Architrave GL-MA - Verifica a pressoflessione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

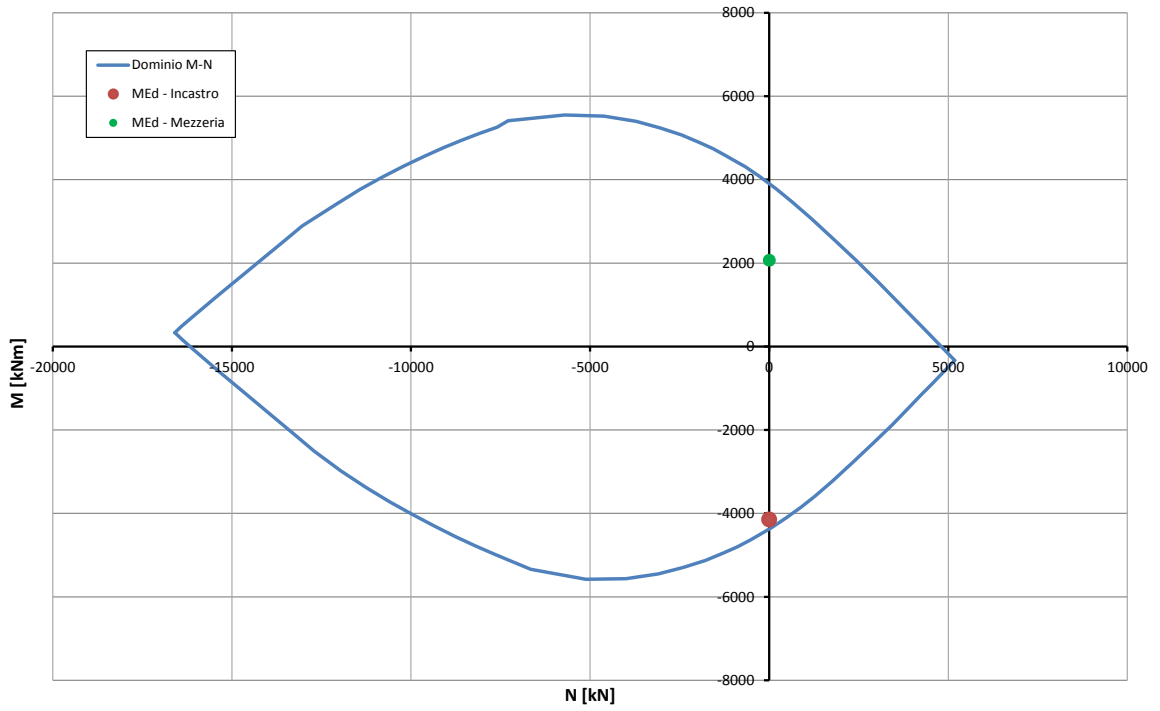


Abbildung 11: Träger GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung (GZT) Illustrazione 11: Architrave GL-E-T - Verifica a pressoflessione (SLU)

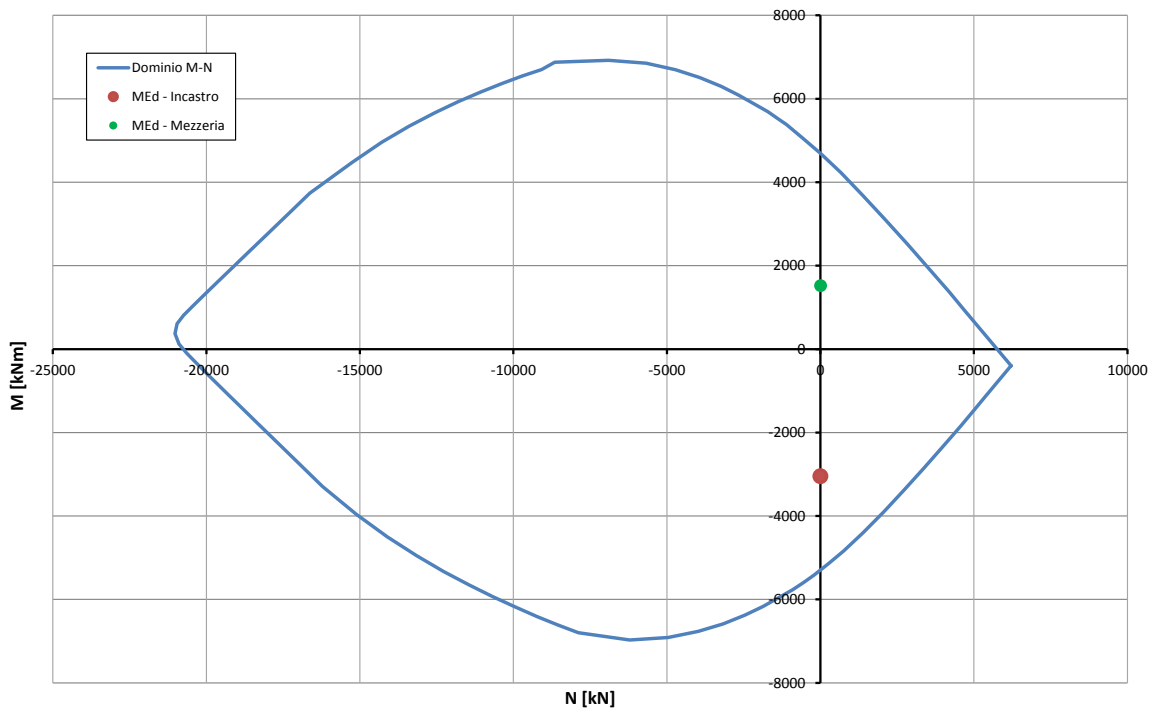


Abbildung 12: Träger GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 12: Architrave GL-E-T - Verifica a pressoflessione (SLU_Ecc)

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}	=	3405.00	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	=	3000	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	350	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	4.0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2124	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0020	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.26	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.27	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	$V_{Rd,min}$	=	287.42	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	291.43	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

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

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

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2.0	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	100	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	226	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	2.42	<	8.16	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	33.01	°
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}	=	3521.83	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	3521.83	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	3521.83	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 13: Träger GL-E-T - Querkraftbemessung (GZT)

Illustrazione 13: Architrave GL-E-T - Verifica a taglio

STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-E-T	GL-E-T
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0	0
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	3086	1543
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-T	GL-E-T
Overall depth of the cross section	h	[mm]	2000	2000
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	350	350
Effective depth of the cross section	d	[mm]	1927.0	1911.0
Neutral axis depth	x	[mm]	682.2	610.0
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-13.00	-6.73
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	355.70	215.30
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-T	GL-E-T
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]	-	77875
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	-	4.0
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	-	26
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	-	2124
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	-	0.0273
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	-	0.783
Rebar cover	c	[mm]	-	60
Rebar spacing	s	[mm]	-	66
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]	-	366.08
Crack width	w_k	[mm]	-	0.287
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	-	0.300
VERIFICATION RESULT			-	OK

Abbildung 14: Träger GL-E-T - Spannungsüberprüfung (GZG)

Illustrazione 14: Architrave GL-E-T - Verifica tensionali (SLE)

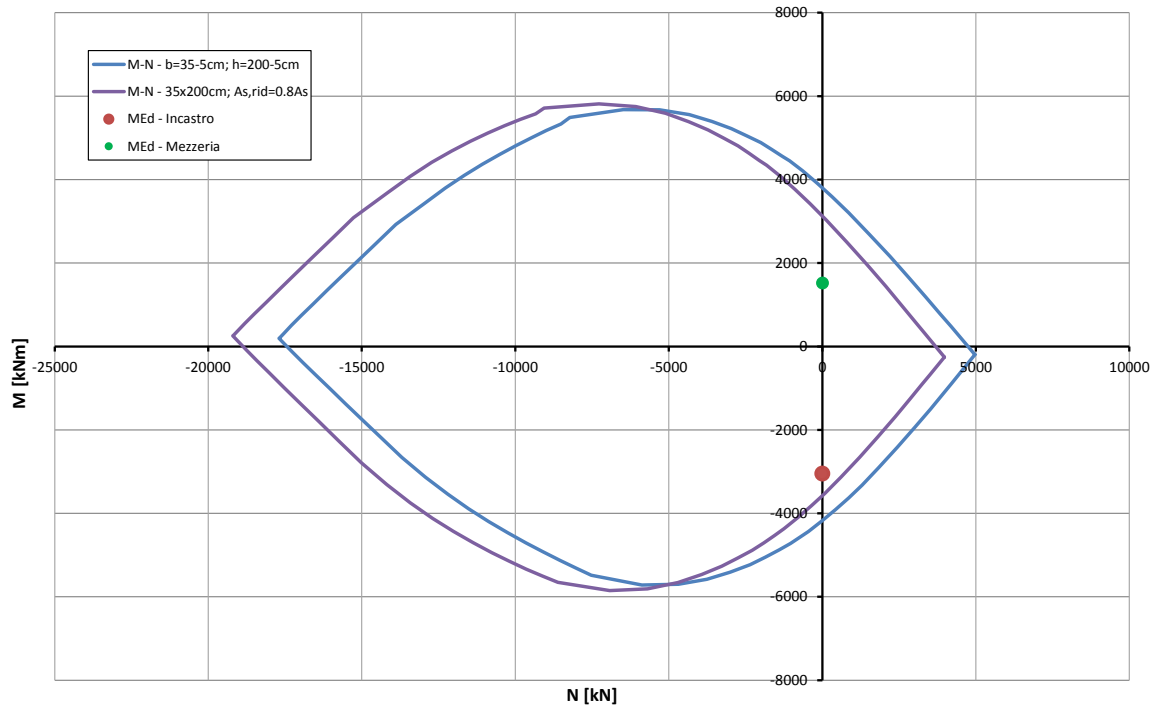


Abbildung 15: Träger GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung (GZT) bzgl. Brand.

Illustrazione 15: Architrave GL-E-T - Verifica a pressoflessione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

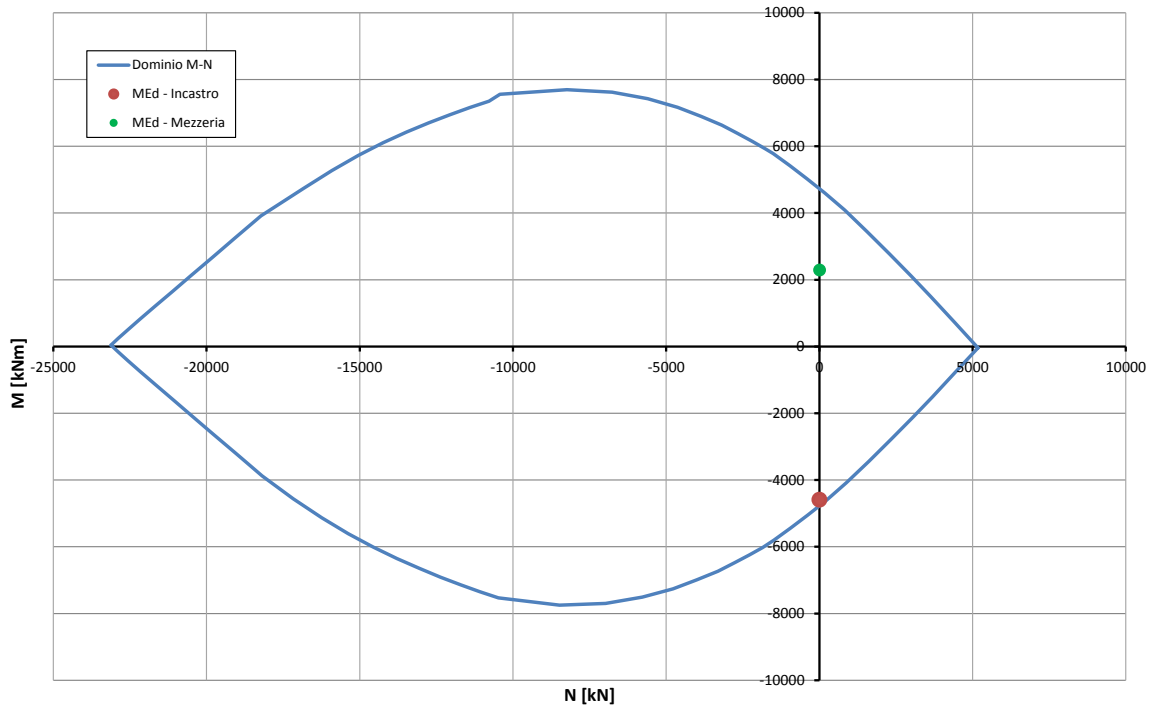


Abbildung 16: Träger CT2 - Überprüfung auf Beulspannung (GZT)

Illustrazione 16: Architrave CT2 - Verifica a pressoflessione (SLU)

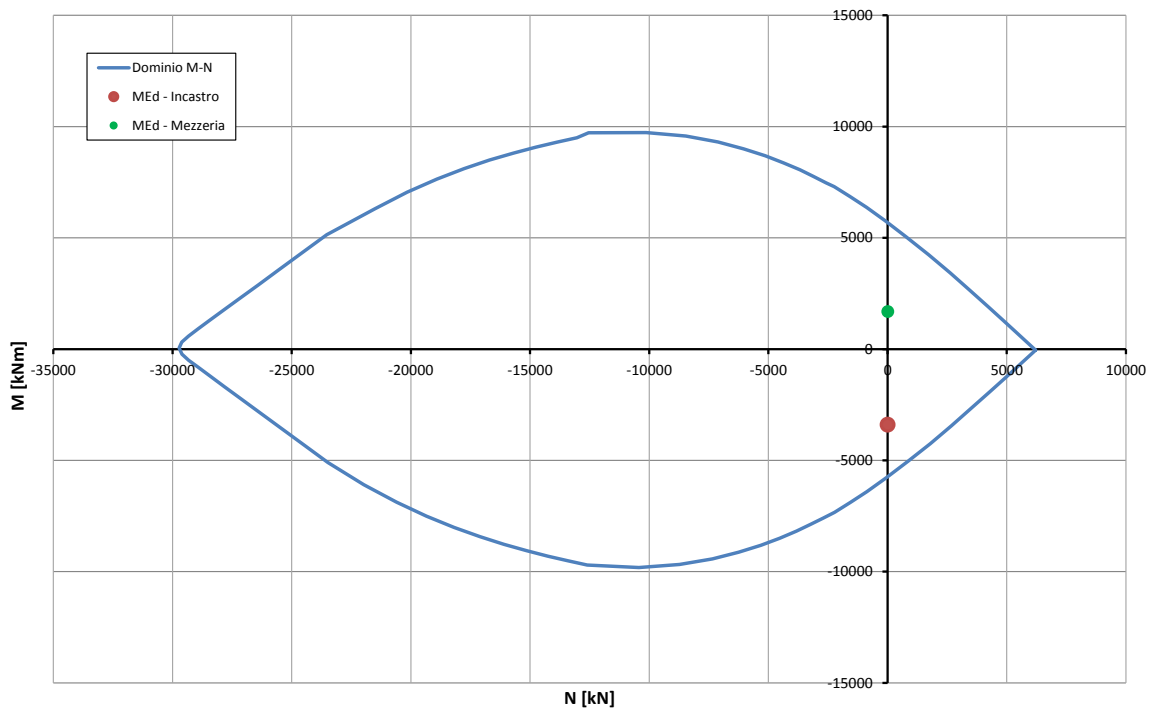


Abbildung 17: Träger CT2 - Überprüfung auf Beulspannung (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 17: Architrave CT2 - Verifica a pressoflessione (SLU_Ecc)

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}	=	6120.00	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	=	4500	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	500	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	4.0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2124	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0009	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.21	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.26	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	$V_{Rd,min}$	=	581.45	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	581.45	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}	=	14	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2.0	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	308	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	1.54	<	8.16	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	25.75	°
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}	=	6464.39	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	6464.39	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	6464.39	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 18: Träger CT2 - Querkraftbemessung (GZT)

Illustrazione 18: Architrave CT2 - Verifica a taglio

STRESS CHARACTERISTICS SLS			CT2-IN
Design value of Axial Force	N_{sd}	[kN]	0
Design value of Bending Moment	M_{sd}	[kNm]	1688
Design value of Shear Force	T_{sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			CT2-IN
Overall depth of the cross section	h	[mm]	2200
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	500
Effective depth of the cross section	d	[mm]	2127.0
Neutral axis depth	x	[mm]	629.5
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-5.45
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	194.60
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			CT2-IN
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]	91250
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	4.0
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	26
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	2124
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0233
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	‰	0.649
Rebar cover	c	[mm]	73
Rebar spacing	s	[mm]	120
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]	438.11
Crack width	w_k	[mm]	0.284
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 19: Träger CT2 - Spannungsüberprüfung (GZG)

Illustrazione 19: Architrave CT2 - Verifica tensionali (SLE)

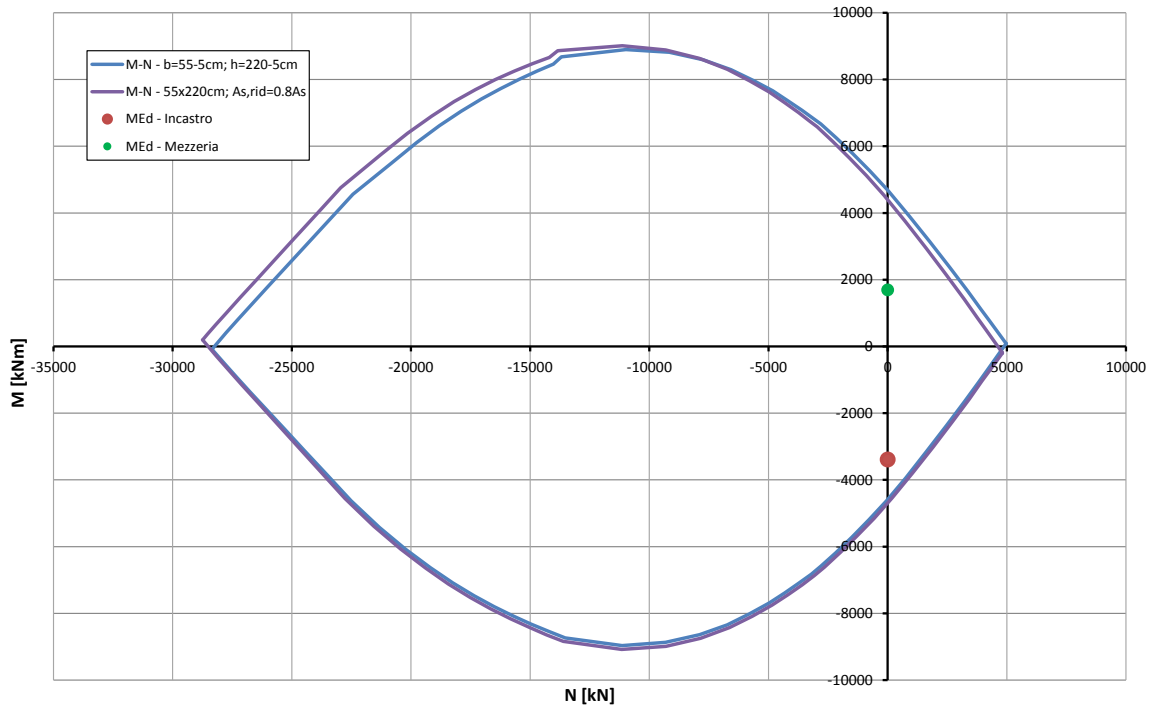


Abbildung 20: Träger CT2 - Überprüfung auf Beulspannung (GZT) bzgl. Brand.

Illustrazione 20: Architrave CT2 - Verifica a pressoflessione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

ANHANG 2 - ÜBERPRÜFUNGEN DER INNENSCHALEN DER GL AUF HÖHE DER VERBINDUNGEN

In Anhang 2 sind die Überprüfungen des unversehrten Haupttunnels zwischen den Verbindungen aufgezeigt. Die Belastungen sind die der spezifischen Berechnungsberichten jedes Ausbruchquerschnitts, welche um einen Erweiterungsbeiwert $R=2.0$ erhöht wurden.

Insbesondere, für jeden Ausbruchquerschnitt auf Höhe der Kappe, der Tunnelbogenaufsätze und der Sohle werden aufgezeigt:

- Die Beulspannungüberprüfungen an GZT;
- Die Beulspannungüberprüfungen an außergewöhnlichen GZT;
- Die Querkraftüberprüfungen in der GZT Kombination;
- Die Betriebsspannungsüberprüfungen und Berechnung der Rissweite;
- Die Brandüberprüfungen (durchgeführt laut Kriterien des spezifischen Berichts [11]).

Folgende Diagramme sind unter Berücksichtigung der Geometrien und Bewehrungen von Tabelle 24 erlangt worden, auf denen hier hingewiesen wird:

APPENDICE 2 - VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI DELLE GL IN CORRISPONDENZA DEGLI INNESTI

Nell'Appendice 2 sono riportate le verifiche strutturali delle gallerie di linea integra a cavallo degli innesti. Le sollecitazioni sono quelle riportate nelle relazioni di calcolo specifiche di ciascuna sezione amplificate per il coefficiente amplificativo $R=2.0$.

Nello specifico, per ciascuno sezione, in corrispondenza della calotta, delle murette e della platea, sono riportate:

- Le verifiche a pressoflessione agli SLU;
- Le verifiche a pressoflessione agli SLU eccezionali;
- Le verifiche a taglio nella combinazione SLU;
- La verifica delle tensioni in esercizio e il calcolo dell'ampiezza delle fessure;
- Le verifiche al fuoco (eseguite in accordo ai criteri esposti nella relazione specifica [11]).

I grafici di seguito riportati sono stati ottenuti considerando le geometrie e armature riportate in Tabella 24 e qui richiamate:

	Calotta				Muretta				Platea di fondazione			
	h [m]	A _{Intrad.}	A _{Estrad.}	A _{taglio}	h [m]	A _{Intrad.}	A _{Estrad.}	A _{taglio}	h [m]	A _{Intrad.}	A _{Estrad.}	A _{taglio}
IN-GL-DM	0.40	φ20/15cm	φ20/15cm	-	0.74	φ16/15cm	φ16/15cm	φ12/15x60cm	0.4	φ20/15cm	φ20/15cm	-
IN-GL-D									0.6	φ16/15cm	φ16/15cm	-
IN-GL-MA	0.40	φ16/15cm	φ16/15cm	-	0.53	φ16/15cm	φ16/15cm	-	0.53	φ16/15cm	φ16/15cm	-
IN-GL-E-T	0.35 (0.39)	φ12/15cm (φ26/15cm)	φ12/15cm (φ26/15cm)	- (φ12/15x40cm)	0.48	φ16/15cm	φ16/15cm	φ14/15x30cm	1.34	φ16/15cm	φ16/15cm	-

Auf Höhe der Nische des BP 47/1 in Klasse IV (CT2-b-T4-IN-N) wird die Bewehrung der Schale des Querstollens CT2 mit φ16/15mm vorgesehen. Es wird daran erinnert, dass die Überprüfungsbelastungen diejenigen sind, aufgezeigt in den Berechnungsberichten [15] und um den Erhöhungsbeiwert $R=1.7$ und nicht 2, aufgrund der Nischenbreite, erhöht.

In corrispondenza della nicchia del BP 47/1 in classe IV (CT2-b-T4-IN-N) si prevede di armare il rivestimento del cunicolo trasversale CT2 mediante φ16/15mm. Si ricorda che le sollecitazioni di verifica sono quelle riportate nelle relazioni di calcolo [15] amplificate per il coefficiente amplificativo $R=1.7$ e non 2 in virtù della larghezza della nicchia.

Ausbruchquerschnitt GL-D / DM

Sezione GL-D / DM

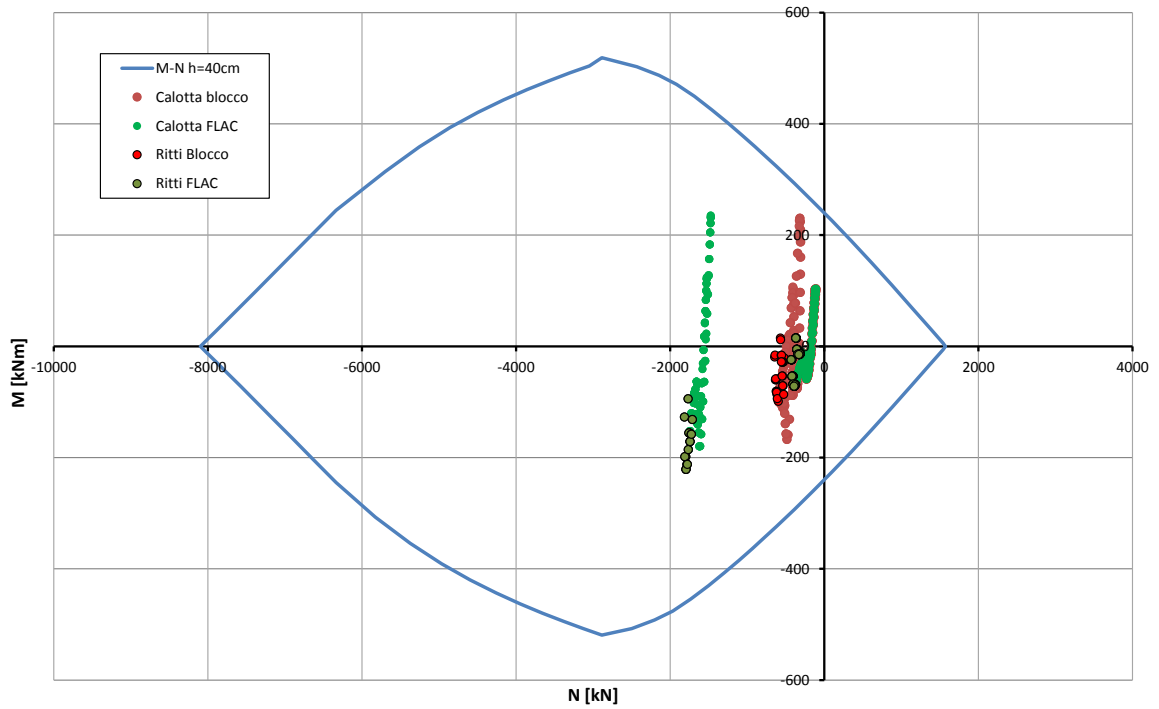


Abbildung 21: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT)

Illustrazione 21: GL-D - Verifica a pressoflessione della calotta (SLU)

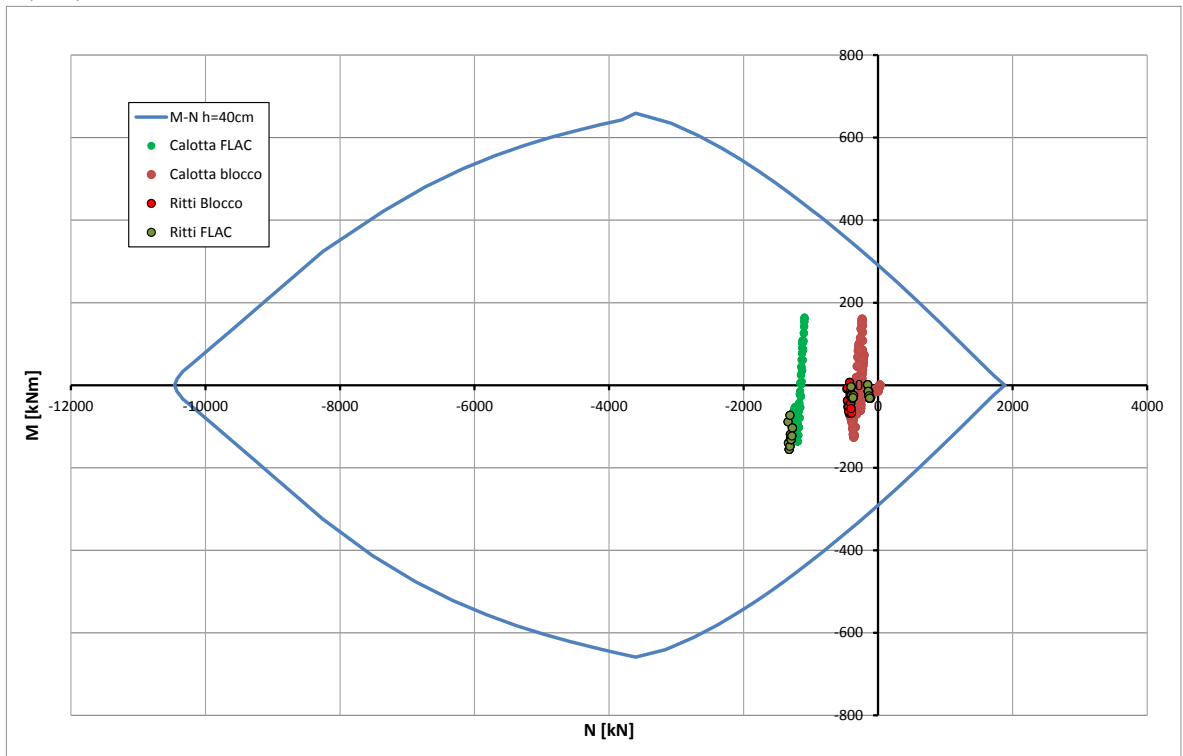


Abbildung 22: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 22: GL-D - Verifica a pressoflessione della calotta (SLU Eccezionale)

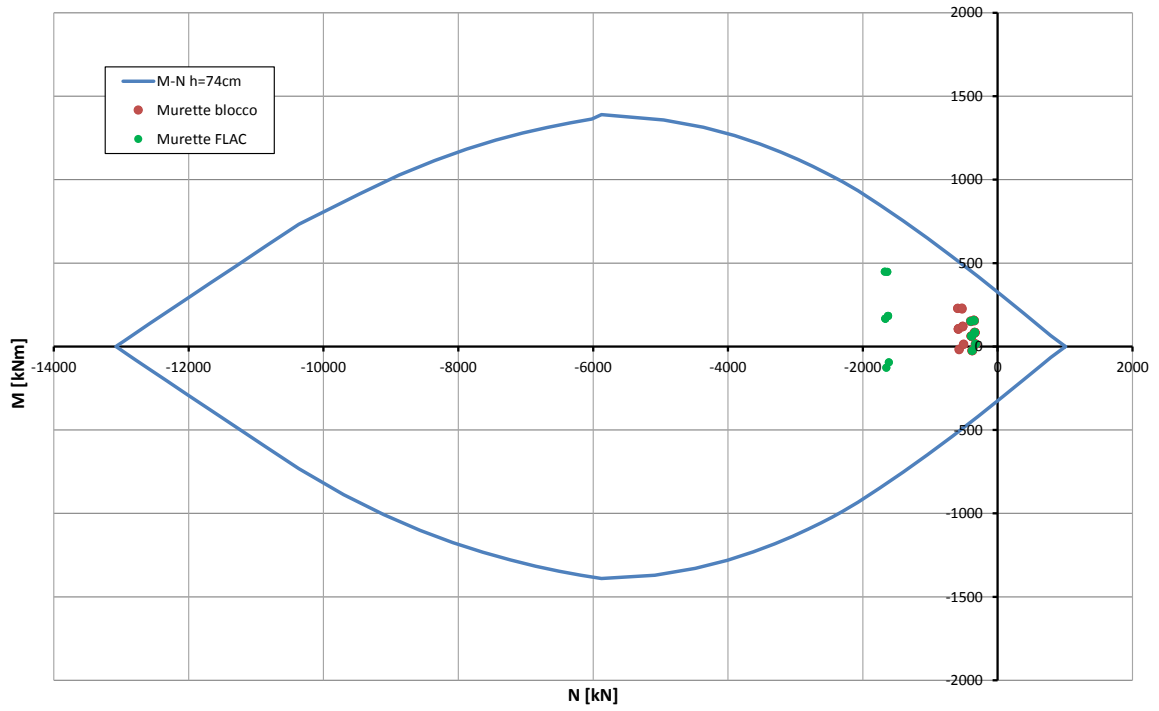


Abbildung 23: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 23: GL-D - Verifica a pressoflessione della muretta (SLU)

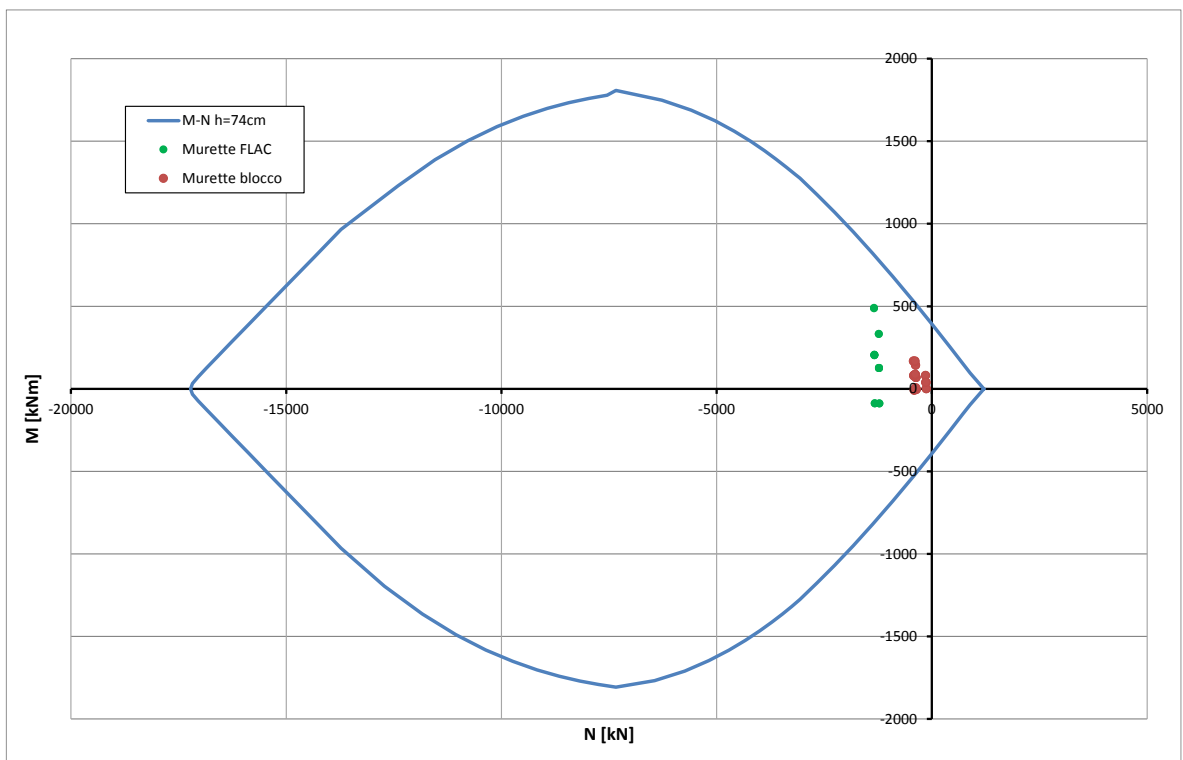


Abbildung 24: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 24: GL-D - Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale)

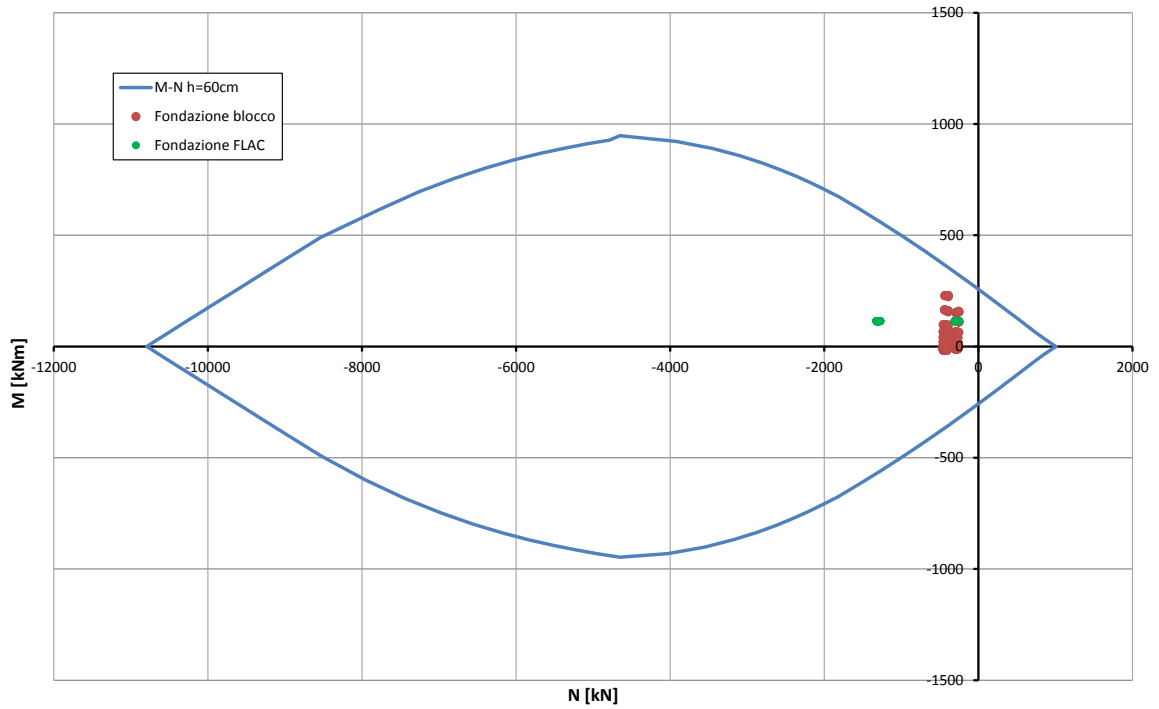


Abbildung 25: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 25: GL-D - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

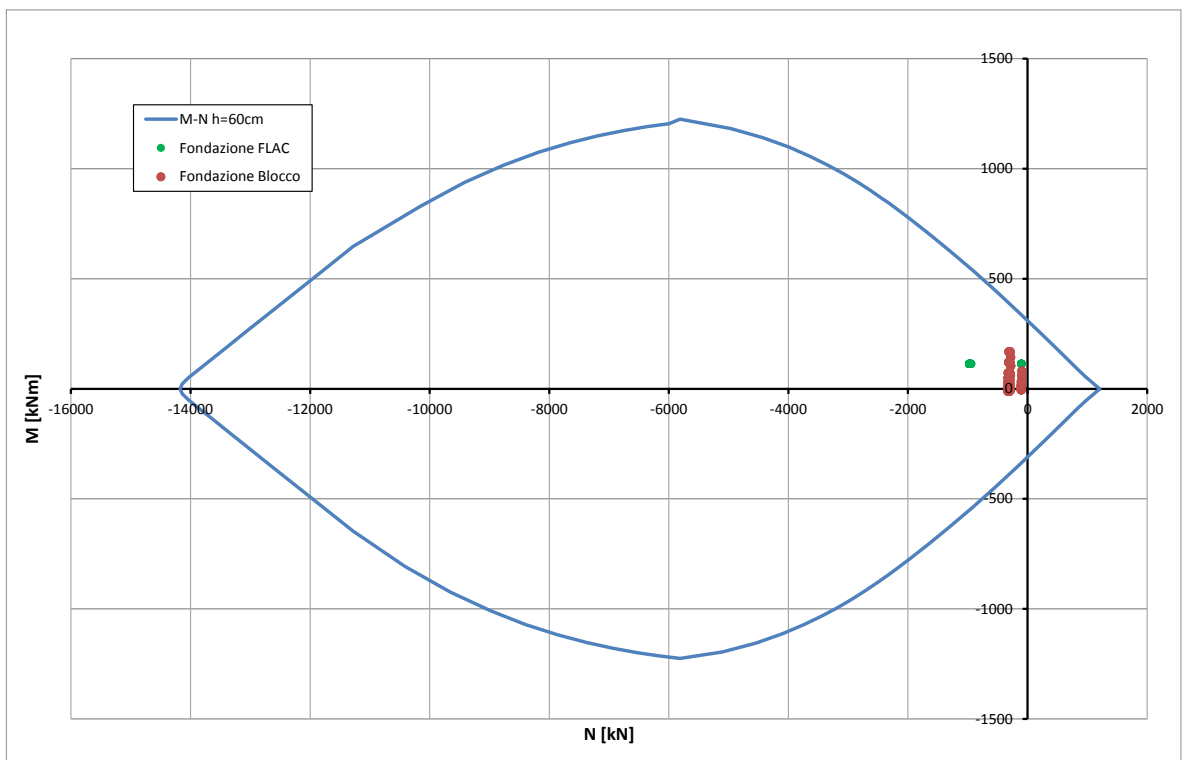


Abbildung 26: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 26: GL-D - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale)

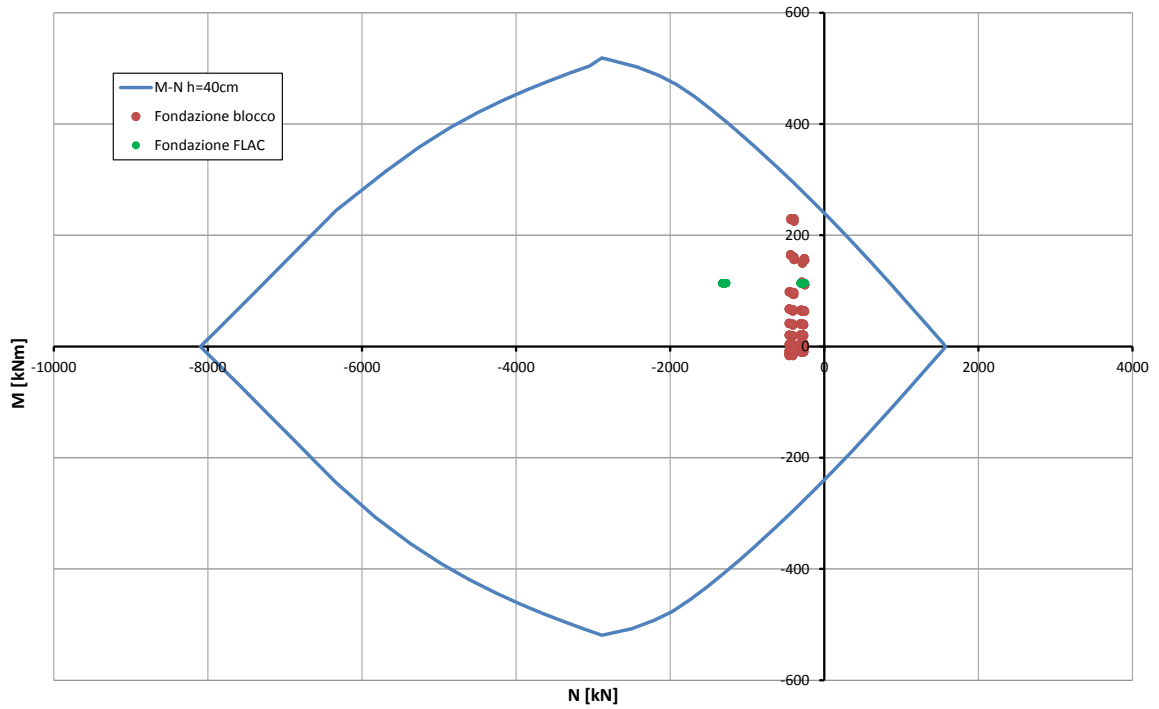


Abbildung 27: GL-DM - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 27: GL-DM - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

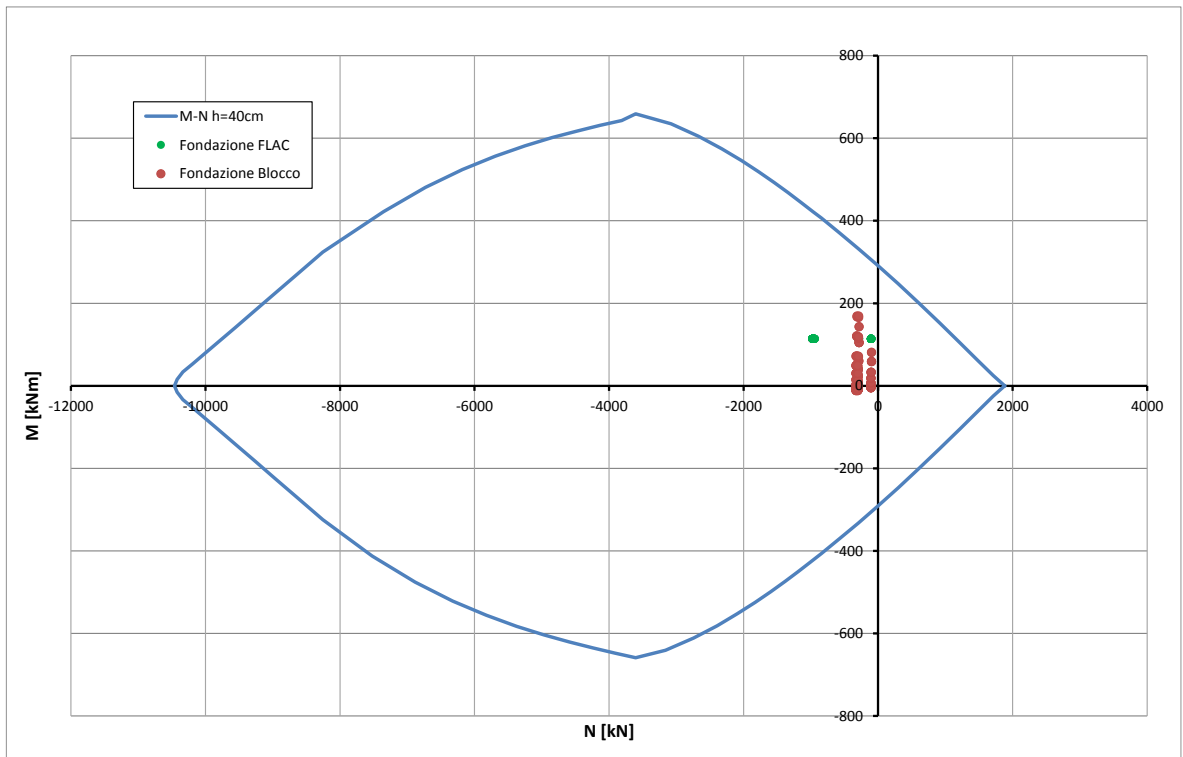


Abbildung 28: GL-DM - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 28: GL-DM - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (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}	=	164.00	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	=	330	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	=	0.0063	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.78	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.46	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	$V_{Rd,min}$	=	151.81	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	189.50	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 29: GL-D - Querkraftüberprüfung der Kappe (GZT)

Illustrazione 29: GL-D - Verifica a taglio della calotta (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}	=	656.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	800.00	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	=	672	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0020	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.55	--
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}	=	1.19	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	370.44	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	370.44	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	=	600	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	753	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.47	<	8.75	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}	=	1.19	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.07	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	704.81	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1838.61	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	704.81	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 30: GL-D - Querkraftbemessung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 30: GL-D - Verifica a taglio della muretta (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}	=	312.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1000.00	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	=	532	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0025	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.61	--
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}	=	1.88	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	361.41	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	361.41	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 31: GL-D - Querkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 31: GL-D - Verifica a taglio della platea di fondazione (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}	=	312.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1000.00	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	=	330	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	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	=	0.0063	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.78	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.46	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	3.03	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	301.81	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	339.50	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 32: GL-DM - Querkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 32: GL-DM - Verifica a taglio della platea di fondazione (SLU)

			FLAC	FLAC	FLAC	FLAC	FLAC
			R05-SLE05	M03-SLE05	F01-SLE05	F01-SLE05	F02-SLE05
STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-D3	GL-D3	GL-D3	GL-DM3	GL-DM3
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	-1334	-1244	-960	-960	-960
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	-168	334	334	334	230
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-D3	GL-D3	GL-D3	GL-DM3	GL-DM3
Overall depth of the cross section	h	[mm]	400	740	600	520	400
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]	332.0	672.0	532.0	452.0	332.0
Neutral axis depth	x	[mm]	268.9	415.5	227.2	208.8	174.2
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-8.88	-5.87	-9.54	-10.79	-12.34
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	31.60	54.43	192.20	188.40	167.50
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			GL-D3	GL-D3	GL-D3	GL-DM3	GL-DM3
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_g/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]	43700	108167	124267	103733	75267
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	20	16	16	20	20
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	2094	1340	1340	2094	2094
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0479	0.0124	0.0108	0.0202	0.0278
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	‰	0.090	0.156	0.549	0.583	0.559
Rebar cover	c	[mm]	60	60	60	60	60
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]	274.94	423.49	456.17	372.40	326.19
Crack width	w_k	[mm]	0.025	0.066	0.250	0.217	0.182
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK	OK

Abbildung 33: GL-D/DM - Spannungsüberprüfung der Widerlager, des Tunnelbogenaufsatzes und der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 33: GL-D/DM - Verifiche tensionali dei ritzi, della muretta e della platea di fondazione (SLE)

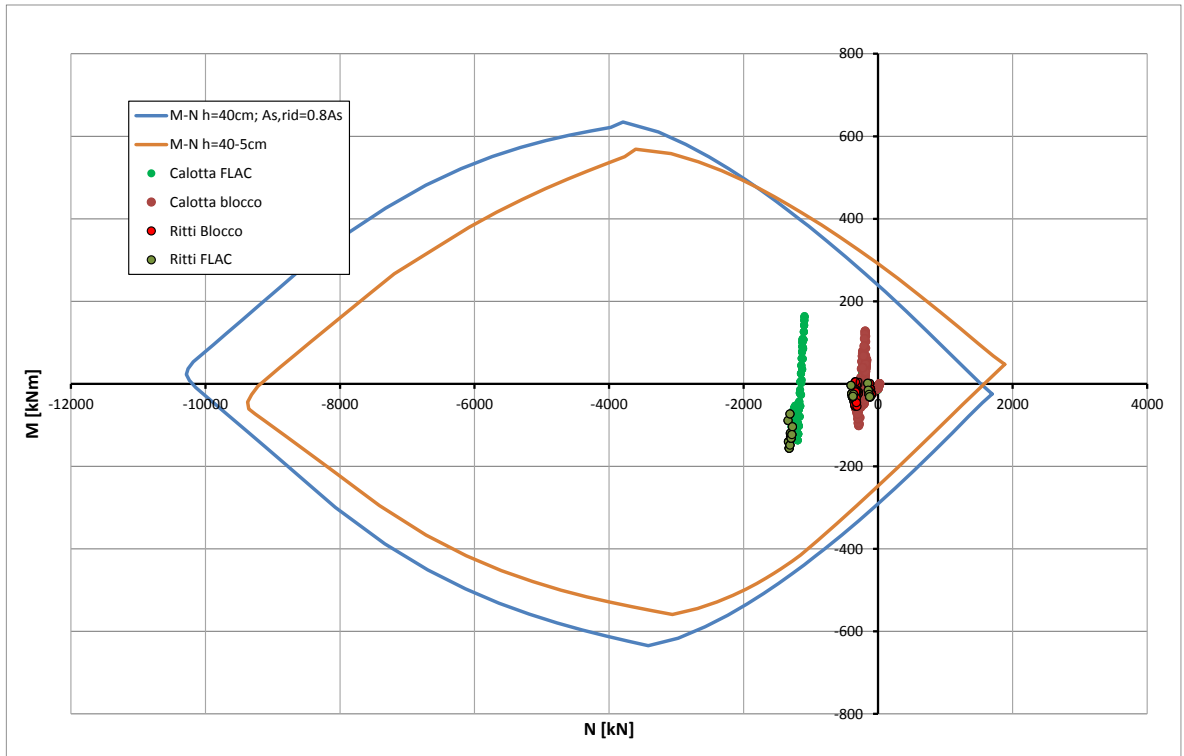


Abbildung 34: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 34: GL-D - Verifica a pressoflessione della calotta nei riguardi dell'esposizione al fuoco

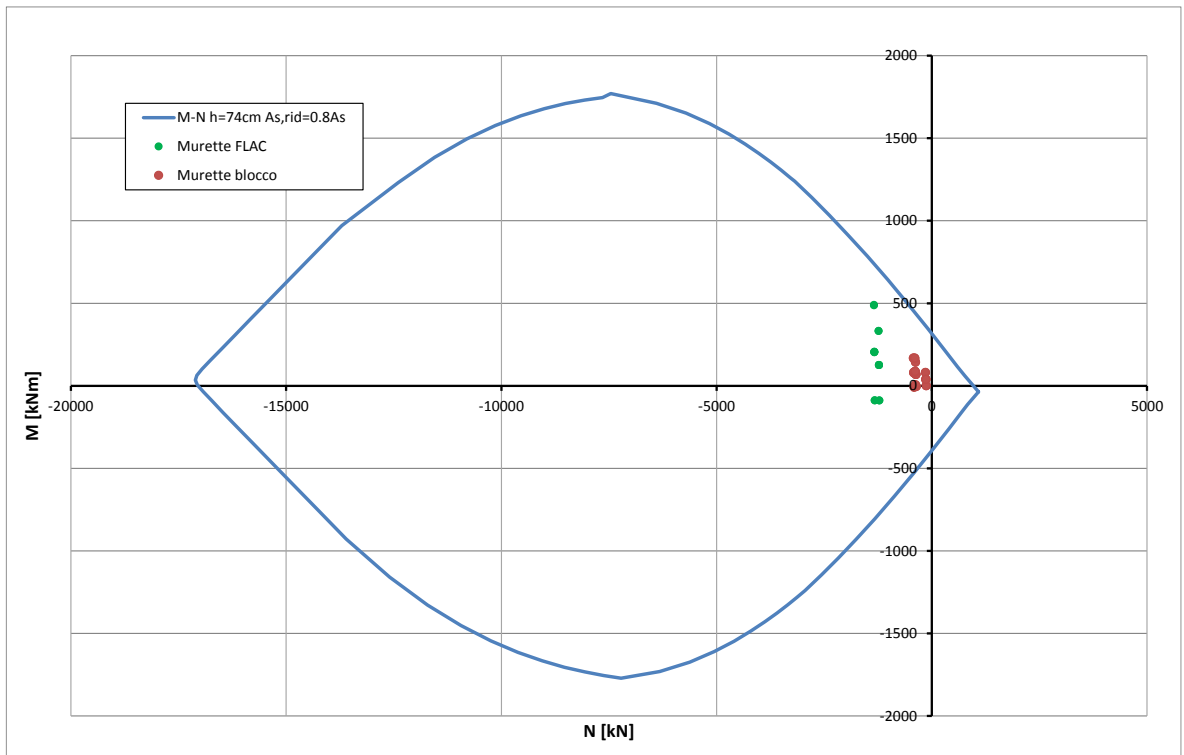


Abbildung 35: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 35: GL-D - Verifica a pressoflessione della muretta nei riguardi dell'esposizione al fuoco

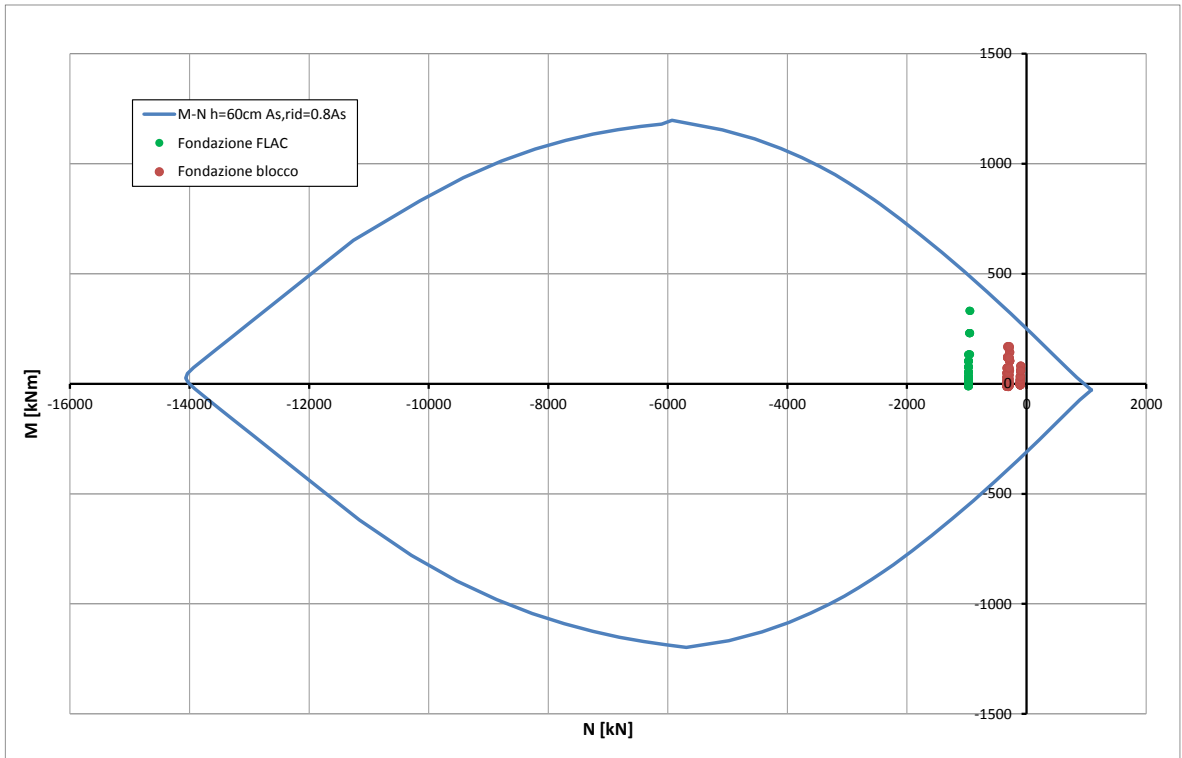


Abbildung 36: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 36: GL-D - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

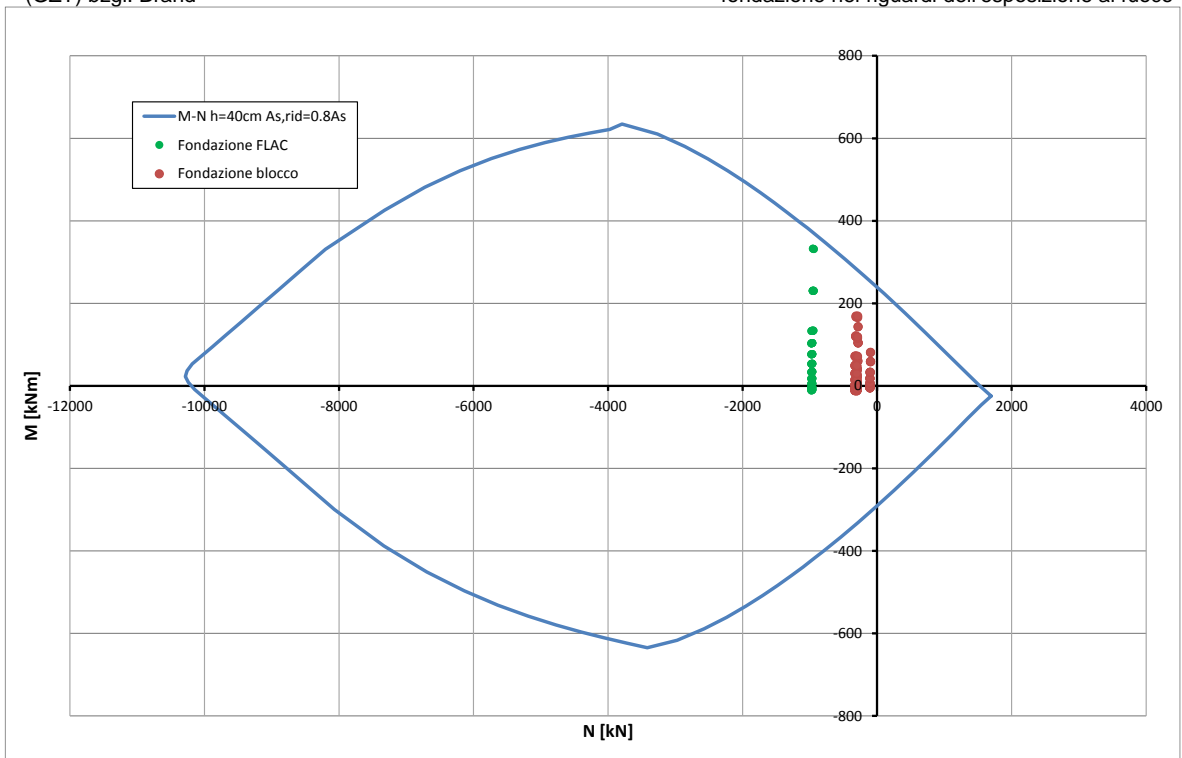


Abbildung 37: GL-DM - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 37: GL-DM - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

Ausbruchquerschnitt GL-MA

Sezione GL-MA

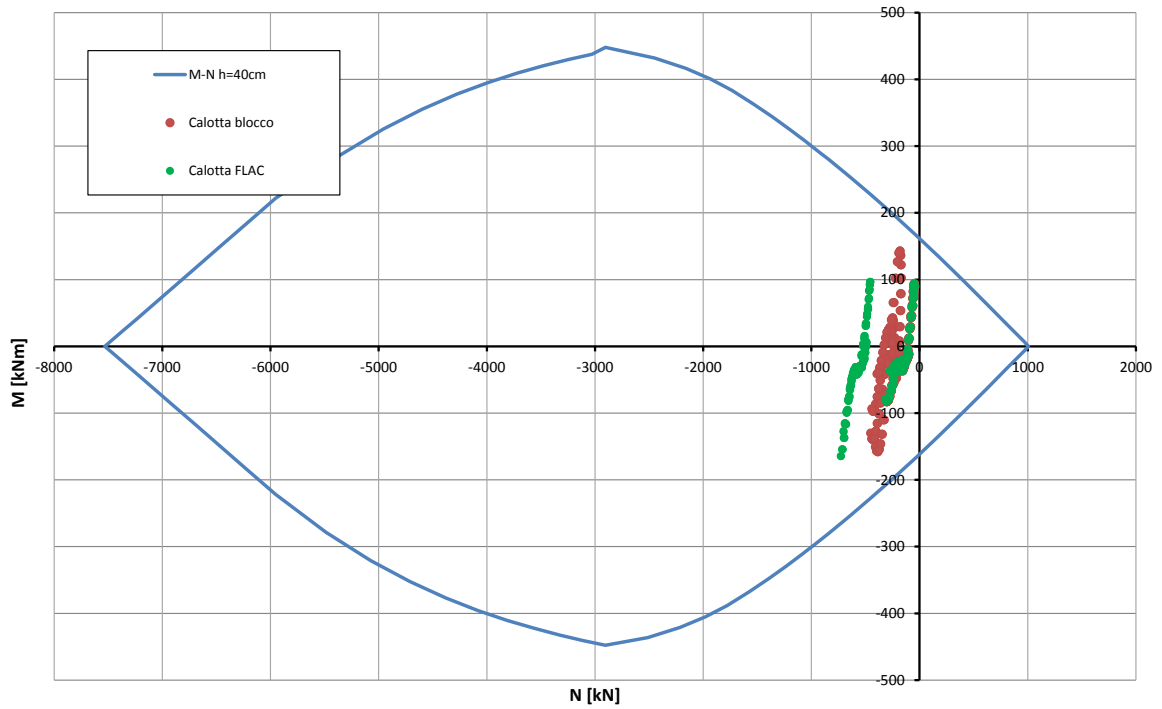


Abbildung 38: GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT)

Illustrazione 38: GL-MA - Verifica a pressoflessione della calotta (SLU)

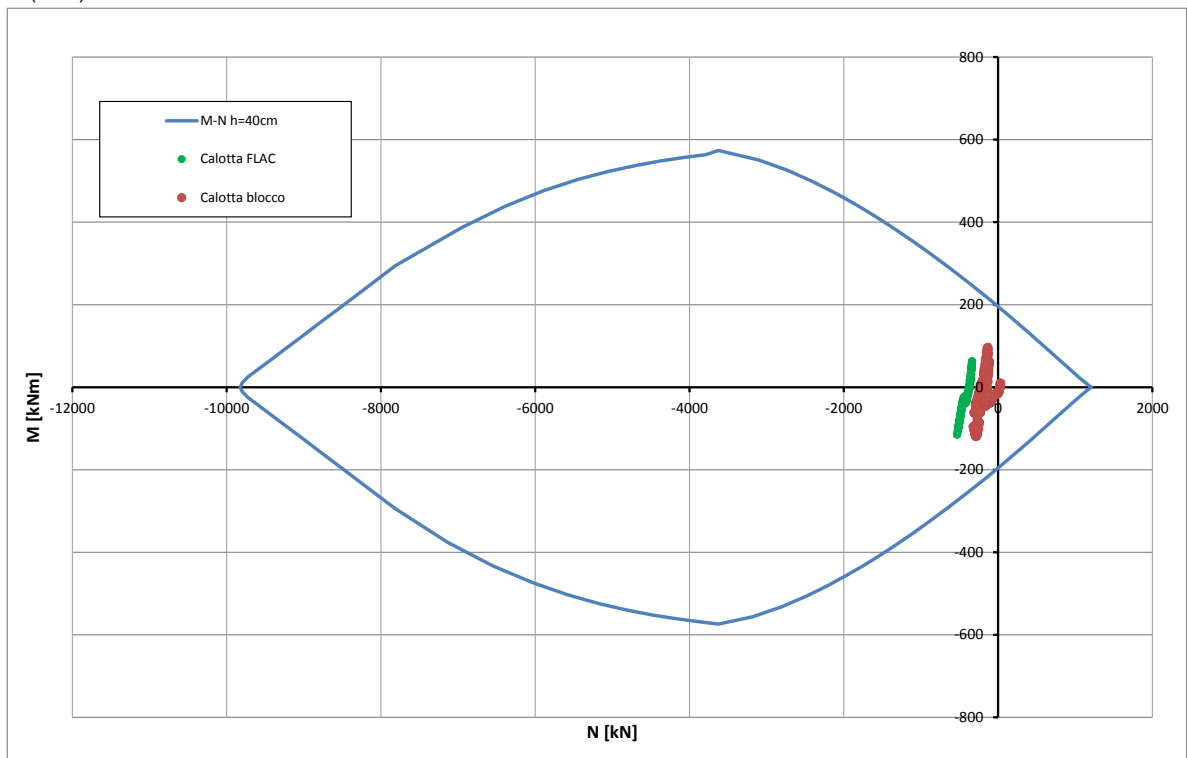


Abbildung 39: GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 39: GL-MA - Verifica a pressoflessione della calotta (SLU Eccezionale)

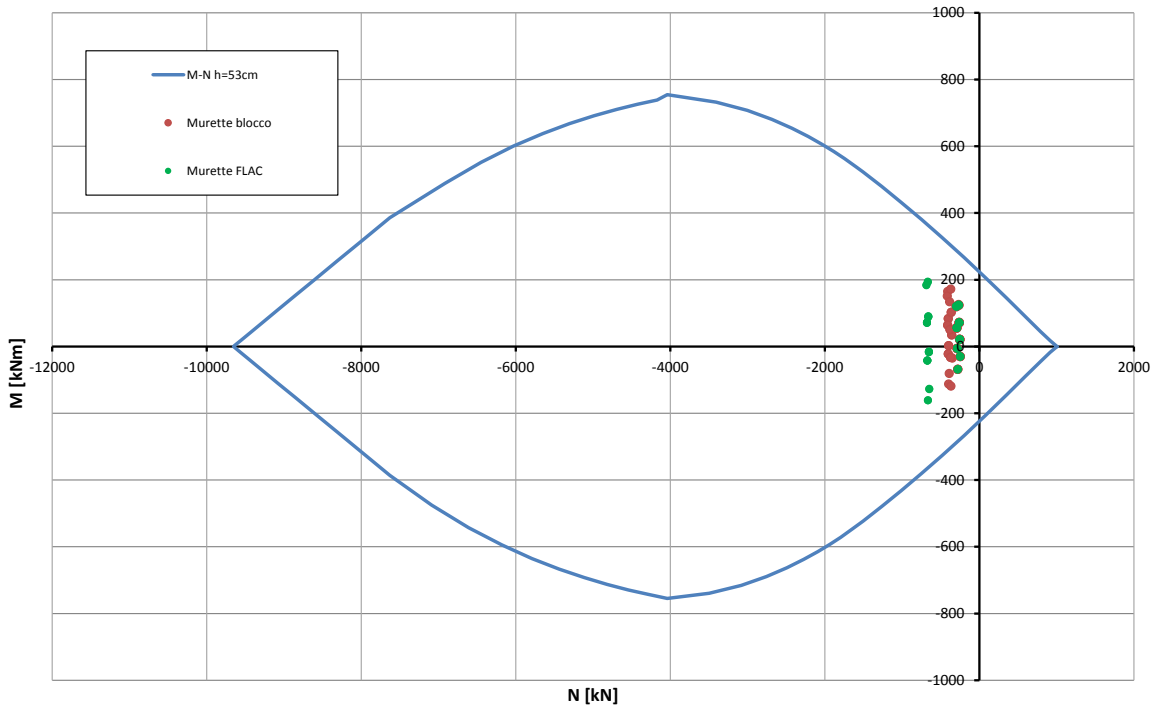


Abbildung 40: GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 40: GL-MA - Verifica a pressoflessione della muretta (SLU)

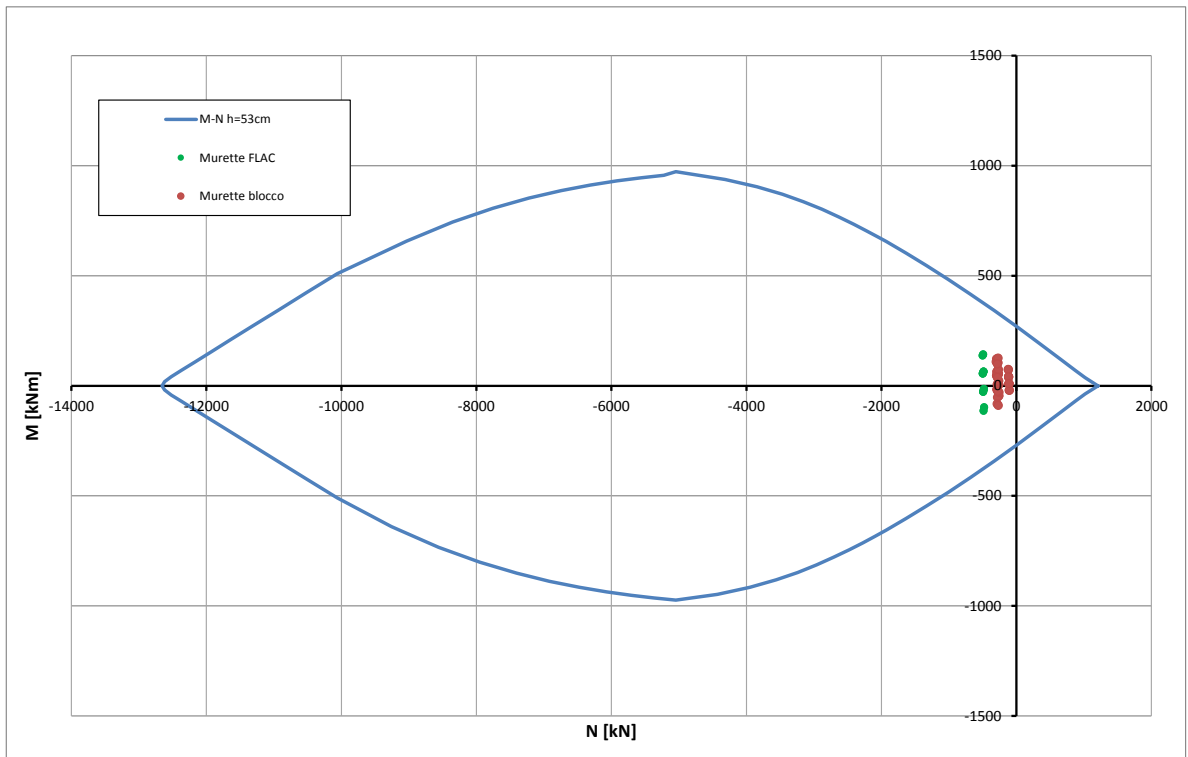


Abbildung 41: GL-MA Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 41: GL-MA - Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale)

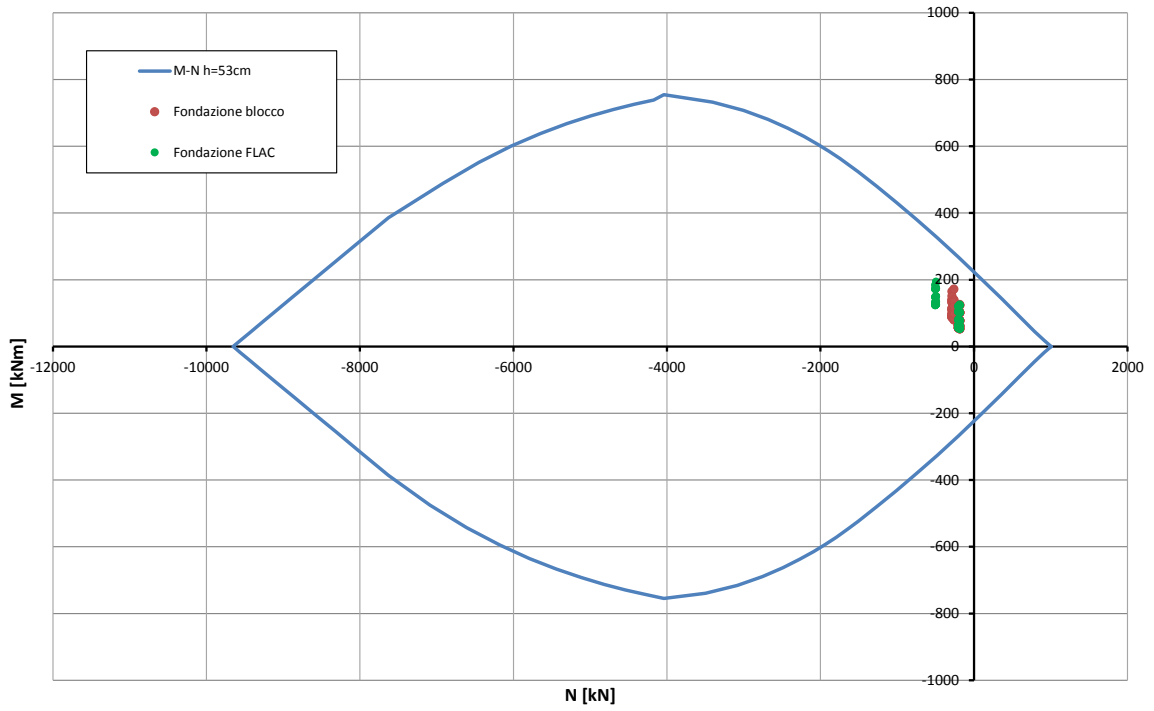


Abbildung 42: GL-MA- Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 42: GL-MA - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

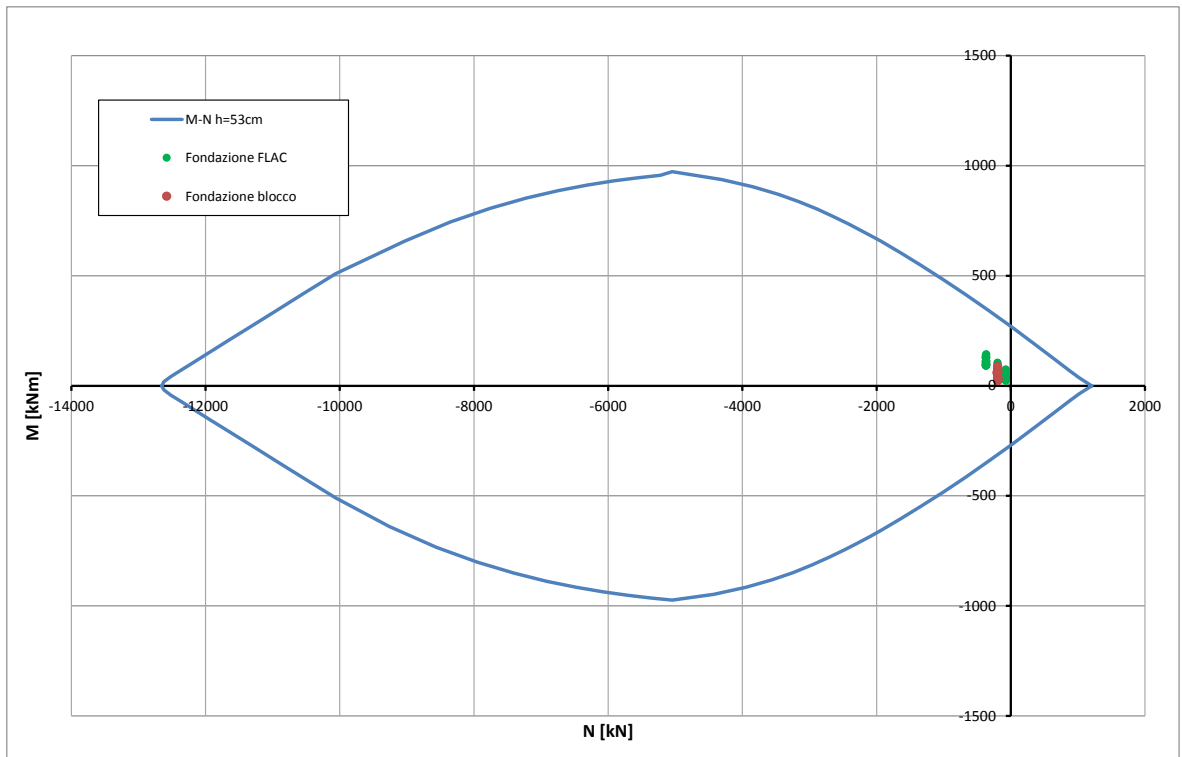


Abbildung 43: GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 43: GL-MA - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (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}	=	112.00	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	=	332	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0040	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.78	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.46	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	$V_{Rd,min}$	=	152.43	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	163.76	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 44: GL-MA - Querkraftüberprüfung der Kappe (GZT)

Illustrazione 44: GL-MA - Verifica a taglio della calotta (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}	=	290.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	670.00	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	=	462	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0029	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.66	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	1.45	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	291.80	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	291.80	kN

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

Abbildung 45: GL-MA - Querkraftüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (Außergewöhnliches GZT) (GZT)

Illustrazione 45: GL-MA - Verifica a taglio della muretta (SLU Eccezionale) (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}	=	76.00	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	=	462	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0029	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.66	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.41	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	$V_{Rd,min}$	=	191.30	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	191.30	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 46: GL-MA - Querkraftüberprüfung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 46: GL-MA - Verifica a taglio della platea di fondazione (SLU)

			FLAC	FLAC	FLAC
			SLE05 - R07	SLE06 - M03	SLE06 - F01
STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-MA3	GL-MA3	GL-MA3
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	-540	-490	-364
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	-124	146	146
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-MA3	GL-MA3	GL-MA3
Overall depth of the cross section	h	[mm]	400	530	530
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	332.0	462.0	462.0
Neutral axis depth	x	[mm]	160.3	208.7	175.6
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-7.69	-5.24	-5.40
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	123.60	95.34	132.20
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	σ_{c,lim}	[N/mm ²]	-18.43	-18.43	-18.43
Steel limit stress	σ_{s,lim}	[N/mm ²]	360.00	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-MA3	GL-MA3	GL-MA3
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	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
Characteristic axial tensile strength of concrete (=0.7f _{ctm})	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	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
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete = E _s /E _{cm}	E_{cm}	[N/mm ²]	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
Effective tension area of concrete	k_t	[-]	0.40	0.40	0.40
Number of rebar in tension area	A_{c,eff}	[mm ²]	79900	107100	118133
Rebar main diameter	n_l	[-]	6.7	6.7	6.7
Cross section area of reinforcement in A _{c,eff} = A _s /A _{c,eff}	φ_l	[mm]	16	16	16
Main strain	A_{sl}	[mm ²]	1340	1340	1340
Rebar cover	ρ_{p,eff}	[-]	0.0168	0.0125	0.0113
Rebar spacing	ε_{sm}·ε_{cm}	‰	0.353	0.272	0.378
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	c	[mm]	60	60	60
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	s	[mm]	150	150	150
Coefficient for S _{r,max}	k₁	[-]	0.80	0.80	0.80
Coefficient for S _{r,max}	k₂	[-]	0.50	0.50	0.50
Maximum crack spacing	k₃	[-]	3.40	3.40	3.40
Crack width	k₄	[-]	0.425	0.425	0.425
Crack width limit	S_{r,max}	[mm]	366.14	421.33	443.72
	w_k	[mm]	0.129	0.115	0.168
	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK

Abbildung 47: GL-MA - Spannungsüberprüfung der Widerlager, des Tunnelbogenaufsatzes und der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 47: GL-MA - Verifiche tensionali dei ritti della muretta e della platea di fondazione (SLE)

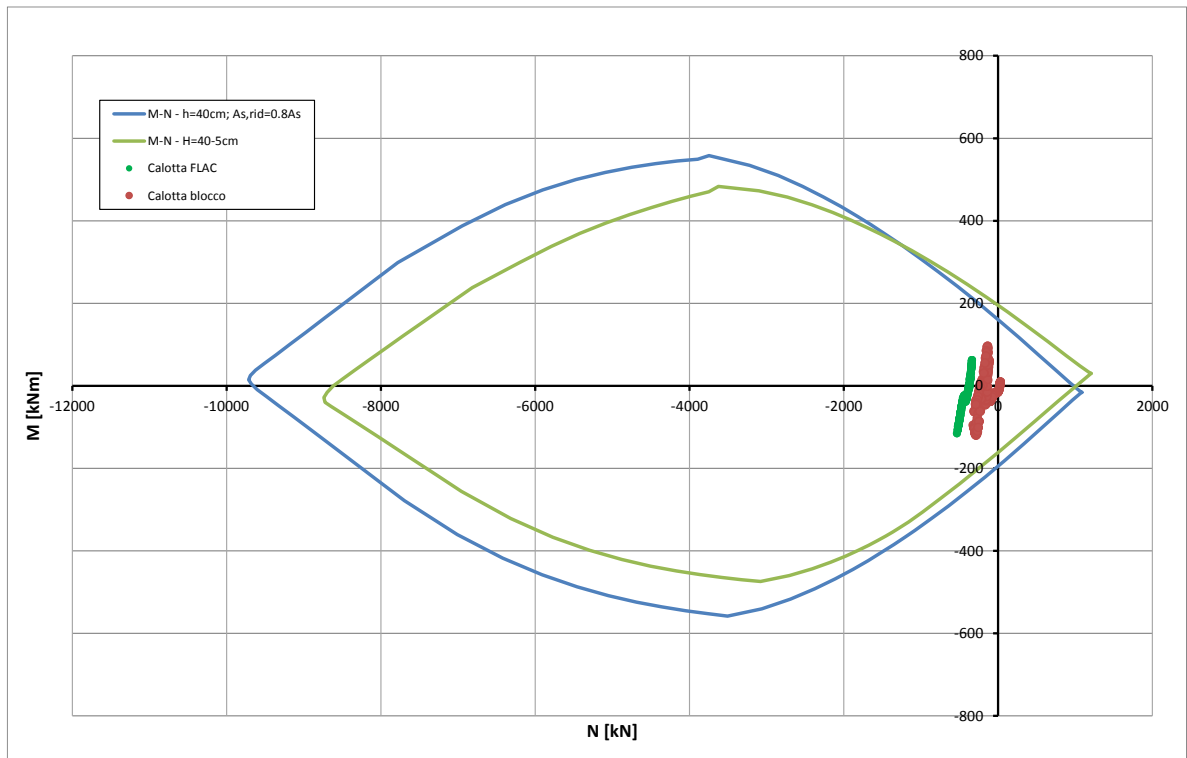


Abbildung 48: GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 48: GL-MA - Verifica a pressoflessione della calotta nei riguardi dell'esposizione al fuoco (SLU)

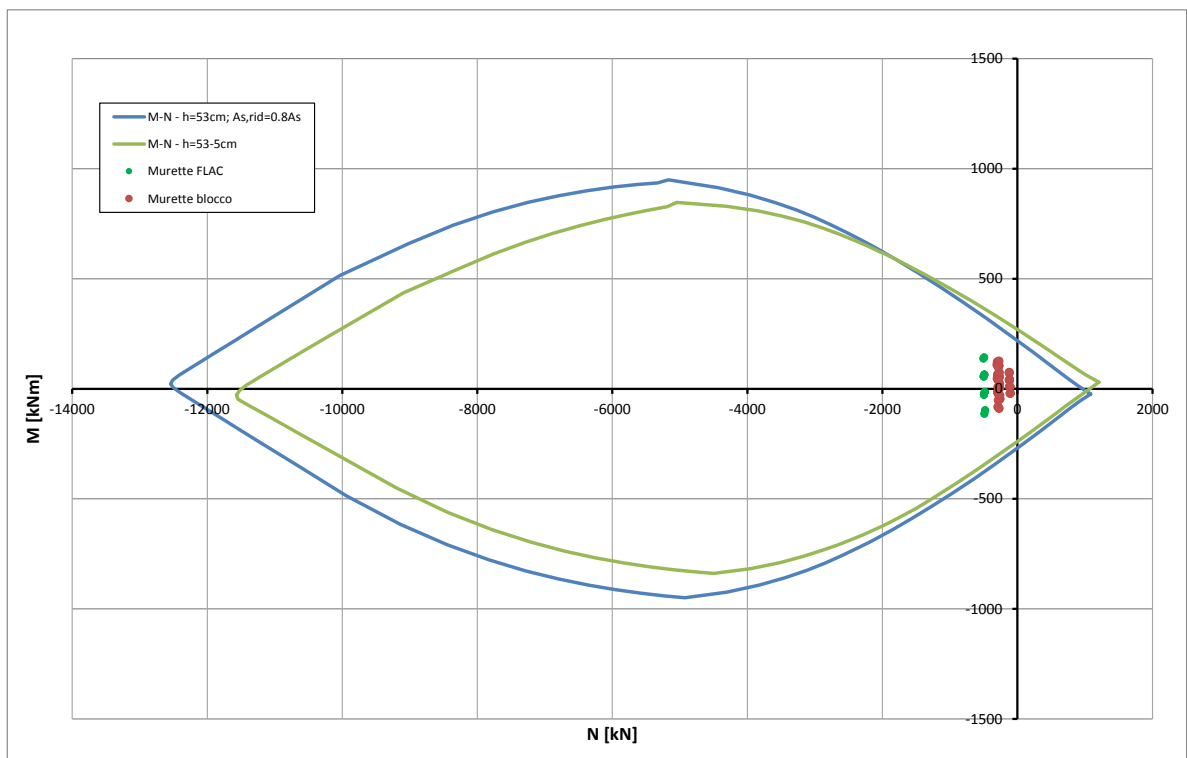


Abbildung 49: GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 49: GL-MA - Verifica a pressoflessione della muretta nei riguardi dell'esposizione al fuoco

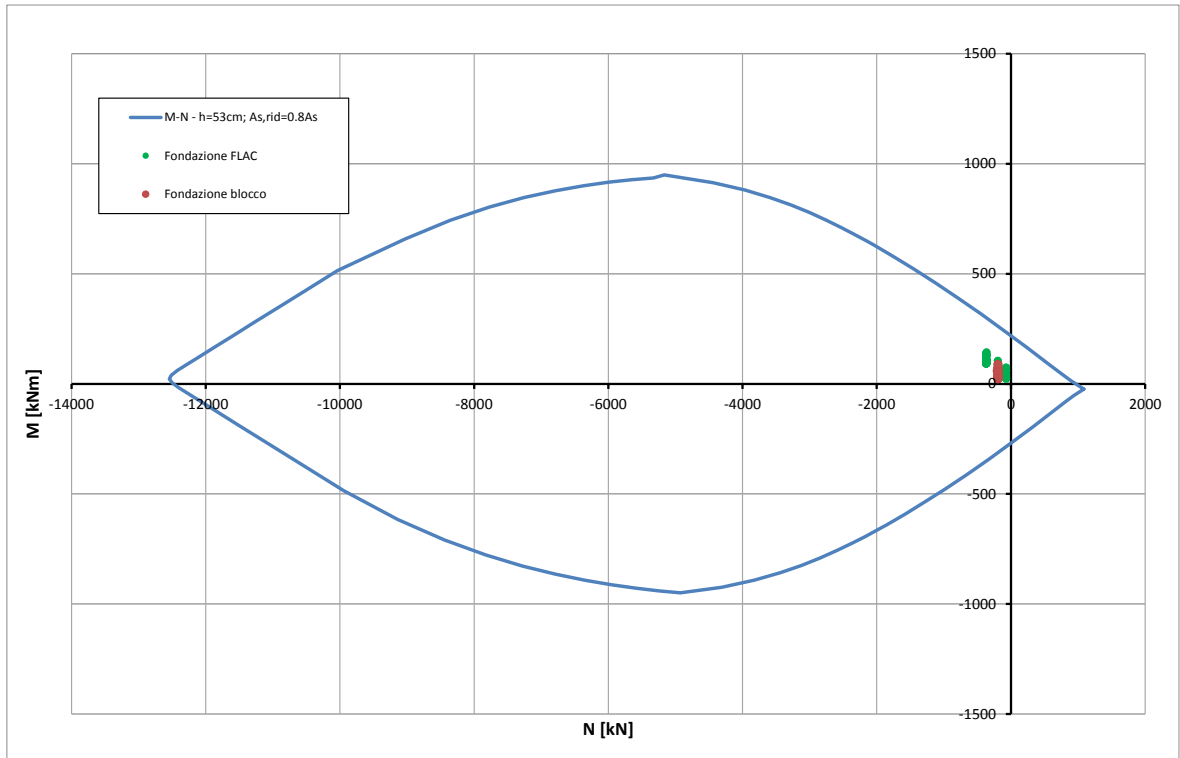


Abbildung 50: GL-MA - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 50: GL-MA - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

Ausbruchquerschnitt GL-E-T

Sezione GL-E-T

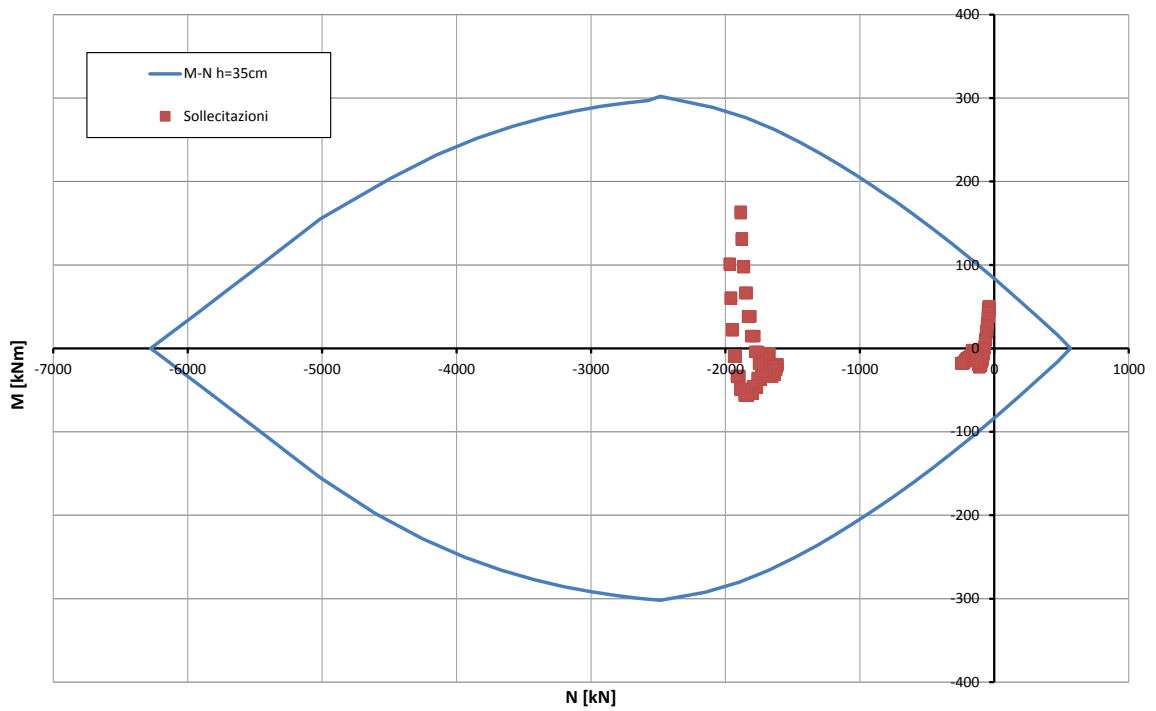


Abbildung 51: GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT)

Illustrazione 51: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della calotta (SLU)

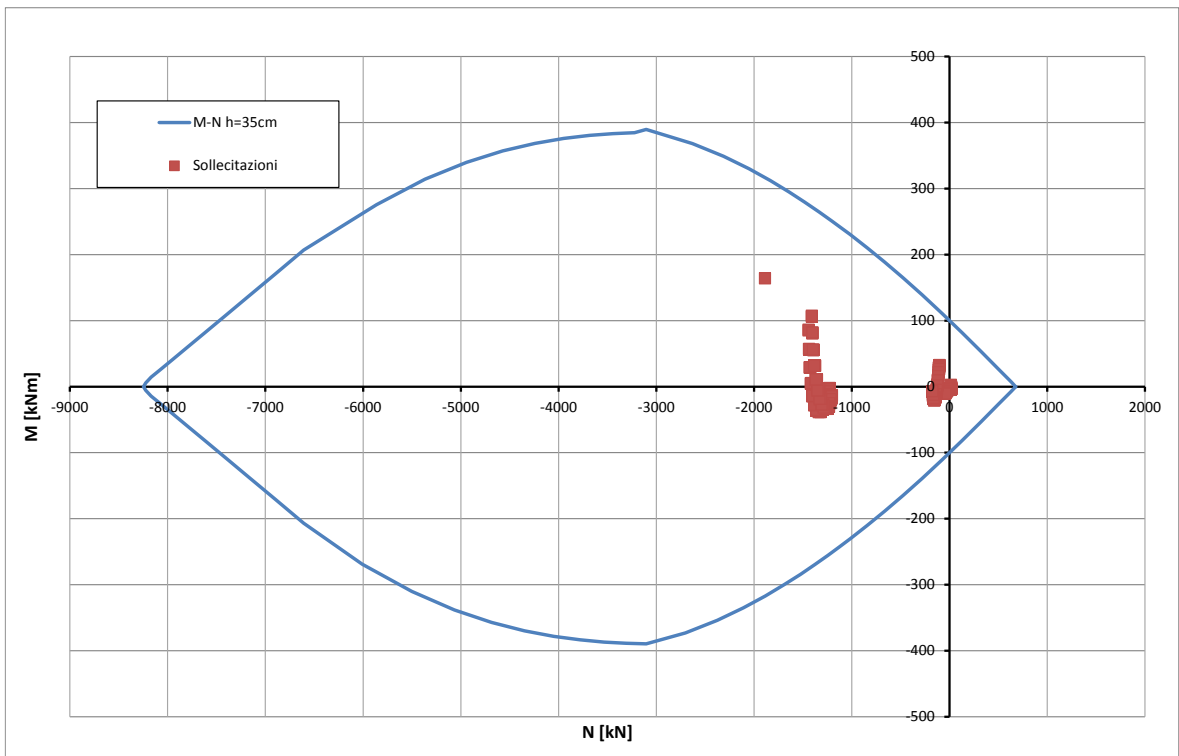


Abbildung 52: GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 52: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della calotta (SLU Eccezionale)

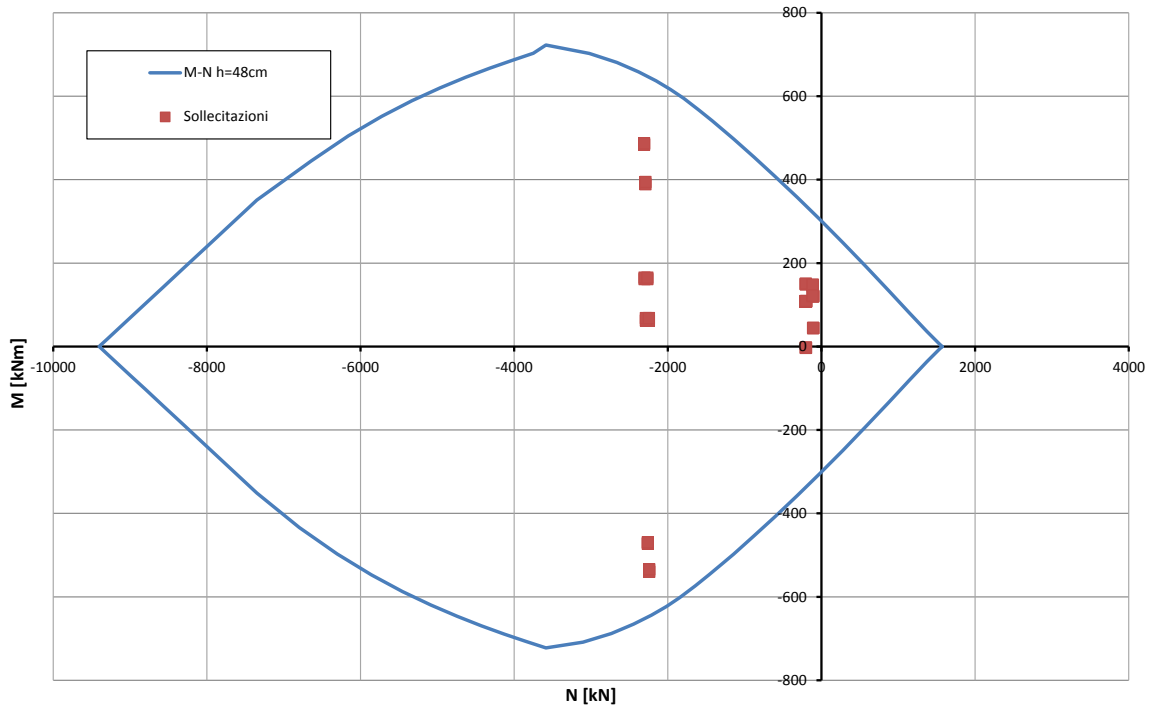


Abbildung 53: GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 53: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della muretta (SLU)

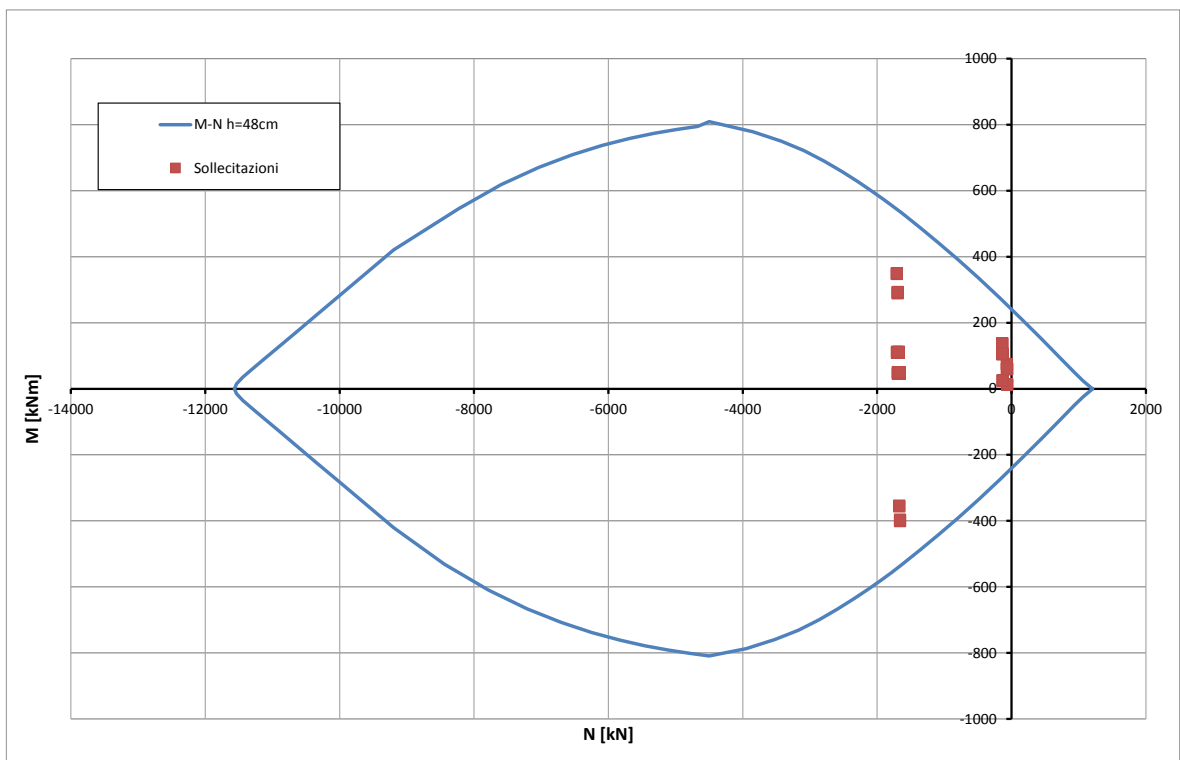


Abbildung 54: GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 54: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale)

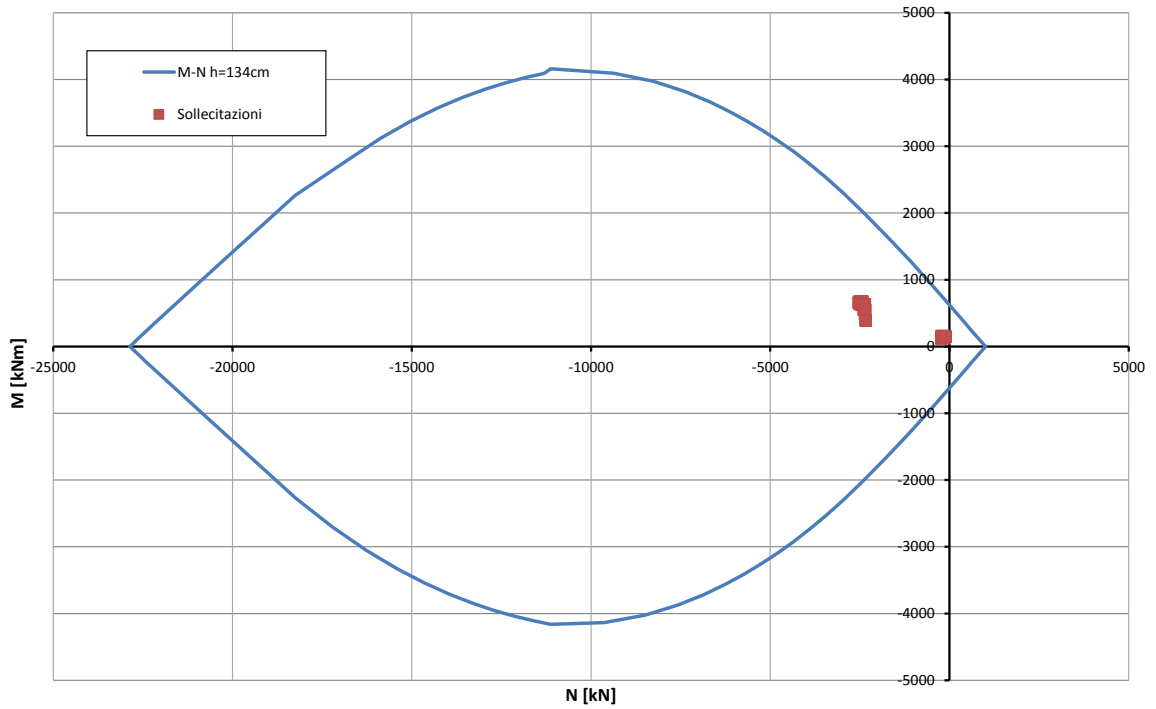


Abbildung 55: GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 55: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

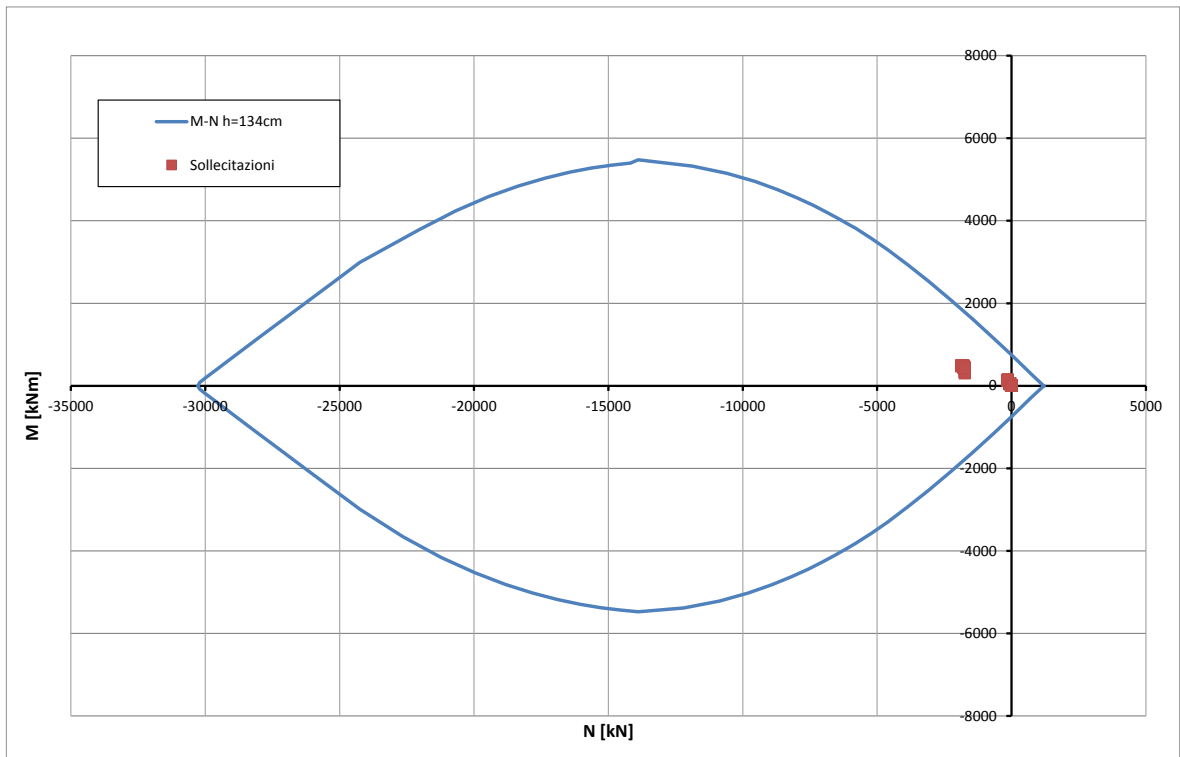


Abbildung 56: GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 56: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale)

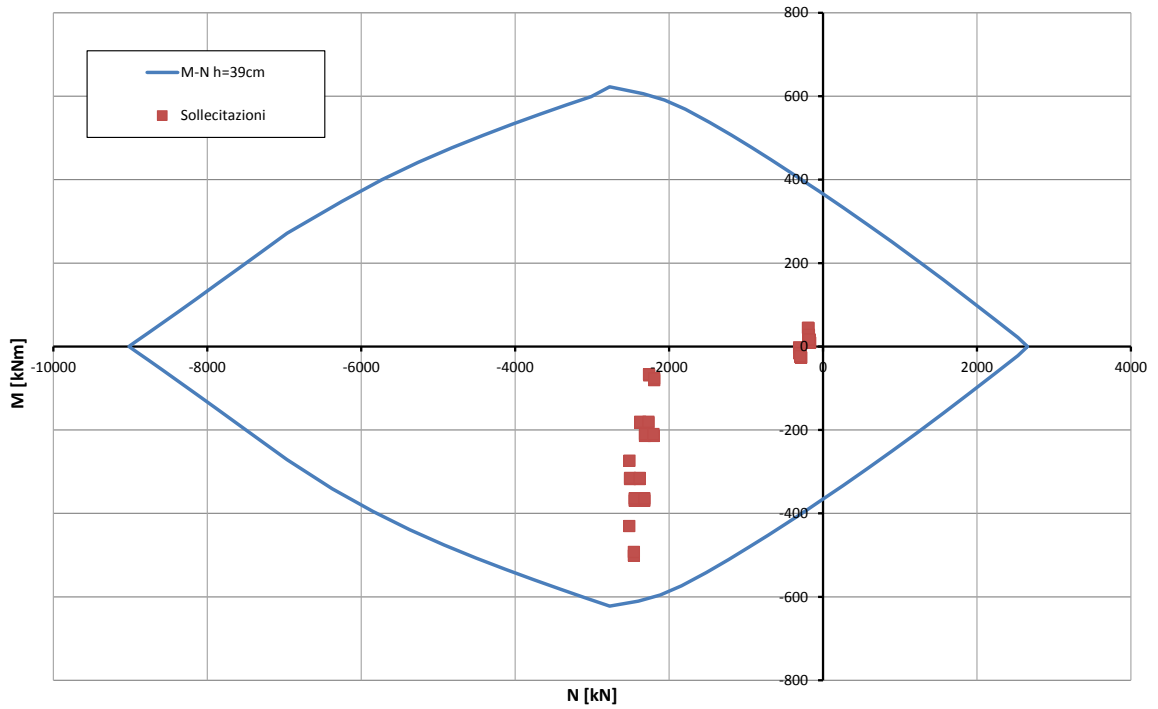


Abbildung 57: GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager (GZT)

Illustrazione 57: GL-E-T - Verifica a pressoflessione dei ritti (SLU)

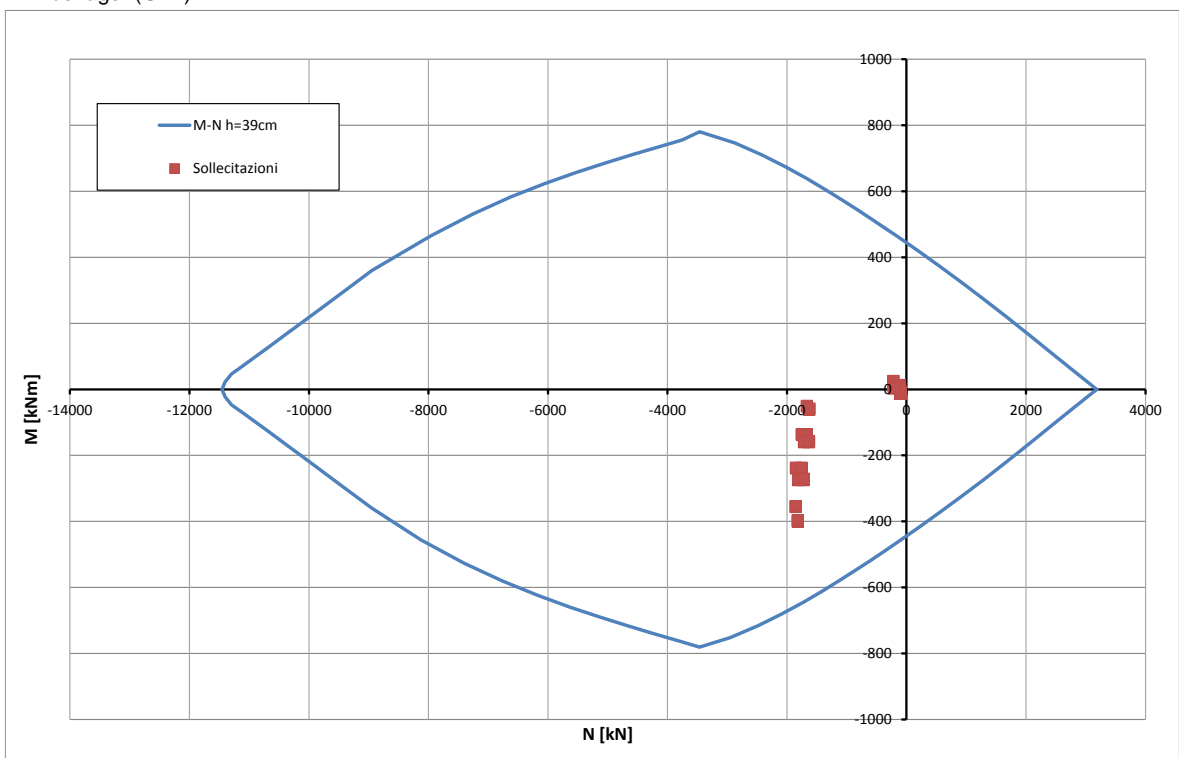


Abbildung 58: GL-E-T - Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 58: GL-E-T - Verifica a pressoflessione dei ritti (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}	=	89.47	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	=	284	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	12	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	753	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0027	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.84	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.48	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	$V_{Rd,min}$	=	137.39	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	137.39	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 59: GL-E-T - Querkraftüberprüfung der Kappe (GZT)

Illustrazione 59: GL-E-T - Verifica a taglio della calotta (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}	=	1342.00	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	=	412	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0033	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.70	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.43	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	$V_{Rd,min}$	=	176.61	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	180.66	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}	=	14	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	7	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	1026	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	2.56	<	8.16	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	34.10	°
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}	=	1404.23	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1404.23	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	1404.23	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 60: GL-E-T - Querkraftüberprüfung. des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 60: GL-E-T - Verifica a taglio della muretta (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}	=	430.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	2449.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	369.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	317	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	=	0.0112	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.79	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.47	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	$V_{Rd,min}$	=	302.93	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	376.91	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}	=	7	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	400	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	753	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.71	<	10.20	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}	=	7.73	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.25	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	498.21	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1010.42	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	498.21	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 61: GL-E-T - Querkraftüberprüfung der Widerlager (GZT)

Illustrazione 61: GL-E-T - Verifica a taglio dei ritti (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}	=	358.00	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	=	1272	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0011	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.40	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.32	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	$V_{Rd,min}$	=	407.16	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	407.16	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 62: GL-E-T - Querkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 62: GL-E-T - Verifica a taglio della fondazione (SLU)

			R-08	C-28	A-01	A-03
			RITTI	CALOTTA	MURETTA	FONDAZ.
			GL-E-Tb	GL-E-T	GL-E-T	GL-E-T
STRESS CHARACTERISTICS SLS						
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	1812.50	1887.60	1660.48	1755.24
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	380.00	163.88	412.04	476.00
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE						
Overall depth of the cross section	h	[mm]	390	350	480	1340
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	320.0	284.0	412.0	1272.0
Neutral axis depth	x	[mm]	179.0	201.6	201.6	1235.3
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-18.076	-13.157	-17.788	-2.766
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{ct}	[N/mm ²]	0.000	0.000	0.000	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	165.597	9.694	273.271	1.098
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{st}	[N/mm ²]	0.000	0.000	0.000	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.426	-18.426	-18.426	-18.426
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.000	360.000	360.000	360.000
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE						
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	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
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	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
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
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000	32000	32000	32000
= E_s/E_{cm}	α_e	[-]	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
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	70333	49467	92800	34900
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	20	12	16	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	2094	754	1340	1340
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0298	0.0152	0.0144	0.0384
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	‰	0.747	0.022	0.625	0.003
Rebar cover	c	[mm]	60	60	60	60
Rebar spacing	s	[mm]	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
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
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	k_4	[-]	0.425	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	318.18	337.84	392.31	274.82
Crack width	w_k	[mm]	0.238	0.007	0.245	0.001
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK

Abbildung 63: GL-E-T - Spannungsüberprüfung der Kappe, der Widerlager, des Tunnelbogenaufsatzes und der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 63: GL-E-T - Verifiche tensionali della calotta, dei rititi, della muretta e della fondazione (SLE)

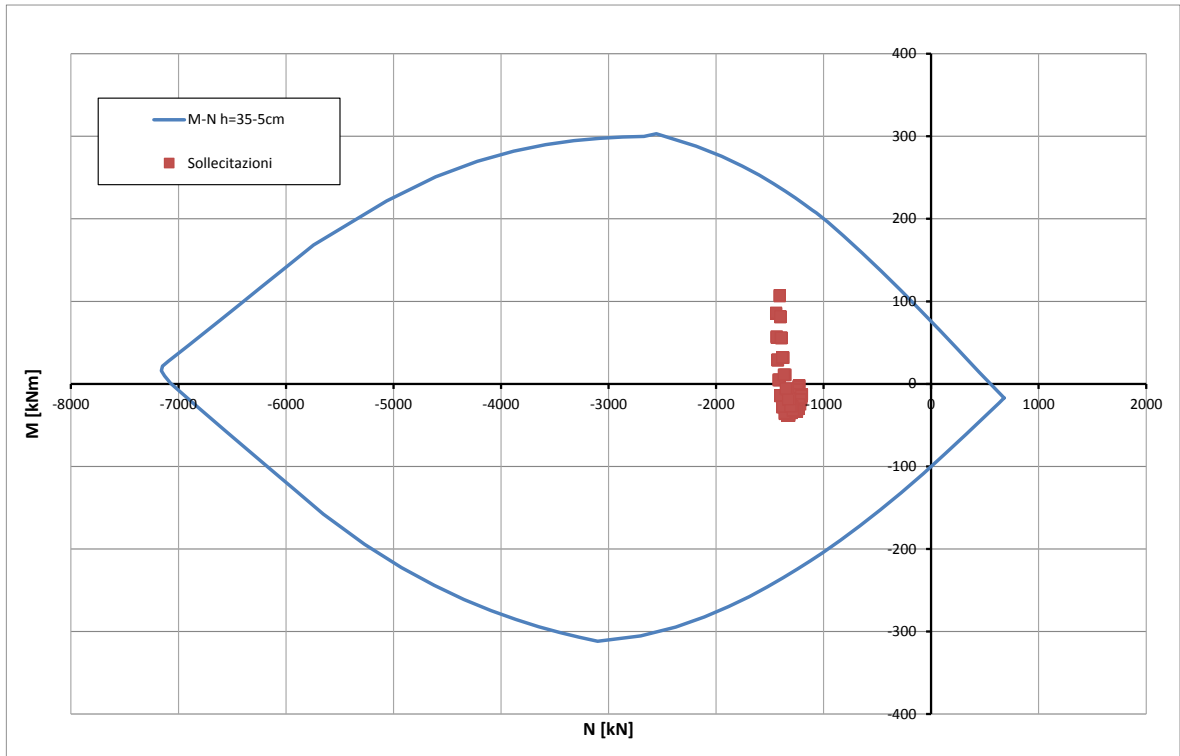


Abbildung 64: GL-E-T- Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 64: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della calotta nei riguardi dell'esposizione al fuoco

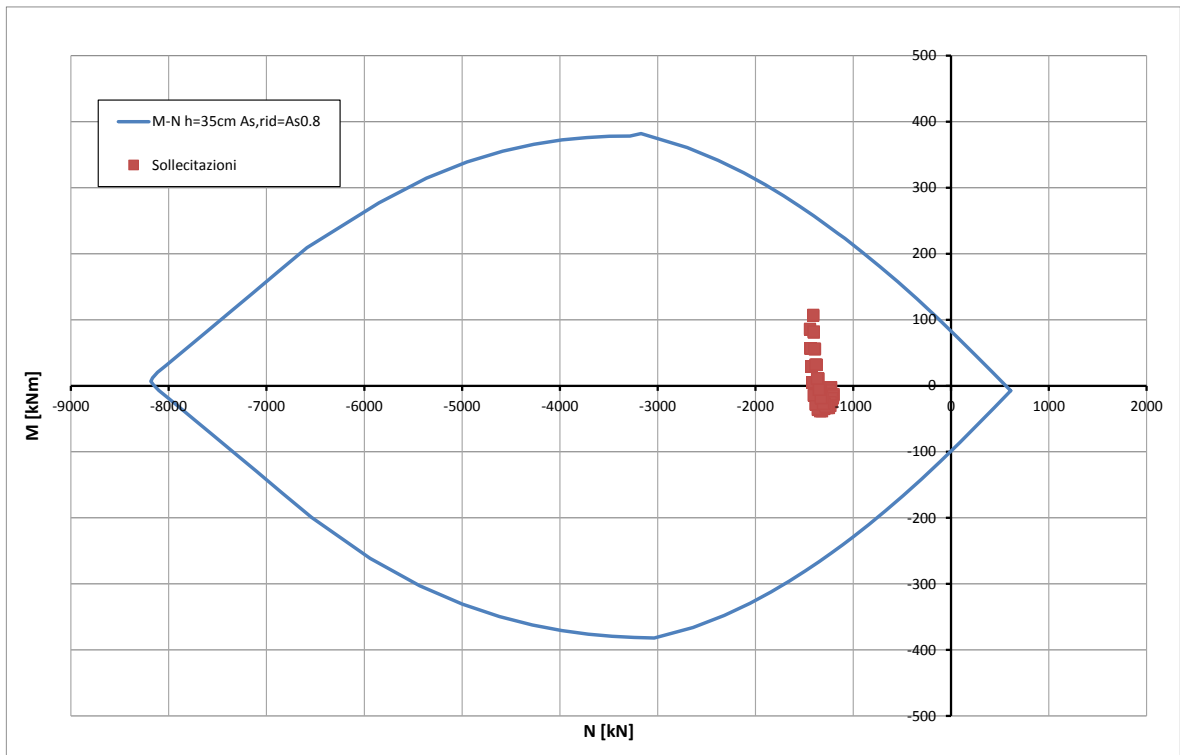


Abbildung 65: GL-E-T- Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 65: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della calotta nei riguardi dell'esposizione al fuoco

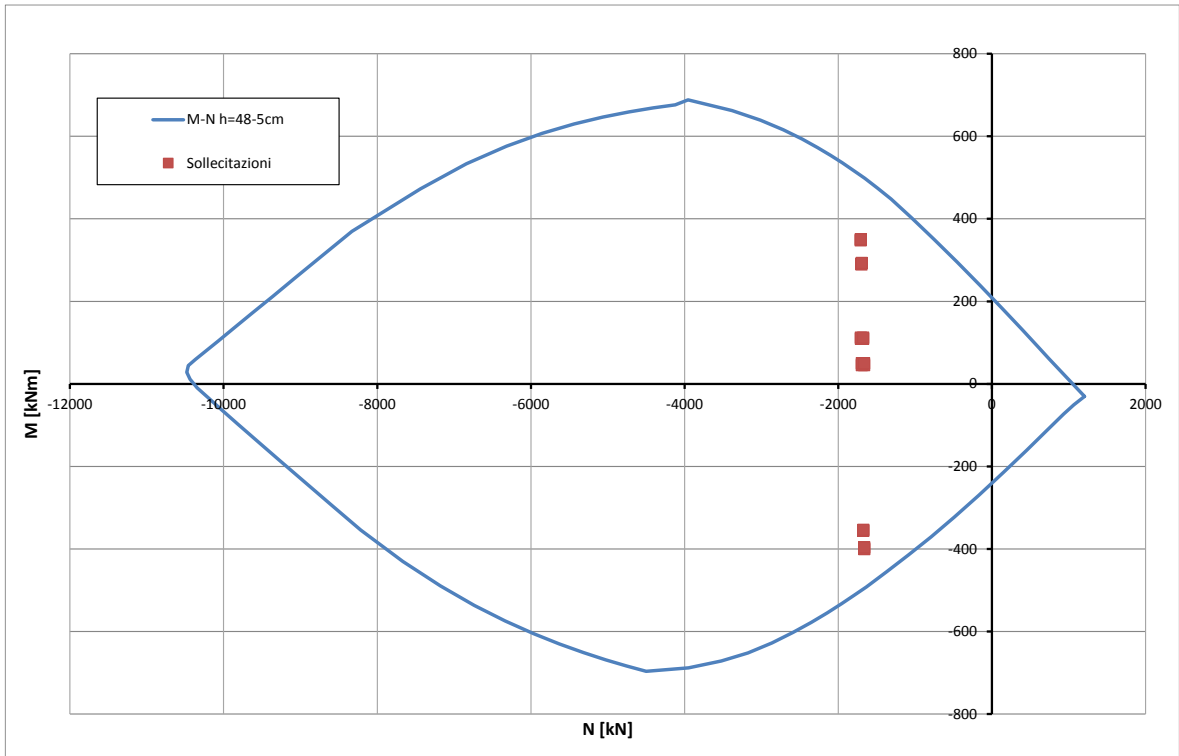


Abbildung 66: GL-E-T - Beul Spannungsnachweis des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 66: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della muretta nei riguardi dell'esposizione al fuoco

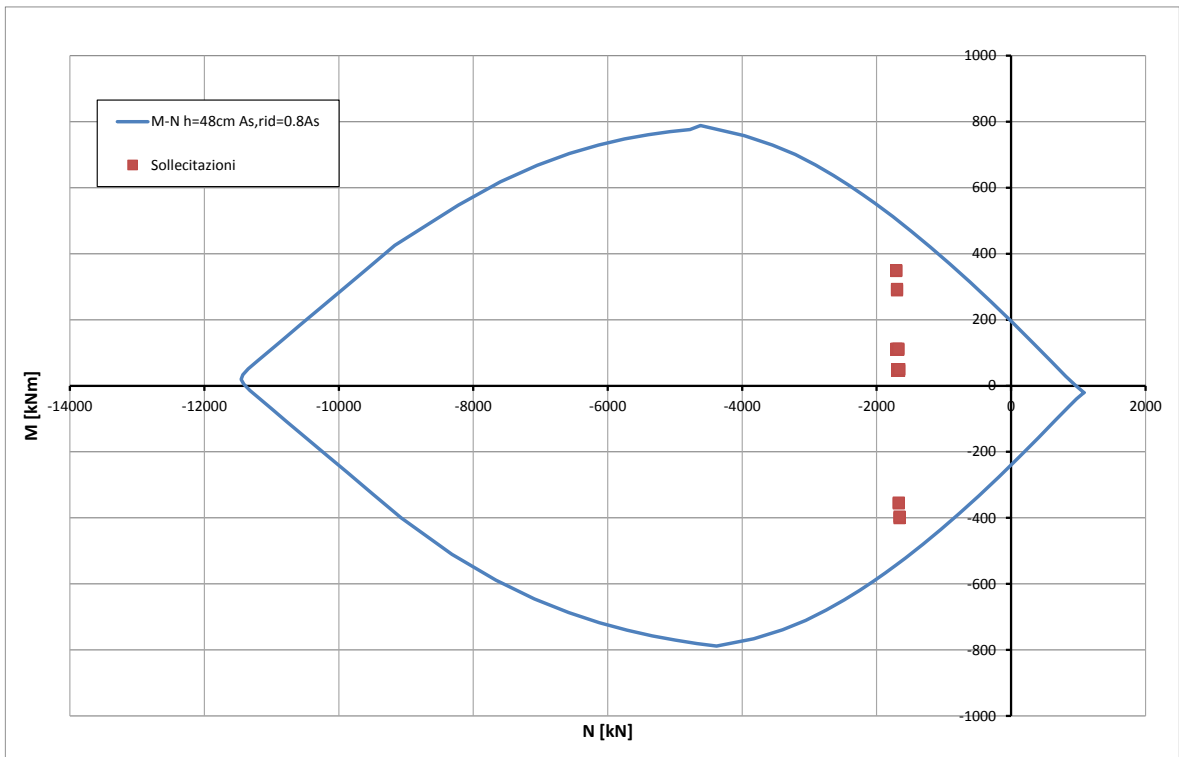


Abbildung 67: GL-D - Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 67: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della muretta nei riguardi dell'esposizione al fuoco

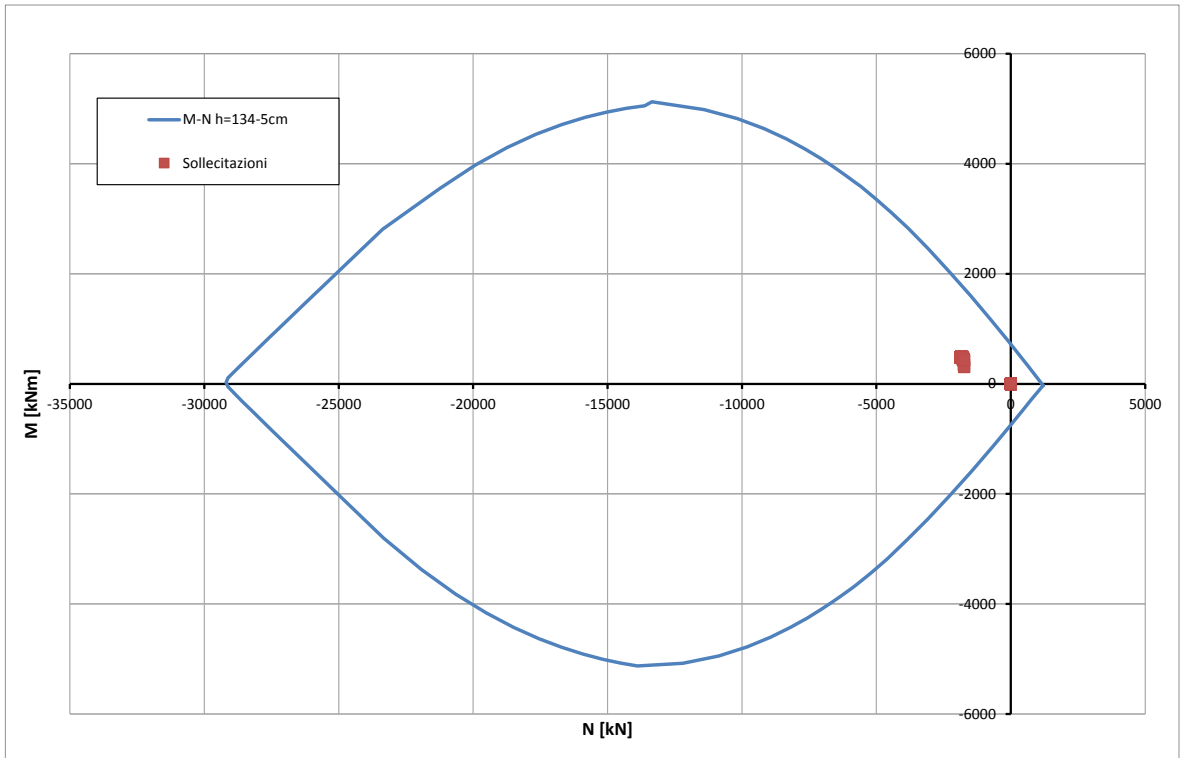


Abbildung 68: GL-E-T - Beul Spannungsnachweis der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 68: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

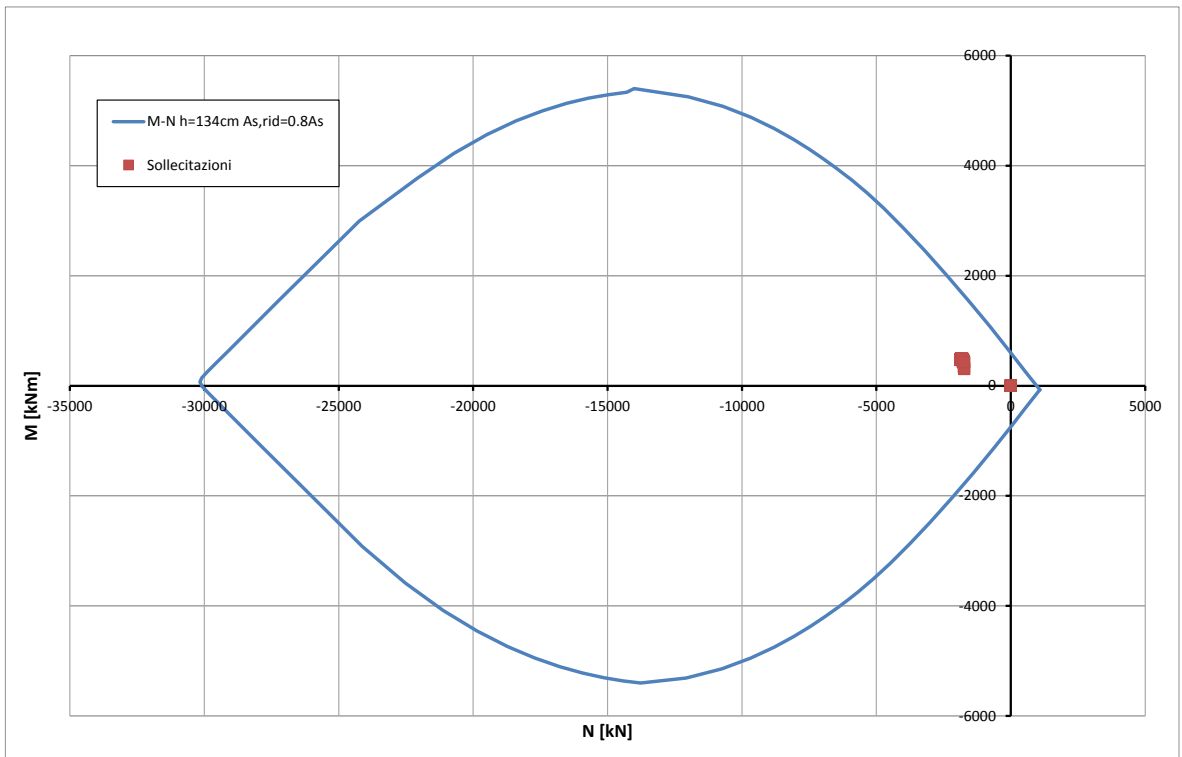


Abbildung 69: GL-E-T - Beul Spannungsnachweis der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 69: GL-E-T - Verifica a pressoflessione della platea di fondazione nei riguardi dell'esposizione al fuoco

Ausbruchquerschnitt CT2-b-T4-IN-N

Sezione CT2-b-T4-IN-N

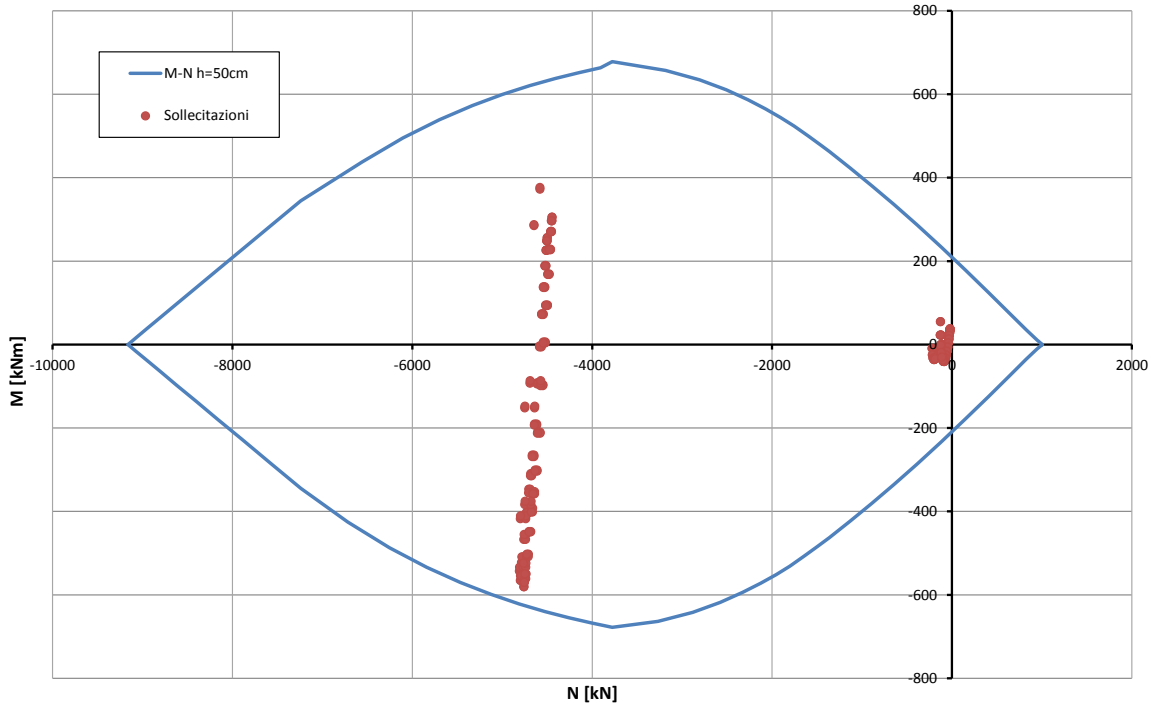


Abbildung 70: CT2-b-T4-IN-N - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT)

Illustrazione 70: CT2-b-T4-IN-N - Verifica a pressoflessione della calotta (SLU)

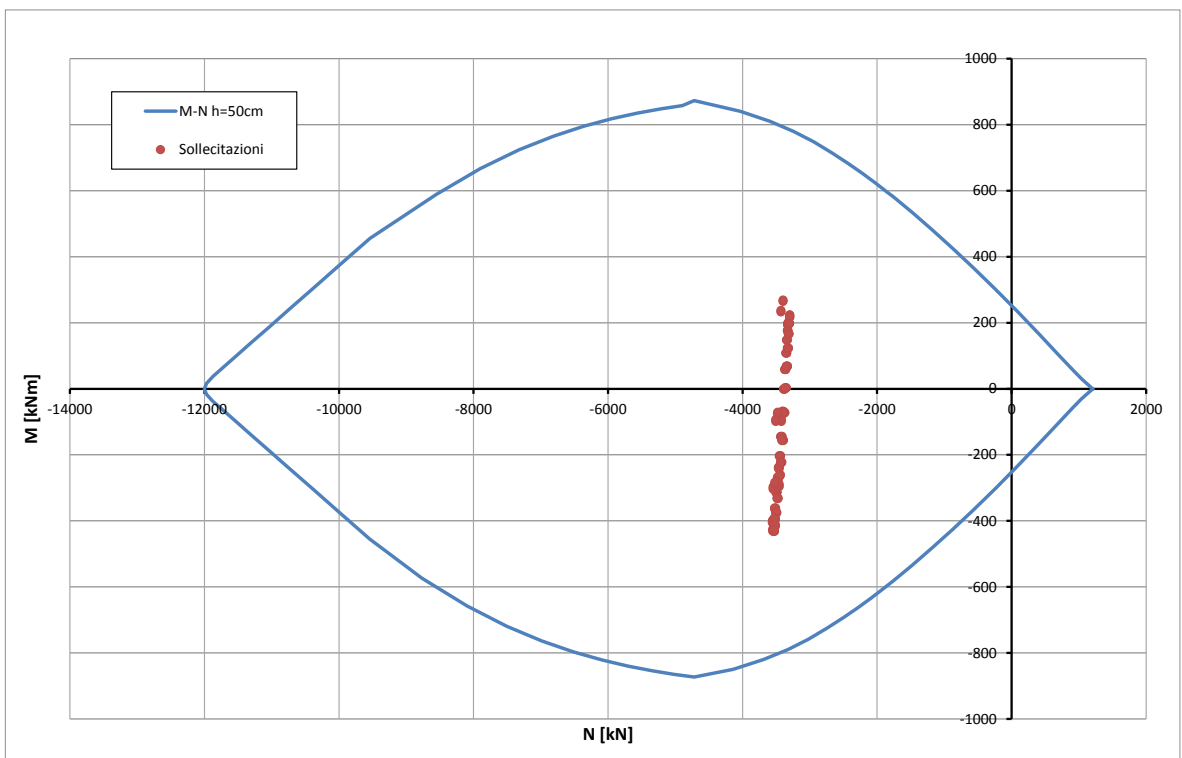


Abbildung 71: CT2-b-T4-IN-N - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 71: CT2-b-T4-IN-N - Verifica a pressoflessione della calotta (SLU Eccezionale)

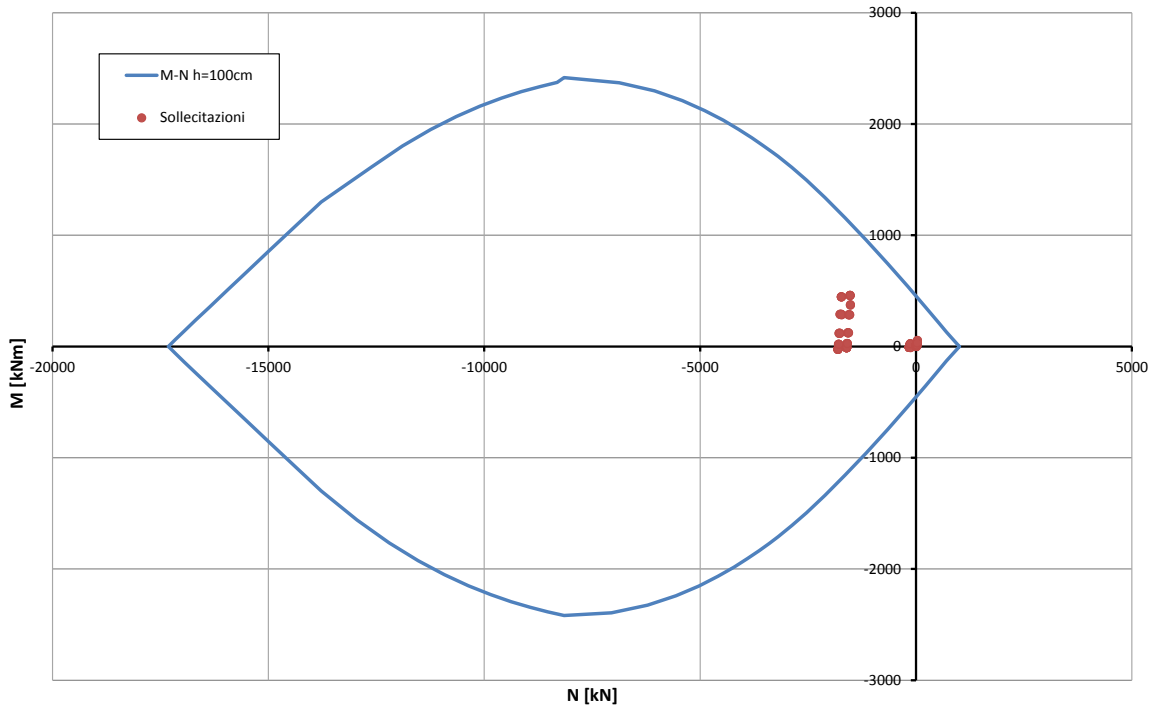


Abbildung 72: CT2-b-T4-IN-N - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlgewölbe (GZT)

Illustrazione 72: CT2-b-T4-IN-N - Verifica a pressoflessione dell'arco rovescio (SLU)

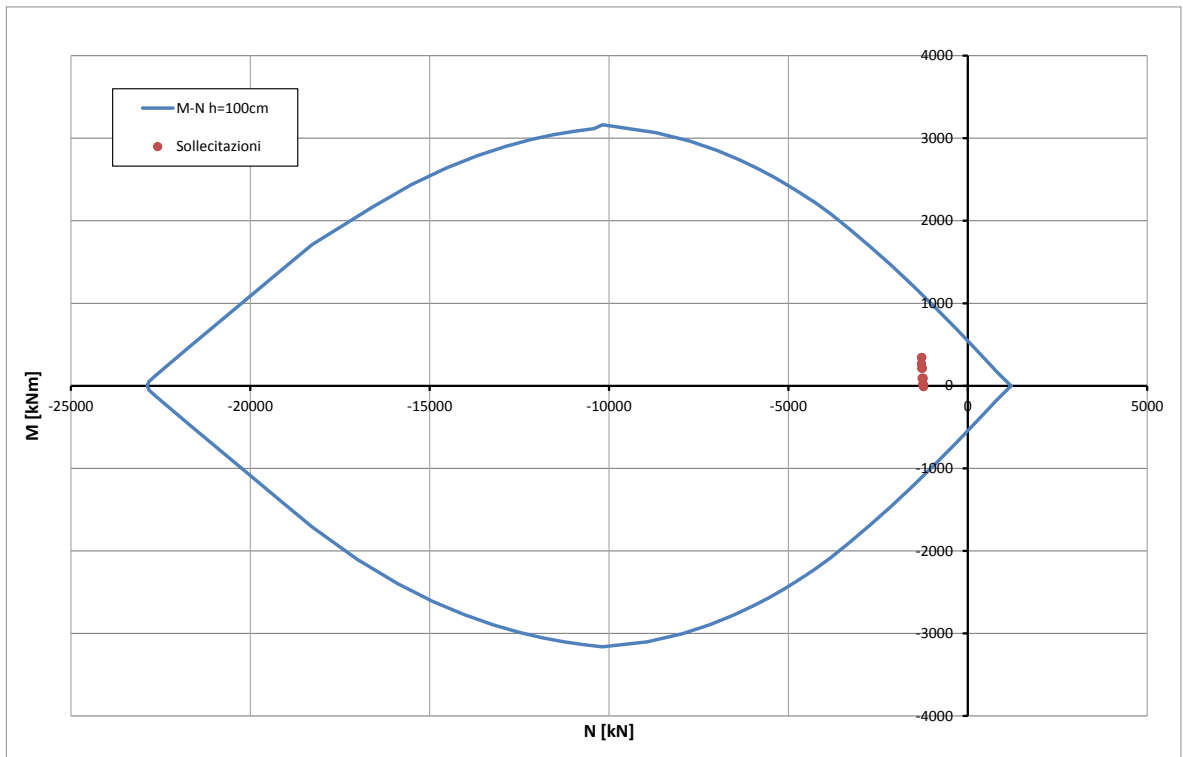


Abbildung 73: CT2-b-T4-IN-N - Überprüfung auf Beulspannung der Sohlgewölbe (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 73: CT2-b-T4-IN-N - Verifica a pressoflessione dell'arco rovescio (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}	=	454.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	4680.00	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	=	543	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0025	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.61	--
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	$V_{Rd,min}$	=	480.45	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	480.45	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 74: CT2-b-T4-IN-N - Querkraftüberprüfung der Kappe (GZT)

Illustrazione 74: CT2-b-T4-IN-N - Verifica a taglio della calotta (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}	=	357.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1532.00	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	=	993	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0013	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.45	--
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}	=	1.54	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	565.72	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	565.72	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 75: CT2-b-T4-IN-N - Querkraftüberprüfung der Sohlgewölbe (GZT)

Illustrazione 75: CT2-b-T4-IN-N - Verifica a taglio dell'arco rovescio (SLU)

			R02-SLE05	F01-SLE06
STRESS CHARACTERISTICS SLS			CT2-b-T4-IN-N	CT2-b-T4-IN-N
Design value of Axial Force	N_{sd}	[kN]	-2092	653
Design value of Bending Moment	M_{sd}	[kNm]	432	427
Design value of Shear Force	T_{sd}	[kN]	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			CT2-b-T4-IN-N	CT2-b-T4-IN-N
Overall depth of the cross section	h	[mm]	500	1000
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	427.0	927.0
Neutral axis depth	x	[mm]	176.4	309.7
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-16.69	-5.02
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	176.40	150.00
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			CT2-b-T4-IN-N	CT2-b-T4-IN-N
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	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
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	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
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000	32000
= E_s/E_{cm}	α_e	[-]	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
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	107867	182500
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	16	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	1340	1340
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0124	0.0073
Main strain	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	‰	0.504	0.429
Rebar cover	c	[mm]	60	60
Rebar spacing	s	[mm]	150	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	k_1	[-]	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
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	k_4	[-]	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	422.89	574.33
Crack width	w_k	[mm]	0.213	0.246
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK

Abbildung 76: CT2-b-T4-IN-N - Spannungsüberprüfung der Kappe und Sohlgewölbe (GZG)

Illustrazione 76: CT2-b-T4-IN-N - Verifiche tensionali della calotta e dell'arco rovescio (SLE)

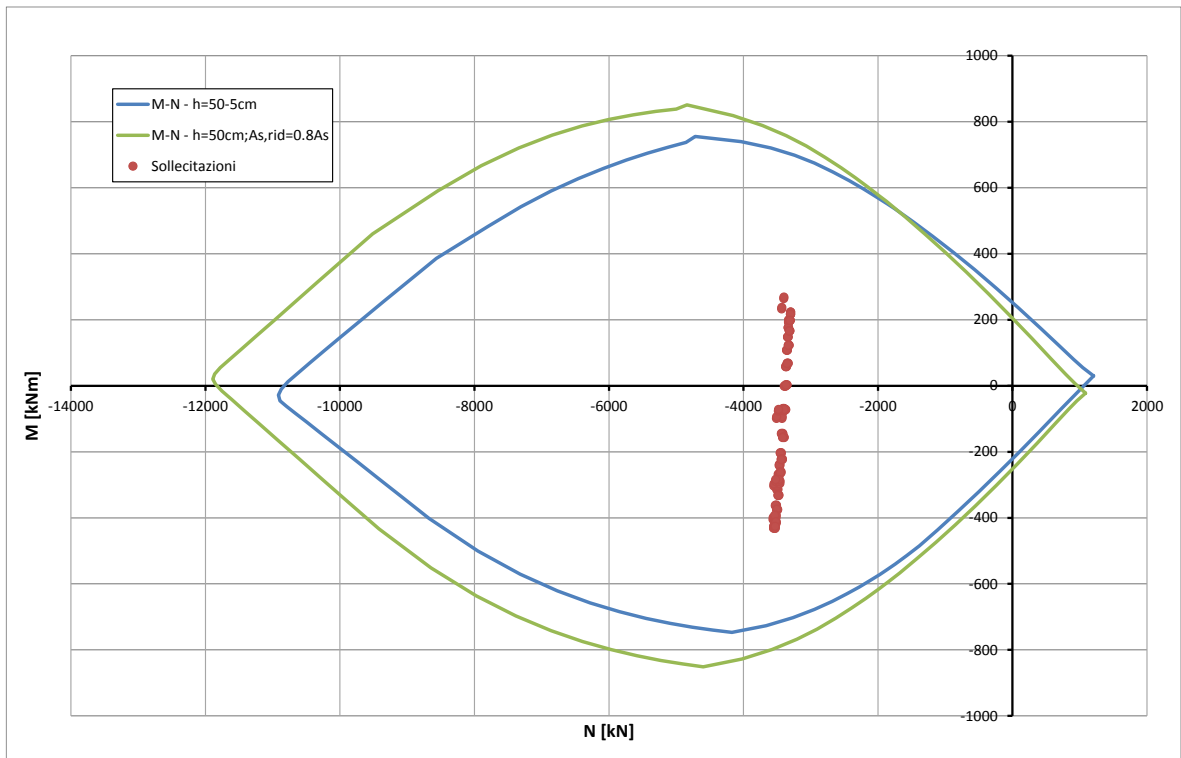


Abbildung 77: CT2-b-T4-IN-N - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 77: CT2-b-T4-IN-N - Verifica a pressoflessione della calotta nei riguardi dell'esposizione al fuoco (SLU)

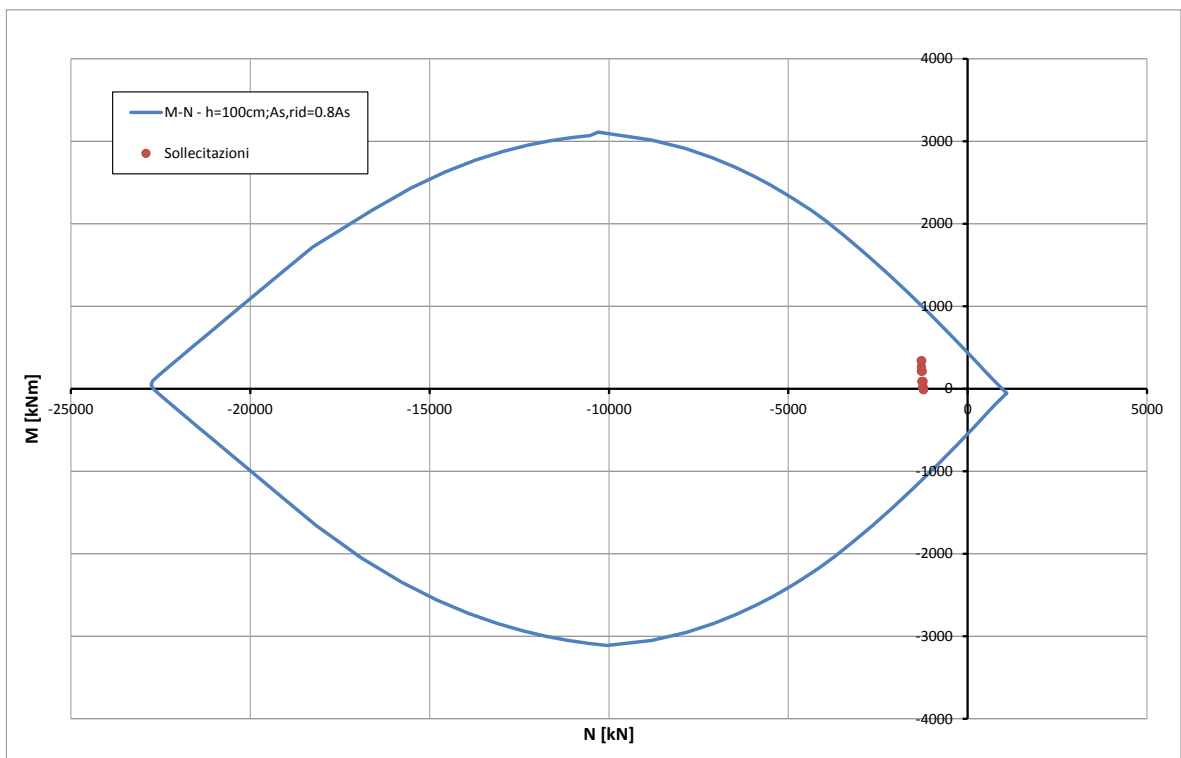


Abbildung 78: CT2-b-T4-IN-N - Überprüfung auf Beulspannung der Sohwölbe (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 78: CT2-b-T4-IN-N - Verifica a pressoflessione dell'arco rovescio nei riguardi dell'esposizione al fuoco

ANHANG 3 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE CT2-IN

Anhang 3 beinhaltet die graphischen Darstellungen der wichtigsten In- und Outputs der Innenschalenanalyse des Verbindungsabschnitts des Querstollens, welche mit dem Programm SAP2000 durchgeführt wurden.

APPENDICE 3 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO CT2-IN

L'appendice 3 contiene le rappresentazioni grafiche dei principali input e output dell'analisi del rivestimento definitivo della sezione di innesto del cunicolo trasversale condotte con il programma SAP2000.

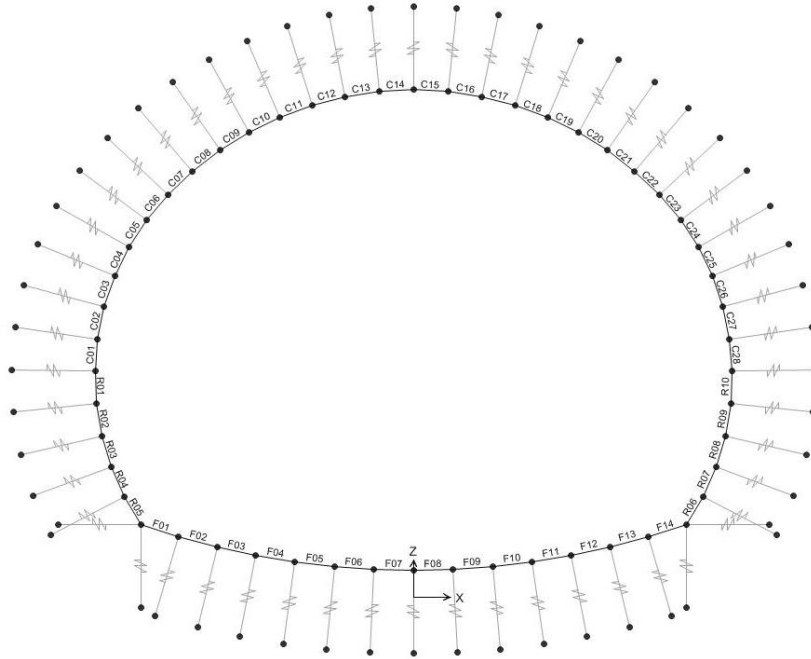


Abbildung 79: Modell CT2-IN

Illustrazione 79: Modello CT2-IN

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C28/35	Rectangular	0.44
C02	C28/35	Rectangular	0.4
C03	C28/35	Rectangular	0.38
C04	C28/35	Rectangular	0.36
C05	C28/35	Rectangular	0.35
C06	C28/35	Rectangular	0.35
C07	C28/35	Rectangular	0.35
C08	C28/35	Rectangular	0.35
C09	C28/35	Rectangular	0.35
C10	C28/35	Rectangular	0.35
C11	C28/35	Rectangular	0.35
C12	C28/35	Rectangular	0.35
C13	C28/35	Rectangular	0.35
C14	C28/35	Rectangular	0.35
C15	C28/35	Rectangular	0.35
C16	C28/35	Rectangular	0.35
C17	C28/35	Rectangular	0.35
C18	C28/35	Rectangular	0.35
C19	C28/35	Rectangular	0.35
C20	C28/35	Rectangular	0.35
C21	C28/35	Rectangular	0.35
C22	C28/35	Rectangular	0.35
C23	C28/35	Rectangular	0.35
C24	C28/35	Rectangular	0.35
C25	C28/35	Rectangular	0.36
C26	C28/35	Rectangular	0.38
C27	C28/35	Rectangular	0.4
C28	C28/35	Rectangular	0.44

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
F01	C28/35	Rectangular	0.6
F02	C28/35	Rectangular	0.69
F03	C28/35	Rectangular	0.85
F04	C28/35	Rectangular	0.98
F05	C28/35	Rectangular	1.08
F06	C28/35	Rectangular	1.15
F07	C28/35	Rectangular	1.19
F08	C28/35	Rectangular	1.19
F09	C28/35	Rectangular	1.15
F10	C28/35	Rectangular	1.08
F11	C28/35	Rectangular	0.98
F12	C28/35	Rectangular	0.85
F13	C28/35	Rectangular	0.69
F14	C28/35	Rectangular	0.6
R01	C28/35	Rectangular	0.47
R02	C28/35	Rectangular	0.51
R03	C28/35	Rectangular	0.56
R04	C28/35	Rectangular	0.55
R05	C28/35	Rectangular	0.36
R06	C28/35	Rectangular	0.36
R07	C28/35	Rectangular	0.55
R08	C28/35	Rectangular	0.56
R09	C28/35	Rectangular	0.51
R10	C28/35	Rectangular	0.47

Abbildung 80: Stärke der Ausbruchquerschnitte

Illustrazione 80: Spessore delle sezioni

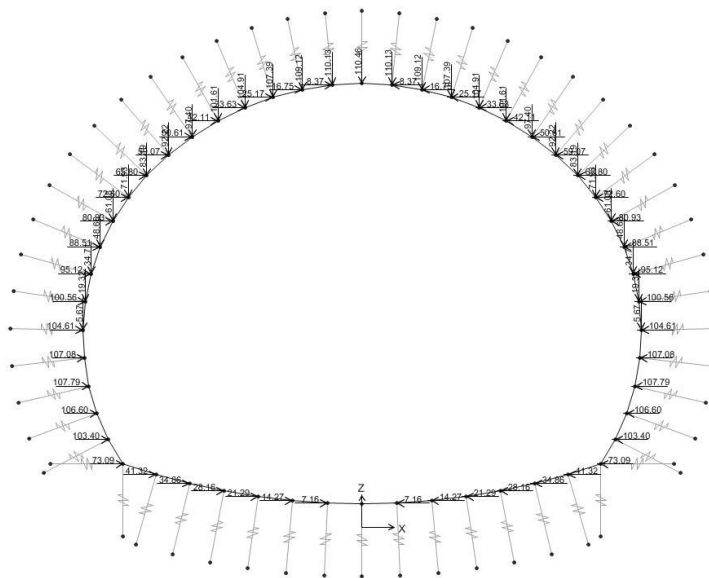


Abbildung 81: Gebirgslast (G5)

Illustrazione 81: Carico dell'ammasso (G5)

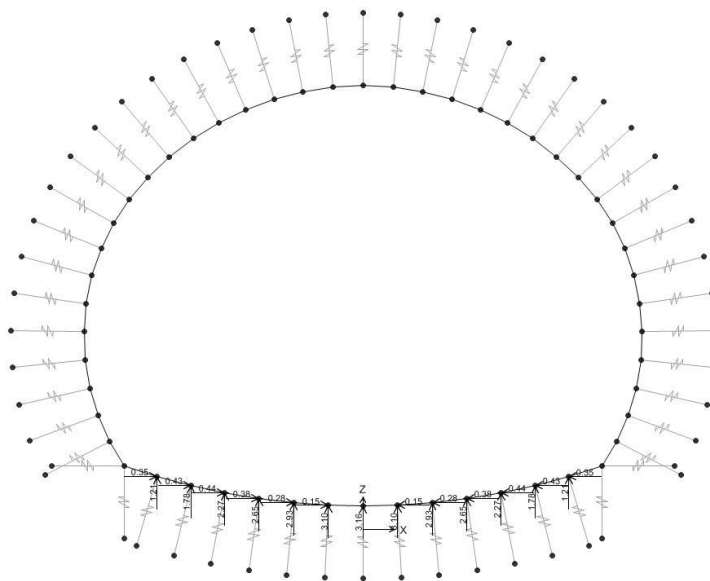


Abbildung 82: Hydrostatischer Druck G4)

Illustrazione 82: Pressione idrostatica (G4)

Im Folgenden wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendste Kombination GZT06 aufgezeigt

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nella combinazione più gravosa: SLU06

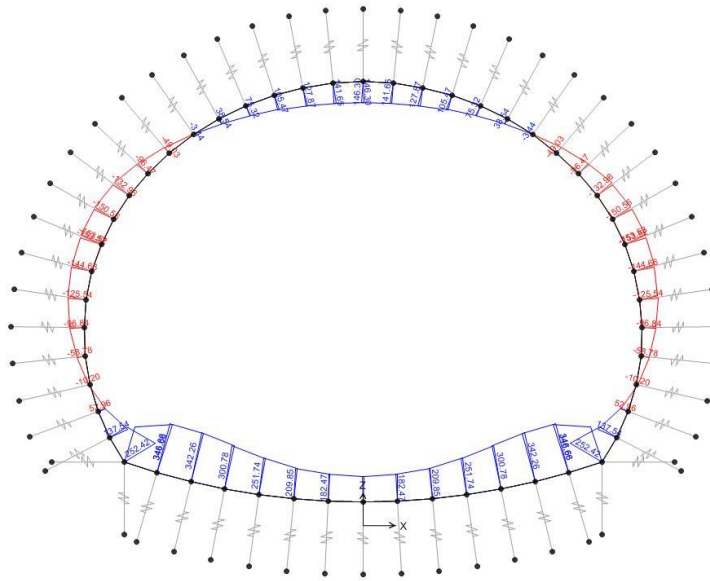


Abbildung 83: GZT06 - Biegemoment

Illustrazione 83: SLU06 - Momento flettente

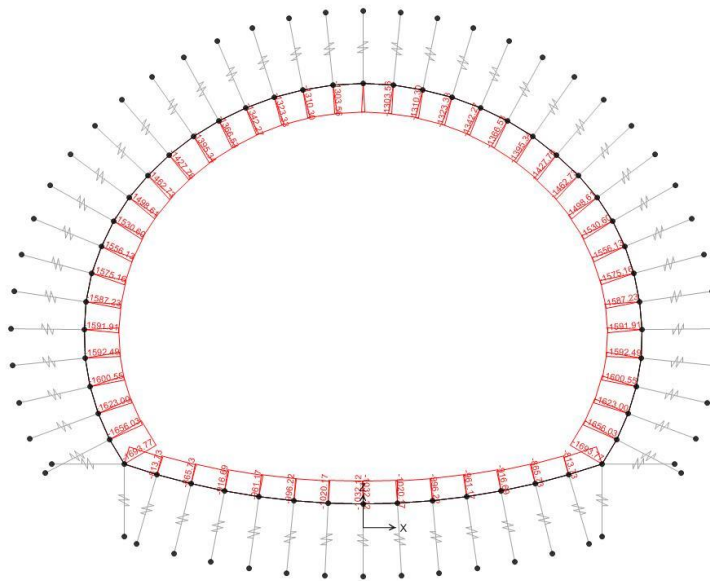


Abbildung 84: GZT06 - Axialwirkung

Illustrazione 84: SLU06 - Azione assiale

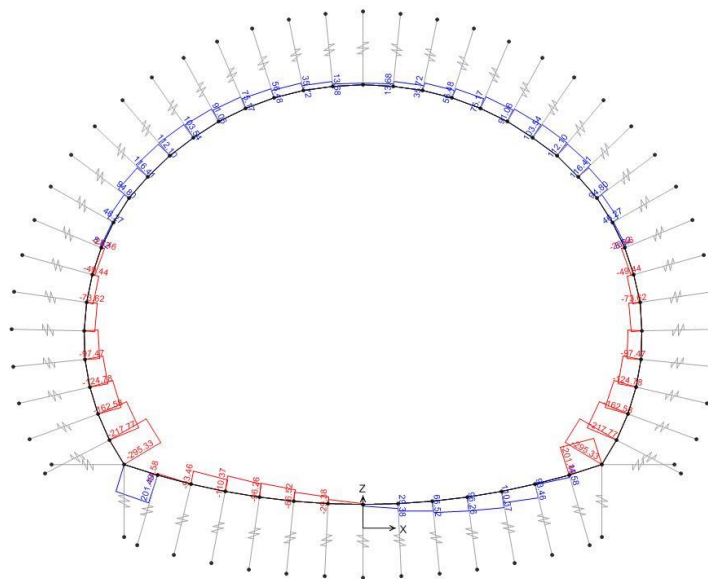


Abbildung 85: GZT06 - Schub

Illustrazione 85: SLU06 - Taglio

In folgenden Abbildungen sind die Überprüfungen an GZG und GZT des Ausbruchquerschnitts auf Höhe der Kappe, des Tunnelbogenaufsätze und des Gegengewölbe aufgezeigt. Insbesondere werden in Folge aufgezeigt:

- Die Beulspannungsüberprüfungen auf an GZT;
- Die Beulspannungsüberprüfungen an außergewöhnlichen GZT;
- Die Querkraftüberprüfungen in der GZT Kombination;
- Die Betriebsspannungsüberprüfungen und Berechnung der Rissweite;
- Die Brandüberprüfungen (gemäß den Kriterien des spezifischen Berichts [11] durchgeführt).

Die in Folge aufgezeigten Diagramme wurden, vorsichtshalber, angesichts der Mindeststärken an Kappe und Gegengewölbe von jeweils 35 und 60 cm, und eine Längsbewehrungen, aus $\phi 16\text{mm}$, Abstand 15 cm, sowohl an Laibung als auch am Rücken, erhalten.

Nelle seguenti figure sono riportate le verifiche agli SLE e agli SLU della sezione in corrispondenza della calotta, delle murette e dell'arco rovescio. In particolare, nel seguito si riportano:

- Le verifiche a pressoflessione agli SLU;
- Le verifiche a pressoflessione agli SLU eccezionali;
- Le verifiche a taglio nella combinazione SLU;
- La verifica delle tensioni in esercizio e il calcolo dell'ampiezza delle fessure;
- Le verifiche al fuoco (eseguite in accordo ai criteri esposti nella relazione specifica [11]).

I grafici di seguito riportati sono stati ottenuti considerando, cautelativamente, gli spessori minimi in calotta e in arco rovescio, pari rispettivamente a 35 e 60 cm, e un'armatura longitudinale costituita da $\phi 16\text{mm}$ a passo 15 cm sia in intradosso che in estradosso.

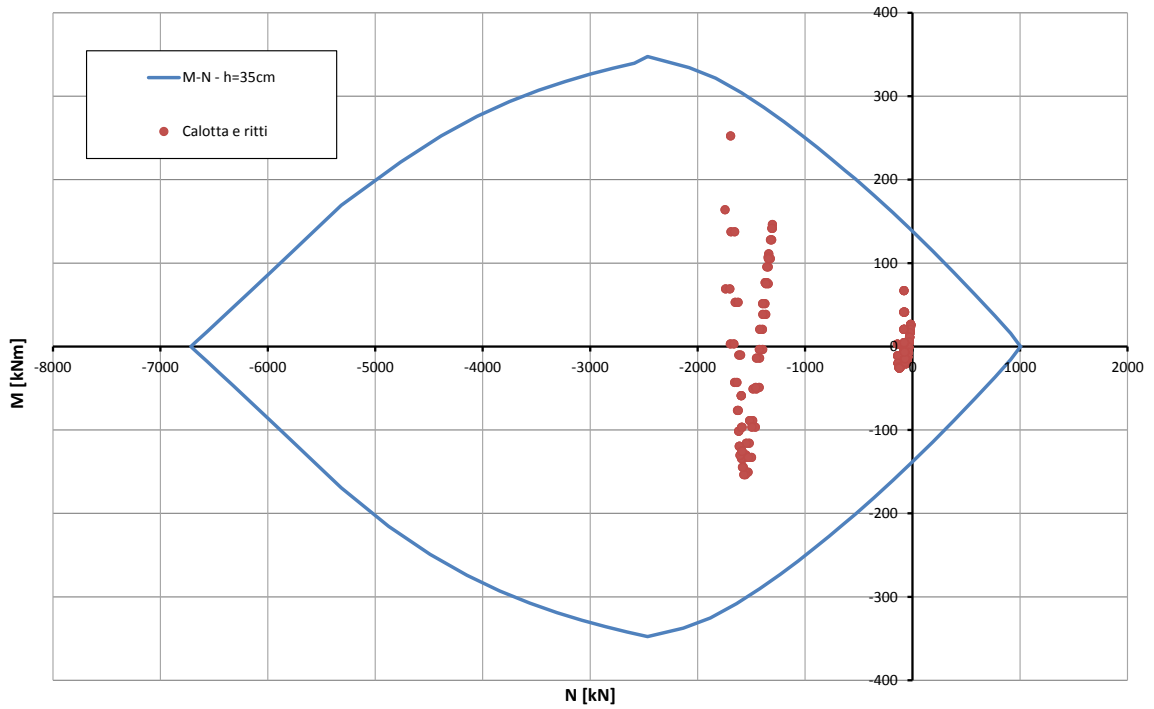


Abbildung 86: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (GZT)

Illustrazione 86: Verifica a pressoflessione della calotta e dei ritti (SLU)

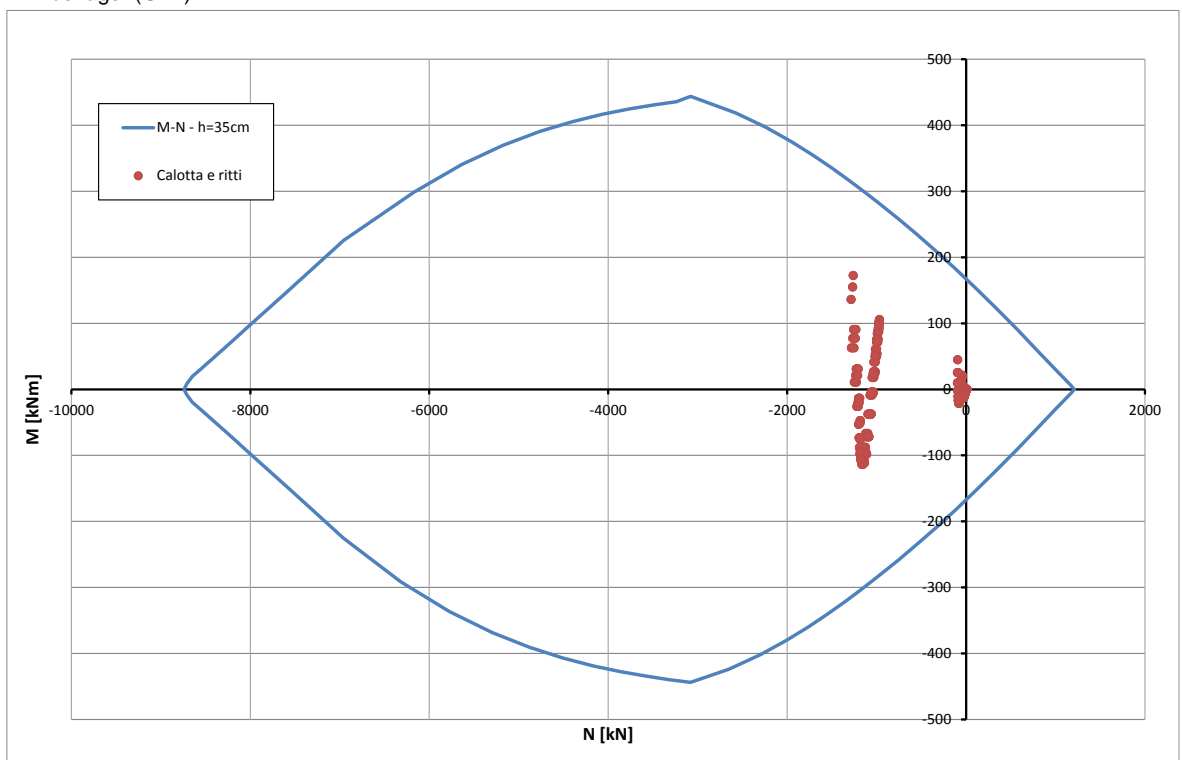


Abbildung 87: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 87: Verifica a pressoflessione della calotta e dei ritti (SLU Eccezionale)

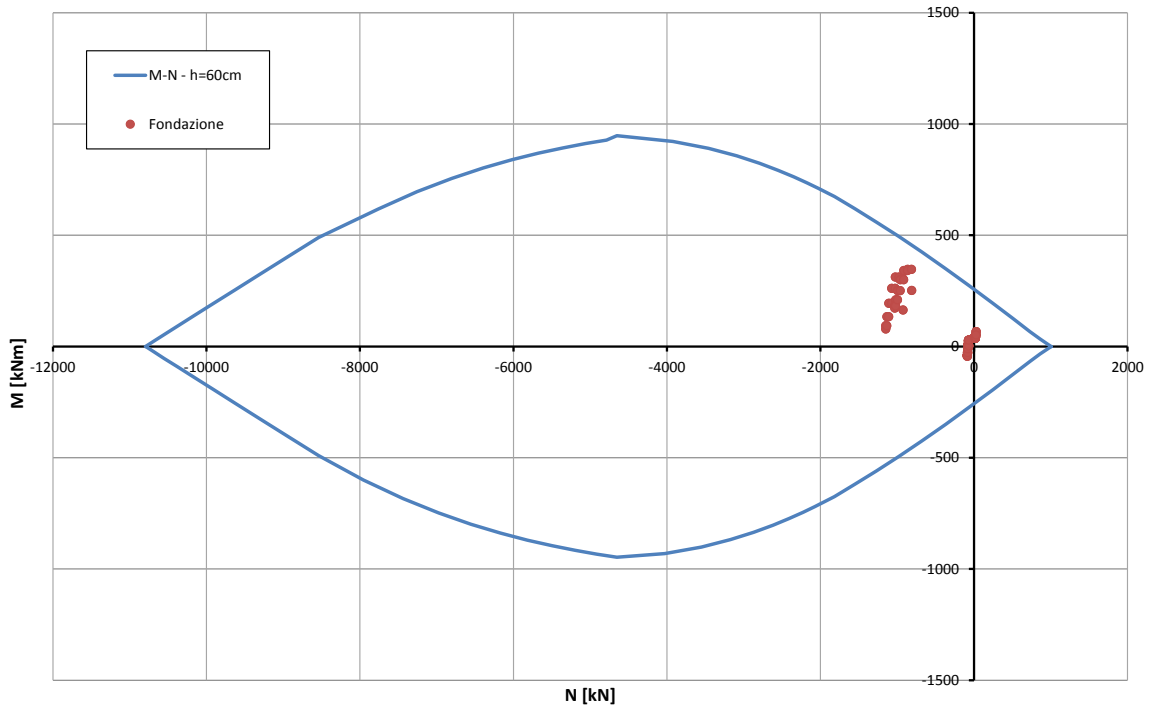


Abbildung 88: Überprüfungen auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT) Illustrazione 88: Verifica a pressoflessione dell'arco rovescio (SLU)

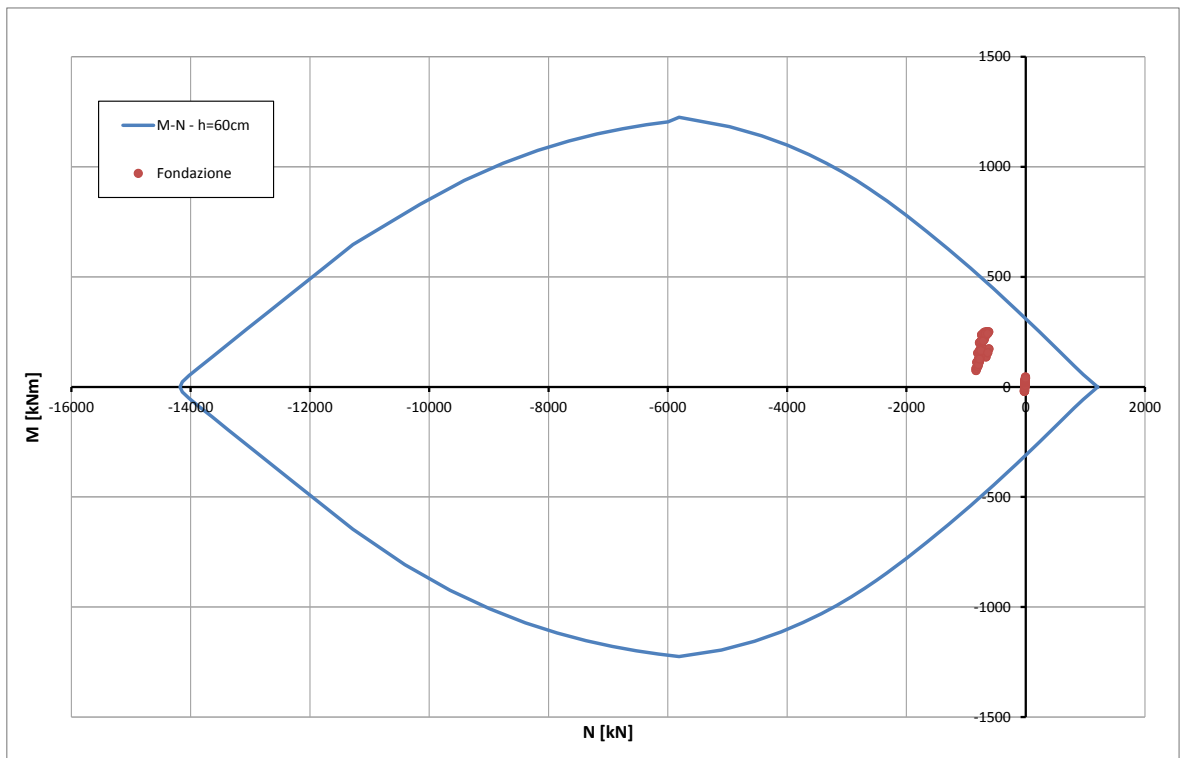


Abbildung 89: Überprüfungen auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 89: Verifica a pressoflessione dell'arco rovescio (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}	=	295.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1693.00	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	=	282	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0048	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.84	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.48	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	$V_{Rd,min}$	=	274.78	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	290.36	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

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

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

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	6.7	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	250	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	527	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.79	<	10.20	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}	=	6.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.25	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	496.26	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	898.86	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	496.26	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 90: Querkraftüberprüfung der Kappe und der Widerlager (GZT)

Illustrazione 90: Verifica a taglio della calotta e dei ritti (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}	=	301.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	900.00	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	=	532	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0025	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.61	--
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}	=	1.69	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	346.41	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	346.41	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 91: Querkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 91: Verifica a taglio dell'arco rovescio (SLU)

			SLE06 - F01	SLE06 - R05
STRESS CHARACTERISTICS SLS			CT1-IN	CT1-IN
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	592	1248
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	260	194
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			CT1-IN	CT1-IN
Overall depth of the cross section	h	[mm]	600	350
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	532.0	282.0
Neutral axis depth	x	[mm]	197.2	167.4
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-7.63	-15.24
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	194.40	156.50
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			CT1-IN	CT1-IN
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	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
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	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
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000	32000
$= E_s/E_{cm}$	α_e	[-]	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
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	134267	60867
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	16	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	1340	1340
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0100	0.0220
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	‰	0.555	0.454
Rebar cover	c	[mm]	60	60
Rebar spacing	s	[mm]	150	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	k_1	[-]	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
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	k_4	[-]	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	476.46	327.51
Crack width	w_k	[mm]	0.265	0.149
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK

Abbildung 92: - Nachweis GZG

Illustrazione 92: Verifica SLE

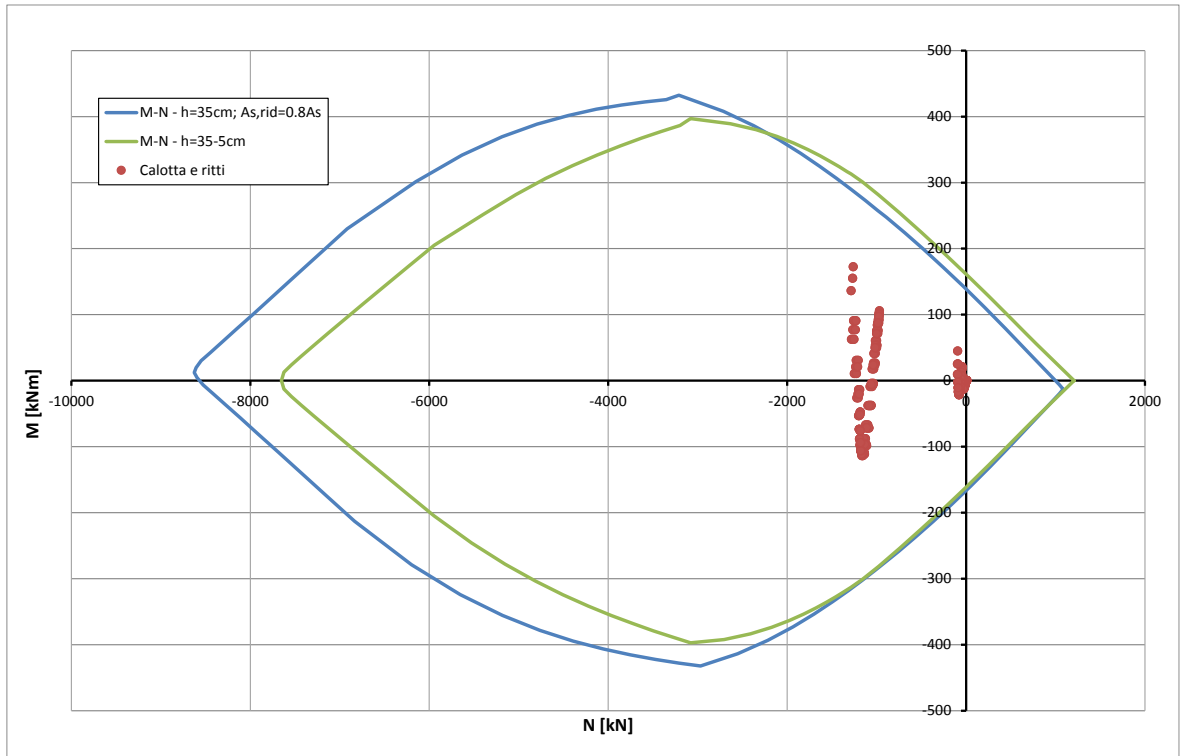


Abbildung 93: - Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 93: Verifica a pressoflessione della calotta e dei ritti nei riguardi dell'esposizione al fuoco

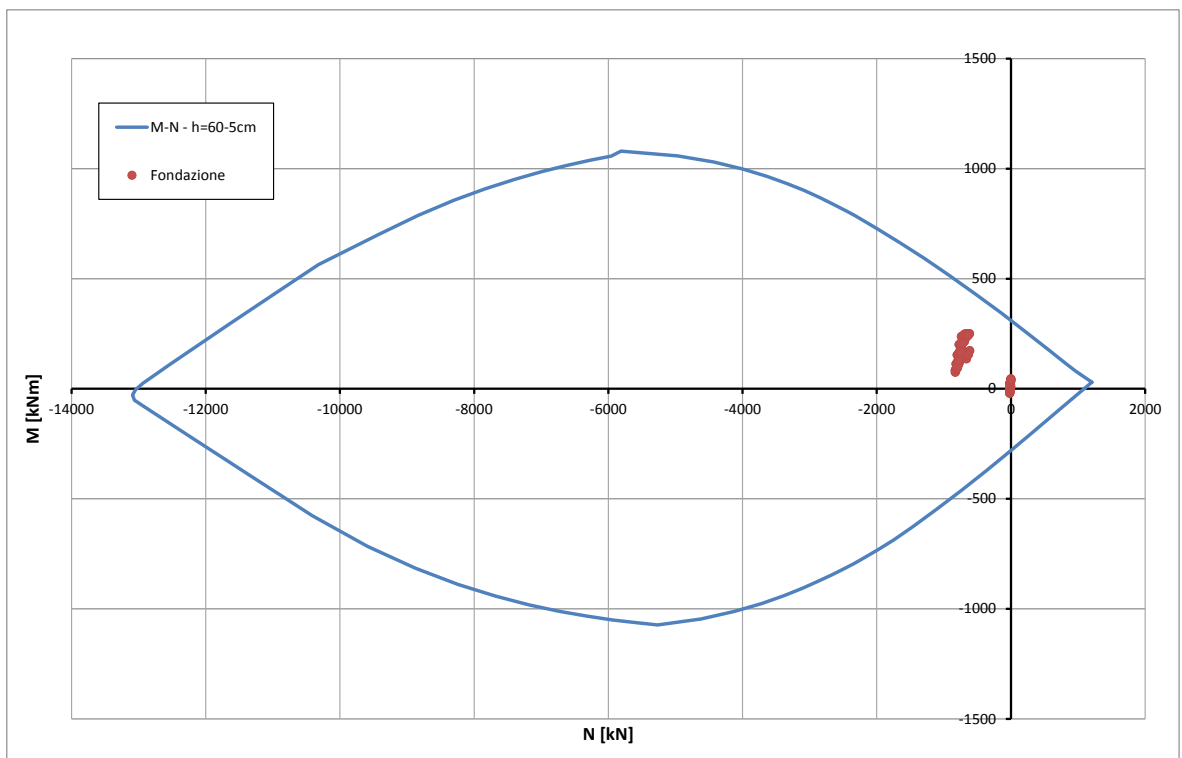


Abbildung 94: - Überprüfung auf Beulspannung des Gegengewölbes (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 94: Verifica a pressoflessione dell'arco rovescio nei riguardi dell'esposizione al fuoco