



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 Doppelgleisiger Haupttunnel	WBS Gallerie principali a doppio binario
Dokumentenart Statische Berechnung	Tipo Documento Calcolo statico
Titel Statische Berechnung GL-D4/DM4	Titolo Relazione di calcolo GL-D4/DM4

 RTI 4P Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P Via Pio IV n. 5, 20125 Milano, Tel. +39 0287767911, Fax +39 0287152612	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 52.6+22 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	260	KST	D0700	21026	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
00	Erstversion / Consegna preliminare	Rivoltini	15.05.2014

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	5
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	6
2.1	SPRITZBETON	
2.1	BETONCINO PROIETTATO	6
2.2	LEHRGERÜSTE	
2.2	CENTINE.....	6
2.3	ANKER	
2.3	ANCORAGGI	6
2.4	BETON	
2.4	CALCESTRUZZO.....	6
2.5	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.5	ACCIAIO DA ARMATURA.....	7
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	8
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	8
4	GEBIRGSVERHALTEN	
4	COMPORAMENTO DELLA ROCCIA	10
4.1	ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN	
4.1	VALUTAZIONE DEL COMPORAMENTO DELLA ROCCIA.....	10
5	AUSSENSCHALE	
5	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	13
5.1	ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN	
5.1	ANALISI DELLE FASI DI SCAVO	13
5.1.1	Der Berechnungskodex	
5.1.1	Il codice di calcolo	13
5.1.2	Analysierte Ausbruchquerschnitte	
5.1.2	Sezioni analizzate	14
5.1.3	Bildendes Gebirgsmodell	
5.1.3	Modello costitutivo dell'ammasso	14
5.1.4	Modellgeometrie und Ausgangsspannungslage	
5.1.4	Geometria del modello e stato tensionale iniziale	14
5.1.5	Eigenschaften der Außenschale	
5.1.5	Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase	15
5.1.6	Laststufe	
5.1.6	Step di carico.....	15
5.1.7	Nachweisverfahren	
5.1.7	Procedura di verifica.....	16
5.1.8	Ergebnisse	
5.1.8	Risultati.....	17
5.2	ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT	
5.2	ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE	17
5.2.1	Nachweisverfahren	
5.2.1	Procedura di verifica.....	17
5.2.2	Ergebnisse	
5.2.2	Risultati.....	17

6	INNENSCHALE	
6	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	18
6.1	STABWERKSMODELLE	
6.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE	18
6.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	18
6.2.1	Modellierung der Bettung	
6.2.1	Rigidità radiale	19
6.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
6.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo	19
6.3	LASTENANALYSE	
6.3	ANALISI DEI CARICHI	20
6.3.1	Eigengewicht G1	
6.3.1	Peso proprio G1	20
6.3.2	Oberleitung G2	
6.3.2	Catenaria G2	20
6.3.3	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
6.3.3	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3	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	21
6.3.6	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.6	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6	21
6.3.7	Temperatur Q1	
6.3.7	Temperatura Q1	22
6.3.8	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.8	Azione sismica E1	22
6.3.9	Aerodynamischer Druck A1	
6.3.9	Pressione aerodinamica A1	22
6.3.10	Aufprall A2	
6.3.10	Urto A2	22
6.3.11	Brand A3	
6.3.11	Incendio A3	23
6.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO	23
6.5	NACHWEISE	
6.5	VERIFICHE	24
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	24
6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	24
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	24
6.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni	24
6.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	24
6.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
6.5.1.5	Verifica a pressoflessione	25

6.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
6.5.1.6	Verifica a taglio	26
6.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE)	27
6.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni	27
6.5.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	27
6.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3	Combinazioni delle azioni	27
6.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	27
6.5.2.5	Berechnung der Verformungen	
6.5.2.5	Calcolo delle deformazioni	27
6.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure	27
6.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA	28
6.6.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	28
6.6.2	Mindestbewehrung	
6.6.2	Armatatura minima	28
6.7	ERGEBNISSE	
6.7	RISULTATI	29
7	VERZEICHNISSE	
7	ELENCHI	30
7.1	TABELLENVERZEICHNIS	
7.1	ELENCO DELLE TABELLE	30
7.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI	30
7.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3	ELENCO APPENDICI	30
7.4	REFERENZDOKUMENTE	
7.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	30
7.4.1	Eingangsdokumente	
7.4.1	Documenti in ingresso	30
7.4.2	Normen und Richtlinien	
7.4.2	Normative e linee guida	31
7.4.3	Bibliografie	
7.4.3	Bibliografia	32
ANHANG 1 - KENNLINIEN		
APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE		33
ANHANG 2 - FDM-ANALYSE		
APPENDICE 2 - ANALISI FDM		34
ANHANG 3 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE		
APPENDICE 3 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO		41

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Außen- und Innenschalen der Haupttunnel, zwischen Kilometrierung Km 52+782.96 und 53+928.00 (Oströhre) und zwischen Kilometrierung 53+019.60 e 53+915.40 (Weströhre) an der mit offene TBM vorgetriebenen Strecke, sowie, zwischen Kilometrierung Km 53+928.00 und 54.0+15 (Oströhre) und zwischen Kilometrierung Km 53+915.40 und 54+002.396 (Weströhre) an der doppelgleisigen Strecke mit Masse-Feder-System.

Die Tunnel verlaufen gänzlich innerhalb des Brixener Granits mit variablen Überdeckungen, die von 60 m bis 790 m reichen. Insbesondere erreicht die südlichere Strecke, welche das Masse-Feder-System vorsieht, maximale Überdeckungen von 120 m, während die stärksten Überdeckungen im Norden dort wo die doppelgleisigen Tunnels ohne Masse-Feder-System vorgesehen sind, erreicht werden.

Insgesamt zeigt das durchquerte Gebirge optimale Widerstand- und Verformungseigenschaften. Allerdings, liegt an der Mündung Süd die Verwerfung des Weißenbachs (GB-G-GA7) welche, nach derzeitigem Erkenntnisstand, sich im Süden auf Kilometrierung km 54.0+15 beschränken müsste und nicht mit dem geplanten Aushub interferieren dürfte; vorsichtshalber wurde dieser aber zur Ausbruchquerschnittsbemessung in Klasse IV (GL-DM4) berücksichtigt. Der ähnliche Ausbruchquerschnitt ohne Masse-Feder-System (GL-D4) kann zum Ausbruch der schwierigeren zurzeit nicht weiter ermittelbaren Bereiche Richtung Norden benutzt werden.

Die zum Ausbruch in Klasse IV vorgesehenen Ausbruchquerschnitte (GL-D4/DM4), mit einer maximalen Aushubbreite und -höhe (inkl. 10 cm Extraaushub) von jeweils 14.82m und 10.10 m, sehen eine Außenschale aus nominalen 35 cm (30 mindestens) Beton der Festigkeitsklasse C30/37, mit zwei Lehrgerüste IPN200 mit variablen Abstand von 0.75 auf 1.5 m bewehrt, vor.

Die Innenschale besteht aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit variablen Stärken von 56 cm in Nähe der Kappe bis auf 66 cm an der Sohlplatte. Diese Stärken sind als nominale Stärken zu verstehen, die, ohne Bau- und Trassierungstoleranz, mindestens 50 und 60 cm jeweils an Kappe und Sohlplatte entsprechen.

Gegenstand des vorliegenden Berichts ist die Bemessung der Ausbruchquerschnitte GL-DM4 und GL-D4.

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi delle Gallerie di Linea, nella tratta scavata con TBM aperta tra le progr. Km 52+782.96 e 53+928.00 (Canna Est) e tra le progr. Km 53+019.60 e 53+915.40 (Canna Ovest), e nella tratta a doppio binario con masse flottanti, tra le progr. Km 53+928.00 e 54.0+15 (Canna Est) e tra le progr. Km 53+915.40 e 54+002.396 (Canna Ovest).

Le gallerie si sviluppano per la loro totalità all'interno del Granito di Bressanone con coperture variabili da 60 a 790 m. In particolare, la tratta più a sud, che prevede il sistema a masse flottanti, raggiunge coperture massime di 120 m mentre le coperture maggiori vengono raggiunte verso nord, dove sono previste le gallerie a doppio binario senza sistema a masse flottanti.

Nel complesso, l'ammasso attraversato presenta ottime caratteristiche di resistenza e deformabilità. Tuttavia, verso l'imbocco sud è presente la faglia del Rio Bianco (GB-G-GA7) che, allo stato attuale delle conoscenze, dovrebbe limitarsi a sud della progressiva km 54.0+15, non interferendo con lo scavo in progetto, ma che cautelativamente è stata considerata per il dimensionamento della sezione di scavo in classe IV (GL-DM4). Analoga sezione, senza il sistema di masse flottanti (GL-D4), potrà essere utilizzata per affrontare lo scavo di zone maggiormente disturbate verso nord, attualmente non identificabili con maggior accuratezza.

Le sezioni previste per affrontare lo scavo in classe IV (GL-D4/DM4), aventi una larghezza e un'altezza massima di scavo (compresi 10 cm di extrascavo) rispettivamente di 14.82 m e 10.10 m, prevedono un rivestimento di prima fase costituito da 35 cm nominali (30 minimi) di betoncino C30/37 armato con due centine IPN200 a passo variabile da 0.75 a 1.5 m.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 con spessore variabile da 56 cm in corrispondenza della calotta fino a 66 cm in platea. Tali spessori sono da intendersi come spessori nominali che, al netto delle tolleranze di costruzione e di tracciamento, si traducono in 50 e 60 cm minimi, rispettivamente in calotta e platea.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle sezioni GL-DM4 e GL-D4.

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 Metallehrgerüste bestehen aus Stahl S355 mit folgenden Eigenschaften:

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

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

Wobei:

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

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 werden eventuell Anker des Typs R51N vorgesehen mit folgenden Eigenschaften vorgesehen:

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

$$N_y = 630 \text{ kN (Pm24)}$$

Wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- N_y = Ermüdungslast

2.3 ANCORAGGI

Si prevede l'utilizzo di eventuali ancoraggi tipo R51N 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 ist ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften zu berücksichtigen:

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

2.4 CALCESTRUZZO

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo si considera un calcestruzzo con classe di resistenza 30/37 con le seguenti caratteristiche:

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

Wobei:

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

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 des Rings wird Stahl des Typs B450C benutzt:

2.5 ACCIAIO DA ARMATURA

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

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

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

wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- f_{yk} = charakteristische Spannung der Stahlermüdung von Stahlbeton

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

Die doppelgleisigen Haupttunnels verlaufen gänzlich im Inneren des Brixener Granits.

Die Haupttunnel durchqueren, gemäß den geomechanischen und Detailplanungsprofilen [3] [4], zwischen den Kilometrierungen km 52+782.96 und km 54.0+15 (Oströhre), eine einzige geomechanisch homogene Zone (GB-G-GA6) mit variablen Überdeckungen, die von 60 m bis 790 m reichen.

Südlich des Km 54.0+15 befindet sich allerdings das Gebiet der Weißenbach Verwerfung (GB-G-GA7), die durch niedrigerer Widerstandsparameter, welche vorsichtshalber zur Bemessung der Ausbruchquerschnitte in Klasse IV berücksichtigt wurden, charakterisiert ist.

Zone number	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone length	Zone max overburden	Zone min overburden	Rock mass name
	[km]	[km]	[m]	[m]	[m]	
31	52.78	54.00	1232	790	60	GB-G-GA-6
32	(54.00)	(54.01)	(15)	(85)	(60)	GB-G-GA-7

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen

3 MODELLO GEOTECNICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMECCANICA

Le Galleria di Linea a doppio binario si sviluppano per la loro totalità all'interno del Granito di Bressanone.

In accordo con i profili geomeccanici e progettuali di dettaglio [3] [4] le Gallerie di linea tra la progressive km 52+782.96 e km 54.0+15 (canna est) attraversano un'unica zona geomeccanicamente omogenea (GB-G-GA6) con coperture variabili da 60 m a 790 m.

A sud del km 54.0+15, tuttavia, è presente la zona della faglia del Rio Bianco (GB-G-GA7), caratterizzata da parametri di resistenza dell'ammasso inferiori, cautelativamente considerati per il dimensionamento delle sezioni di scavo in classe IV.

Zone number	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone length	Zone max overburden	Zone min overburden	Rock mass name
	[km]	[km]	[m]	[m]	[m]	
31	52.78	54.00	1232	790	60	GB-G-GA-6
32	(54.00)	(54.01)	(15)	(85)	(60)	GB-G-GA-7

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee

Folgende Tabellen zeigen die geomechanischen Grundparameter für die Definition jeder geomechanischen homogenen Zone und die Wahrscheinlichkeitsverteilung nach Bieniawskis der unterschiedlichen Klassen.

Le seguenti tabelle riportano i parametri geomeccanici di base che caratterizzano ciascuna zona geomeccanicamente omogenea e la distribuzione probabilistica delle diverse classi secondo la classificazione di Bieniawski.

Zone number	31	32
Rock mass name	GB-G-GA-6	GB-G-GA-7
$\gamma(m)$ [kN/m ³]	26.7	26.7
$\gamma(\sigma)$ [kN/m ³]	0.15	0.15
$\sigma_{ci}(m)$ [MPa]	122	50
$\sigma_{ci}(\sigma)$ [MPa]	28	10
$m_i(m)$	24	14
$m_i(\sigma)$	4	2
$E_i(m)$ [GPa]	30	15
$E_i(\sigma)$ [GPa]	6	5
RMR(m)	60	32
RMR(σ)	10	5
GSI(m)	65	35
GSI(σ)	10	5
Zone number	31	32
Rock mass name	GB-G-GA-6	GB-G-GA-7
p(class I)	-	-
p(class II)	50%	-
p(class III)	50%	5%
p(class IV)	-	95%
p(class V)	-	-

Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen

Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi

Wobei:

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

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [22] 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.
- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- 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 [22] 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]	[°]
31	GB-G-GA-6	II	790	26.7	49.9	38.5	4.6	2.4	17633	11.2
		III		26.7	44.4	37.7	3.3	2.2	6447	5.6
32	GB-G-GA-7	III	85	26.7	49.6	43.0	0.5	0.3	2616	6.2
		IV		26.7	42.8	39.8	0.3	0.3	706	0.0

Tabelle 3: Typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen

Tabella 3: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi

Wobei:

- Φ_{picco} = Reibungswinkel am Peak
- Φ_{res} = Restreibungswinkel
- c_{picco} = Kohäsion am Peak
- c_{res} = Restkohäsion
- E_{rm} = Gebirgsmodul
- ψ = Dilatanz

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

4 GEBIRGSVERHALTEN

Die Ermittlung der Gebirgslast, sowie die Ermittlung der Lastableitung von der Außen- auf die Innenschale erfolgt in Abhängigkeit des Gebirgsverhaltens:

- Bei druckhaftem Gebirgsverhalten werden die Gebirgslasten durch numerische Modellierung der Interaktion zwischen Gebirge und Schale ermittelt
- Bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten ermitteln sich die Gebirgslasten in erster Linie aus der Bruchkörperanalyse.

Zur Einschätzung des Gebirgsverhaltens und zur Differenzierung zwischen den beiden Gebirgsverhalten ist das Kennlinienverfahren anzuwenden.

4.1 ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN

Zur Abschätzung des Gebirgsverhalten ist das Kennlinienverfahren eingesetzt worden.

Beim Kennlinienverfahren wird das wechselseitige Verhältnis bestimmt, zwischen radialen Druck auf den Umriss des Hohlraums p und radiale Verschiebung u_r (späterhin Konvergenz) auf den Umriss selbst.

Diese Linien sind hier trassiert worden durch eine elastisch-plastisch bildendes Models, mit softening und nicht-assoziiertem Gebirgsmaterialfluss, nach Mohr-Coulomb, in ihrer von Ribacchi vorgeschlagenen Formulierung [18].

Die analysierten Kurven, zur Ermittlung des Verhaltens Gebirge-Ausbruch, sind:

- Radialer Druck - Konvergenz
- Konvergenz - Ortsbrustabstand
- Radialer Druck - Ausdehnung der plastischen Zone über das Ausbruchprofil hinaus
- Ortsbrustabstand - Ausdehnung der plastischen Zone über das Ausbruchprofil hinaus
- Ortsbrustabstand - fiktive Ausbruchkräfte (die fiktiven Ausbruchkräfte sind die radialen Drucke, welche prozentuell zum ursprünglichen lithostatischen Druck ausgedrückt werden; durch Anwendung dieser auf die Wände eines zylinderförmigen Hohlraums von unendlicher Länge, werden dieselben radialen Konvergenzen u_r erreicht, die man in einem realen Hohlraum hat).

Die Kurve "Konvergenz- Ortsbrustabstand" ist durch eine vereinfachte analytische Prozedur ermittelt worden die folgende Relationen benutzt (siehe Nguyen, Minh et al. und [19]):

4 COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Il calcolo del carico dell'ammasso e il calcolo del trasferimento del carico dal rivestimento esterno al rivestimento definitivo dipendono dal comportamento dell'ammasso:

- In caso di comportamenti dell'ammasso di tipo spingente, i carichi si calcolano tramite modellazione numerica dell'interazione fra ammasso e rivestimento;
- In caso di ammasso altamente fratturato, i carichi si calcolano mediante l'analisi dei blocchi potenzialmente instabili.

Per la valutazione del comportamento dell'ammasso e per la differenziazione tra i due comportamenti si utilizza il metodo delle curve caratteristiche.

4.1 VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Il metodo utilizzato per la valutazione del comportamento dell'ammasso è il metodo delle linee caratteristiche.

Nelle Linee Caratteristiche viene definito il legame reciproco tra pressione radiale sul contorno del cavo p e spostamento radiale u_r (detto nel seguito convergenza) sul contorno stesso.

In questa sede tali linee sono state tracciate assumendo un modello costitutivo elasto-plastico con softening e flusso non associato del materiale roccia secondo Mohr-Coulomb, nella loro formulazione proposta da Ribacchi [18].

Le curve analizzate per la determinazione del comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo sono:

- Pressione Radiale – Convergenza.
- Convergenza – Distanza dal Fronte.
- Pressione Radiale – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal fronte – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo (le forze fittizie di scavo sono le pressioni radiali, espresse in percentuale sulla pressione litostatica originaria, che, applicate alle pareti di una cavità cilindrica di lunghezza infinita, consentono di ottenere le stesse convergenze radiali u_r che si hanno nella cavità reale).

La curva "Convergenza – Distanza dal fronte" è stata ricavata attraverso un procedimento analitico semplificato che sfrutta le seguenti relazioni (si vedano Nguyen, Minh et al. e [19]):

$$u_f = 0.3 \cdot u_{inf}$$

$$\frac{c(x)}{c_{inf}} = 1 - \left[\frac{1}{1 + x / (0.84 \cdot R_{inf})} \right]^2$$

wobei:

- u_f = Ortsbrustkonvergenz
- u_{inf} = absolute Konvergenz ins Unendliche
- $c(x) = c_r$ = relative Konvergenz
- c_{inf} = relative Konvergenz ins Unendliche
- x = Ortsbrustabstand
- R_{inf} = Gesamt plastischer Radius (ins Unendliche)

dove:

- u_f è la convergenza al fronte
- u_{inf} è la convergenza assoluta all'infinito
- $c(x) = c_r$ è la convergenza relativa
- c_{inf} è la convergenza relativa all'infinito
- x è la distanza dal fronte
- R_{inf} è il raggio plastico totale (all'infinito)

Die Kurven "Ortsbrustabstand - fiktive Aushebungskräfte" und "Ortsbrustabstand - plastischer Streifen" wurden per Herausarbeitung von den andren dreien entnommen.

Per quanto riguarda le curve "Distanza dal fronte – Forze Fittizie di scavo" e "Distanza dal fronte - Fascia Plastica", esse sono derivate dalle altre tre per estrapolazione.

In Tabella 4 ist ein Maßstab [20] [21] zur Abschätzung der Ortsbrust abhängig von den Berechnungsergebnissen mit dem Kennlinienverfahren (Ortsbrustkonvergenz und Ausdehnung der plastischen Zone an der Ortsbrust) aufgezeigt.

In Tabella 4 si riporta un criterio [20] [21] per stimare il comportamento del fronte di scavo in funzione dei risultati delle analisi con le linee caratteristiche (convergenza al fronte e estensione della fascia plastica al fronte).

Fronte stabile Stabile Ortsbrust	Fronte stabile a breve termine Kurzzeitige Stabile Ortsbrust	Tendenza all'instabilità del fronte Neigung zur Instabilität der Ortsbrust	Fronte instabile Instabile Ortsbrust
$C_f < 1\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} < C_f < 2\% R_{scavo}$	$2\% R_{scavo} < C_f < 3\% R_{scavo}$	$C_f > 3\% R_{scavo}$
$F_{plf} \ll R_{scavo}$	$F_{plf} < R_{scavo}$	$F_{plf} \geq R_{scavo}$	$F_{plf} \gg R_{scavo}$

Tabelle 4: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [20] [21]; C_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{plf} = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Aushebungsradius.

Tabella 4: Criteri di stabilità proposti in [20] [21]; C_f = convergenza al fronte; F_{plf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo.

Die ausgeführten Berechnungen mit dem Kennlinienverfahren berücksichtigen einen Ausbruchradius von 6.07 m.

Le analisi con le Linee Caratteristiche sono state eseguite considerando un raggio di scavo di 6.07 m.

In Folge ist die Tabelle mit den Hauptergebnissen aufgezeigt:

Di seguito è riportata una tabella con i principali risultati:

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	C_f	C_a	C_r	F_{plf}	F_{pla}	C_f/R	F_{plf}/R	C_r/R	F_{pla}/R
				[-]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[%]
32	GB-G-GA-7	III	85	0.25	0.83	0.58	0.00	0.71	0.04%	0.00	0.10%	0.12
		IV		1.17	3.91	2.74	0.00	1.97	0.19%	0.00	0.43%	0.31

Tabelle 5: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens

Tabella 5: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche

Die ausgeführten Analysen heben keine Verformungs- und Stabilitätsproblematik hervor; das erwartete Verhalten der Aushebung ist substantiell des elastischen Typs, und die

Le analisi effettuate non evidenziano alcuna problematica deformativa e di stabilità; il comportamento del cavo atteso è di tipo sostanzialmente elastico, e il fronte si presenta stabile,

Ortsbrust erweist sich als stabil, bei substantieller Erhaltung der Höchst Festigkeitsmerkmale des durchdrungenen Materials.

Die Parameter der Strecke GB-GA-7 in Klasse IV wurden für die Prüfung des Ausbruchquerschnitts GL-D4/DM4 als repräsentativ betrachtet.

conservando sostanzialmente le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

I parametri della tratta GB-GA-7 in classe IV sono stati considerati rappresentativi per la verifica della sezioni di scavo GL-D4/DM4.

5 AUSSENSCHALE

5.1 ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN

Aus dem Kennlinienverfahren geht hervor, dass der Bereich 32 in Klasse IV, welcher als Bezug zur Bemessung des Ausbruchquerschnitts GL-D4/DM4 dient, relative Konvergenzen des Gebirges in Zentimeter Größenordnung (3 cm) aufweist, sowie die Formation einer plastischen Zone von 2 m.

Das Aushubverhalten und die Gebirgslastanalyse auf den Schalen, auch den Innenschalen, wurden mittels den Finite-Differenzen-Programm FLAC durchgeführt. Dieses ermöglicht Lastentwicklung und das spannungs-verformende Verhalten des Gebirges während der einzelnen Bauphasen zu verfolgen.

Modellierung im ebenen Verformungszustand, d.h.:

- Die Definition des geotechnischen Bezug Modells das ein Querschnitt zur Tunnelachse darstellt;
- Die Definition des Spannungs-Verformungs-Verhaltens und der Festigkeit des Gebirges ist vom Ausbruch abhängig;
- Die Definition des Spannungszustands im Gebirge, vor dem Tunnelvortrieb ist erforderlich;
- Die einzelnen Ausbruchphasen sowie die entsprechende Ausbruchsicherung werden modelliert.

5.1.1 Der Berechnungskodex

Die Zahlenanalysen wurden mit Hilfe des Berechnungsprogramms FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) durchgeführt, ein Berechnungskodex zur Analyse der Ebenen Probleme, die das mechanische Verhalten von kontinuierlichen Media (Böden, Gebirge) und interagierende Strukturen betrifft. Die Berechnungen wurden entwickelt um das Verhalten des Hohlraums zu analysieren und die Angemessenheit der vorgesehenen Schalen zu kontrollieren

Die Analysenmethode zu den Finite-Differenzen besteht in der Diskretisierung der Differentialgleichungen, die das zu überprüfende physische Problem regieren, indem man den Ableitungen ein Verhältnis innerhalb Finite-Werten substituiert. So gehen Differentialgleichungen in algebraische Gleichungen über, die dann in weiteren Berechnungsschritten zu lösen sind. Der Berechnungsalgorithmus folgt einem ausdrücklichen Lagrange-Schema zur direkten Zeitintegration, welches eine leichte (und sehr schnelle) Bearbeitung der nichtlinearen Systeme, mit hohen Verformungen, mit sehr fortgeschrittenen Einsturz- und Instabilitätslagen zulässt. Die Diskretisierung wird durchgeführt indem ein Teil des berücksichtigten Kontinuums

5 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

5.1 ANALISI DELLE FASI DI SCAVO

Dall'analisi delle linee caratteristiche, la zona 32 in classe IV, presa di riferimento per il dimensionamento della sezione GL-D4/DM4, mostra convergenze relative dell'ammasso dell'ordine centimetrico (3 cm), e la formazione di una fascia plastica di 2 m.

Il comportamento allo scavo e l'analisi del carico d'ammasso sui rivestimenti, anche definitivi, è stato condotto mediante il programma alle differenze finite FLAC. Quest'ultimo consente di seguire la storia di carico e il comportamento tensio-deformativo dell'ammasso roccioso durante tutti gli step per la realizzazione dell'opera.

Le analisi, condotte nell'ipotesi di deformazioni piane, comportano:

- La definizione del modello geotecnico di riferimento che rappresenta una sezione trasversale all'asse della galleria;
- La definizione delle leggi sforzo-deformazione e di resistenza dell'ammasso roccioso interessato dagli scavi;
- La definizione dello stato tensionale presente nell'ammasso prima dello scavo della galleria;
- La simulazione delle fasi di scavo e di messa in opera dei sostegni.

5.1.1 Il codice di calcolo

Le analisi numeriche sono svolte utilizzando il programma di calcolo numerico FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), codice di calcolo per l'analisi di problemi piani riguardanti il comportamento meccanico di mezzi continui (terreni, rocce) e di strutture interagenti. Le analisi sono sviluppate per analizzare il comportamento del cavo e verificare l'adeguatezza dei rivestimenti previsti.

Il metodo di analisi alle differenze finite consiste nella discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame sostituendo alle derivate un rapporto tra termini finiti. In tal modo le equazioni differenziali si trasformano in equazioni algebriche da risolversi in passi successivi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano "esplicito" per integrazione diretta nel tempo, in grado di lavorare agevolmente (e molto velocemente) per sistemi non lineari, con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità. La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata una griglia, a maglie quadrilatera, in cui in corrispondenza dei nodi sono definite le grandezze in gioco. A

mit einem Raster, aus quadratischen Maschen bei denen die Spielgrößen an den Knoten festgelegt sind, überlagert wird. Jeder Zone werden die physischen und mechanischen Eigenschaften zugeordnet die dessen Verhalten bei der Berechnung charakterisieren. Die Scheitel jeder Zone bilden die Rasterknoten, an dessen Koordinaten die Lagrange-Formulierung, zur Analyse des Kontinuums, ausgerichtet ist. Die erste Ableitung einer Funktion, hinsichtlich einer unabhängigen Variablen, kann mit einem Verhältnis zwischen der von der Funktion erlittenen Differenz beim Wechsel von einem Knoten zum angrenzenden, und der entsprechenden Differenz der unabhängigen Variablen ersetzt werden. Für jeden Rasterknoten schätzt man die Masse m , die Resultante der externen Kräfte F_e (Gravitation, externe Lasten, usw.), die Resultante der internen Kräfte F_i , welche per Integrierung der Kräfte in den vom selben Knoten verbundenen Zonen berechnet werden, und die aus dem Gleichgewicht gebrachten Kraft, die auf den Knoten wirkt F_u (unbalance force $F_u = F_e - F_i$). Um das System im Gleichgewicht zu halten muss die nichtbalancierte Kraft gleich null sein. Im Allgemeinen endet der iterative Prozess wenn die nichtbalancierte Kraft an einen niedrigeren Wert als den der festgelegten Toleranz gelangt.

5.1.2 Analysierte Ausbruchquerschnitte

Zur Bemessung des Ausbruchquerschnitts GL-DM4 wurde der Querschnitt an Kilometrierung km 54+000 berücksichtigt, wobei vorsichtshalber eine um 100 m nördlicher, als von den geomechanischen Profilen vorgesehen, verschobene Grenze zwischen den Zonen GB-G-GA6 und GB-G-GA7 angenommen wurde. Die Berechnungsüberdeckung ist von 85 m und die Gebirgsparameter sind die der homogenen Strecke 32 (GB-G-GA-7) in Klasse IV (Tabelle 3).

5.1.3 Bildendes Gebirgsmodell

Das Gebirge ist als ein kontinuierlich elastisch-plastisches Medium modelliert worden mit einem Festigkeitskriterium des Typs Mohr-Coulomb mit softening und nicht assoziiertem Fließgesetz. Insbesondere sind die elastischen (Verformungsmodul und Poisson-Beiwert), elastisch-plastischen (Reibungswinkel und Peak- und Restkohäsion) und physischen (Dichte) Eigencharakteristika der vom Ausbruch betroffenen Felsen festgelegt worden.

5.1.4 Modellgeometrie und Ausgangsspannungslage

Aufgrund der Symmetrie der zu untersuchenden Problemstellung, erstreckt sich das Berechnungsmodell über eine Breite von 100 m ab den Grenzen der Hohlräume und über eine Höhe von 200 m, von denen 100 m unter und 100 m über der Schienenoberkante liegen. Durch die gewählten Modellabmessungen kann davon ausgegangen werden, dass eventuelle Randeinflüsse vernachlässigbar werden. Das

ciascuna zona si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche che ne caratterizzeranno il comportamento nell'analisi. I vertici di ogni zona costituiscono i nodi della griglia, alle cui coordinate è riferita la formulazione Lagrangiana adottata per l'analisi del continuo. La derivata prima di una funzione, rispetto ad una variabile indipendente, si può sostituire con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione nel passare da un nodo ad uno contiguo e la corrispondente variazione della variabile indipendente. Per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni, ecc.), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate da uno stesso nodo, e la forza sbilanciata agente sul nodo F_u (unbalance force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio la forza sbilanciata deve essere nulla. In genere, il processo iterativo termina quando la forza sbilanciata arriva ad un valore minore di una tolleranza prestabilita.

5.1.2 Sezioni analizzate

Per il dimensionamento delle sezioni GL-DM4 si è considerata la sezione alla progressiva km 54+000, ipotizzando cautelativamente un limite tra la zona GB-G-GA6 e GB-G-GA7 traslato di 100m verso nord rispetto a quello previsto nei profili geomeccanici. La copertura di calcolo è di 85 m e i parametri d'ammasso sono quelli della tratta omogenea 32 (GB-G-GA-7) in classe IV (Tabella 3).

5.1.3 Modello costitutivo dell'ammasso

L'ammasso è stato modellato come un mezzo continuo elasto-plastico avente criterio di resistenza di tipo Mohr-Coulomb con softening e legge di flusso non associata. In particolare sono state assegnate le caratteristiche elastiche (modulo di deformazione e coefficiente di Poisson), elasto-plastiche (angolo di resistenza al taglio e coesione, di picco e residui) e fisiche (densità) proprie delle rocce interessate dallo scavo.

5.1.4 Geometria del modello e stato tensionale iniziale

Il modello di calcolo, in virtù della simmetria del problema, si estende per 100 m in larghezza e 185 m in altezza, di cui 100 m al di sotto del piano del ferro e 85 m al di sopra di quest'ultimo. Tali limiti sono sufficienti per ritenere trascurabili gli effetti di bordo. L'ammasso è stato discretizzato mediante elementi bidimensionali quadrati di dimensioni pari a circa

Gebirge wurde mittels zweidimensionaler, quadratischer Elemente mit Abmessungen von ca. 200x200 cm diskretisiert. In der Nähe des Tunnels wird die Mesh verdichtet und die Elemente erreichen Abmessungen von ca. 50x50 cm.

Die gewählten Auflagerbedingungen verhindern Verschiebung in beide Richtungen am unteren Modellrand und blockieren Verschiebungen in horizontaler Richtung an den vertikalen Modelrändern.

Der Tunnel hat eine maximale Aushubbreite und -höhe (inkl. 5 cm Extraaushub) von jeweils 14.82 m und 10.10 m.

Die Kraftlage vor Ort ist gemäß folgenden Verhältnissen ausgewertet worden:

$$\sigma_y = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_x = K_0 \cdot \sigma_z$$

Wobei:

- Z = Abstand des allgemeinen Elements von der Geländeoberkante
- K_0 = Beiwert des waagrechten Schubs das gleich 0.75 angenommen ist.

200x200 cm, infitti in prossimità della galleria, dove assumono dimensioni pari a circa 50x50 cm.

Le condizioni di vincolo al contorno del modello prevedono spostamenti impediti in entrambe le direzioni lungo il boundary inferiore e spostamenti impediti in direzione orizzontale lungo i boundary verticali.

La galleria ha una larghezza e un'altezza massima di scavo (compresi 10 cm di extrascavo) rispettivamente di 14.82 m e 10.10 m.

Lo stato di sforzo in sito è stato valutato secondo le seguenti relazioni:

Dove

- Z rappresenta la distanza del generico elemento dal piano campagna
- K_0 è il coefficiente di spinta orizzontale, assunto pari ad 0.75.

5.1.5 Eigenschaften der Außenschale

Folgende Tabelle stellt die Eigenschaften der Außenschale des analysierten Abschnitts da:

	Betoncino			Armatura I fase	
	Classe	Sp. nominale	Sp. Minimo	Tipo	Passo
		[cm]	[cm]	[-]	[m]
GL-DM4	C30/37	35	30	2IPN200	1.5 - 0.75

Tabelle 6: Charakteristika der Außenschale GL-DM4

5.1.5 Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase

La seguente tabella riporta le caratteristiche dei rivestimenti di prima fase della sezione analizzata:

Tabella 6: Caratteristiche rivestimenti di prima fase GL-DM4

Bei der Modellierung der Außenschale wurde dem Spritzbeton ein Elastizitätsmodul von 15GPa zugeordnet um die Betonreifezeit im Verhältnis zum Ortsbrustabstand zu erfassen.

Nella modellazione del rivestimento di prima fase al betoncino proiettato è stato assegnato un modulo elastico di 15GPa per considerare il tempo di maturazione del cls in funzione della distanze dal fronte.

5.1.6 Laststufe

Nach einer ersten Phase der Modellinitialisierung, zur Berechnung des Ausgangsgleichgewichts, wird die Tunnelausbruch mittels Trägheits-Kräften des Ausbruchs simuliert (späterhin TKA). Der Prozentsatz dieser Kräfte an der Ortsbrust (55%) und vor Anbringung der Außenschale (23%) ist aufgrund der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens bestimmt.

5.1.6 Step di carico

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo, di seguito denominate FFS. La percentuale di tali forze al fronte (55%) e prima dell'installazione del rivestimento di prima fase (23%) è definita sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche.

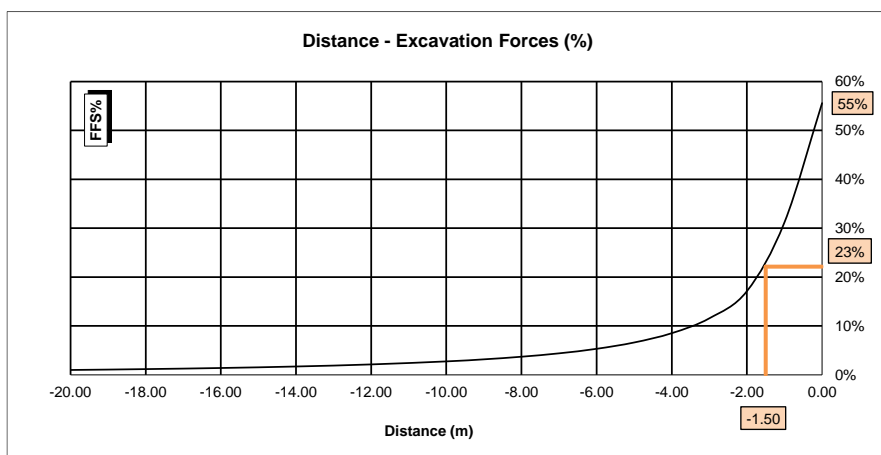


Abbildung 1: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen

Figura 1: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature

Nachfolgend sind die Berechnungsstufen zusammengefasst:

Di seguito sono riassunti gli step di calcolo:

- 1) Geostatische Ausgangslage mit Bestimmung der Geometrie, der Umgebungslagen, der Stratigraphie und der geostatischen Ausgangsspannungen;
- 2) Annullierung der Zonen innerhalb der Ausbruchs und Reduktion der TKA bis zum Wert den sie an der Ortsbrust einnehmen (TKA =55%);
- 3) Reduktion der TKA bis zum Wert den sie bei der Einsetzung der Außenschale einnehmen (auf 1.5 m von der Ortsbrust) (TKA =23%);
- 4) Einführung des numerischen Außenstützenmodells und Annullierung der TKA (TKA =0%);
- 5) Entfernung der Außenschale und Simulation der Langzeitkonfiguration mit der Einsetzung der Innenschale. Diese ist mit der Bewehrungsmatte verbunden mittels ein Schnittstellenelement, mit normaler dem Gebirge entsprechende Steifigkeit, und tangential Steifigkeit gleich Null. Dieses Schnittstellenelement ermöglicht die Wirkung der Abdichtungsschicht zwischen den zwei Schalen zu berücksichtigen, indem es die tangentialen Spannungen annulliert, darüber hinaus erlaubt es die Drucke, welche auf der Innenschale wirken, zu schätzen.

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali;
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo e riduzione delle forze FFS, fino al valore che assumono al fronte (FFS=55%);
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (1.5 m dal fronte) (FFS=23%);
- 4) Introduzione nel modello numerico dei sostegni di I fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 5) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo. Quest'ultimo è collegato alla mesh mediante un elemento interfaccia avente rigidità normale pari a quella dell'ammasso e rigidità tangenziale nulla. Quest'ultimo elemento, oltre a consentire di valutare le pressioni che agiscono sul rivestimento definitivo, consente di considerare l'effetto del pacchetto di impermeabilizzazione presente tra i due rivestimenti, annullando le tensioni tangenziali.

5.1.7 Nachweisverfahren

Gemäß den NTC 2000 sind die aus dem FDM Modell entnommenen Wirkungen auf die Außenschale um $Y_G = 1,30$ erhöht und die Widerstände des strukturellen Querschnitts um $Y_c = 1,50$ reduziert, d.h. $Y_s = 1,15$.

Die Nachweise ergeben sich als zufriedenstellend wenn folgende Ungleichung verifiziert ist:

$$E_d \leq R_d$$

5.1.7 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 le azioni ricavate dal modello FDM sul rivestimento di prima fase sono aumentate di $Y_G = 1,30$ e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di $Y_c = 1,50$ ovvero $Y_s = 1,15$.

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

Wobei:

- R_d = Planungswiderstandswert
- E_d = Planungswert der Handlungswirkung

5.1.8 Ergebnisse

Die in Anhang 2 aufgezeigten Berechnungen bestätigen tatsächlich die in der Tabelle 5 dargestellten Ergebnisse des Kennlinienverfahrens. Die relative Konvergenz an der Kappe, dank der Lehrgerüste, reduziert sich von 2.74 cm auf 1.70 cm während die absolute Konvergenz fast unverändert bleibt, d.h. 4.50 cm im Vergleich zu 3.91 cm des Kennlinienverfahrens.

Die Plastizität ist in Höhe von 1-1.5 m.

Der vom Gebirge ausgeübter Druck auf die Innenschale, bei Verfall der Nietungen, ist in Höhe von 200 kPa.

5.2 ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT

5.2.1 Nachweisverfahren

Zur Durchführung der Stabilitätsberechnungen der Ortsbrust werden die charakteristischen Werte der geotechnischen Parameter angewandt, um folgenden Faktoren reduziert:

Dove:

- R_d = Valore della resistenza di progetto
- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni

5.1.8 Risultati

Le analisi riportate nell'allegato 2 confermano di fatto i risultati delle Linee Caratteristiche esposti in Tabella 5. La convergenza relativa in calotta, grazie all'effetto delle centine si riduce da 2.74 cm a 1.70 cm mentre la convergenza assoluta rimane pressoché invariata, 4.50 cm rispetto a 3.91 cm delle Linee Caratteristiche.

Le plasticizzazioni sono dell'ordine di 1-1.5 m.

La pressione esercitata dall'ammasso sul rivestimento definitivo, al decadimento delle chiodature, è dell'ordine dei 200 kPa.

5.2 ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE

5.2.1 Procedura di verifica

Per l'esecuzione dei calcoli di stabilità del fronte vengono applicati i valori caratteristici dei parametri geotecnici ridotti con i seguenti fattori:

Parameter / Parametri	Symbol / Simbolo	Faktor / Fattore
Effektiver Reibungswinkel / Angolo di attrito effettivo ^a	$\gamma_{\phi'}$	1.25
effektive Kohäsion / Coesione effettiva	$\gamma_{c'}$	1.25
undrainierte Scherfestigkeit / Resistenza a taglio non drenata	γ_{cu}	1.4
einaxiale Druckfestigkeit / Resistenza a compressione monoassiale	γ_{qu}	1.6
Wichte / Peso specifico	γ_{γ}	1
^a Dieser Faktor wird auf $\tan \phi'$ angewendet / valore applicato alla tangente dell'angolo		

Tabelle 7: Teilsicherheitsfaktoren Stabilitätsüberprüfung der Ortsbrust

Tabella 7: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo

5.2.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse des Kennlinienverfahrens schließen Instabilitätsphänomene der Ortsbrust für die Gebirge in Klasse IV aus.

5.2.2 Risultati

I risultati delle linee caratteristiche escludono fenomeni di instabilità del fronte di scavo per gli ammassi in classe IV.

6 INNENSCHALE

6.1 STABWERKSMODELLE

Die Beanspruchungen der Innenschale wurden durch den Kodex SAP2000© (basiert auf die Finite-Elemente-Methode) mit den Stabwerksmodellen berechnet.

Die FEM Berechnung wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

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

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

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

wobei:

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

Zur Berechnung des unbewehrten Betons wird ein formendes Modell des elastisch-linearen Materials verwendet. Infolge des Verlusts an Querschnittssteifigkeit, welche durch die Öffnung von Spalten verursacht ist, dort wo die Betonzugfestigkeit überwunden wird (Ausformung von plastischen Scharnieren), wird, laut Kapitel 12.5 des EC2, die Neuverteilung der Belastungen berechnet. Die Modellierung der plastischen Scharniere erfolgt durch den Einsatz von Torsionsfedern dessen Steifigkeit mit der Pöttler [26][27] iterativ berechnet wird.

6.2 MODELLIERUNG DER BETTUNG

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

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

6 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

6.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE

Le sollecitazioni nel rivestimento definitivo sono state calcolate tramite il codice SAP2000© (basato sul Metodo degli Elementi Finiti) con il metodo delle reazioni iperstatiche.

L'analisi FEM è svolta secondo i seguenti criteri.

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

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

dove:

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

Per la modellazione del calcestruzzo non armato si utilizza un modello costitutivo del materiale elastico-lineare. Viene presa in considerazione la ridistribuzione delle sollecitazioni in seguito alla perdita di rigidità sezionale causata dall'apertura di fessure laddove venga superata la resistenza a trazione del calcestruzzo (formazione di cerniere plastiche), in accordo con il paragrafo 12.5 dell'EC2. La modellazione delle cerniere plastiche avviene mediante l'inserimento di molle torsionali la cui rigidità è calcolata iterativamente mediante il metodo di Pöttler [26][27].

6.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

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

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

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 kN/m³ angenommen worden. Letztere hat eine Verschiebungswertigkeit unter 0.5 cm. Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

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 kN/m³ in virtù delle caratteristiche del pacchetto di impermeabilizzazione. Quest'ultima ha valenza per spostamenti inferiori a 0.5 cm. Superati tali spostamenti, la rigidità dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidità tangenziale è stata trascurata.

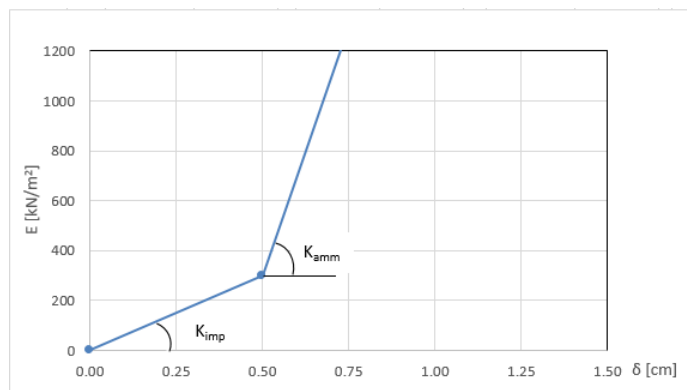


Abbildung 2: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 2: Schematizzazione dell'interfaccia

6.2.1 Modellierung der Bettung

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

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

Wobei:

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

6.2.1 Rigidezza radiale

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

Dove:

- K_R = rigidità del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/m³]
- E = modulo elastico dell'ammasso roccioso
- E_s = modulo edometrico dell'ammasso roccioso
- ν = coeff. di Poisson dell'ammasso roccioso
- R = raggio della galleria – linea di riferimento

6.2.2 Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle

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

Federkonstante c_v – vertikal

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

6.2.2 Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo

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

Costante della molla c_v – verticale

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

Federkonstante c_h – horizontal

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

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

6.3.1 Eigengewicht G1

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

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

6.3.2 Oberleitung G2

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

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

Costante della molla c_h – orizzontale

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

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

6.3.1 Peso proprio G1

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

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

6.3.2 Catenaria G2

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

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

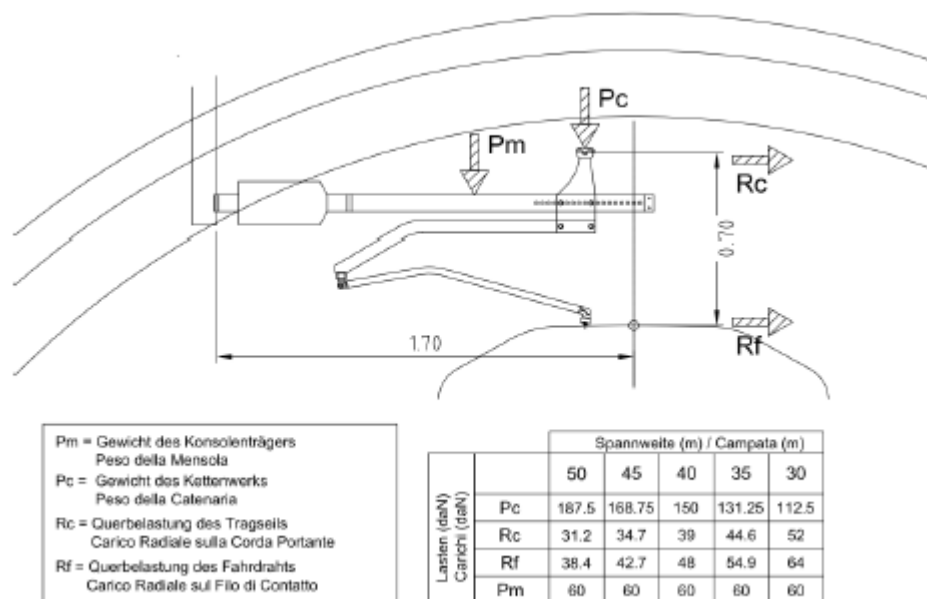


Abbildung 3: Lasten der Oberleitung

Figura 3: Carichi della catenaria

6.3.3 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3

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

Das spezifische Gewicht des unbewehrten Betons wird mit $\gamma_{c,na}$ 24 kN/m³ angenommen.

Das spezifische Gewicht des Stahlbetons wird mit $\gamma_{c,ar}$ 25 kN/m³ angenommen.

Im behandelten Ausbruchquerschnitt ist keine Betonauffüllung vorhanden.

6.3.4 Wasserdruck G4

Der Wasserdruck ist nicht berücksichtigt worden da der Ausbruchquerschnitt dräniert ist.

6.3.5 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast entspricht der Last die, in den Analysen der Finite-Differenzen, auf die Innenschale, bei vollkommenen Verfall der TAK (letzte Stufe der FDM Analyse), wirkt.

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

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

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

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

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

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

6.3.4 Pressione idraulica G4

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

6.3.5 Carico dell'ammasso G5

Il carico d'ammasso è pari al carico che agisce sul rivestimento definitivo nelle analisi alle differenze finite, al completo decadimento delle FFS (ultimo step delle analisi FDM).

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

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 thermische Wirkungen, die sich aus den Linearisierungen der von der Regelplanung am Eingang und 3 km davon entfernten vorgeschlagenen Temperatureinwirkungen ergeben.

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

Tabelle 8: Temperatureinwirkung

In einer Entfernung von 2 km vom Eingang entnimmt man:

- eine gleichmäßige Veränderung der Temperatur von ±12°C
- ein Gradient der Temperatur ΔT, Temperaturunterschied zwischen interne und externe Schalenoberfläche von 3°C.

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

Die aufgrund der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Kapitels 6.3.11.

6.3.8 Erdbebeneinwirkung E1

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

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 Δp Druck = + 11 kN/m² und Δp Sog = - 9 kN/m² 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 Aufprall A2

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

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

Tabella 8: Variazione termica

A 2 km dall'imbocco si ricava:

- una variazione uniforme di temperatura di ±12°C
- un gradiente della temperatura ΔT, differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento, pari a 3°C.

Le sollecitazioni derivanti dalla temperatura durante la costruzione dell'anello vengono trascurate.

Le azioni derivanti dalle alte temperatura a seguito di incendio sono oggetto del paragrafo 6.3.11.

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.

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 Δp Druck = + 11 kN/m² e Δp Sog = - 9 kN/m². 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 Urto A2

Il carico da urto è da considerare solo nelle caverne di diramazione e ai portali. Nella zona in oggetto non è pertanto considerato.

6.3.11 Brand A3

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

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

Die bewehrten und unbewehrten Ausbruchquerschnitte wurden hinsichtlich eines Brandes gemäß den Kriterien des spezifischen Berichts [5] geprüft. Die Ergebnisse sind im Anhang 4 aufgezeigt. Hier begrenzt man sich mit der Beobachtung, dass, einvernehmlich mit der Tabelle D.6.3 des M.D. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

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

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

6.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

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

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

6.3.11 Incendio A3

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

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

Le sezioni, armate e non, sono state verificate nei confronti dell'incendio secondo i criteri esposti nella relazione specifica [5]. I risultati sono riportati nell'Appendice 4. In questa sede ci si limita ad osservare che in accordo alla tabella D.6.3 del D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" condizioni sufficienti affinché la classe di resistenza REI 120 sia garantita sono:

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

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

Lastfall / Caso di carico	ständig / permanenti							vorübergehend / variabili			außergewöhnlich / eccezionali				
	Eigengewicht	Oberleitung	Sohibeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Erdbeben	Anprall	Brand	Druck infolge Zugfahrt	Sog infolge Zugfahrt
	Peso proprio	Catenaria	Carichi permanenti sull'arco rovescio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Swelling-Squeezing	Temperatura (Estate)	Temperatura (Inverno)	Carico ferroviario	Sisma	Impatto	Fuoco	Carico aerodinamico (pressione)	Carico aerodinamico (aspirazione)
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	E1	A2	A3	A1	A1
druckentlastet / sistema drenato	1	1.35						1.50							
		1.00						1.00							
	2	1.35					1.00			1.50					
		1.00					1.00			1.00					
	3	1.35	1.35	1.00					1.50						
		1.00	1.00	1.00					1.00						
	4	1.35	1.35	1.00			1.00			1.50					
		1.00	1.00	1.00			1.00			1.00					
	5	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35			1.50						
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00						
	6	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00			1.50					
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00					
11	1.00	1.00	1.00					0.60						1.00	
12	1.00	1.00	1.00			1.00		0.60	0.60					1.00	
13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60			1.00				
14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.60	0.60		1.00				
21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60					1.00		
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00							1.00		

Tabelle 9: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)

Tabella 9: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)

6.5 NACHWEISE

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

6.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

6.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

$$\begin{aligned} \gamma_{Gj,inf} \text{ günstig/favorevole} &= 1,00 / 1,00 / 1,00 \\ \gamma_{Gj,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,35 / 1,20 / 1,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ günstig/favorevole} &= 0,00 / 0,00 / 0,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,50 / 1,30 / 1,00 \end{aligned}$$

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

6.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

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

Tabelle 10: Kombinationsbeiwerte

6.5.1.3 Einwirkungskombinationen

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

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

6.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

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

6.5 VERIFICHE

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

6.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

6.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

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

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

6.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 10: Coefficienti di combinazione

6.5.1.3 Combinazione delle azioni

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

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

6.5.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

Stahlbeton

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

Unbewehrter Beton

- Teilsicherheitsbeiwert für den Betonwiderstand $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung - der Betondruck- bzw. Zugfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,80$

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

6.5.1.5 Überprüfung auf Beulspannung

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

Bei den unbewehrten überwiegend komprimierten Ausbruchquerschnitten erfolgt die Überprüfung auf Beulspannung, gemäß dem N.T.C. 2008, durch die Überprüfung folgender Ungleichung:

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

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

Wobei:

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

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

Calcestruzzo armato

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

Calcestruzzo non armato

- Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $Y_c = 1,60$
- Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,80$

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

6.5.1.5 Verifica a pressoflessione

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

Nelle sezioni non armate prevalentemente compresse, la verifica a pressoflessione è condotta, in accordo con le N.T.C. 2008, verificando la seguente disuguaglianza:

Dove:

- N_{Ed}, M_{Ed} sono le sollecitazioni di progetto;
- b è la larghezza della sezione di riferimento (1m);
- h è l'altezza della sezione;
- x è l'altezza della sezione reagente.

Nelle sezioni non armate con un'elevata eccentricità, in cui la verifica sopra esposta non è ovviamente soddisfatta, in accordo con l'EC2 (§12.3.1) si considera la resistenza a trazione del calcestruzzo fino al valore di progetto f_{ctd} . La verifica risulta soddisfatta se:

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

Wobei:

- J = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts

Dove:

- J è il momento d'inerzia della sezione

6.5.1.6 Querkraftüberprüfung

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Abs. 4.1.2.1.3.

Der Überprüfung bei der unbewehrten Innenschale erfolgt gemäß des NTC2008, bei Prüfung folgender Ungleichung:

6.5.1.6 Verifica a taglio

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

Per il rivestimento interno non armato si seguono le NTC 2008, verificando la seguente disuguaglianza:

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

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

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

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{c\lim}$$

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

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

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

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

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

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

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

6.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

6.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

6.5.2.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

In Tabelle 9 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 10 zu berücksichtigt.

6.5.2.3 Einwirkungskombinationen

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

6.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

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

6.5.2.5 Berechnung der Verformungen

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

6.5.2.6 Begrenzung der Rissbreiten

Unter Berücksichtigung der NTC2008, wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Rissweite w_{kai} für die maßgebenden Einwirkungskombinationen, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Minderungsfaktoren ψ laut Tabelle 9 nachgewiesen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Stärkeanforderung oder bei Abdichtungsvorkommen wird auf $w_{kai} \leq 0,3$ mm begrenzt.

Bei besonderer Anforderung an Stärke der Betoninnenschale oder bei aggressiven oder sehr aggressiven Umgebungsbedingungen wird die maximale Rissweite auf $w_{kai} \leq 0,2$ mm begrenzt.

6.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

6.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

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

6.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 9 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 10.

6.5.2.3 Combinazioni delle azioni

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

6.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

6.5.2.5 Calcolo delle deformazioni

Il calcolo delle deformazioni del sistema si esegue allo SLE in considerazione delle regole di combinazione con i carichi caratteristici e dei relativi coefficienti di combinazione.

6.5.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure

In considerazione delle NTC2008, si controlla allo SLE lo spessore massimo delle fessure w_{kai} per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione ψ secondo Tabella 9. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a $w_{kai} \leq 0,3$ 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 $w_{kai} \leq 0,2$ mm.

6.6 BAULICHE DURCHBILDUNG

6.6.1 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.

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
Lebensdauer > 100 Jahre [mm]	+10	+10
Bauliche Toleranz [mm]	+10	+10

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

Tabelle 11: Mindestbetondeckung

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

6.6.2 Mindestbewehrung

Im Fall einer bewehrten Innenschale, wird die Mindestbewehrung im NTC 2008, Punkt 4.1.6.1.1 bestimmt.

Die Querschnittsfläche der Längszugbewehrung darf nicht geringer sein als:

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

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

wobei:

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

6.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA

6.6.1 Classe di esposizione e copriferro minimo

In accordo alle UNI 11104 e alle UNI EN 206-1:2006, in classe di esposizione XC3/XA1 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C30/37 mentre in classe di esposizione XC4/XA2 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C32/40.

Il calcolo del copriferro minimo al fine di garantire una vita utile dell'opera >100anni è condotto in accordo alle N.T.C. 2008:

	XC3	XC4
Classe di resistenza	30/37	32/40
Cond. ambientali	Normali	Aggressive
C _{min} [mm]	20	30
Vita utile > 100anni [mm]	+10	+10
Tolleranza costruttiva [mm]	+10	+10

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

Tabella 11: Copriferro minimo.

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

6.6.2 Armatura minima

In caso il rivestimento necessiti di armatura il quantitativo minimo di armatura da inserire viene definito al punto 4.1.6.1.1 delle NTC 2008.

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

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

dove:

- b rappresenta la larghezza media della zona tesa;
- d è l'altezza utile della sezione;
- f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo;
- f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

6.7 ERGEBNISSE

In Anhang 3 sind die Ergebnisse des Finite-Elemente-Modells aufgezeigt, welche den Ausbruchquerschnitt GL-DM4 schematisieren. Die Belastungen, welche aus diesem Modell hervorgehen wurden auch zur Überprüfung der Sohlplatte des Ausbruchquerschnitts GL-D4, welche 20 cm stärker sind als die des Masse-Feder-Systems, genutzt.

Das Berechnungsmodell des Ausbruchquerschnitts GL-DM4 zeigen, dass die Schalen Bewehrung sowohl an der Kappe als auch an Sohle und Tunnelbogenaufsätzen benötigen.

Diese Bewehrung wird aus \varnothing 16 mm, Abstand 15 cm, mit \varnothing 10 mm Verteilungsabstand 25 cm bestehen. Es ist keine Querbewehrung weder an der Kappe noch an der Sohle erforderlich.

Der Einfall der Sohlplatte und der Tunnelbogenaufsätze ist von 80 kg/m^3 , während er an der Kappe von 65 kg/m^3 ist.

6.7 RISULTATI

Nell'Appendice 3 sono riportati i risultati del modello agli elementi finiti che schematizza la sezione GL-DM4. Le sollecitazioni ricavate da tale modello sono state utilizzate per verificare anche la platea di fondazione della sezione GL-D4, più spessa di 20 cm rispetto alla platea del sistema a masse flottanti.

Il modello di calcolo della sezione GL-DM4 mostra che i rivestimenti necessitano di armatura sia in calotta che in platea e nelle murette.

Tale armatura sarà costituita da \varnothing 16 mm a passo 15 cm, con \varnothing 10 mm a passo 25 cm di ripartizione. Non è richiesta armatura a taglio né in calotta né in fondazione.

L'incidenza della platea e delle murette è di 80 kg/m^3 mentre in calotta è di 65 kg/m^3 .

7 VERZEICHNISSE

7.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen	8
Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen	8
Tabelle 3: Typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen	9
Tabelle 4: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [20] [21]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{pf} = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Aushebungsradius.	11
Tabelle 5: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens	11
Tabelle 6: Charakteristika der Außenschale GL-DM4	15
Tabelle 7: Teilsicherheitsfaktoren Stabilitätsüberprüfung der Ortsbrust	17
Tabelle 8: Temperatureinwirkung.....	22
Tabelle 9: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)	23
Tabelle 10: Kombinationsbeiwerte	24
Tabelle 11: Mindestbetondeckung	28

7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen	16
Abbildung 2: Schematisierung der Schnittstelle	19
Abbildung 3: Lasten der Oberleitung.....	20

7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - KENNLINIEN
- ANHANG 2 - FDM-ANALYSE
- ANHANG 3 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

7.4 REFERENZDOKUMENTE

7.4.1 Eingangsdokumente

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos

7 ELENCHI

7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee	8
Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi	8
Tabella 3: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi	9
Tabella 4: Criteri di stabilità proposti in[20] [21]; c_f = convergenza al fronte; F_{pf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo.	11
Tabella 5: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche	11
Tabella 6: Caratteristiche rivestimenti di prima fase GL-DM4	15
Tabella 7: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo.....	17
Tabella 8: Variazione termica.....	22
Tabella 9: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)	23
Tabella 10: Coefficienti di combinazione.....	24
Tabella 11: Copriferro minimo.....	28

7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature .	16
Figura 2: Schematizzazione dell'interfaccia	19
Figura 3: Carichi della catenaria	20

7.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE
- APPENDICE 2 - ANALISI FDM
- APPENDICE 3 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

7.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

7.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva -

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_21006 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 1/7)
- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

7.4.2 Normen und Richtlinien

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

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_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)
- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

7.4.2 Normative e linee guida

- [6] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [7] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [8] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [9] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [10] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [11] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [12] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [13] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [14] UNI 11076 del 1 luglio 2003, "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendi".

[16] UNI 11104:2004

[17] UNI EN 206-1:2006

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

[16] UNI 11104:2004

[17] UNI EN 206-1:2006

7.4.3 Bibliografie

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

7.4.3 Bibliografia

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ANHANG 1 - KENNLINIEN

Aufgezeigt werden in Folge die Kurven:

- Radialer Druck – Konvergenz.
- Konvergenz – Ortsbrustabstand.
- Radialer Druck – Radialer Druck – Ausdehnung der plastischen Zone über den Ausbruchprofil hinaus.
- Ortsbrustabstand – Ausdehnung der plastischen Zone über den Ausbruchprofil hinaus.
- Ortsbrustabstand – Trägheitskräfte der Ausbruchs

Für die gravierendste Strecke in Klasse IV (Strecke 32).

APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE

Di seguito sono riportate le curve:

- Pressione Radiale – Convergenza.
- Convergenza – Distanza dal Fronte.
- Pressione Radiale – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal fronte – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo

Per la tratta più gravosa in classe IV (tratta 32).

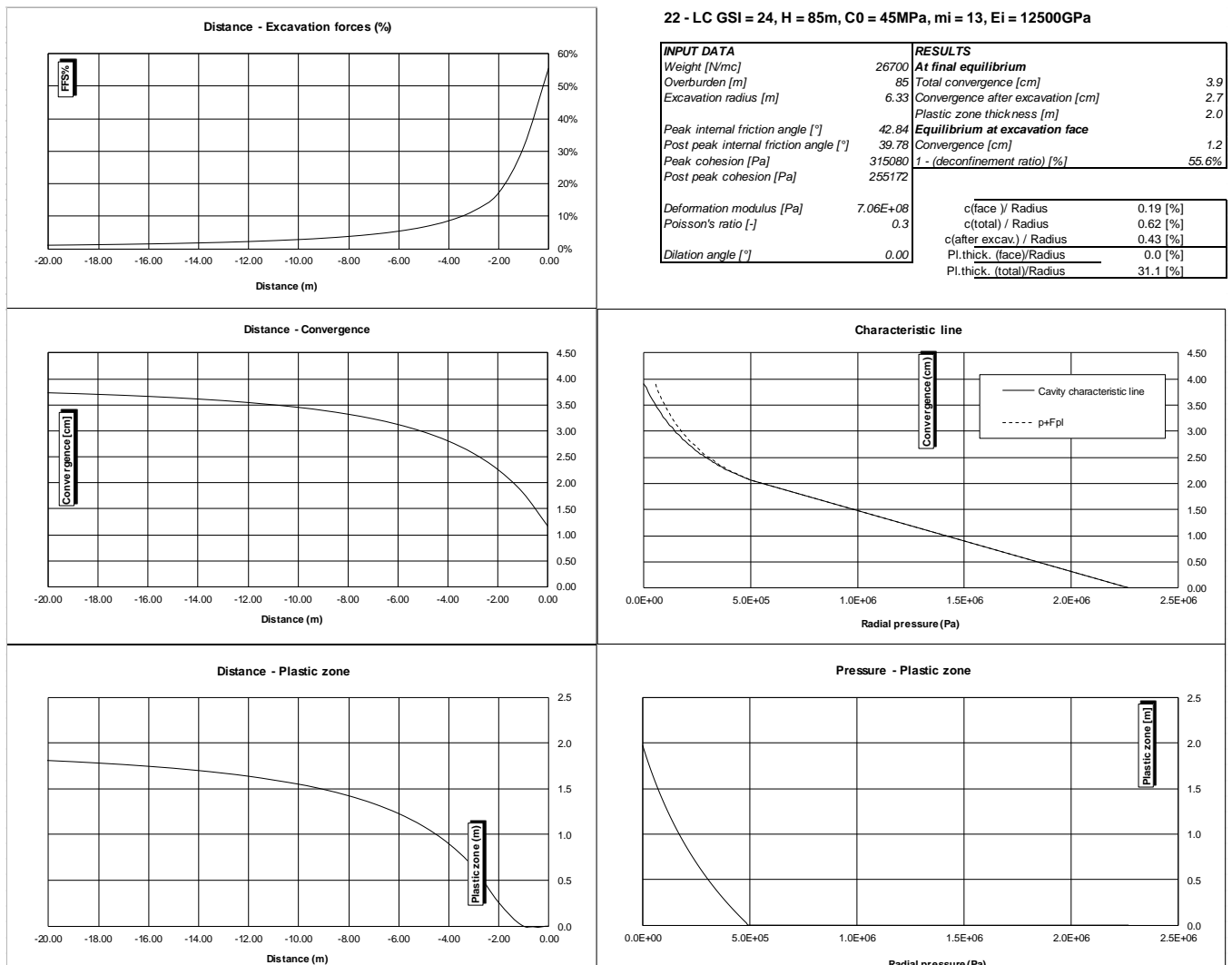


Abbildung 1: Zone 32 (GB-G-GA7) - Klasse IV

Illustrazione 1: Zona 32 (GB-G-GA7) - Classe IV

ANHANG 2 - FDM-ANALYSE

Im vorliegenden Anhang sind die wichtigsten Outputs der Finite-Differenzen-Analysen des Ausbruchquerschnitts GL-DM4 dargestellt, die mit dem Berechnungsprogramm FLAC7.0 durchgeführt wurden.

APPENDICE 2 - ANALISI FDM

Nel presente appendice sono riportati i principali output delle analisi alle Differenze Finite della sezione GL-DM4 effettuate con il programma di calcolo FLAC7.0.

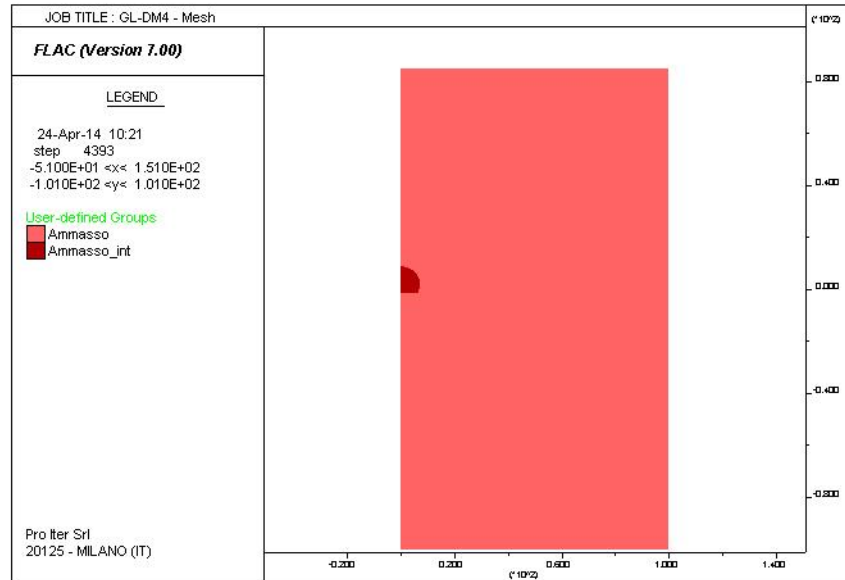


Abbildung 2: GL-DM4 - Modell

Illustrazione 2: GL-DM4 - Modello

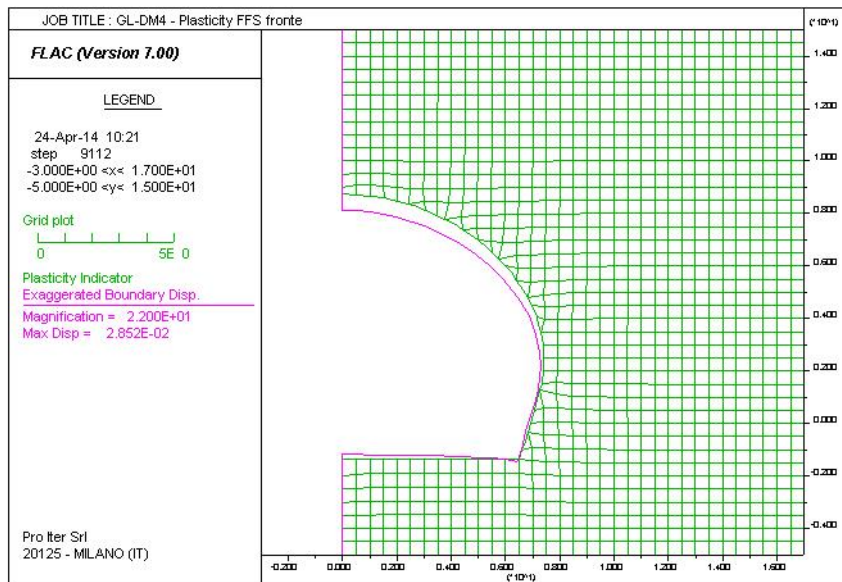


Abbildung 3: GL-DM4 - Ortsbrust Plastizität und Konvergenzen

Illustrazione 3: GL-DM4 - Plasticizzazioni e convergenze al fronte

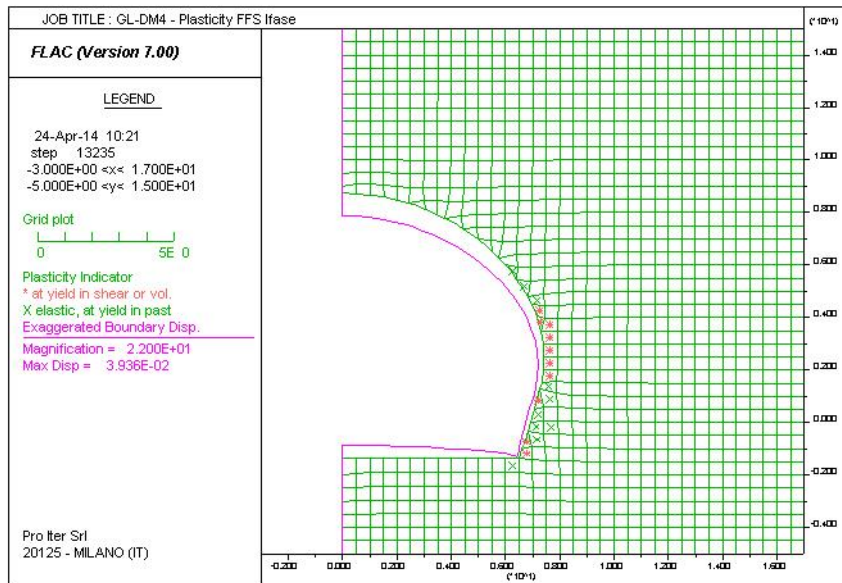


Abbildung 4: GL-DM4 - Plastizität und Konvergenzen in 1.5m Entfernung von der Ortsbrust (TKÄ=23%)

Illustrazione 4: GL-DM4 - Plasticizzazioni e convergenze a 1.5m dal fronte (FFS=23%)

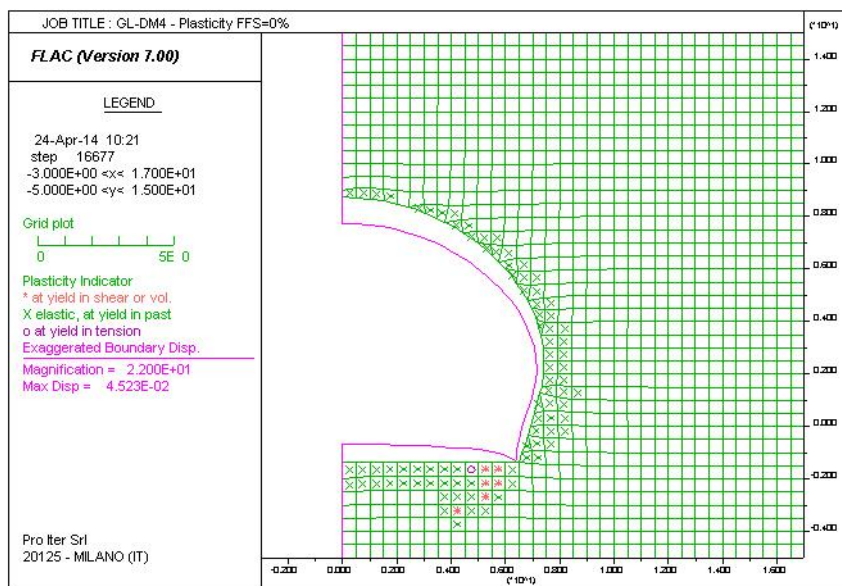


Abbildung 5: GL-DM4 - Plastizität und Konvergenzen in Endphase (TKA=0%)

Illustrazione 5: GL-DM4 - Plasticizzazioni e convergenze in fase definitiva (FFS=0%)

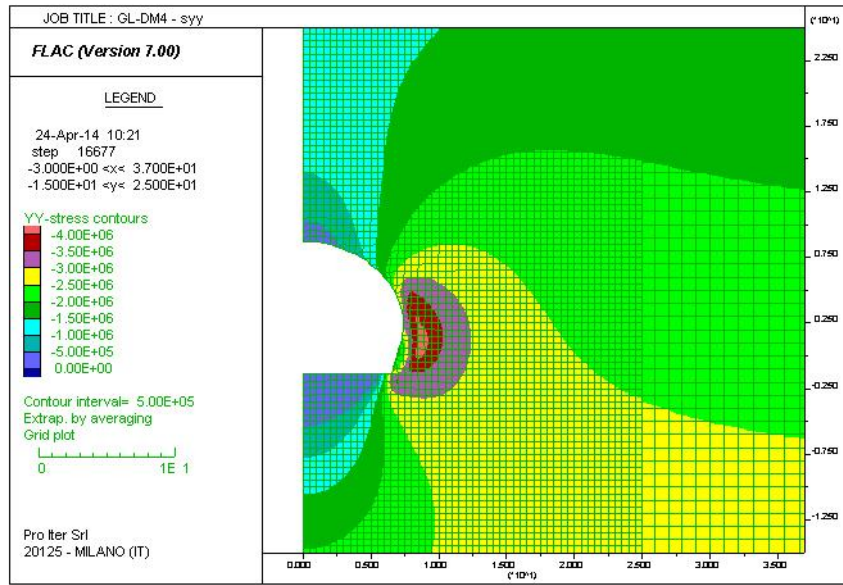


Abbildung 6: GL-DM4 - Vertikale Kräfte (TKA=0%)

Illustrazione 6: GL-DM4 - Sforzi verticali (FFS=0%)

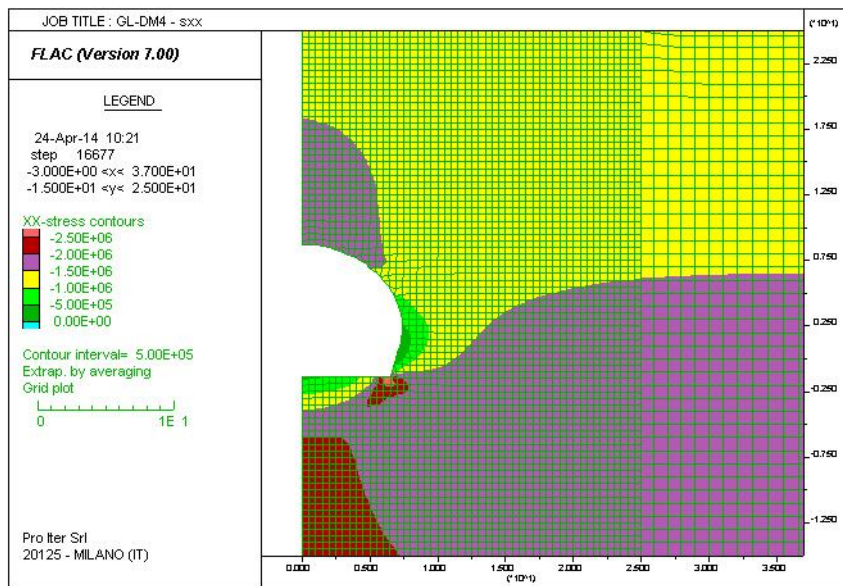


Abbildung 7: GL-DM4 - Horizontale Kräfte (TKA=0%)

Illustrazione 7: GL-DM4 - Sforzi orizzontali (FFS=0%)

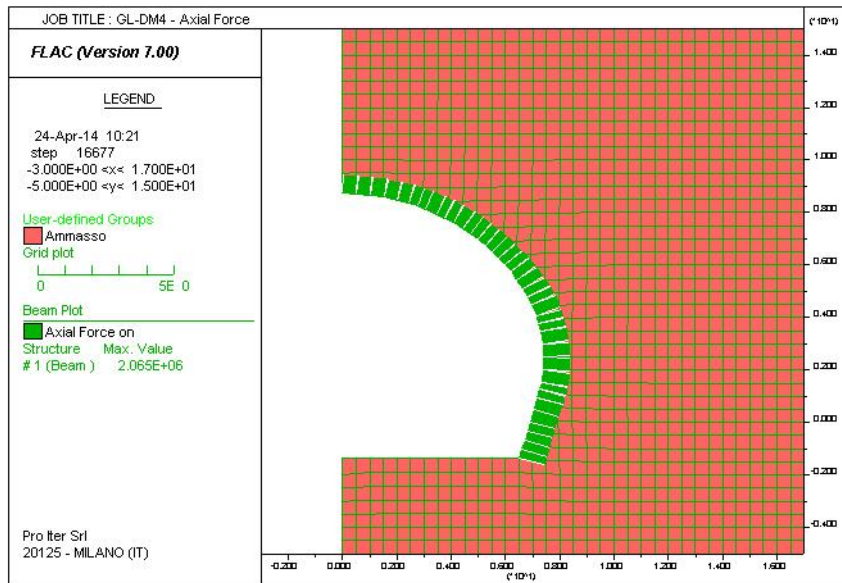


Abbildung 8: GL-DM4 - Axialwirkung an den Lehrgerüsten (TKA=0%)

Illustrazione 8: GL-DM4 - Azione assiale nelle centine (FFS=0%)

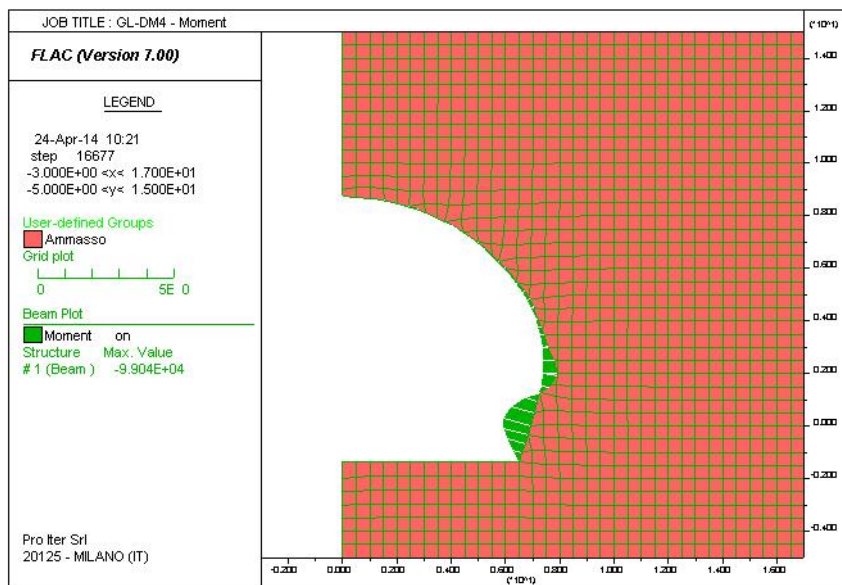


Abbildung 9: GL-DM4 - Biegemoment an den Lehrgerüsten (TKA=0%)

Illustrazione 9: GL-DM4 - Momento flettente nelle centine (FFS=0%)

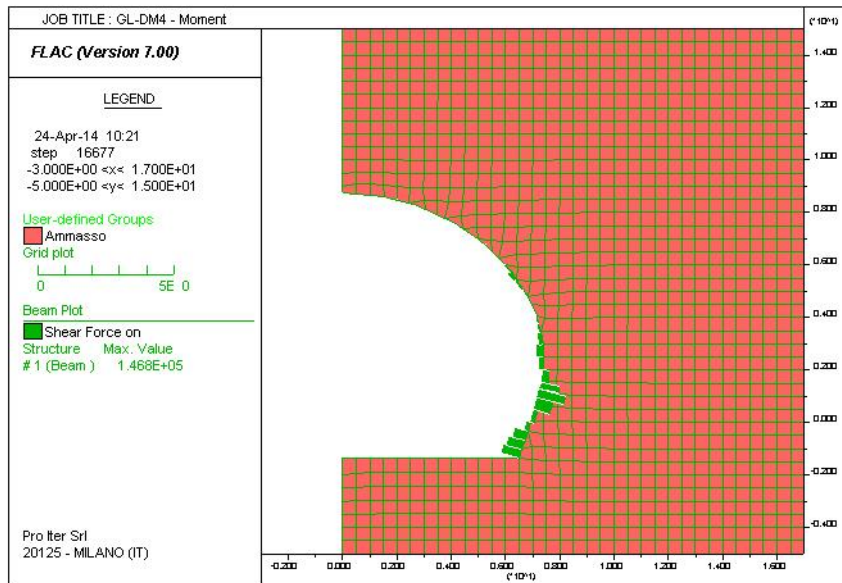


Abbildung 10: GL-DM4 - Schub an den Lehrgerüsten (TKA=0%)

Illustrazione 10: GL-DM4 - Taglio nelle centine (FFS=0%)

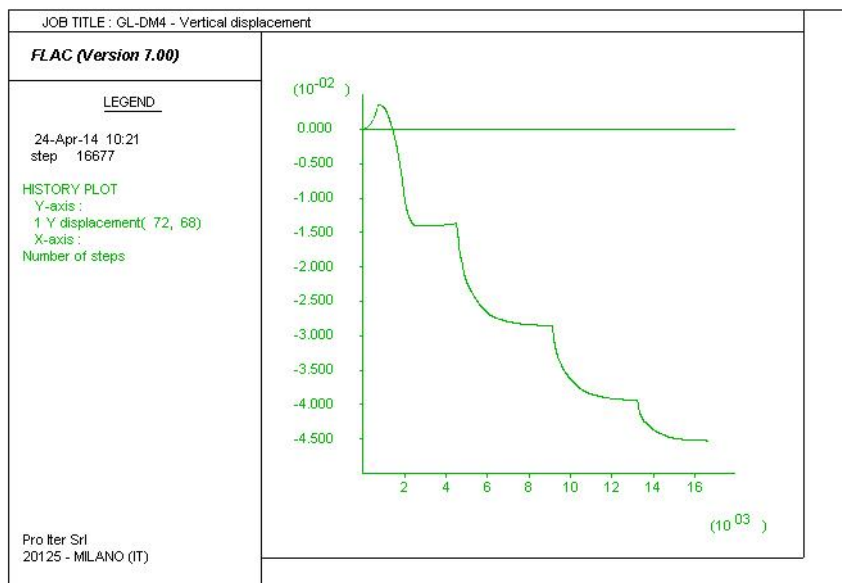


Abbildung 11: GL-DM4 - Vertikalverschiebung des Kontrollpunkts der Kappe (TKA=0%)

Illustrazione 11: GL-DM4 - Spostamento verticale del punto di controllo in calotta (FFS=0%)

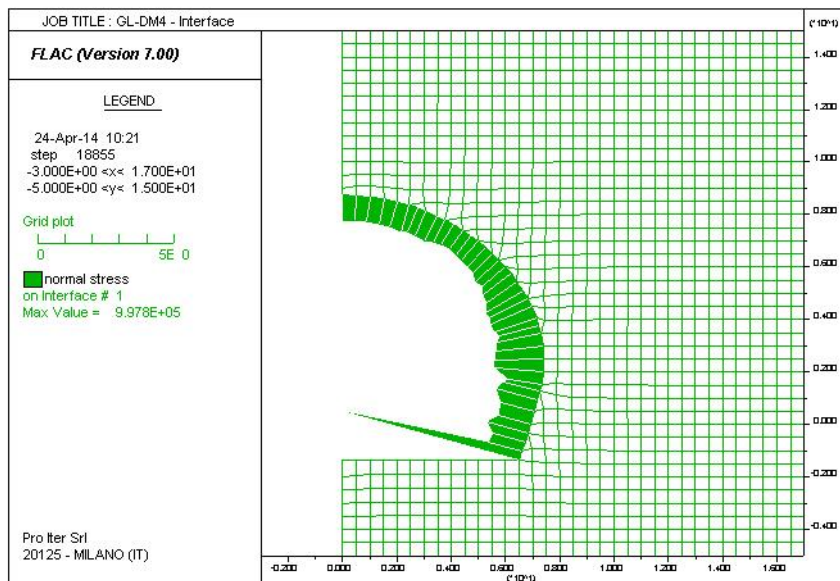


Abbildung 12: GL-DM4 - Normaldrucke auf die Innenschale

Das folgende Diagramm zeigt die Überprüfung der Außenschalen auf. Der Bereich und die darstellenden Punkte des Spannungszustands beziehen sich auf einen 30 cm starken Ausbruchquerschnitt, welcher mit 2 Lehrgerüste IPN160 per 1.5m bewehrt ist. Die aus dem FDM-Modell ermittelten Belastungen auf die Außenschale wurden um den Beiwert auf die Wirkungen $\gamma_G = 1.3$ vergrößert, während der Widerstand mit dem Beiwert auf den Widerständen $\gamma_c = 1.50$ und $\gamma_s = 1.05$ berechnet wurde.

Es wird beobachtet, dass der Höchstschub von $V_{Ed}=147\text{kN}\times 1.3=191\text{kN}$ per Meter außerhalb der Ebene mit dem Schubwiderstand der bloßen Lehrgerüste, ohne Berücksichtigung der Betonmitwirkung ($V_{Rd}=2\times 305\text{kN}/1.5\text{m}=406\text{kN}$), kompatibel ist.

Illustrazione 12: GL-DM4 - Pressioni normali sul rivestimento definitivo

Nel seguente grafico è riportata la verifica dei rivestimenti di prima fase. Il dominio e i punti immagine dello stato tensionale si riferiscono ad una sezione di 30cm di spessore armata con 2 centine IPN160 ogni 1.5m. Le sollecitazioni sul rivestimento di prima fase ricavate dal modello FDM sono amplificate per il coefficiente sulle azioni $\gamma_G = 1.3$ mentre la resistenza è calcolata con un coefficiente sulle resistenze pari a $\gamma_c = 1.50$ e $\gamma_s = 1.05$.

Si osserva che il taglio massimo, pari a $V_{Ed}=147\text{kN}\times 1.3=191\text{kN}$ per metro fuori piano è compatibile con il taglio resistente delle sole centine, senza considerare il contributo del calcestruzzo ($V_{Rd}=2\times 305\text{kN}/1.5\text{m}=406\text{kN}$).

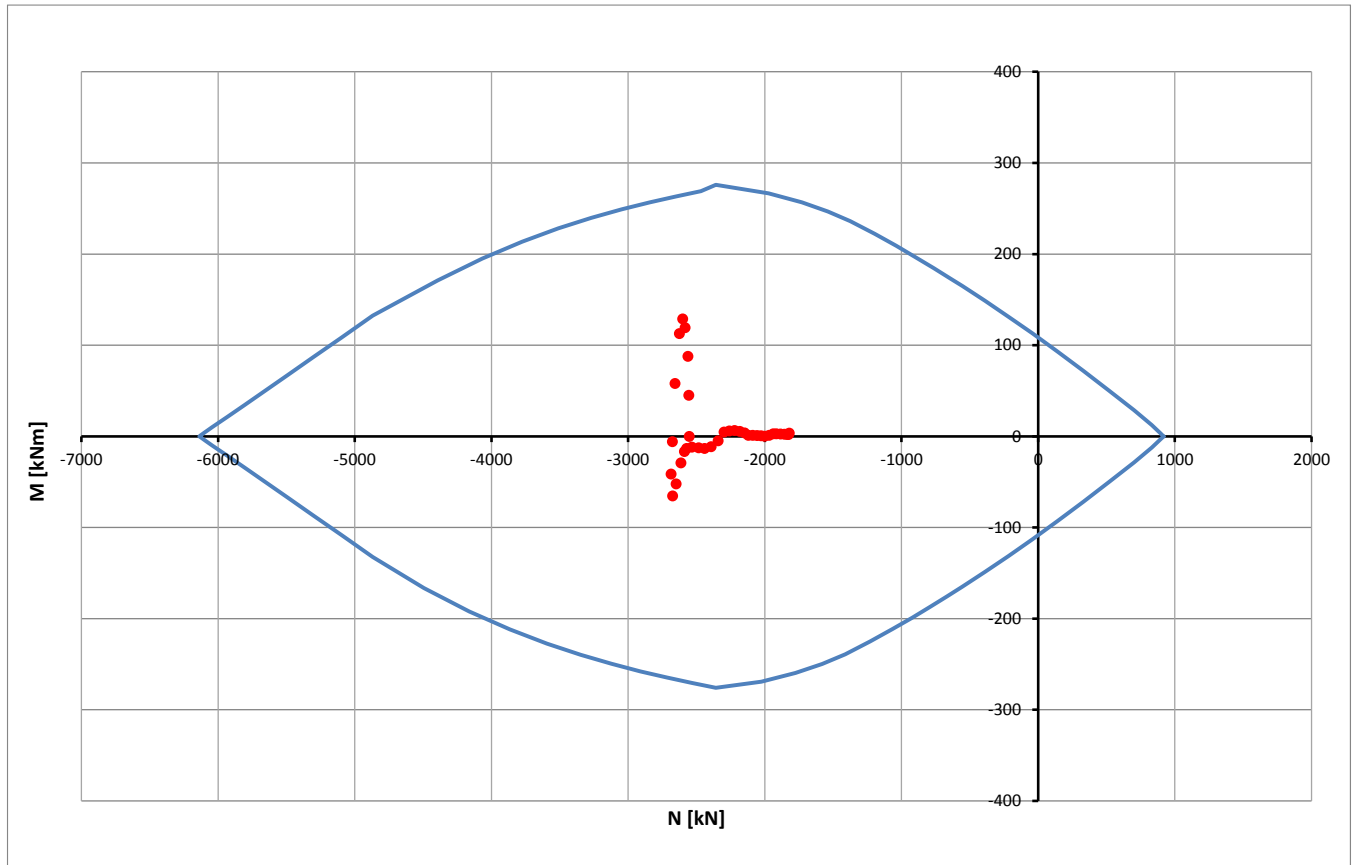


Abbildung 13: GL-DM4- Überprüfung der Außenschale

Illustrazione 13: GL-DM4 - Verifica rivestimenti di prima fase

ANHANG 3 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

Anhang 3 beinhaltet die graphischen Darstellungen der wichtigsten In- und Outputs der Innenschalenanalyse, die mit dem Programm SAP2000 durchgeführt worden ist.

APPENDICE 3 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

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

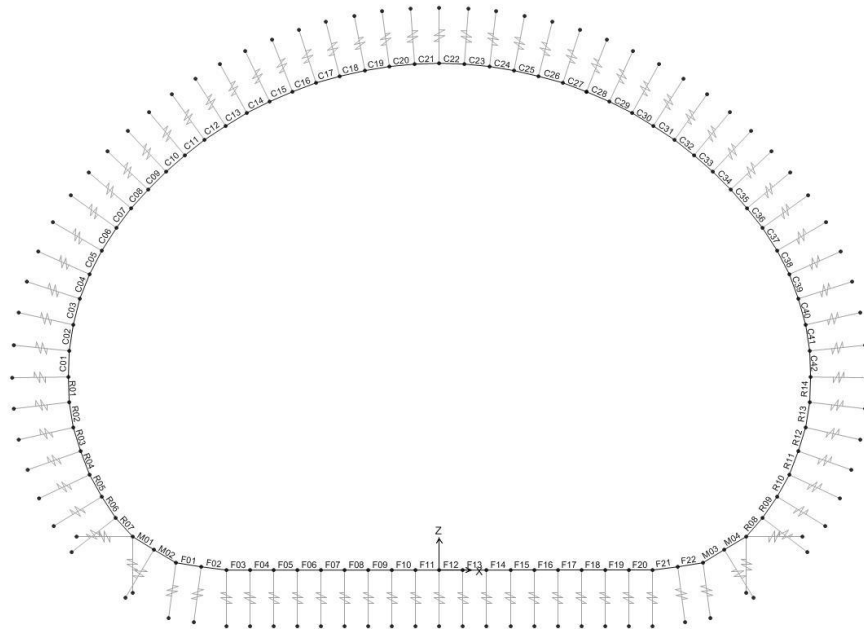


Abbildung 14: Modell GL-DM4

Illustrazione 14: Modello GL-DM4

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.5
C02	C30/37	Rectangular	0.5
C03	C30/37	Rectangular	0.5
C04	C30/37	Rectangular	0.5
C05	C30/37	Rectangular	0.5
C06	C30/37	Rectangular	0.5
C07	C30/37	Rectangular	0.5
C08	C30/37	Rectangular	0.5
C09	C30/37	Rectangular	0.5
C10	C30/37	Rectangular	0.5
C11	C30/37	Rectangular	0.5
C12	C30/37	Rectangular	0.5
C13	C30/37	Rectangular	0.5
C14	C30/37	Rectangular	0.5
C15	C30/37	Rectangular	0.5
C16	C30/37	Rectangular	0.5
C17	C30/37	Rectangular	0.5
C18	C30/37	Rectangular	0.5
C19	C30/37	Rectangular	0.5
C20	C30/37	Rectangular	0.5
C21	C30/37	Rectangular	0.5
C22	C30/37	Rectangular	0.5
C23	C30/37	Rectangular	0.5
C24	C30/37	Rectangular	0.5
C25	C30/37	Rectangular	0.5
C26	C30/37	Rectangular	0.5
C27	C30/37	Rectangular	0.5
C28	C30/37	Rectangular	0.5
C29	C30/37	Rectangular	0.5
C30	C30/37	Rectangular	0.5
C31	C30/37	Rectangular	0.5
C32	C30/37	Rectangular	0.5
C33	C30/37	Rectangular	0.5
C34	C30/37	Rectangular	0.5
C35	C30/37	Rectangular	0.5
C36	C30/37	Rectangular	0.5
C37	C30/37	Rectangular	0.5
C38	C30/37	Rectangular	0.5
C39	C30/37	Rectangular	0.5
C40	C30/37	Rectangular	0.5
C41	C30/37	Rectangular	0.5
C42	C30/37	Rectangular	0.5

Abbildung 15: Stärke der Ausbruchquerschnitte

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
F01	C30/37	Rectangular	0.52
F02	C30/37	Rectangular	0.4
F03	C30/37	Rectangular	0.4
F04	C30/37	Rectangular	0.4
F05	C30/37	Rectangular	0.4
F06	C30/37	Rectangular	0.4
F07	C30/37	Rectangular	0.4
F08	C30/37	Rectangular	0.4
F09	C30/37	Rectangular	0.4
F10	C30/37	Rectangular	0.4
F11	C30/37	Rectangular	0.4
F12	C30/37	Rectangular	0.4
F13	C30/37	Rectangular	0.4
F14	C30/37	Rectangular	0.4
F15	C30/37	Rectangular	0.4
F16	C30/37	Rectangular	0.4
F17	C30/37	Rectangular	0.4
F18	C30/37	Rectangular	0.4
F19	C30/37	Rectangular	0.4
F20	C30/37	Rectangular	0.4
F21	C30/37	Rectangular	0.4
F22	C30/37	Rectangular	0.52
M01	C30/37	Rectangular	0.74
M02	C30/37	Rectangular	0.65
M03	C30/37	Rectangular	0.65
M04	C30/37	Rectangular	0.74
R01	C30/37	Rectangular	0.5
R02	C30/37	Rectangular	0.5
R03	C30/37	Rectangular	0.5
R04	C30/37	Rectangular	0.51
R05	C30/37	Rectangular	0.58
R06	C30/37	Rectangular	0.71
R07	C30/37	Rectangular	0.74
R08	C30/37	Rectangular	0.74
R09	C30/37	Rectangular	0.71
R10	C30/37	Rectangular	0.58
R11	C30/37	Rectangular	0.51
R12	C30/37	Rectangular	0.5
R13	C30/37	Rectangular	0.5
R14	C30/37	Rectangular	0.5

Illustrazione 15: Spessore delle sezioni

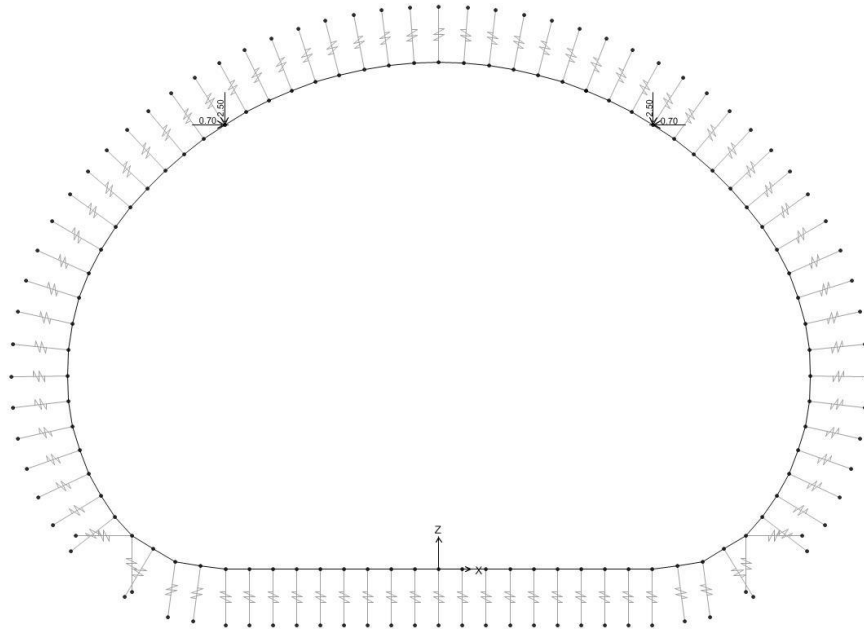


Abbildung 16: Last der Kettenlinie G2

Illustrazione 16: Carico catenaria G2

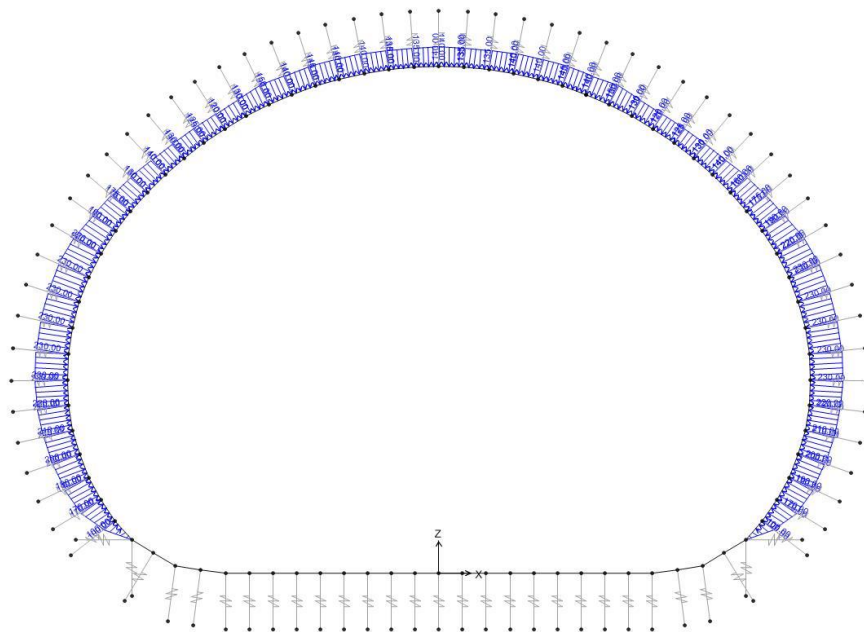


Abbildung 17: Gebirgslast (G5) aus FDM-Analyse

Illustrazione 17: Carico dell'ammasso (G5) da analisi FDM

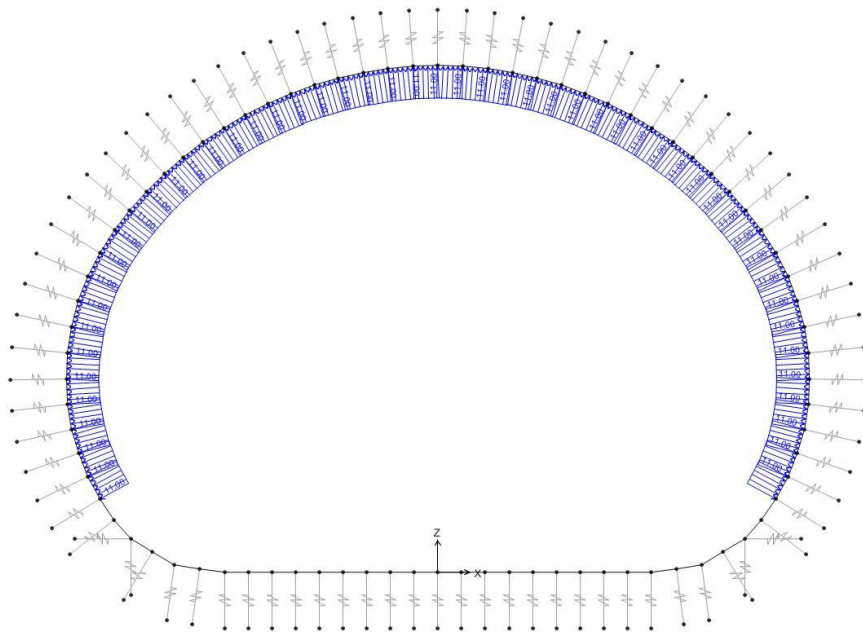


Abbildung 18: Aerodynamischer Druck (A1)

Illustrazione 18: Pressione aerodinamica (A1)

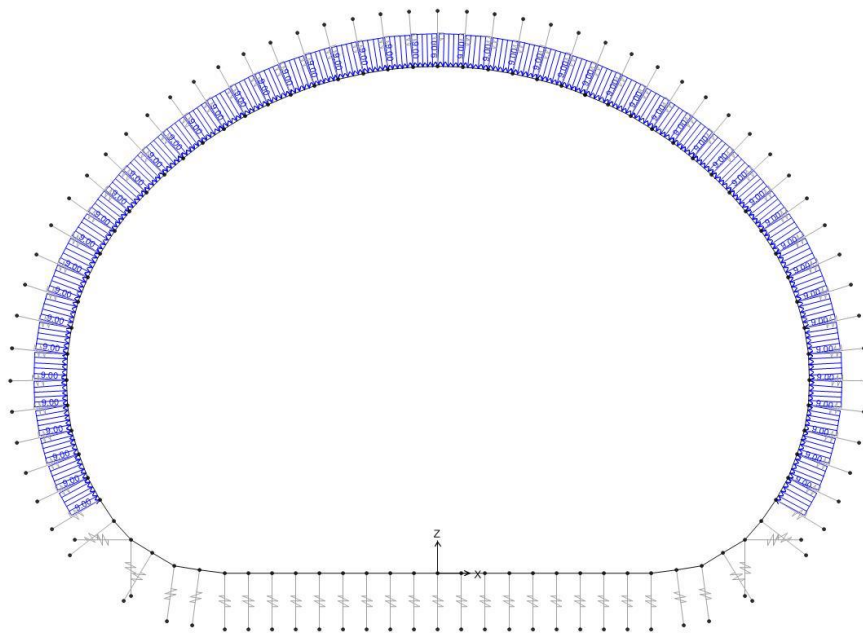


Abbildung 19: Sog (A1)

Illustrazione 19: Aspirazione (A1)

Im Folgenden wird der Belastungsverlauf im Abschnitt bei der gravierendsten Kombination aufgezeigt: GZT06

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

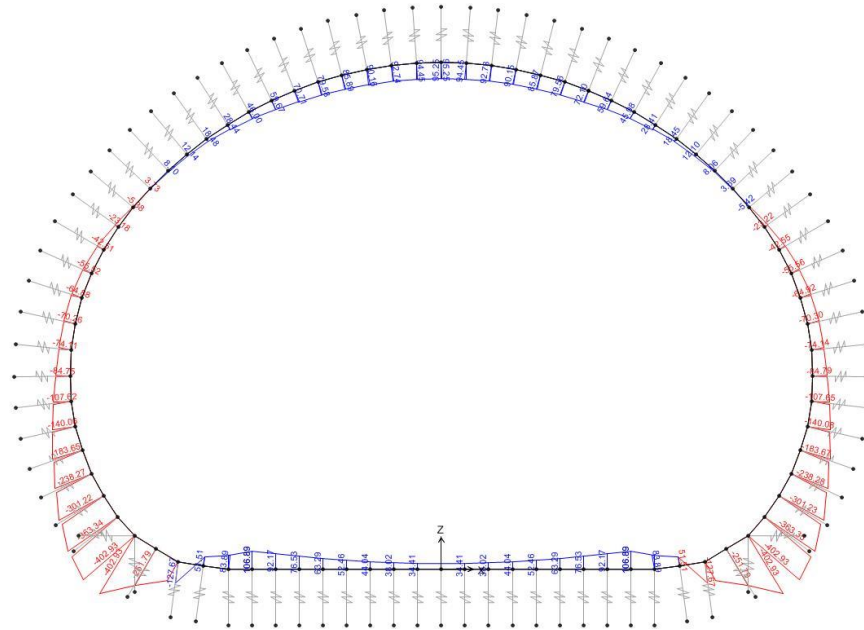


Abbildung 20: GZT06 - Biegemoment

Illustrazione 20: SLU06 - Momento flettente

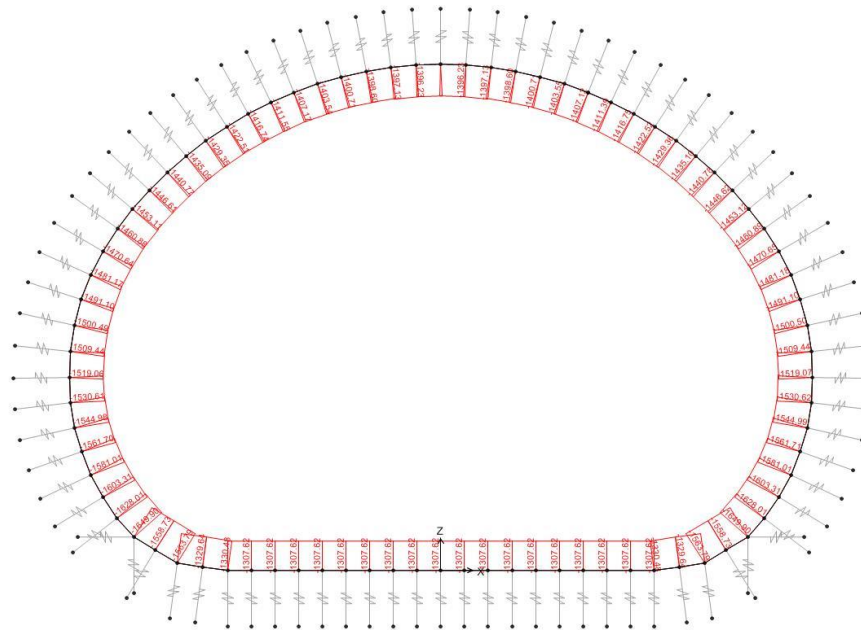


Abbildung 21: GZT06 - Axialwirkung

Illustrazione 21: SLU06 - Azione assiale

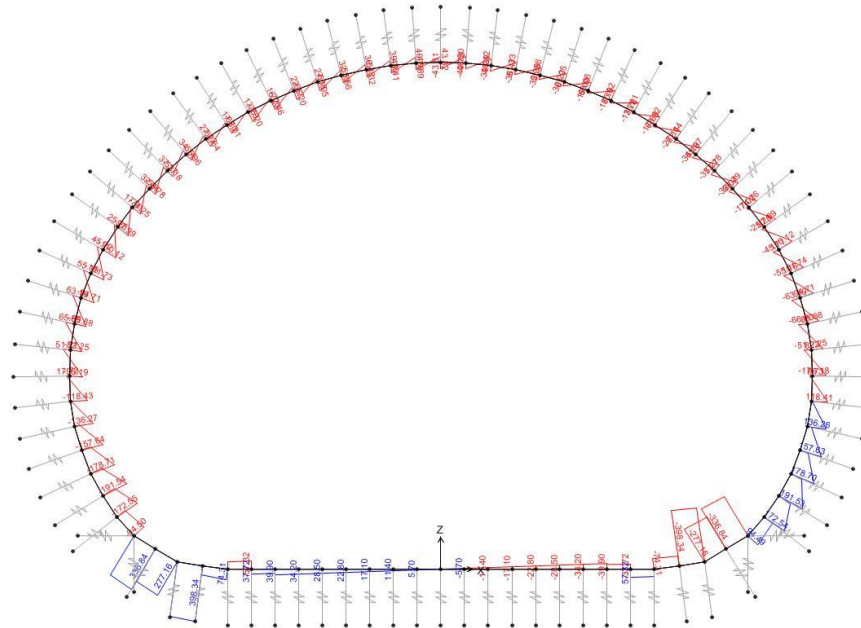


Abbildung 22: GZT06 - Schub

In folgenden Diagrammen sind die Überprüfungen auf Beulspannung der bewehrten Ausbruchquerschnitte (Kappe/Widerlager, Tunnelbogenaufsätze und Sohle) in GZT- und außergewöhnlichen GZT-Kombinationen dargestellt.

Danach ist die Querkraftüberprüfung der obengenannten Ausbruchquerschnitte in der gravierendsten Kombination aufgezeigt. Insbesondere in der Sohle ist der Höchstschub im Ausbruchquerschnitt F03 in Kombination GZT05 ($V=62\text{kN}$) erreicht.

Bei dem Tunnelbogenaufsatz ist der Höchstschub im Ausbruchquerschnitt F02 in Kombination GZT05 ($V=406\text{kN}$) erreicht.

An der Kappe und den Widerlager ist der Höchstschub im Ausbruchquerschnitt R05 in Kombination GZT05 ($V=195\text{kN}$) erreicht.

Die Querkraftüberprüfungen sind für GZT- und außergewöhnlichen GZT-Kombinationen nicht abgeleitet worden, da die unbewehrten Ausbruchquerschnitte, schon bei Widerstandsfaktoren 1.6 und 1.2 auf Beton und Stahl als Querkraftwiderstandsfähig bewiesen sind.

Schließlich, in Illustration 32 sind die GZG- und Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Illustration 22: SLU06 - taglio

Nei seguenti grafici sono riportate le verifiche pressoflessionali delle sezioni armate (calotta/ritti, murette e fondazione), nelle combinazioni SLU e SLU eccezionali.

A seguire è riportata la verifica a taglio delle suddette sezioni nella combinazione più gravosa. In particolare, nella fondazione il taglio massimo è raggiunto nella sezione F03 nella combinazione SLU05 ($V=62\text{kN}$).

Nella muretta, il taglio massimo è raggiunto nella sezione F02 nella combinazione SLU05 ($V=406\text{kN}$).

In calotta e nei ritti, il taglio massimo è raggiunto nella sezione R05 nella combinazione SLU05 ($V=195\text{kN}$).

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

Infine, nell'Illustrazione 32 sono riportate le verifiche SLE e a fessurazione.

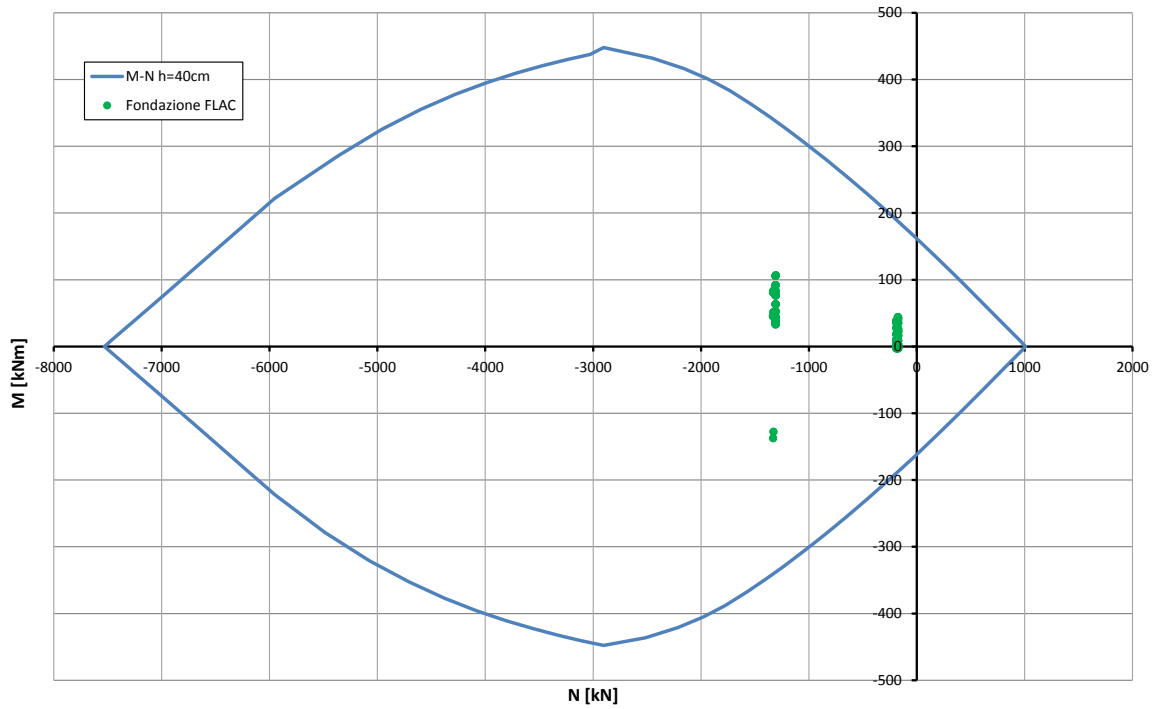


Abbildung 23: Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 23: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

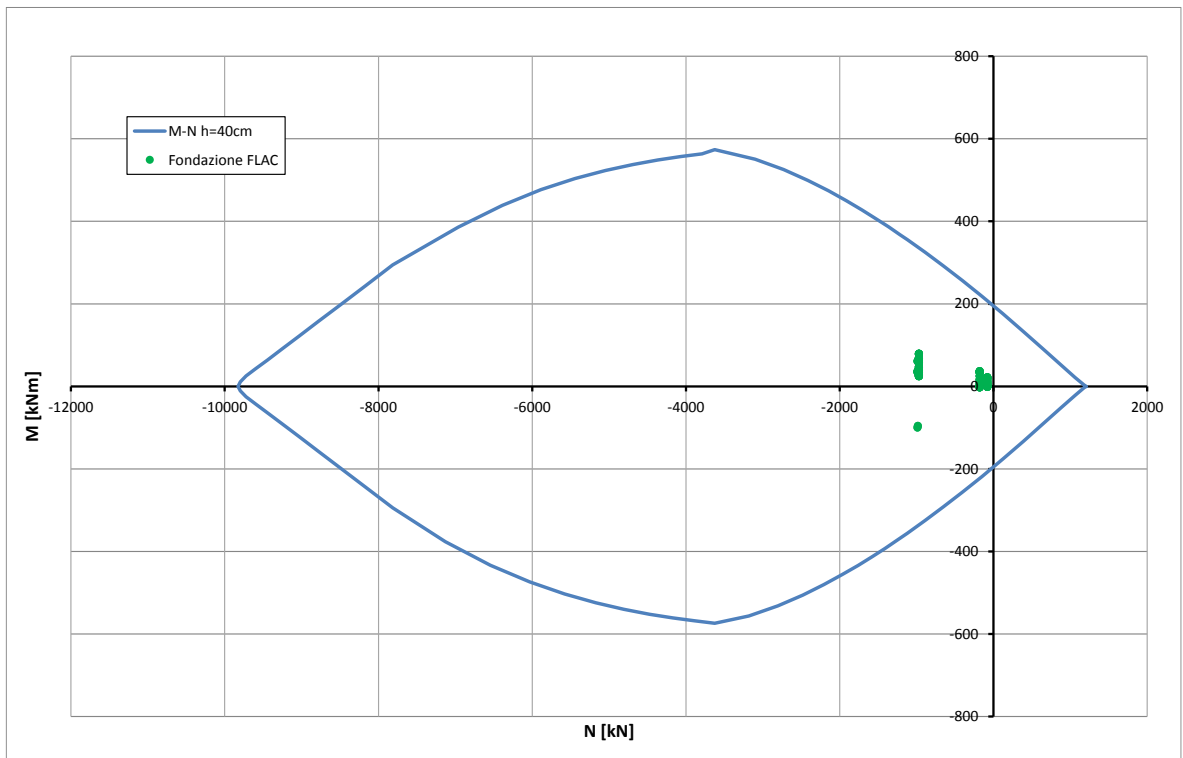


Abbildung 24: Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 24: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale)

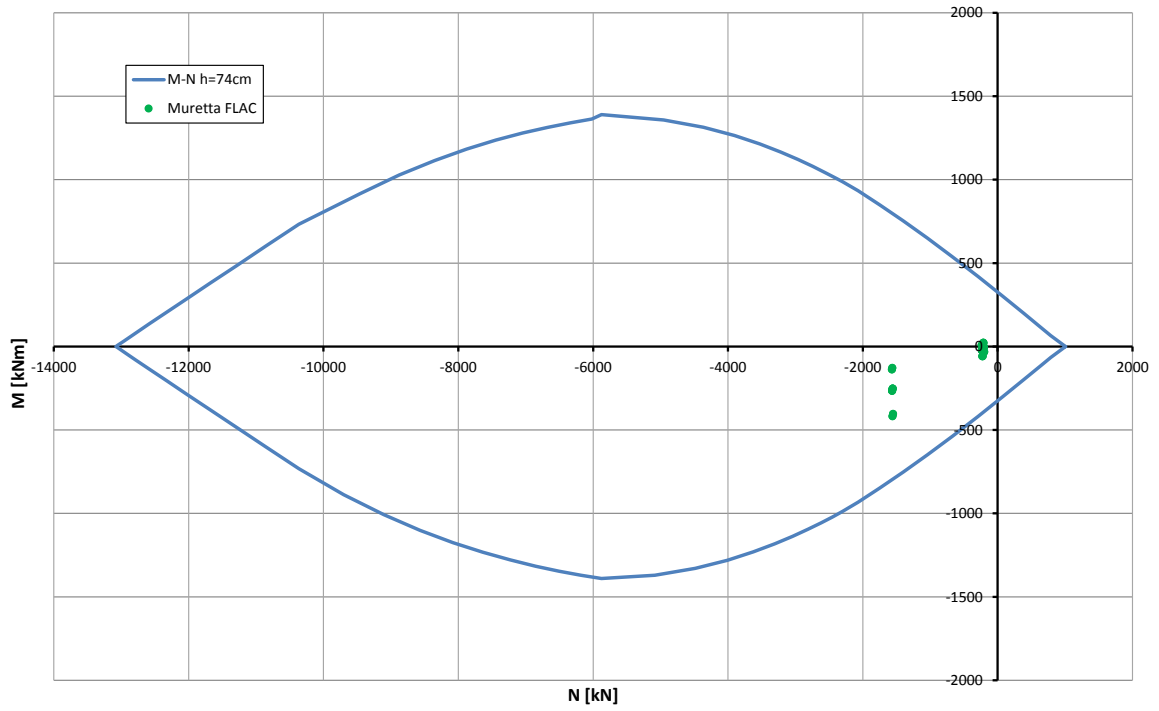


Abbildung 25: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 25: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU)

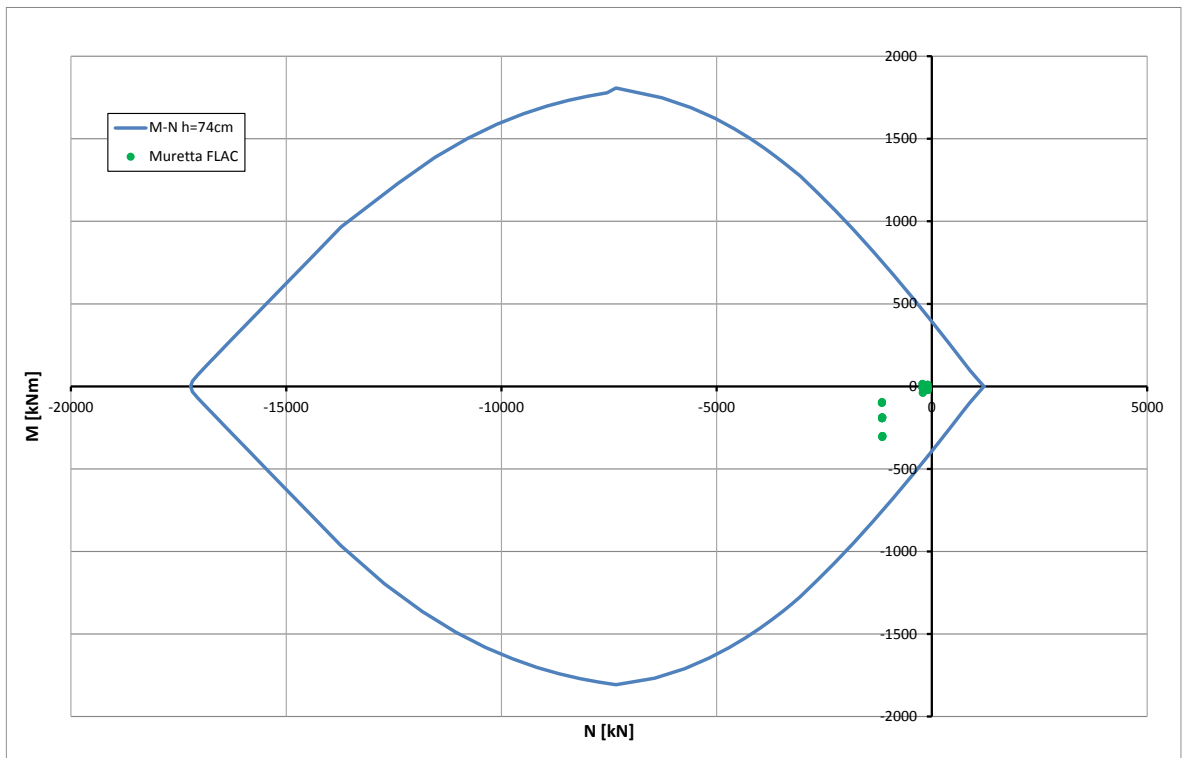


Abbildung 26: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 26: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale)

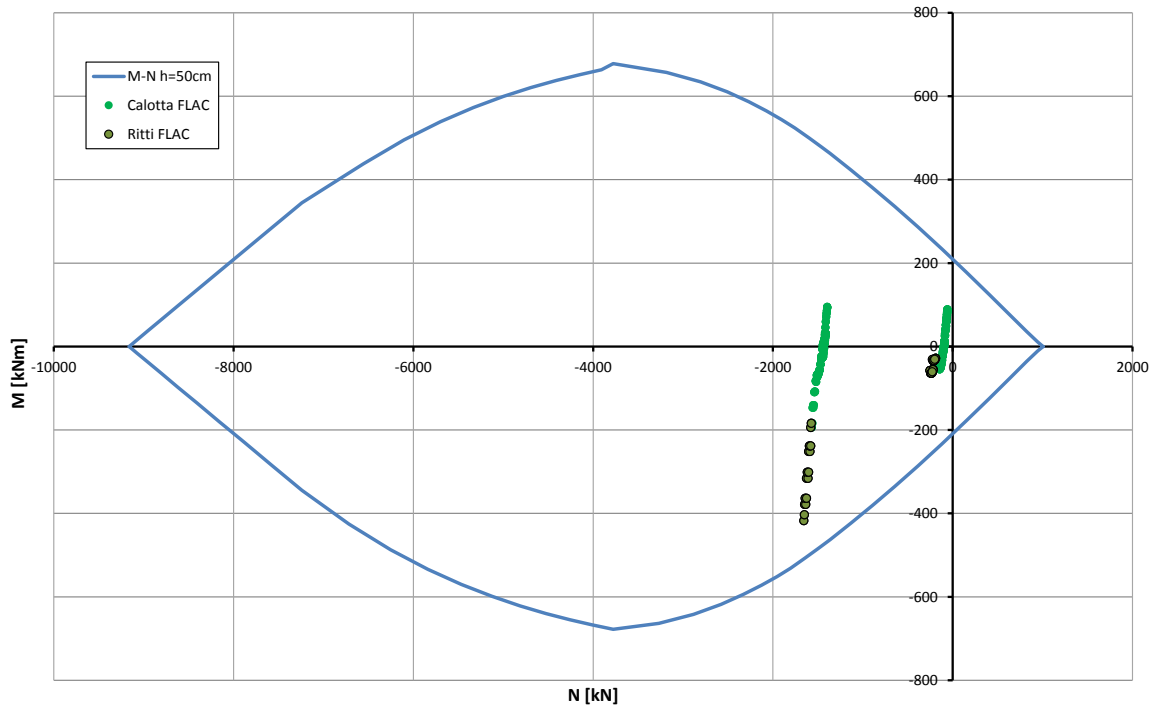


Abbildung 27: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (GZT)

Illustrazione 27: Verifica a pressoflessione della calotta e dei ritti (SLU)

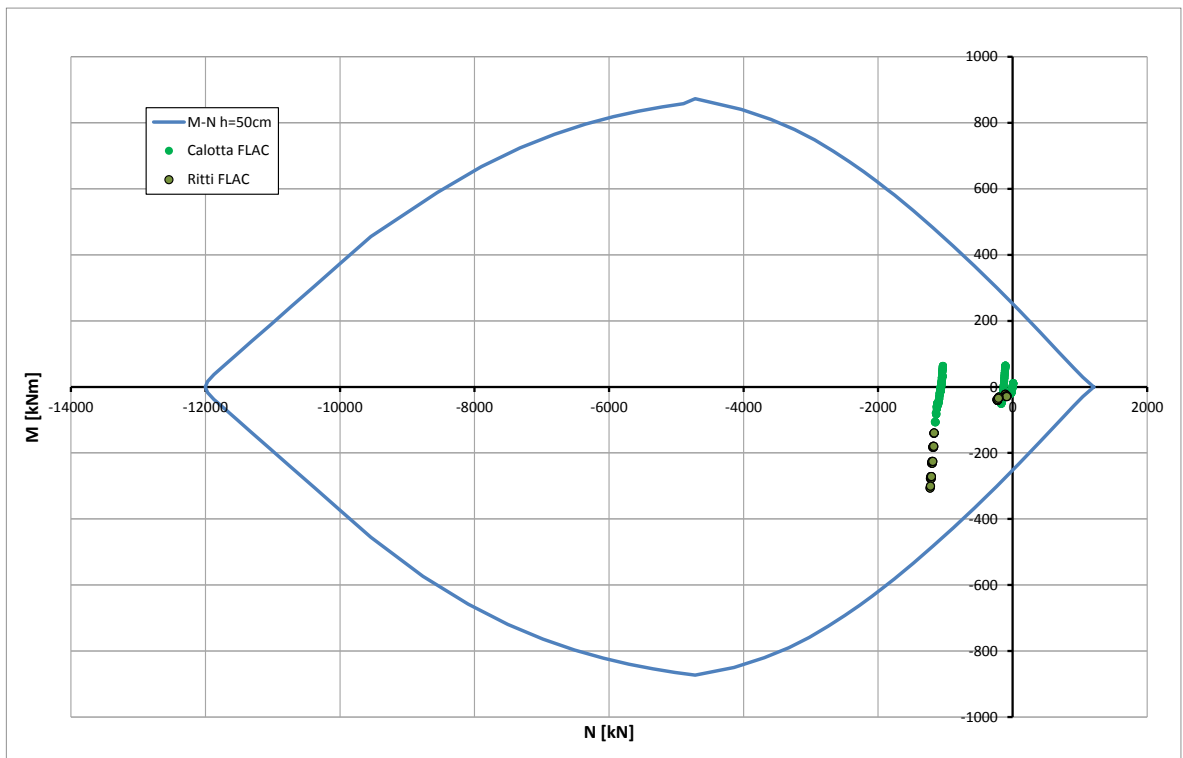


Abbildung 28: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 28: Verifica a pressoflessione della calotta e 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}	=	62.00	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 29: Querkraftüberprüfung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 29: 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}	=	406.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1300.00	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	=	582	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	=	0.0023	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.59	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.39	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	2.23	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	420.51	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	420.51	kN

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

Abbildung 30: Querkraftüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 30: 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}	=	195.00	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	=	512	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	=	0.0026	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.63	--
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}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	205.71	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	205.71	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 31: Querkraftüberprüfung der Kappe und der Widerlager (GZT)

Illustrazione 31: Verifica a taglio della calotta e dei ritti (SLU)

			FLAC	FLAC	FLAC
			SLE05 - R07	SLE05 - M01	SLE05 - F22
STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-DM4	GL-DM4	GL-DM4
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	-1229	-1156	-988
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	-310	-310	-102
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-DM4	GL-DM4	GL-DM4
Overall depth of the cross section	h	[mm]	500	740	400
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	432.0	672.0	332.0
Neutral axis depth	x	[mm]	214.4	415.7	306.7
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-12.23	-5.45	-5.90
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	186.30	50.37	7.32
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-DM4	GL-DM4	GL-DM4
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	$A_{c,eff}$	[mm ²]	95200	108100	31100
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	16	16	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$ $= A_s/A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	1340	1340	1340
Main strain	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0141	0.0124	0.0431
Rebar cover	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.532	0.144	0.021
Rebar spacing	c	[mm]	60	60	60
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	s	[mm]	150	150	150
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	k_1	[-]	0.80	0.80	0.80
Coefficient for $S_{r,max}$	k_2	[-]	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40	3.40	3.40
Maximum crack spacing	k_4	[-]	0.425	0.425	0.425
Crack width	$S_{r,max}$	[mm]	397.18	423.36	267.11
Crack width limit	w_k	[mm]	0.211	0.061	0.006
	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK

Abbildung 32: Überprüfung GZG

In folgenden Abbildungen sind die strukturellen Überprüfungen der Ausbruchquerschnitte auf Feuerwiderstand aufgezeigt. Laut Dokument [5] wurden die Überprüfungen durch Vergleichung der Belastungen mit dem Bereich der auf 5 cm reduzierten Ausbruchquerschnitten (Stampfbeton an der Laibung) oder mit dem Bereich der durch 20% herabgesetzten Bewehrungswiderstand erreicht wurde (Spannbeton an der Laibung), durchgeführt.

Illustrazione 32: Verifica SLE

Nelle seguenti illustrazioni sono riportate le verifiche strutturali delle sezioni nei confronti dell'esposizione al fuoco. In accordo al documento [5], le verifiche sono state condotte confrontando le sollecitazioni con il dominio delle sezioni ridotte di 5cm, nel caso di cls compresso in intradosso, o con il dominio ottenuto riducendo la resistenza dell'armatura del 20%, nel caso di cls teso in intradosso.

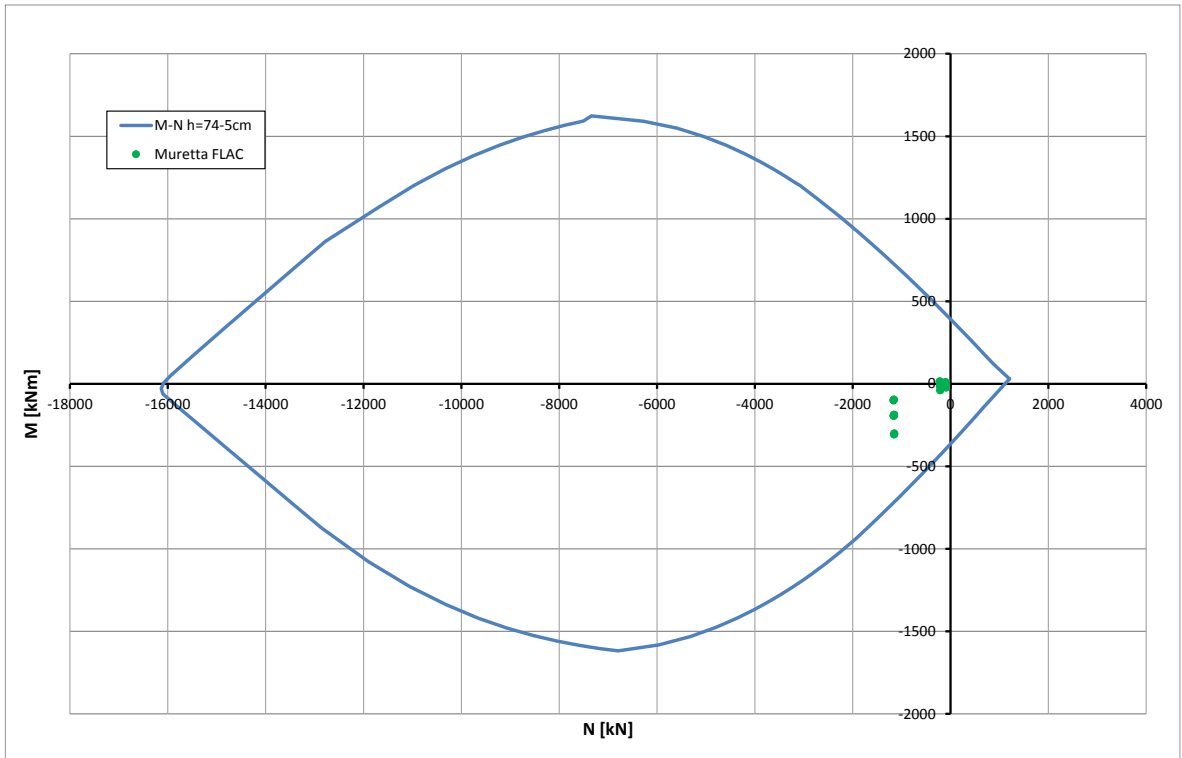


Abbildung 33: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 33: Verifica a pressoflessione delle murette (SLU) nei confronti del fuoco

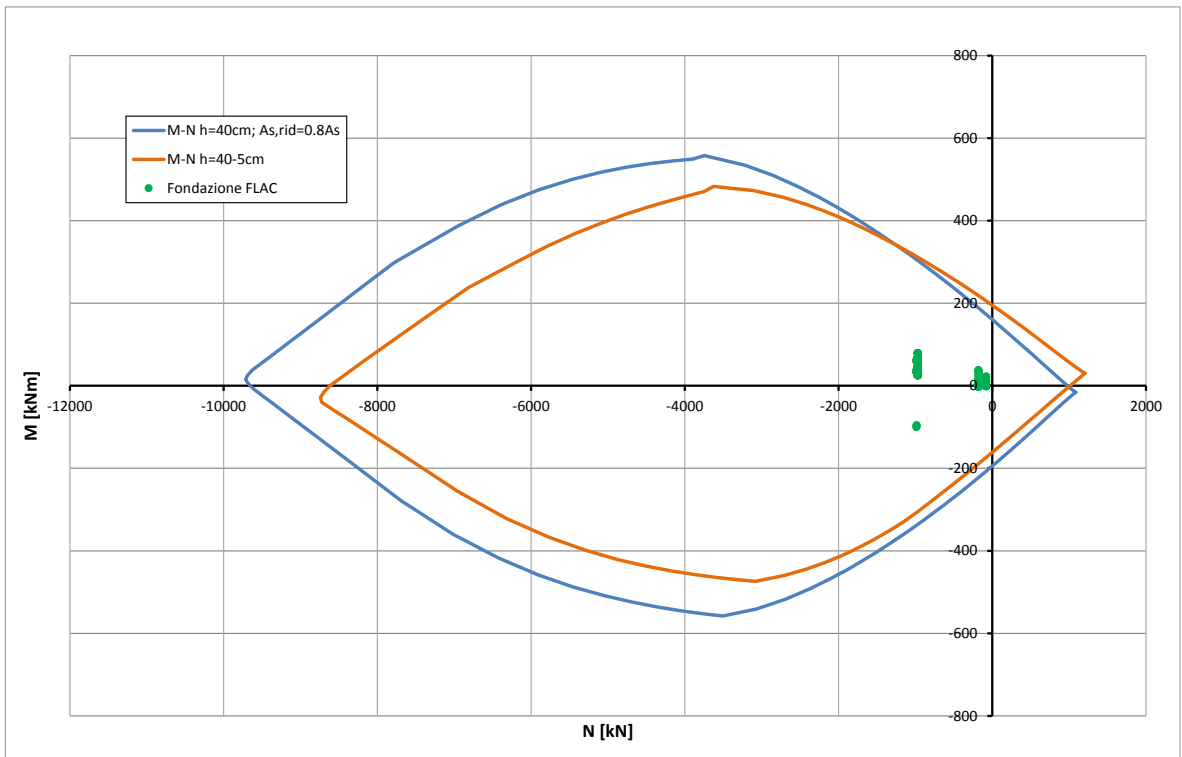


Abbildung 34: Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 34: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU) nei confronti del fuoco

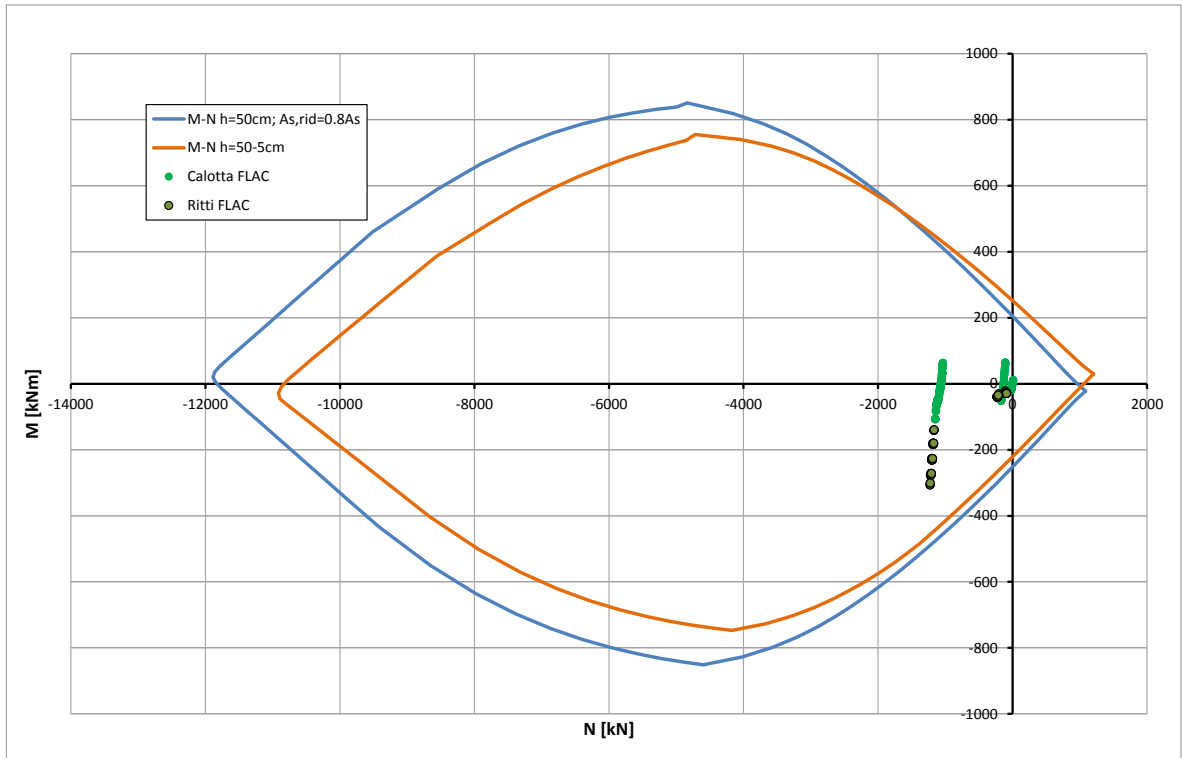


Abbildung 35: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 35: Verifica a pressoflessione della calotta e dei ritti (SLU) nei confronti del fuoco